관리번호

사본번호

서울제물포터널 민간투자사업 건설공사

구 조 계 산 서

시점부 지하차도 (변경)

- 1구간 - [구조분야] 2/2권

2021. 04.

서울터널주식회사

시점부 지하차도

국회대로 지하차도

STA.0+679.000 (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3

③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3

④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3

토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3

⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.0 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

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

주1) D : 토피고(m)

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

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 1 m)

⊙ 정수압 : $F = r_w \times h$

4) 토 압

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

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

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행

② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

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

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

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

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

1.3 강도감소계수 ☞ 2007년도 개정 콘크리트구조설계기준 p61 (3.3.3)

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간슬래브	외측벽체	기둥	거더
상면(벽체외측)	100	80	80	100	90	135
하면(벽체내측)	80	100	80	80	90	90

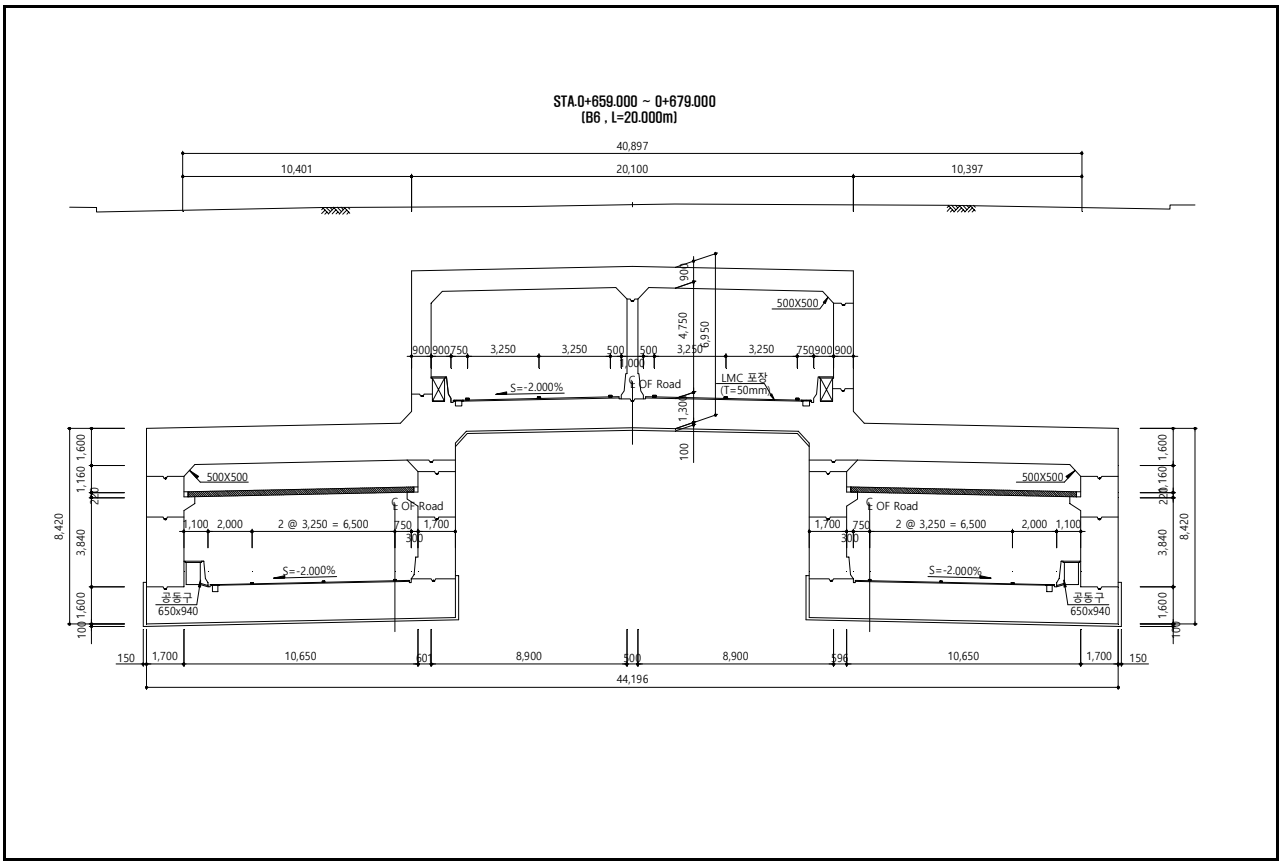
1.5 참고문헌

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

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

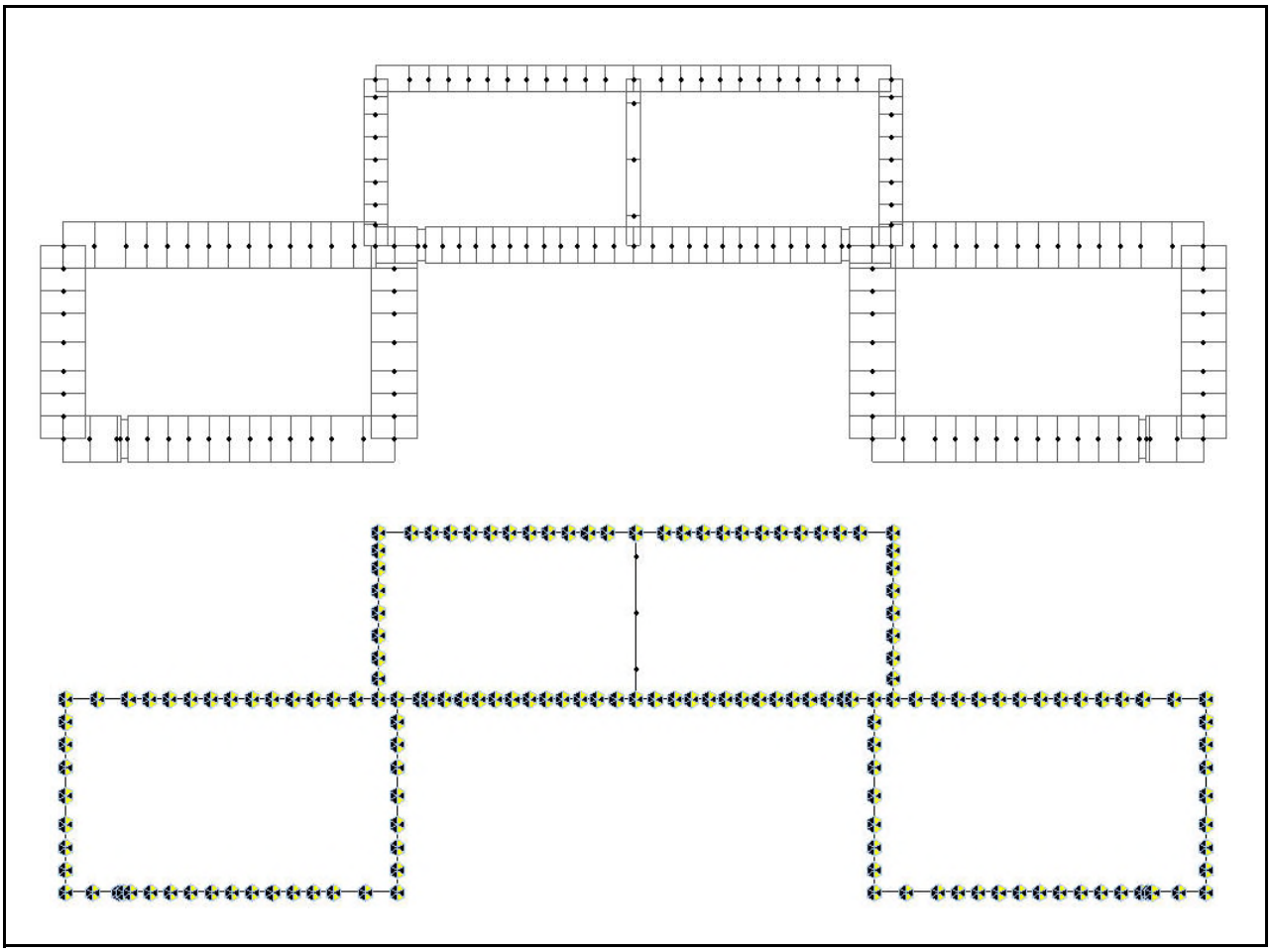
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

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

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	1.600	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	10.200	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	2.700	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	3.500	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	12.000	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 20.300 m = 44.200 m = 12.670 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

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

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

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

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	11,628	16,560	3,876	5,520	107,168	2,534	6,469	845	2,156
퇴적층(자갈층)	987,663	41,863	59,617	13,954	19,872	385,806	16,353	23,288	5,451	7,763
풍화토	2,201,831	93,326	132,905	31,109	44,302	860,090	36,455	51,916	12,152	17,305
풍화암	5,043,990	213,793	304,462	71,264	101,487	1,970,308	83,513	118,930	27,838	39,643
연 암	18,933,228	802,497	1,142,834	267,499	380,945	7,395,792	313,476	446,420	104,492	148,807
보통암	15,536,147	658,510	937,782	219,503	312,594	6,068,807	257,230	366,321	85,743	122,107
경 암	59,590,479	2,525,782	3,596,958	841,927	1,198,986	23,277,531	986,633	1,405,062	328,878	468,354

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

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

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	10,288	26,352	3,429	8,784	107,168	4,019	10,294	1,340	3,431
퇴적층(자갈층)	987,663	37,038	94,866	12,346	31,622	385,806	14,468	37,057	4,823	12,352
풍화토	2,201,831	82,571	211,488	27,524	70,496	860,090	32,254	82,613	10,751	27,538
풍화암	5,043,990	189,155	484,481	63,052	161,494	1,970,308	73,888	189,250	24,629	63,083

연 암	18,933,228	710,014	1,818,559	236,671	606,186	7,395,792	277,349	710,374	92,450	236,791
보통암	15,536,147	582,621	1,492,265	194,207	497,422	6,068,807	227,586	582,916	75,862	194,305
경 암	59,590,479	2,234,701	5,723,735	744,900	1,907,912	23,277,531	872,930	2,235,834	290,977	745,278

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **퇴적층(자갈층)**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	41,863	13,954	0.450	1.250	35,583	11,861	139 163
퇴적층(자갈층)	41,863	13,954	1.250	0.730	41,444	13,815	140 162
퇴적층(자갈층)	41,863	13,954	0.730	0.730	30,560	10,187	141 to149 153 to 161
퇴적층(자갈층)	41,863	13,954	0.730	1.050	37,258	12,419	150 152
퇴적층(자갈층)	41,863	13,954	1.050	1.050	43,956	14,652	151
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.850	1.175	37,501	12,500	63 121
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	1.175	1.175	43,520	14,507	64 120
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	1.175	0.765	35,927	11,976	65 119
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.765	0.765	28,334	9,445	66 to 74 110 to 118
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.765	0.825	29,445	9,815	75 109
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.825	0.825	30,557	10,186	76 108
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.825	0.450	23,612	7,871	77 107

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

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
풍화암	189,155	63,052	0.850	1.000	174,968	58,323	1 34
풍화암	189,155	63,052	1.000	1.000	189,155	63,052	2 33
풍화암	189,155	63,052	1.000	0.150	108,764	36,255	3 32
풍화암	189,155	63,052	0.150	0.250	37,831	12,610	4 31
풍화암	189,155	63,052	0.250	0.760	95,523	31,841	5 30
풍화암	189,155	63,052	0.760	0.760	143,757	47,919	6 to 14 21 to 29
풍화암	189,155	63,052	0.760	1.175	183,007	61,002	15 20
풍화암	189,155	63,052	1.175	1.175	222,257	74,086	16 19
풍화암	189,155	63,052	1.175	0.850	191,519	63,840	17 18
퇴적층(자갈층)	41,863	13,954	0.850	0.300	24,071	8,024	79 105
퇴적층(자갈층)	41,863	13,954	0.300	0.630	19,466	6,489	80 104
퇴적층(자갈층)	41,863	13,954	0.630	0.630	26,374	8,791	81to89 95to103
퇴적층(자갈층)	41,863	13,954	0.630	0.725	28,362	9,454	90 94
퇴적층(자갈층)	41,863	13,954	0.725	0.725	30,350	10,117	91 92 93

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

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	59,617	19,872	0.450	0.625	32,044	10,681	139
퇴적층(자갈층)	59,617	19,872	0.625	0.625	37,260	12,420	136
퇴적층(자갈층)	59,617	19,872	0.625	0.788	42,104	14,035	134
퇴적층(자갈층)	59,617	19,872	0.788	0.788	46,948	15,649	132

퇴적층(자갈층)	59,617	19,872	0.788	0.788	46,948	15,649	129
퇴적층(자갈층)	59,617	19,872	0.788	0.788	46,948	15,649	127
퇴적층(자갈층)	59,617	19,872	0.788	0.725	45,085	15,028	125
퇴적층(자갈층)	59,617	19,872	0.725	0.725	43,222	14,407	122
퇴적층(자갈층)	59,617	19,872	0.725	0.650	40,986	13,662	77
퇴적층(자갈층)	94,866	31,622	0.700	0.800	71,150	23,717	63
퇴적층(자갈층)	94,866	31,622	0.800	0.800	75,893	25,298	59
퇴적층(자갈층)	94,866	31,622	0.800	0.800	75,893	25,298	55
풍화토	211,488	70,496	0.800	1.010	191,397	63,799	51
풍화토	211,488	70,496	0.575	1.010	167,605	55,868	47
풍화암	484,481	161,494	1.010	0.800	438,455	146,152	43
풍화암	484,481	161,494	0.800	0.800	387,585	129,195	39
풍화암	484,481	161,494	0.800	0.800	387,585	129,195	35
풍화암	484,481	161,494	0.800	0.700	363,361	121,120	1
퇴적층(자갈층)	94,866	31,622	0.650	0.800	68,778	22,926	106
퇴적층(자갈층)	94,866	31,622	0.800	0.800	75,893	25,298	61
퇴적층(자갈층)	94,866	31,622	0.800	0.800	75,893	25,298	57
풍화토	211,488	70,496	0.800	1.010	191,397	63,799	53
풍화토	211,488	70,496	1.010	1.010	213,603	71,201	49
풍화암	484,481	161,494	1.010	0.800	438,455	146,152	45
풍화암	484,481	161,494	0.800	0.800	387,585	129,195	41
풍화암	484,481	161,494	0.800	0.800	387,585	129,195	37
풍화암	484,481	161,494	0.800	0.700	363,361	121,120	18

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

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	59,617	19,872	0.450	0.625	32,044	10,681	163
퇴적층(자갈층)	59,617	19,872	0.625	0.625	37,260	12,420	137
퇴적층(자갈층)	59,617	19,872	0.625	0.788	42,104	14,035	135
퇴적층(자갈층)	59,617	19,872	0.788	0.788	46,948	15,649	133
퇴적층(자갈층)	59,617	19,872	0.788	0.788	46,948	15,649	130
퇴적층(자갈층)	59,617	19,872	0.788	0.788	46,948	15,649	128
퇴적층(자갈층)	59,617	19,872	0.788	0.725	45,085	15,028	126
퇴적층(자갈층)	59,617	19,872	0.725	0.725	43,222	14,407	123
퇴적층(자갈층)	59,617	19,872	0.725	0.650	40,986	13,662	107
퇴적층(자갈층)	94,866	31,622	0.700	0.800	71,150	23,717	121
퇴적층(자갈층)	94,866	31,622	0.800	0.800	75,893	25,298	62
퇴적층(자갈층)	94,866	31,622	0.800	0.800	75,893	25,298	58
풍화토	211,488	70,496	0.800	1.010	191,397	63,799	54
풍화토	211,488	70,496	1.010	1.010	213,603	71,201	50
풍화암	484,481	161,494	1.010	0.800	438,455	146,152	46
풍화암	484,481	161,494	0.800	0.800	387,585	129,195	42
풍화암	484,481	161,494	0.800	0.800	387,585	129,195	38
풍화암	484,481	161,494	0.800	0.700	363,361	121,120	34
퇴적층(자갈층)	94,866	31,622	0.650	0.800	68,778	22,926	78
퇴적층(자갈층)	94,866	31,622	0.800	0.800	75,893	25,298	60
퇴적층(자갈층)	94,866	31,622	0.800	0.800	75,893	25,298	56

풍화토	211,488	70,496	0.800	1.010	191,397	63,799	52
풍화토	211,488	70,496	1.010	1.010	213,603	71,201	48
풍화암	484,481	161,494	1.010	0.800	438,455	146,152	44
풍화암	484,481	161,494	0.800	0.800	387,585	129,195	40
풍화암	484,481	161,494	0.800	0.800	387,585	129,195	36
풍화암	484,481	161,494	0.800	0.700	363,361	121,120	17

*** 붕괴방지수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **퇴적층(자갈층)**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	16,353	5,451	0.450	1.250	13,900	4,633	139 163
퇴적층(자갈층)	16,353	5,451	1.250	0.730	16,189	5,396	140 162
퇴적층(자갈층)	16,353	5,451	0.730	0.730	11,937	3,979	141 to149 153 to 161
퇴적층(자갈층)	16,353	5,451	0.730	1.050	14,554	4,851	150 152
퇴적층(자갈층)	16,353	5,451	1.050	1.050	17,170	5,723	151
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.850	1.175	14,649	4,883	63 121
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	1.175	1.175	17,000	5,667	64 120
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	1.175	0.765	14,034	4,678	65 119
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.765	0.765	11,068	3,689	66 to 74 110 to 118
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.765	0.825	11,502	3,834	75 109
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.825	0.825	11,936	3,979	76 108
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.825	0.450	9,223	3,074	77 107

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

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
풍화암	73,888	24,629	0.850	1.000	68,347	22,782	1 34
풍화암	73,888	24,629	1.000	1.000	73,888	24,629	2 33
풍화암	73,888	24,629	1.000	0.150	42,486	14,162	3 32
풍화암	73,888	24,629	0.150	0.250	14,778	4,926	4 31
풍화암	73,888	24,629	0.250	0.760	37,314	12,438	5 30
풍화암	73,888	24,629	0.760	0.760	56,155	18,718	6 to 14 21 to 29
풍화암	73,888	24,629	0.760	1.175	71,487	23,829	15 20
풍화암	73,888	24,629	1.175	1.175	86,819	28,940	16 19
풍화암	73,888	24,629	1.175	0.850	74,812	24,937	17 18
퇴적층(자갈층)	16,353	5,451	0.850	0.300	9,403	3,134	79 105
퇴적층(자갈층)	16,353	5,451	0.300	0.630	7,604	2,535	80 104
퇴적층(자갈층)	16,353	5,451	0.630	0.630	10,302	3,434	81to89 95to103
퇴적층(자갈층)	16,353	5,451	0.630	0.725	11,079	3,693	90 94
퇴적층(자갈층)	16,353	5,451	0.725	0.725	11,856	3,952	91 92 93

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

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	23,288	7,763	0.450	0.625	12,517	4,172	139
퇴적층(자갈층)	23,288	7,763	0.625	0.625	14,555	4,852	136
퇴적층(자갈층)	23,288	7,763	0.625	0.788	16,447	5,482	134

퇴적층(자갈층)	23,288	7,763	0.788	0.788	18,339	6,113	132
퇴적층(자갈층)	23,288	7,763	0.788	0.788	18,339	6,113	129
퇴적층(자갈층)	23,288	7,763	0.788	0.788	18,339	6,113	127
퇴적층(자갈층)	23,288	7,763	0.788	0.725	17,611	5,870	125
퇴적층(자갈층)	23,288	7,763	0.725	0.725	16,884	5,628	122
퇴적층(자갈층)	23,288	7,763	0.725	0.650	16,010	5,337	77
퇴적층(자갈층)	37,057	12,352	0.700	0.800	27,793	9,264	63
퇴적층(자갈층)	37,057	12,352	0.800	0.800	29,646	9,882	59
퇴적층(자갈층)	37,057	12,352	0.800	0.800	29,646	9,882	55
풍화토	82,613	27,538	0.800	1.010	74,764	24,921	51
풍화토	82,613	27,538	0.575	1.010	65,471	21,824	47
풍화암	189,250	63,083	1.010	0.800	171,272	57,091	43
풍화암	189,250	63,083	0.800	0.800	151,400	50,467	39
풍화암	189,250	63,083	0.800	0.800	151,400	50,467	35
풍화암	189,250	63,083	0.800	0.700	141,938	47,313	1
퇴적층(자갈층)	37,057	12,352	0.650	0.800	26,866	8,955	106
퇴적층(자갈층)	37,057	12,352	0.800	0.800	29,646	9,882	61
퇴적층(자갈층)	37,057	12,352	0.800	0.800	29,646	9,882	57
풍화토	82,613	27,538	0.800	1.010	74,764	24,921	53
풍화토	82,613	27,538	1.010	1.010	83,439	27,813	49
풍화암	189,250	63,083	1.010	0.800	171,272	57,091	45
풍화암	189,250	63,083	0.800	0.800	151,400	50,467	41
풍화암	189,250	63,083	0.800	0.800	151,400	50,467	37
풍화암	189,250	63,083	0.800	0.700	141,938	47,313	18

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

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	23,288	7,763	0.450	0.625	12,517	4,172	163
퇴적층(자갈층)	23,288	7,763	0.625	0.625	14,555	4,852	137
퇴적층(자갈층)	23,288	7,763	0.625	0.788	16,447	5,482	135
퇴적층(자갈층)	23,288	7,763	0.788	0.788	18,339	6,113	133
퇴적층(자갈층)	23,288	7,763	0.788	0.788	18,339	6,113	130
퇴적층(자갈층)	23,288	7,763	0.788	0.788	18,339	6,113	128
퇴적층(자갈층)	23,288	7,763	0.788	0.725	17,611	5,870	126
퇴적층(자갈층)	23,288	7,763	0.725	0.725	16,884	5,628	123
퇴적층(자갈층)	23,288	7,763	0.725	0.650	16,010	5,337	107
퇴적층(자갈층)	37,057	12,352	0.700	0.800	27,793	9,264	121
퇴적층(자갈층)	37,057	12,352	0.800	0.800	29,646	9,882	62
퇴적층(자갈층)	37,057	12,352	0.800	0.800	29,646	9,882	58
풍화토	82,613	27,538	0.800	1.010	74,764	24,921	54
풍화토	82,613	27,538	1.010	1.010	83,439	27,813	50
풍화암	189,250	63,083	1.010	0.800	171,272	57,091	46
풍화암	189,250	63,083	0.800	0.800	151,400	50,467	42
풍화암	189,250	63,083	0.800	0.800	151,400	50,467	38
풍화암	189,250	63,083	0.800	0.700	141,938	47,313	34
퇴적층(자갈층)	37,057	12,352	0.650	0.800	26,866	8,955	78
퇴적층(자갈층)	37,057	12,352	0.800	0.800	29,646	9,882	60

퇴적층(자갈층)	37,057	12,352	0.800	0.800	29,646	9,882	56
풍화토	82,613	27,538	0.800	1.010	74,764	24,921	52
풍화토	82,613	27,538	1.010	1.010	83,439	27,813	48
풍화암	189,250	63,083	1.010	0.800	171,272	57,091	44
풍화암	189,250	63,083	0.800	0.800	151,400	50,467	40
풍화암	189,250	63,083	0.800	0.800	151,400	50,467	36
풍화암	189,250	63,083	0.800	0.700	141,938	47,313	17

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

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

* 위험도 계수

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

* 기반면, 지표면 : S_B

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

* 지진계수

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

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

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

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

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

- 붕괴방지수준

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

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

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

② 지표면 응답 가속도(Sa)

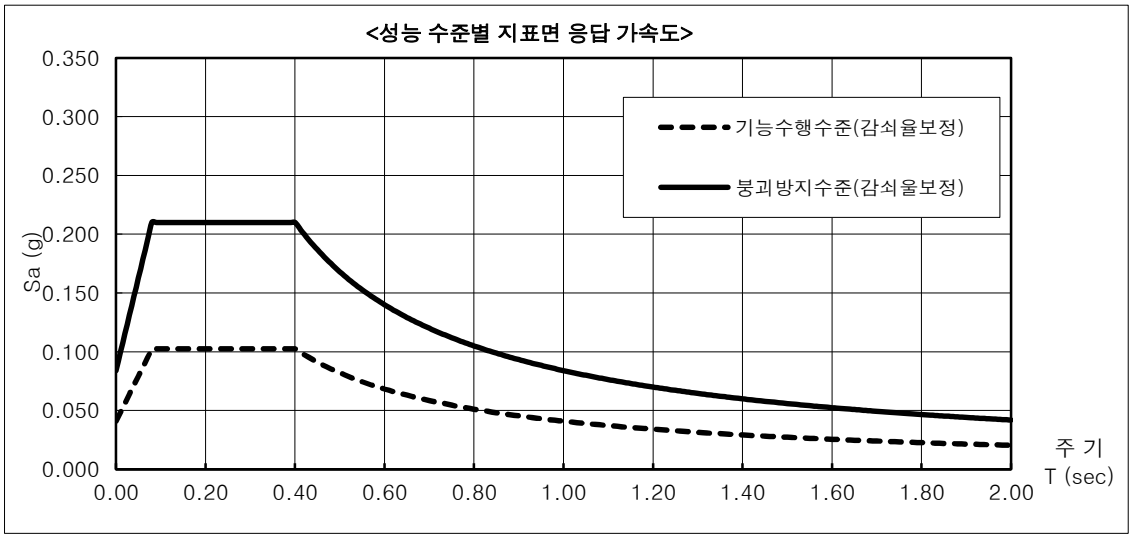
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

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

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

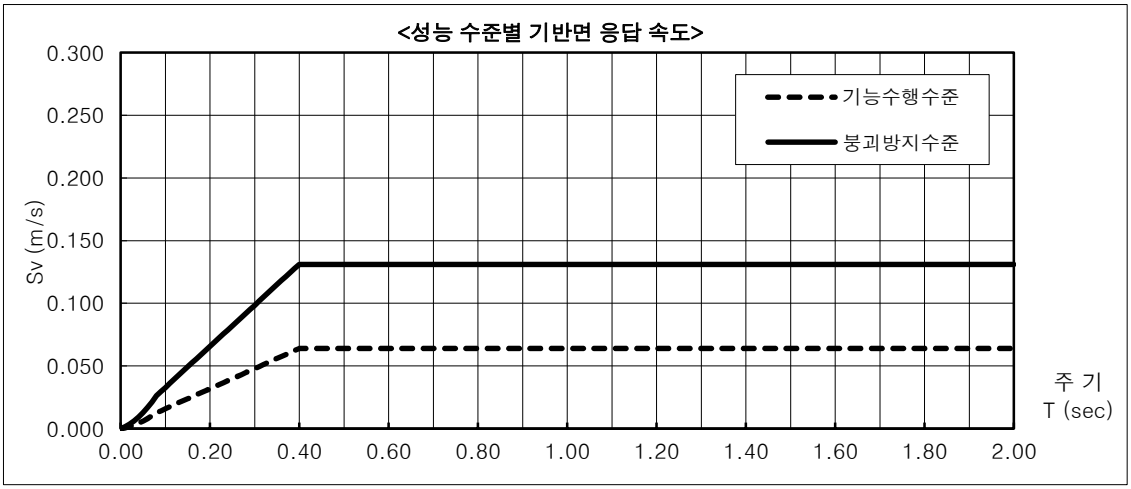
* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)
  = A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)
- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)
  = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2
- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)
  = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
1.600	매립층	-	156	0.041
10.200	퇴적층(자갈층)	-	289	0.141
2.700	풍화토	-	424	0.025
3.500	풍화암	-	631	0.022
12.000	연 암	-	1216	0.039
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.268

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.268 = 0.34 sec

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

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.054 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
1.600	매립층	-	156	0.041
10.200	퇴적층(자갈층)	-	289	0.141
2.700	풍화토	-	424	0.025
3.500	풍화암	-	631	0.022
12.000	연 암	-	1216	0.039
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.268

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.268 = 0.34 sec

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

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.112 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

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

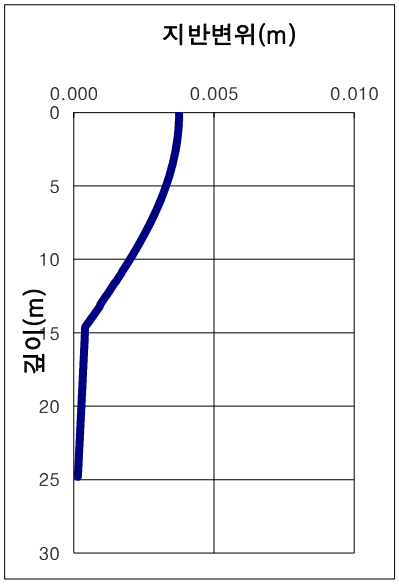
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 10.30 m, H_1 = 14.5 m, H_2 = 15.5 m, γ_1 = 19.1, γ_2 = 22.5

V_{s0d1} = 300 m/s V_{s0d2} = 1084 m/s α = 0.23

ω_0 = 30.220 ⟶ 0.000 *O.K!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 10.300 m

Sv = 0.054 m/s

Ts = 0.34 sec

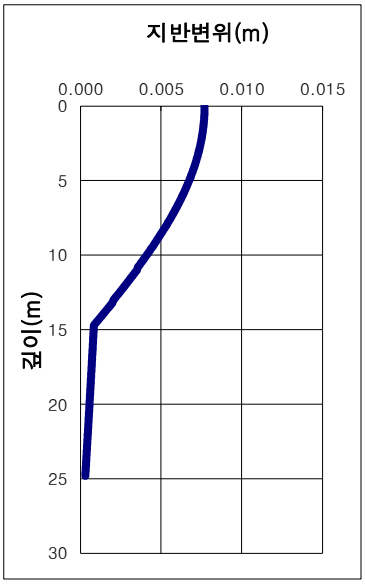
$U(Z_U)$=U(Z=4.450m)

= 0.003381 m

$U(Z_B)$=J(Z=10.300m

= 0.000339 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 10.300 m

Sv = 0.112 m/s

Ts = 0.34 sec

$U(Z_U)$=U(Z=4.450m)

= 0.006923 m

$U(Z_B)$=J(Z=17.120m

= 0.000693 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

* **상부슬래브에 작용하는 지반변위하중**

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 13,954 \times 0.003381 = \mathbf{47.173}$ kN/m^2 (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 5,451 \times 0.006923 = \mathbf{37.735}$ kN/m^2 (붕괴방지수준)

* **측벽에 작용하는 지반변위하중**

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

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z (m)	U(Z) (m)	$U(Z_B)$ (m)	$U(Z)-U(Z_B)$ (m)	K_H (kN/m^3)	P(Z) (kN/m^2)
기능수행수준	139	4.450	0.003381	0.000339	0.003042	59,617	181.355
	136	5.075	0.003271	0.000339	0.002933	59,617	174.835
	134	5.700	0.003149	0.000339	0.002810	59,617	167.539
	132	6.488	0.002977	0.000339	0.002638	59,617	157.287
	129	7.275	0.002786	0.000339	0.002448	59,617	145.916
	127	8.063	0.002578	0.000339	0.002239	59,617	133.496
	125	8.850	0.002353	0.000339	0.002015	59,617	120.107
	122	9.575	0.002133	0.000339	0.001795	59,617	106.995
	77	10.300	0.001902	0.000339	0.001563	59,617	93.203
	63	10.300	0.001902	0.000339	0.001563	94,866	148.312
	59	11.100	0.001635	0.000339	0.001296	94,866	122.980
	55	11.900	0.001357	0.000339	0.001019	94,866	96.638
	51	12.700	0.001071	0.000339	0.000732	211,488	154.843
	47	13.710	0.000699	0.000339	0.000361	211,488	76.286
	43	14.720	0.000398	0.000339	0.000060	484,481	28.848
	39	15.520	0.000378	0.000339	0.000040	484,481	19.322
	35	16.320	0.000359	0.000339	0.000020	484,481	9.704
	1	17.120	0.000339	0.000339	0.000000	484,481	0.000
	106	10.300	0.001902	0.000339	0.001563	94,866	148.312
	61	11.100	0.001635	0.000339	0.001296	94,866	122.980
	57	11.900	0.001357	0.000339	0.001019	94,866	96.638
	53	12.700	0.001071	0.000339	0.000732	211,488	154.843
	49	13.710	0.000699	0.000339	0.000361	211,488	76.286
	45	14.720	0.000398	0.000339	0.000060	484,481	28.848
	41	15.520	0.000378	0.000339	0.000040	484,481	19.322
	37	16.320	0.000359	0.000339	0.000020	484,481	9.704
	18	17.120	0.000339	0.000339	0.000000	484,481	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	163	4.450	0.003381	0.000339	0.003042	59,617	181.355
	137	5.075	0.003271	0.000339	0.002933	59,617	174.835
	135	5.700	0.003149	0.000339	0.002810	59,617	167.539
	133	6.488	0.002977	0.000339	0.002638	59,617	157.287
	130	7.275	0.002786	0.000339	0.002448	59,617	145.916
	128	8.063	0.002578	0.000339	0.002239	59,617	133.496
	126	8.850	0.002353	0.000339	0.002015	59,617	120.107
	123	9.575	0.002133	0.000339	0.001795	59,617	106.995
	107	10.300	0.001902	0.000339	0.001563	59,617	93.203
	121	10.300	0.001902	0.000339	0.001563	94,866	148.312
	62	11.100	0.001635	0.000339	0.001296	94,866	122.980
	58	11.900	0.001357	0.000339	0.001019	94,866	96.638
	54	12.700	0.001071	0.000339	0.000732	211,488	154.843
	50	13.710	0.000699	0.000339	0.000361	211,488	76.286
	46	14.720	0.000398	0.000339	0.000060	484,481	28.848
	42	15.520	0.000378	0.000339	0.000040	484,481	19.322
	38	16.320	0.000359	0.000339	0.000020	484,481	9.704
	34	17.120	0.000339	0.000339	0.000000	484,481	0.000
	78	10.300	0.001902	0.000339	0.001563	94,866	148.312
	60	11.100	0.001635	0.000339	0.001296	94,866	122.980
	56	11.900	0.001357	0.000339	0.001019	94,866	96.638
	52	12.700	0.001071	0.000339	0.000732	211,488	154.843
	48	13.710	0.000699	0.000339	0.000361	211,488	76.286
	44	14.720	0.000398	0.000339	0.000060	484,481	28.848
	40	15.520	0.000378	0.000339	0.000040	484,481	19.322
	36	16.320	0.000359	0.000339	0.000020	484,481	9.704
	17	17.120	0.000339	0.000339	0.000000	484,481	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	139	4.450	0.006923	0.000693	0.006229	23,288	145.071
	136	5.075	0.006699	0.000693	0.006006	23,288	139.855
	134	5.700	0.006448	0.000693	0.005755	23,288	134.018
	132	6.488	0.006096	0.000693	0.005403	23,288	125.818
	129	7.275	0.005705	0.000693	0.005012	23,288	116.722
	127	8.063	0.005279	0.000693	0.004586	23,288	106.787
	125	8.850	0.004819	0.000693	0.004126	23,288	96.076
	122	9.575	0.004369	0.000693	0.003675	23,288	85.588
	77	10.300	0.003895	0.000693	0.003201	23,288	74.556
	63	10.300	0.003895	0.000693	0.003201	37,057	118.638
	59	11.100	0.003348	0.000693	0.002655	37,057	98.374
	55	11.900	0.002779	0.000693	0.002086	37,057	77.303
	51	12.700	0.002193	0.000693	0.001499	82,613	123.863
	47	13.710	0.001432	0.000693	0.000739	82,613	61.023
	43	14.720	0.000815	0.000693	0.000122	189,250	23.076
	39	15.520	0.000775	0.000693	0.000082	189,250	15.456
	35	16.320	0.000734	0.000693	0.000041	189,250	7.763
	1	17.120	0.000693	0.000693	0.000000	189,250	0.000
	106	10.300	0.003895	0.000693	0.003201	37,057	118.638
	61	11.100	0.003348	0.000693	0.002655	37,057	98.374
	57	11.900	0.002779	0.000693	0.002086	37,057	77.303
	53	12.700	0.002193	0.000693	0.001499	82,613	123.863
	49	13.710	0.001432	0.000693	0.000739	82,613	61.023
	45	14.720	0.000815	0.000693	0.000122	189,250	23.076
	41	15.520	0.000775	0.000693	0.000082	189,250	15.456
	37	16.320	0.000734	0.000693	0.000041	189,250	7.763
	18	17.120	0.000693	0.000693	0.000000	189,250	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	163	4.450	0.006923	0.000693	0.006229	23,288	145.071
	137	5.075	0.006699	0.000693	0.006006	23,288	139.855
	135	5.700	0.006448	0.000693	0.005755	23,288	134.018
	133	6.488	0.006096	0.000693	0.005403	23,288	125.818
	130	7.275	0.005705	0.000693	0.005012	23,288	116.722
	128	8.063	0.005279	0.000693	0.004586	23,288	106.787
	126	8.850	0.004819	0.000693	0.004126	23,288	96.076
	123	9.575	0.004369	0.000693	0.003675	23,288	85.588
	107	10.300	0.003895	0.000693	0.003201	23,288	74.556
	121	10.300	0.003895	0.000693	0.003201	37,057	118.638
	62	11.100	0.003348	0.000693	0.002655	37,057	98.374
	58	11.900	0.002779	0.000693	0.002086	37,057	77.303
	54	12.700	0.002193	0.000693	0.001499	82,613	123.863
	50	13.710	0.001432	0.000693	0.000739	82,613	61.023
	46	14.720	0.000815	0.000693	0.000122	189,250	23.076
	42	15.520	0.000775	0.000693	0.000082	189,250	15.456
	38	16.320	0.000734	0.000693	0.000041	189,250	7.763
	34	17.120	0.000693	0.000693	0.000000	189,250	0.000
	78	10.300	0.003895	0.000693	0.003201	37,057	118.638
	60	11.100	0.003348	0.000693	0.002655	37,057	98.374
	56	11.900	0.002779	0.000693	0.002086	37,057	77.303
	52	12.700	0.002193	0.000693	0.001499	82,613	123.863
	48	13.710	0.001432	0.000693	0.000739	82,613	61.023
	44	14.720	0.000815	0.000693	0.000122	189,250	23.076
	40	15.520	0.000775	0.000693	0.000082	189,250	15.456
	36	16.320	0.000734	0.000693	0.000041	189,250	7.763
	17	17.120	0.000693	0.000693	0.000000	189,250	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 17.016$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 13.716 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 15.366$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 13.611$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 10.972 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 12.292$ kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 17.016$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 2.603 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 9.809$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 13.611$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 2.082 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 7.847$ kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 4.450 m)

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

= 0.900 × 25.0 × 0.091 × 0.933 = 1.915 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.224 × 0.933 = 4.704 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 1.600 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 9.940 m)

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

= 1.600 × 25.0 × 0.091 × 0.851 = 3.104 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.600 × 25.0 × 0.224 × 0.851 = 7.624 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 1.300 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 10.300 m)

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

= 1.300 × 25.0 × 0.091 × 0.846 = 2.506 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.300 × 25.0 × 0.224 × 0.846 = 6.155 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 1.600 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 17.120 m)

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

= 1.600 × 25.0 × 0.063 × 0.743 = 1.864 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.600 × 25.0 × 0.154 × 0.743 = 4.578 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 좌측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	ɣ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
본선	139	4.450	0.900	25.0	0.091	0.224	0.933	1.915	4.704
	136	5.075	0.900	25.0	0.091	0.224	0.924	1.896	4.656
	134	5.700	0.900	25.0	0.091	0.224	0.915	1.877	4.609
	132	6.488	0.900	25.0	0.091	0.224	0.903	1.852	4.550
	129	7.275	0.900	25.0	0.091	0.224	0.891	1.828	4.490
	127	8.063	0.900	25.0	0.091	0.224	0.879	1.804	4.430
	125	8.850	0.900	25.0	0.091	0.224	0.867	1.780	4.371
	122	9.575	0.900	25.0	0.091	0.224	0.856	1.757	4.316
	77	10.300	0.900	25.0	0.091	0.224	0.846	1.735	4.261
램프	63	10.300	1.700	25.0	0.091	0.224	0.846	3.277	8.049
	59	11.100	1.700	25.0	0.091	0.224	0.834	3.231	7.935
	55	11.900	1.700	25.0	0.091	0.224	0.822	3.184	7.821
	51	12.700	1.700	25.0	0.091	0.224	0.810	3.138	7.706
	47	13.710	1.700	25.0	0.091	0.224	0.794	3.079	7.562
	43	14.720	1.700	25.0	0.063	0.154	0.779	2.076	5.100
	39	15.520	1.700	25.0	0.063	0.154	0.767	2.044	5.021
	35	16.320	1.700	25.0	0.063	0.154	0.755	2.012	4.943
	1	17.120	1.700	25.0	0.063	0.154	0.743	1.980	4.864
	106	10.300	1.700	25.0	0.091	0.224	0.846	3.277	8.049
	61	11.100	1.700	25.0	0.091	0.224	0.834	3.231	7.935
	57	11.900	1.700	25.0	0.091	0.224	0.822	3.184	7.821
	53	12.700	1.700	25.0	0.091	0.224	0.810	3.138	7.706
	49	13.710	1.700	25.0	0.091	0.224	0.794	3.079	7.562
	45	14.720	1.700	25.0	0.063	0.154	0.779	2.076	5.100
	41	15.520	1.700	25.0	0.063	0.154	0.767	2.044	5.021
	37	16.320	1.700	25.0	0.063	0.154	0.755	2.012	4.943
	18	17.120	1.700	25.0	0.063	0.154	0.743	1.980	4.864

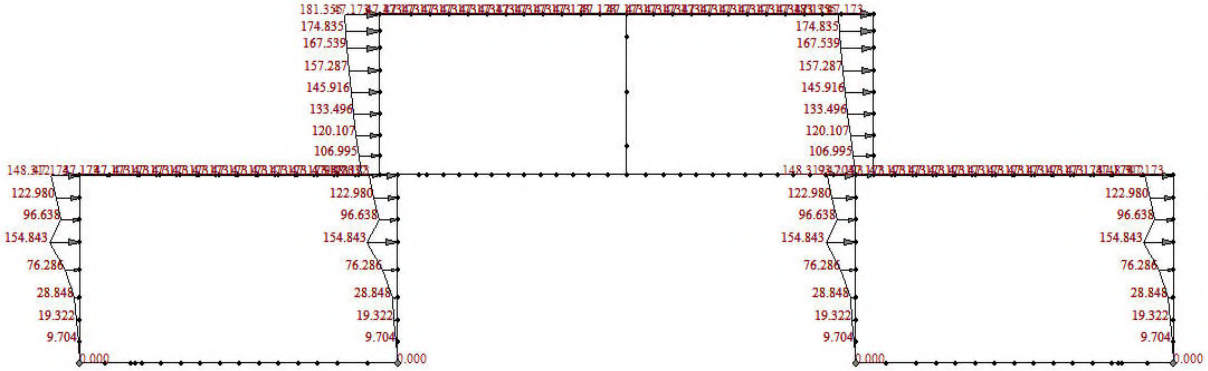
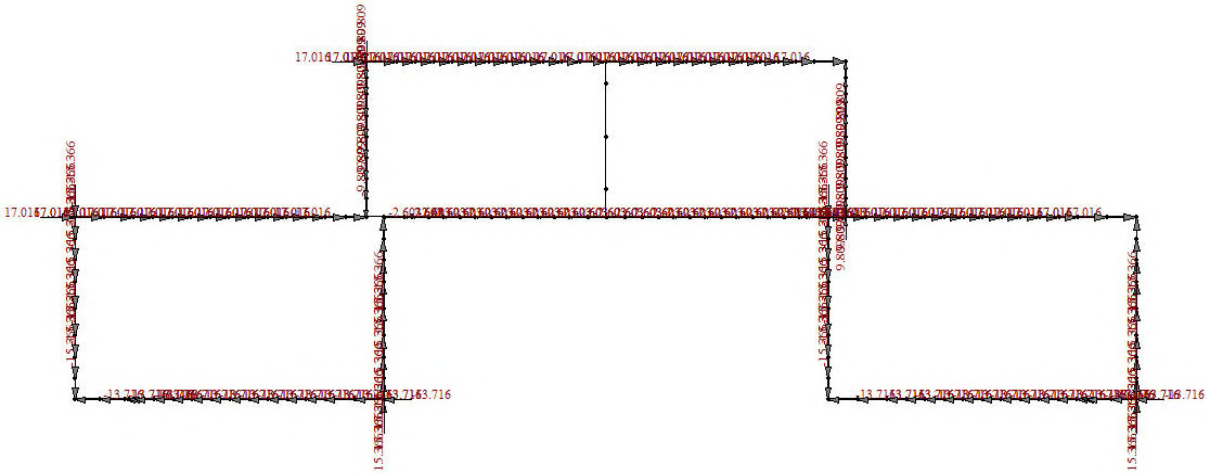
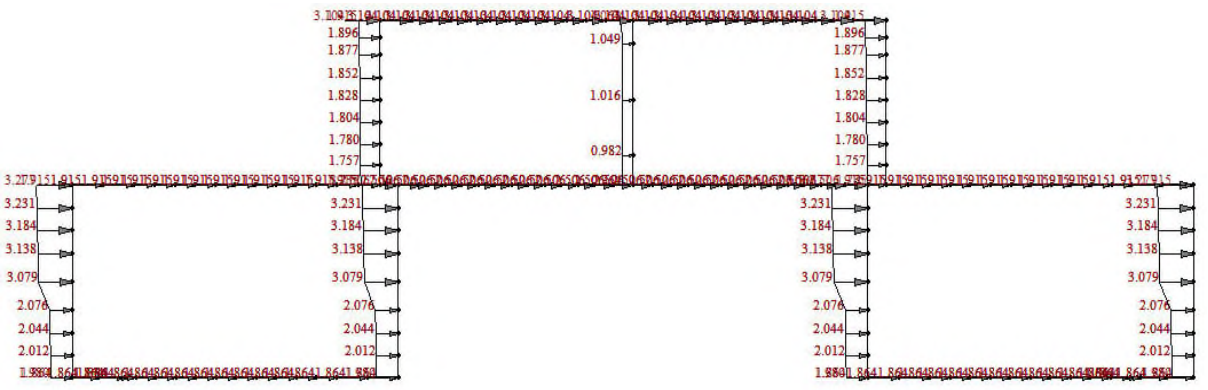
- 우측벽체 관성력

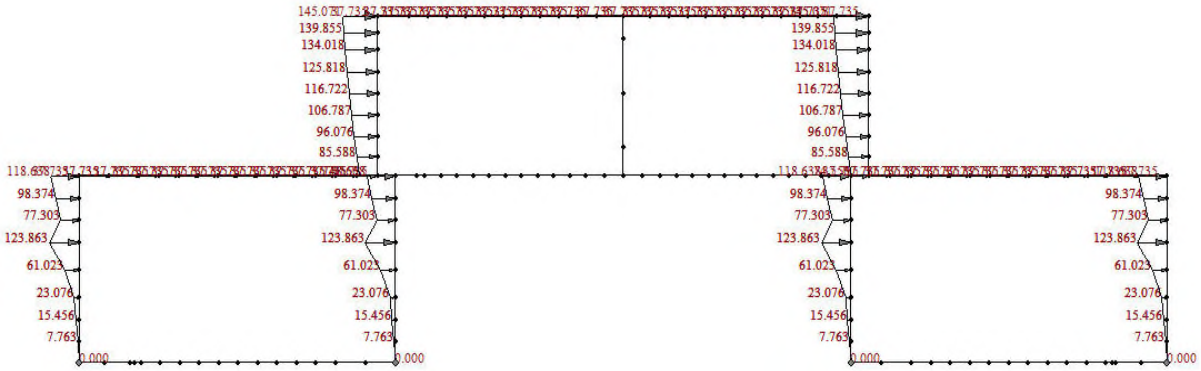
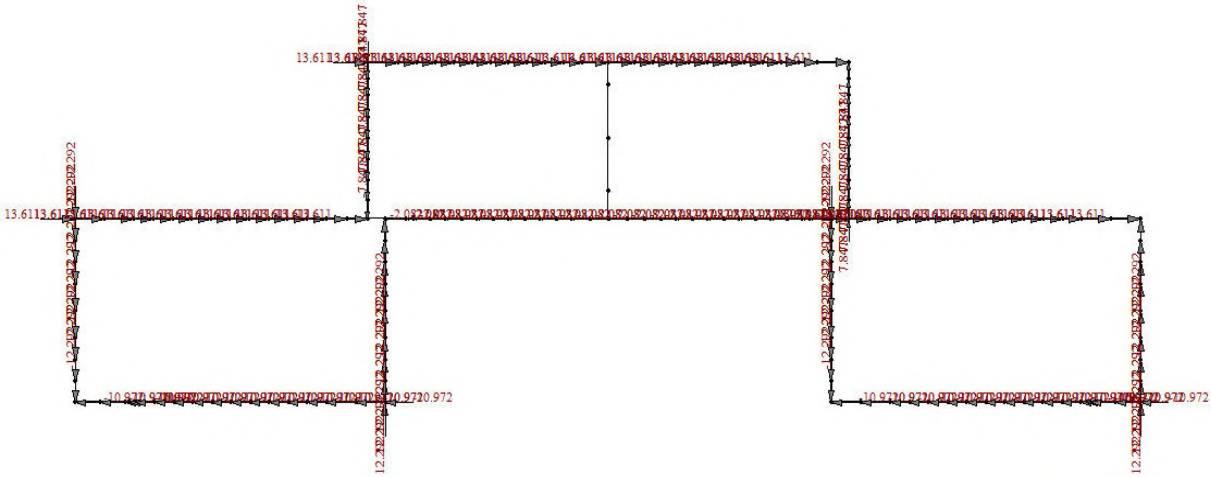
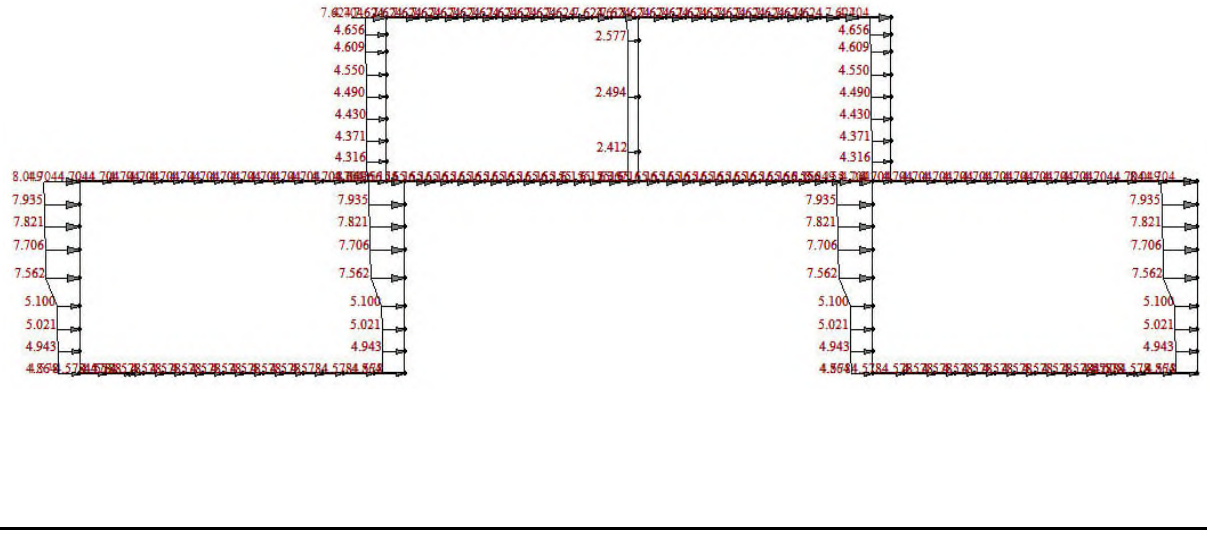
구분	해당절점	Z	Vi	ɣ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
본선	163	4.450	0.900	25.0	0.091	0.224	0.933	1.915	4.704
	137	5.075	0.900	25.0	0.091	0.224	0.924	1.896	4.656
	135	5.700	0.900	25.0	0.091	0.224	0.915	1.877	4.609
	133	6.488	0.900	25.0	0.091	0.224	0.903	1.852	4.550
	130	7.275	0.900	25.0	0.091	0.224	0.891	1.828	4.490
	128	8.063	0.900	25.0	0.091	0.224	0.879	1.804	4.430
	126	8.850	0.900	25.0	0.091	0.224	0.867	1.780	4.371
	123	9.575	0.900	25.0	0.091	0.224	0.856	1.757	4.316
	107	10.300	0.900	25.0	0.091	0.224	0.846	1.735	4.261
램프	121	10.300	1.700	25.0	0.091	0.224	0.846	3.277	8.049
	62	11.100	1.700	25.0	0.091	0.224	0.834	3.231	7.935
	58	11.900	1.700	25.0	0.091	0.224	0.822	3.184	7.821
	54	12.700	1.700	25.0	0.091	0.224	0.810	3.138	7.706
	50	13.710	1.700	25.0	0.091	0.224	0.794	3.079	7.562
	46	14.720	1.700	25.0	0.063	0.154	0.779	2.076	5.100
	42	15.520	1.700	25.0	0.063	0.154	0.767	2.044	5.021
	38	16.320	1.700	25.0	0.063	0.154	0.755	2.012	4.943
	34	17.120	1.700	25.0	0.063	0.154	0.743	1.980	4.864
	78	10.300	1.700	25.0	0.091	0.224	0.846	3.277	8.049
	60	11.100	1.700	25.0	0.091	0.224	0.834	3.231	7.935
	56	11.900	1.700	25.0	0.091	0.224	0.822	3.184	7.821
	52	12.700	1.700	25.0	0.091	0.224	0.810	3.138	7.706
	48	13.710	1.700	25.0	0.091	0.224	0.794	3.079	7.562
	44	14.720	1.700	25.0	0.063	0.154	0.779	2.076	5.100
	40	15.520	1.700	25.0	0.063	0.154	0.767	2.044	5.021
	36	16.320	1.700	25.0	0.063	0.154	0.755	2.012	4.943
	17	17.120	1.700	25.0	0.063	0.154	0.743	1.980	4.864

- 본선 중앙벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	ɣ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
중앙벽체	151	4.450	0.500	25.0	0.091	0.224	0.933	1.064	2.613
	138	5.300	0.500	25.0	0.091	0.224	0.921	1.049	2.577
	131	7.275	0.500	25.0	0.091	0.224	0.891	1.016	2.494
	124	9.250	0.500	25.0	0.091	0.224	0.861	0.982	2.412
	92	10.300	0.500	25.0	0.091	0.224	0.846	0.964	2.367

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

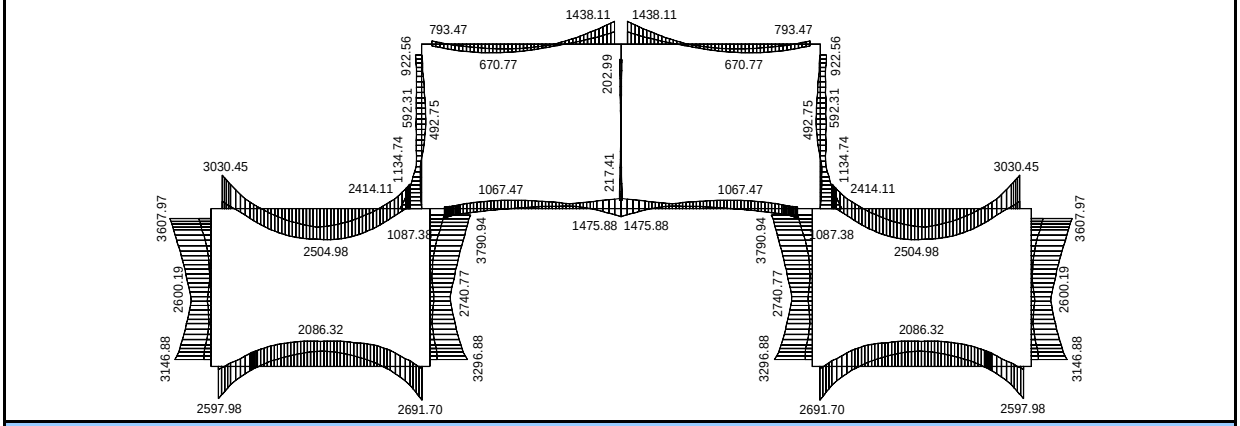
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

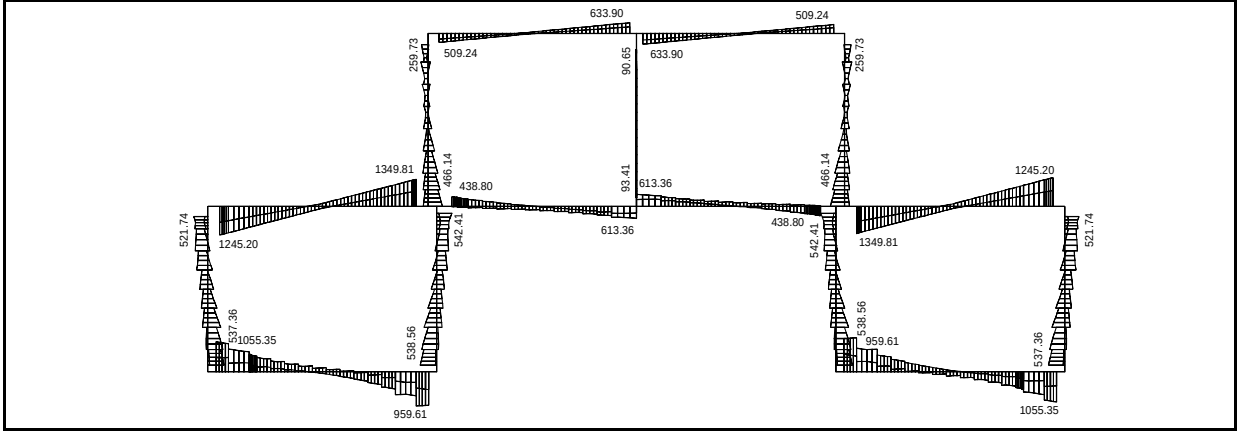
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압		
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有				
				좌측	우측		좌측	우측								
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	
	E1COMB02	1.200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

6. 단면력도

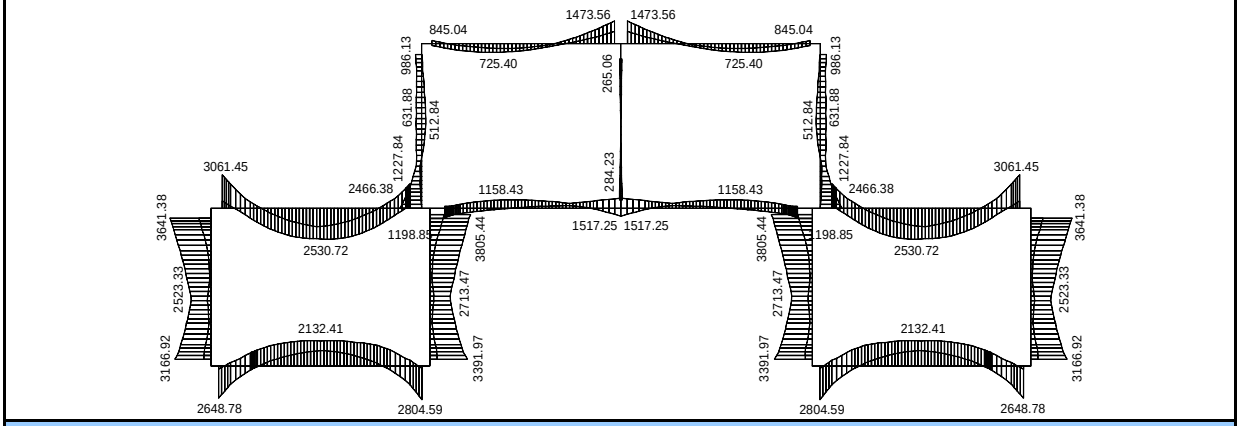
기능수행수준 - 모멘트도(B.M.D)



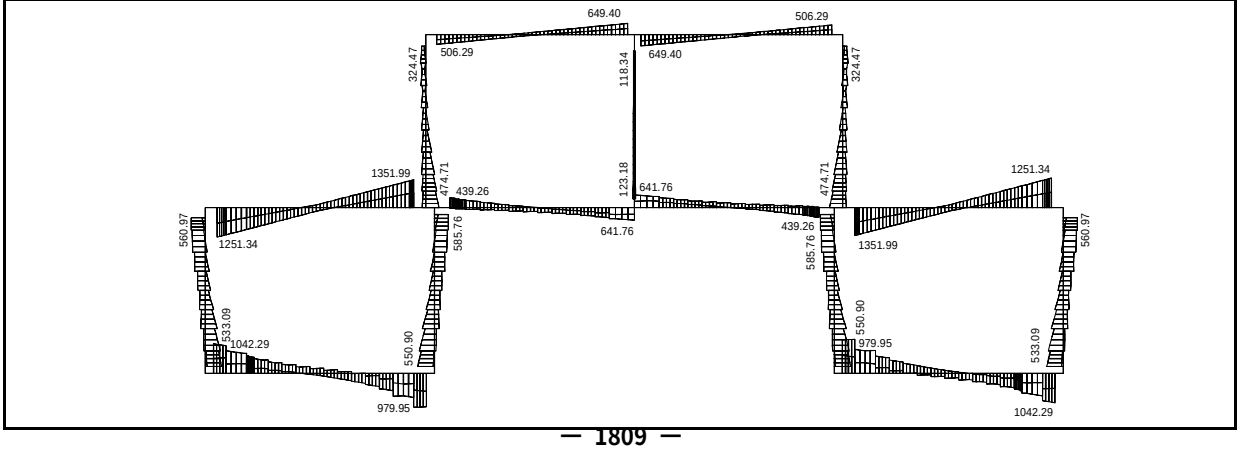
기능수행수준 - 전단력도(S.F.D)



붕괴방지수준 - 모멘트도(B.M.D)



붕괴방지수준 - 전단력도(S.F.D)



7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	램프벽체부	65	I[63]	3030.450	-	1245.200	-
	램프중앙부	72	3/4	2504.980	-	-	-
	램프접합부	78	J[77]	2414.110	-	1349.810	-
	본선접합부	143	I[139]	793.470	-	509.240	-
	본선중앙부	146	3/4	670.770	-	-	-
	중앙벽체부	154	J[151]	1438.110	-	633.900	-
하 부 슬래브	램프벽체부	1	I[1]	2597.980	-	1055.350	-
	램프중앙부	9	2/4	2086.320	-	-	-
	램프접합부	16	J[17]	2691.700	-	959.610	-
	본선접합부	80	J[79]	1087.380	-	438.800	-
	본선중앙부	86	I[84]	1067.470	-	-	-
	중앙벽체부	93	J[92]	1475.880	-	613.360	-
	램프측구	4	J[5]	1066.890	-	1055.350	-
	본선측구	81	J[80]	1131.710	-	438.800	-

7.1.2 벽체: 램프

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	61	J[63]	3607.970	1020.020	521.740	
		P_{max}	61	I[59]	863.780	1934.450	521.740	
	중앙 부모멘트	M_{max}	45	I[43]	2600.190	1316.220	-	
		P_{max}	45	I[43]	528.650	2002.310	-	
	하단	M_{max}	33	I[1]	3146.880	1378.000	537.360	
		P_{max}	33	I[1]	3146.880	2150.590	537.360	
내측 벽체	상단	M_{max}	62	J[78]	3790.940	2151.470	542.410	
		P_{max}	62	I[60]	3406.420	2174.270	542.410	
	중앙 부모멘트	M_{max}	46	I[44]	2740.770	2356.550	-	
		P_{max}	46	I[44]	2740.770	2356.550	-	
	하단	M_{max}	34	I[17]	3296.880	2569.100	538.560	
		P_{max}	34	I[17]	3296.880	2569.100	538.560	

7.1.3 벽체 :본선

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	923	289	922.560	289.160	259.730	
		P_{max}	22	696	21.870	695.720	259.730	
	중앙	M_{max}	493	360	492.750	359.530	-	
		P_{max}	113	722	112.570	721.820	-	
	중앙 부모멘트	M_{max}	592	413	592.310	413.080	-	
		P_{max}	38	731	38.200	731.220	-	
	하단	M_{max}	1135	490	1134.740	489.920	466.140	
		P_{max}	241	758	240.880	758.050	466.140	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	203	1483	202.990	1482.570	90.650	
		P_{max}	190	1495	189.840	1495.070	90.650	
	중앙	M_{max}	190	1495	189.840	1495.070	-	
		P_{max}	14	1524	13.600	1524.120	-	
	하단	M_{max}	217	1569	217.410	1568.620	93.410	
		P_{max}	217	1569	217.410	1568.620	93.410	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	램프벽체부	65	I[63]	3061.450	-	1251.340	-
	램프중앙부	72	3/4	2530.720	-	-	-
	램프접합부	78	J[77]	2466.380	-	1351.990	-
	본선접합부	143	I[139]	845.040	-	506.290	-
	본선중앙부	146	3/4	725.400	-	-	-
	중앙벽체부	154	J[151]	1473.560	-	649.400	-
하 부 슬래브	램프벽체부	1	I[1]	2648.780	-	1042.290	-
	램프중앙부	9	I[9]	2132.410	-	-	-
	램프접합부	16	J[17]	2804.590	-	979.950	-
	본선접합부	80	J[79]	1198.850	-	439.260	-
	본선중앙부	86	I[84]	1158.430	-	-	-
	중앙벽체부	93	J[92]	1517.250	-	641.760	-
	램프측구	4	J[5]	1177.040	-	1042.290	-
	본선측구	81	J[80]	1243.040	-	439.260	-

8.1.2 벽체 : 램프

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	상단	M_{max}	61	J[63]	3641.380	1025.950	560.970	
		P_{max}	61	I[59]	815.400	1935.900	560.970	
	중앙 부모멘트	M_{max}	45	I[43]	2523.330	1281.390	-	
		P_{max}	45	I[43]	605.520	2037.150	-	
	하단	M_{max}	33	I[1]	3166.920	1427.450	533.090	
		P_{max}	33	I[1]	971.860	2101.140	533.090	
내측 벽체	상단	M_{max}	62	J[78]	3805.440	2107.310	585.760	
		P_{max}	62	I[60]	3435.870	2137.490	585.760	
	중앙 부모멘트	M_{max}	46	I[44]	2713.470	2359.060	-	
		P_{max}	46	I[44]	2713.470	2359.060	-	
	하단	M_{max}	34	I[17]	3391.970	2547.110	550.900	
		P_{max}	34	I[17]	3391.970	2547.110	550.900	

8.1.3 벽체 : 본선

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	968	294	968.130	293.550	324.470	
		P_{max}	27	695	27.230	695.010	324.470	
	중앙	M_{max}	513	349	512.840	349.140	-	
		P_{max}	104	737	104.110	736.850	-	
	중앙 부모멘트	M_{max}	632	392	631.880	392.420	-	
		P_{max}	78	752	77.770	751.870	-	
	하단	M_{max}	1228	453	1227.840	453.310	474.710	
		P_{max}	334	795	333.980	794.670	474.710	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	265	1483	265.060	1482.560	118.340	
		P_{max}	248	1495	248.090	1495.070	118.340	
	중앙	M_{max}	248	1495	248.090	1495.070	-	
		P_{max}	19	1524	19.300	1524.120	-	
	하단	M_{max}	284	1569	284.230	1568.620	123.180	
		P_{max}	284	1569	284.230	1568.620	123.180	

국회대로 지하차도

STA.0+679.000

목 차

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

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 9.500 m	GL -1.000m	풍화암	50MPa	지반조사보고서 참고

(실제토피 H = 9.477 m)

1.3 재료 중량

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

1.4 사용재료의 강도

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

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

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

1.6 노면활하중 (DB-24 적용) = 10.000 kN/m^2

1.7 토 사

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

1.8 설계방법

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

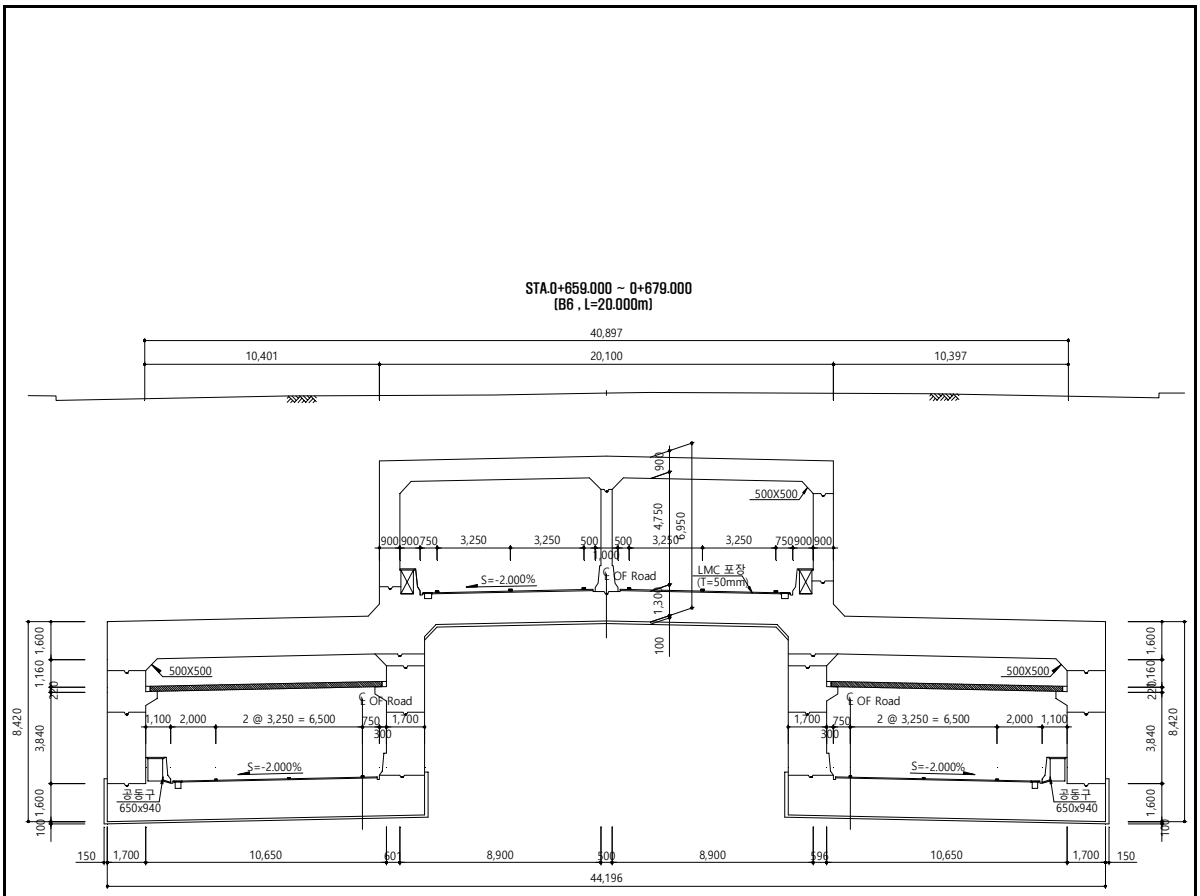
1.9 사용프로그램

- MIDAS Civil 2009

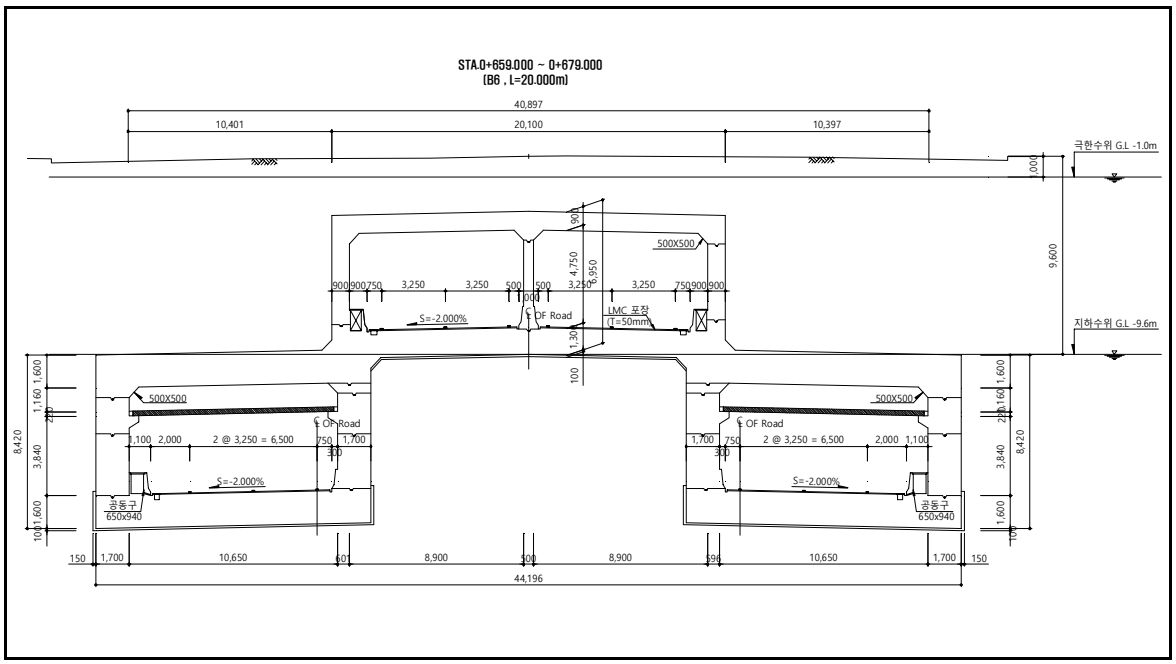
1.10 참고문헌

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

2. 단면가정


STA.0+659.000 ~ 0+679.000
(B6 , L=20.000m)
40,897
10,401
20,100
10,397
900
4,750
6,950
500X500
900 900 750 3,250 3,250 500 500 3,250 3,250 750 900 900
1,000
S=-2.000%
℄ OF Road
LMC 포장
(t=50mm)
1,310
100
500X500
500X500
℄ OF Road
℄ OF Road
1,100 2,000 2 @ 3,250 = 6,500 750 1,700
1,700 750 2 @ 3,250 = 6,500 2,000 1,100
300
300
S=-2.000%
S=-2.000%
1,600
1,160
200
3,840
8,420
1,600
1,160
200
3,840
8,420
1,600
100
100
우수 650x940
우수 650x940
150 1,700 10,650 601 8,900 500 8,900 596 10,650 1,700 150
44,196

3. 부력 검토



3.1 부력 검토 결과 : 램프

구 분	작용력(kN/m)	저항력(kN/m)	비 고
시 공 중	281.000	2,742.389	지하수위를 5.64m 이하로 유지
완공후 (지하수위 G.L -9.6m)	2,555.270	10,480.493	F.S = 4.102 > 1.200 ------ O.K
완공후 (극한수위 G.L-1.0m)	6,356.470	10,627.307	F.S = 1.672 > 1.050 ------ O.K

3.2 시공중 부력 검토(상부슬래브 폐합전 단면 검토)

3.2.1 굴착고 : 17.920 m

3.2.2 부력 작용폭 : 44.200 m

3.2.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × Hw × 28.100 m = 281.000 Hw kN/m

= 10.000 × Hw × 16.100 m = 161.000 Hw kN/m

= 442.000 Hw

여기서, U : 부력 (kN/m)

μ : 단위 부력 (kN/m^2)

r_w : 물의 단위 중량 (kN/m^3)

Hw : 지하수위로부터 구조물 바닥슬래브 하면까지의 높이 (m)

B : 부력이 작용하는 구조물의 폭 (m)

3.2.4 작용력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 2742.389 + 0.000 + 0.000 = 2742.389 kN/m

여기서, W_1 : 구체자중 (kN/m)

W_2 : 상재하중 (kN/m)

F : 주면마찰력 (kN/m) ⇒ 구조물 벽체와 주변뒷채움 흙과의 접촉불확실성을 고려하여 무시한다.

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 램프 하부슬래브

(1.300 × 28.100)× 25.000 = 913.250 kN/m

② 풍도슬래브

(0.220 × 21.300)× 25.000 = 117.150 kN/m

③ 벽 체

외측벽체

(1.700 × 5.220)× 4 EA × 25.000 = 887.400 kN/m

접합부 벽체-하단

(0.000 × 0.000)× 4 EA × 25.000 = 0.000 kN/m

접합부 벽체-중간

(0.000 × 0.000)× 4 EA × 25.000 = 0.000 kN/m

④ 방호벽

중앙부 방호벽

(0.050 + 0.130)× 1/2 × 0.750 × 25.00 × 2 EA = 3.375 kN/m

(0.130 + 0.250)× 1/2 × 0.175 × 25.00 × 2 EA = 1.663 kN/m

(0.250 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 25.00 × 2 EA = 0.781 kN/m

공동구 방호벽

(0.100 + 0.180)× 1/2 × 0.750 × 25.00 × 2 EA = 5.250 kN/m

(0.180 + 0.300)× 1/2 × 0.175 × 25.00 × 2 EA = 2.100 kN/m

(0.300 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 25.00 × 2 EA = 0.938 kN/m

소 계 = 1931.907 kN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 본선 하부슬래브

(1.300 × 16.100)× 25.000 = 523.250 kN/m

② 풍도슬래브

(0.220 × 0.000)× 25.000 = 0.000 kN/m

③ 벽 체

외측벽체

(0.900 × 4.750)× 2 EA × 25.000 = 213.750 kN/m

중간 벽체

(0.500 × 4.750)× 1 EA × 25.000 = 59.375 kN/m

접합부 벽체-중간

(0.000 × 0.000)× 2 EA × 25.000 = 0.000 kN/m

④ 방호벽

중앙부 방호벽

(0.050 + 0.130)× 1/2 × 0.750 × 25.00 × 2 EA = 3.375 kN/m

(0.130 + 0.250)× 1/2 × 0.175 × 25.00 × 2 EA = 1.663 kN/m

(0.250 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 25.00 × 2 EA = 0.781 kN/m

공동구 방호벽

(0.100 + 0.180)× 1/2 × 0.750 × 25.00 × 2 EA = 5.250 kN/m

(0.180 + 0.300)× 1/2 × 0.175 × 25.00 × 2 EA = 2.100 kN/m

(0.300 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 25.00 × 2 EA = 0.938 kN/m

소 계 = 810.482 kN/m

TOTAL = 2742.389 kN/m

(2) W_2 (상재하중) : 없음

(3) F (주면마찰력) : 없음

3.2.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{2742.389}{442.000\ Hw} \geq 1.1 \Rightarrow H \leq 5.640\ m$$

∴ 시공중 지하수위 Hw는 하부슬래브 저면으로부터 5.640m이하로 유지.

3.3 완공후 부력 검토 (지하 수위 : G.L-9.6m)

3.3.1 굴착고 : 17.920 m

3.3.2 부력 작용폭 : 44.200 m

3.3.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 8.320 × 28.100 = 2337.920 KN/m

10.000 × 1.350 × 16.100 = 217.350 KN/m

= 2555.270 KN/m

3.3.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 4189.889 + 5978.545 + 312.059 = 10480.493 KN/m

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 1931.907 KN/m

② 램프 상부 슬래브

(1.600 × 24.100)× 25.000 = 964.000 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 6 EA × 25.000 = 18.750 kN/m

소 계 = 2914.657 KN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 810.482 KN/m

② 본선 상부 슬래브

(0.900 × 20.100)× 25.000 = 452.250 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 4 EA × 25.000 = 12.500 kN/m

④ 풍도 브라켓

(0.300 + 0.600)× 1/2 × 0.500 × 25.00 × 0 EA = 0.000 kN/m

소 계 = 1275.232 KN/m

TOTAL = 4189.889 KN/m

(3) W3 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 24.100)× 23.000 = 249.435 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (9.050 × 24.100)× 19.000 = 4143.995 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 24.100)× 20.000 = 0.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (4.000 × 20.100)× 19.000 = 1527.600 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 20.100)× 20.000 = 0.000 kN/m

④ 수목하중 = 10.000 kN/m

⑤ 방수몰탈

(0.050 × 44.200)× 21.500 = 47.515 kN/m

TOTAL = 5978.545 KN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적용

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 9.500 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 0.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

$= 2 \times 0.0 \times 0.000 + 0.500 \times (19.0 \times 9.500^2 + 10.0 \times 0.000^2 + 2 \times 19.0 \times 9.500 \times 0.000) \times \tan 20^\circ = 312.059$ kN/m

3.3.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{10480.493}{2555.270} = 4.102 \geq 1.050 \quad \therefore O.K$$

3.4 완공후 부력 검토 (극한수위 : G.L - 1.000 m)

3.4.1 굴착고 : 17.920 m

3.4.2 부력 작용폭 : 44.200 m

3.4.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 16.920 × 28.100 = 4754.520 KN/m

10.000 × 9.950 × 16.100 = 1601.950 KN/m

= 6356.470 KN/m

3.4.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 4189.889 + 6243.695 + 193.723 = 10627.307 KN/m

(1) W_1 (구체자중)

① 실수위시부력검토 구체자중 = 4189.889 KN/m

TOTAL = 4189.889 kN/m

(2) W_2 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 24.100)× 23.000 = 249.435 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (0.550 × 24.100)× 19.000 = 251.845 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (8.500 × 24.100)× 20.000 = 4097.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (1.000 × 20.100)× 19.000 = 381.900 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (3.000 × 20.100)× 20.000 = 1206.000 kN/m

④ 수목하중 = 10.000 kN/m

⑤ 방수몰탈

(0.050 × 44.200)× 21.500 = 47.515 kN/m

TOTAL = 6243.695 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 1.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 8.500 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 30.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 1.000 ² + 10.0 × 8.500 ²

+ 2 × 19.0 × 1.000 × 8.500)× tan 20° = 193.723 kN/m

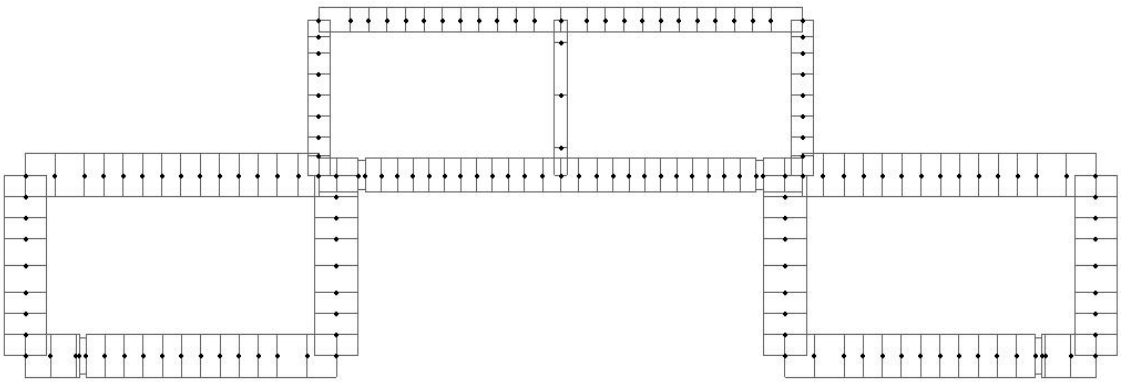
3.4.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{10627.307}{6356.470} = 1.672 \geq 1.050 \quad \therefore \text{O.K}$$

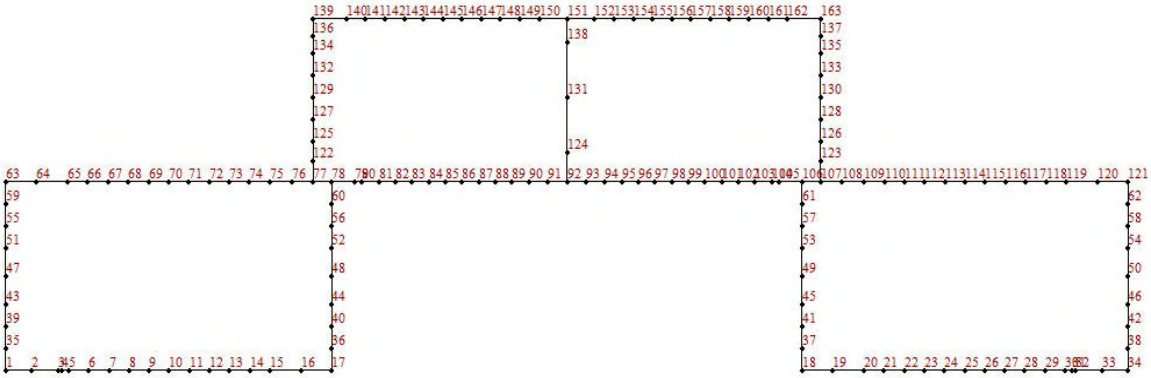
4. 해석모델링

4.1 Modeling

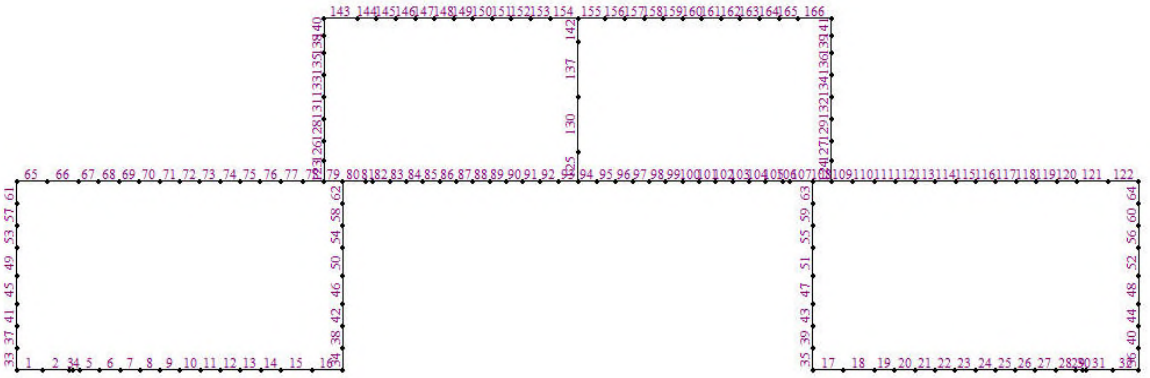
모델링



절점번호



부재번호



4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	1.600	1.600	0.3413333	램프 상부슬래브
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 상부슬래브
	3	1.000	1.600	1.600	0.3413333	램프 하부슬래브
	4	1.000	1.300	1.300	0.1830833	본선 하부슬래브
벽체	1	1.000	1.700	1.700	0.4094167	램프 벽체
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 외측벽체
	3	1.000	0.500	0.500	0.0104167	본선 중앙벽체

4.3 강역산정

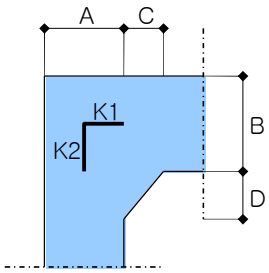
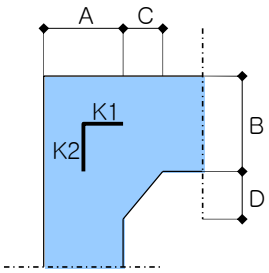
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

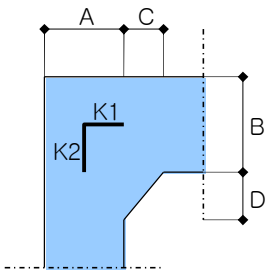
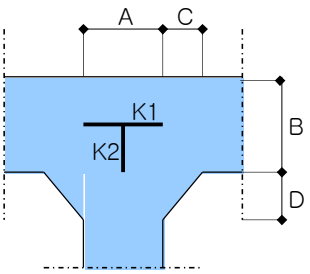
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

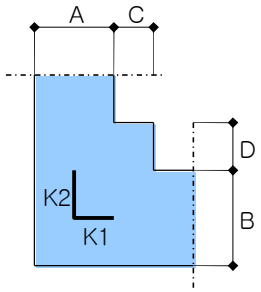
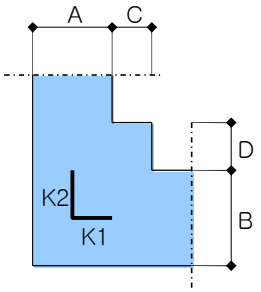
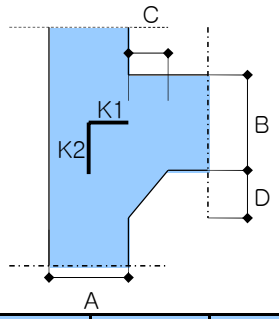
CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

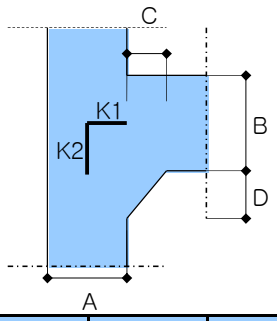
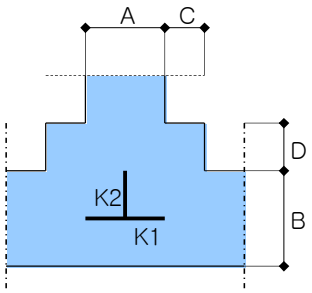
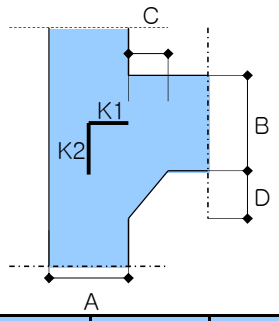
CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

2) 강역설정

구분	(단부)			(접합부)		
상부슬래브 램프						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	1.700	m	A	1.700	m
	B	1.600	m	B	1.600	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.550	m	K1	0.550	m
	K2	0.450	m	K2	0.450	m

구분	(단부)			(중앙부)		
상부슬래브 본선						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.900	m	A	0.500	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.500	m	K1	0.300	m
	K2	0.500	m	K2	0.700	m

구분	(외측 단부)			(내측 단부)			(접합부)		
하부슬래브 램프									
구분	치수	단위	구분	치수	단위	구분	치수	단위
A	1.700	m	A	1.700	m	A	1.700	m
B	1.600	m	B	1.600	m	B	1.300	m
C		m	C		m	C	0.500	m
D		m	D		m	D	0.500	m
Θ1		°	Θ1		°	Θ1	45.000	°
Θ2		°	Θ2		°	Θ2	45.000	°
K1	0.450	m	K1	0.450	m	K1	0.700	m
K2	0.375	m	K2	0.375	m	K2	0.300	m

구분	(단부)			(중앙부)			(단부)		
하부슬래브 본선									
구분	치수	단위	구분	치수	단위	구분	치수	단위
A	1.300	m	A	0.500	m	A	1.700	m
B	0.900	m	B	1.300	m	B	1.300	m
C	0.500	m	C		m	C	0.500	m
D	0.500	m	D		m	D	0.500	m
Θ1	45.000	°	Θ1		°	Θ1	45.000	°
Θ2	45.000	°	Θ2		°	Θ2	45.000	°
K1	0.700	m	K1		m	K1	0.700	m
K2	0.300	m	K2	0.525	m	K2	0.300	m

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

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

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = (1 / 0.3)·α·E_0

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

아래의 E_0 와 α의 관계참조

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

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 300000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 300000 = 4000000 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(28.10 × 28.10) = 28.10 m

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

= 4000000 x (28.10 / 0.3) $^{-3/4}$ = 132,853 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.8500 + 1.0000) / 2 × 132,853	=	122,889	1 34
2	(1.0000 + 1.0000) / 2 × 132,853	=	132,853	2 33
3	(1.0000 + 0.1500) / 2 × 132,853	=	76,390	3 32
4	(0.1500 + 0.2500) / 2 × 132,853	=	26,571	4 31
5	(0.2500 + 0.7600) / 2 × 132,853	=	67,091	5 30
6	(0.7600 + 0.7600) / 2 × 132,853	=	100,968	6 to 14 21 to 29
7	(0.7600 + 1.1750) / 2 × 132,853	=	128,535	15 20
8	(1.1750 + 1.1750) / 2 × 132,853	=	156,102	16 19
9	(1.1750 + 0.8500) / 2 × 132,853	=	134,514	17 18

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

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

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = (1 / 0.3)·α·E_0

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

아래의 E_0 와 α의 관계참조

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

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

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

Bv = √(Av) = √(16.10 × 16.10) = 16.10 m

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

= 373333 x (16.10 / 0.3) $^{-3/4}$ = 18,829 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.8500 + 0.3000) / 2 × 18,829	=	10,826	79 105
2	(0.3000 + 0.6300) / 2 × 18,829	=	8,755	80 104
3	(0.6300 + 0.6300) / 2 × 18,829	=	11,862	81to89 95to103
4	(0.6300 + 0.7250) / 2 × 18,829	=	12,756	90 94
5	(0.7250 + 0.7250) / 2 × 18,829	=	13,651	91 92 93

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

6.2 활하중 ····· LC02~07

(1) 노면 활하중

도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB24 기준)

$D/B_0 \geqq 0.5$		
토피고(D, m)	노면활하중(Pvl, kN/m²)	비 고
1.0	39.000	* 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용.
1.5	25.000	
2.0	18.000	
2.5	14.000	
3.0	11.000	
3.5이상	10.000	

D/B0 < 0.5		
D/B0	Pvl × D, kN/m2	비 고
0.1	17.000	* D/B0의 중간 값은, Pvl × D의 상위값을 적용 *D/B0 중노면활하중(Pvl)은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.000	
0.3	33.000	
0.4이상	36.000	

D/B_0 = 9.500 / 12.050 = 0.788

노면활하중 Pvl = 10.000 kN/㎡

노면활하중에 의한 측압 (hl) = 10.000 × 0.500 = 5 kN/㎡

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (W_{L1}) ∴ W_{L1} = **10.000** kN/m^2

② 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

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

6.3 토압 (연직하중 - 지하수가 없을 경우) ····· LC8

① 상부슬래브 : 본선

· ASPHALT 포장하중	:	0.000	×	23.00	=	0.000 kN/m^2
· 수목하중	:				=	10.000 kN/m^2
· 토 사	:	3.950	×	19.00	=	75.050 kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075 kN/m^2
				∴ Total W_{D4} =		**86.125** kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350 kN/m^2
· 토 사	:	9.000	×	19.00	=	171.000 kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075 kN/m^2
				∴ Total W_{D4} =		**182.425** kN/m^2

6.4 토압 (연직하중 - 지하수가 있는 경우 : GL -1.000 m) ····· LC9

① 상부슬래브 : 본선

· ASPHALT 포장하중	:	0.000	×	23.00	=	0.000	kN/m^2
· 수목하중	:				=	10.000	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	1.000	×	19.00	=	19.000	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	2.950	×	10.00	=	29.500	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
			∴ Total W_{D5} =			**59.575**	kN/m^2

② 상부슬래브 : 도로부

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	0.550	×	19.00	=	10.450	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	8.450	×	10.00	=	84.500	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
			∴ Total W_{D5} =			**106.375**	kN/m^2

6.5 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.00 × 19.00 + (4.00 + 0.90 / 2) × 19.0]
= **42.275** kN/m^2

· W_{h2} = 42.275 + 0.500 × [5.850 x 19.0] = **97.850** kN/m^2

· W_{h3} = 97.850 + 0.500 × [6.820 x 19.0] = **162.640** kN/m^2

6.6토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [1.00 × 19.00 + (3.00 + 0.90 / 2) × 10.0]
= **26.750** kN/m^2

· W_{h2} = 26.750 + 0.500 × [5.700 x 10.0] = **55.250** kN/m^2

· W_{h3} = 55.250 + 0.500 × [6.820 x 10.0] = **89.350** kN/m^2

6.7 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 상부슬래브 : 본선

· W_{w1} = (3.00 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = **30.000** kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· W_{w2} = (8.50 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = **85.000** kN/m^2

② 본선(화단부), 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{w2}) : 양수압

· W_{w3} = (4.00 + 6.950 - 1.00) × 10.0 = **99.500** kN/m^2

④ 램프(도로부), 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{w2}) : 양수압

· W_{w4} = (9.50 + 8.420 - 1.00) × 10.0 = **169.200** kN/m^2

6.8 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

- W_{w1} = (4.00 − 1.00 + 0.90 / 2) × 10.0 = **34.500** kN/m^2
- W_{w2} = 34.500 + (5.700) x 10.0 = **91.500** kN/m^2
- W_{w3} = 91.500 + (6.820) x 10.0 = **159.700** kN/m^2

6.9 건조수축 : − 15℃ (상부슬래브만 재하) ····· LC14

건조수축률 ε = 0.00015

온도선팽창계수 α = 0.00001

6.10 부등침하 : ····· LC15

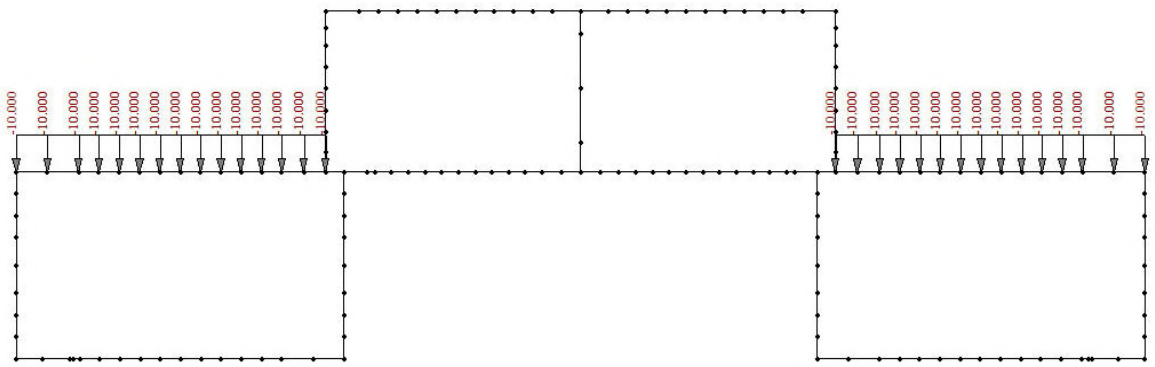
부등 침하량 차이 δ = 3.47mm 지반조사보고서 참조

7. 하중재하도

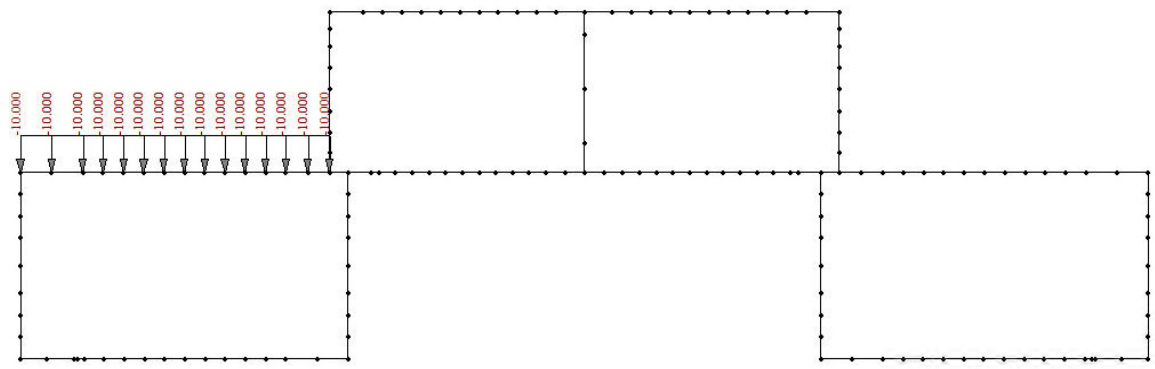
LC1. 고정하중(자중)

프로그램내에서 자동 계산

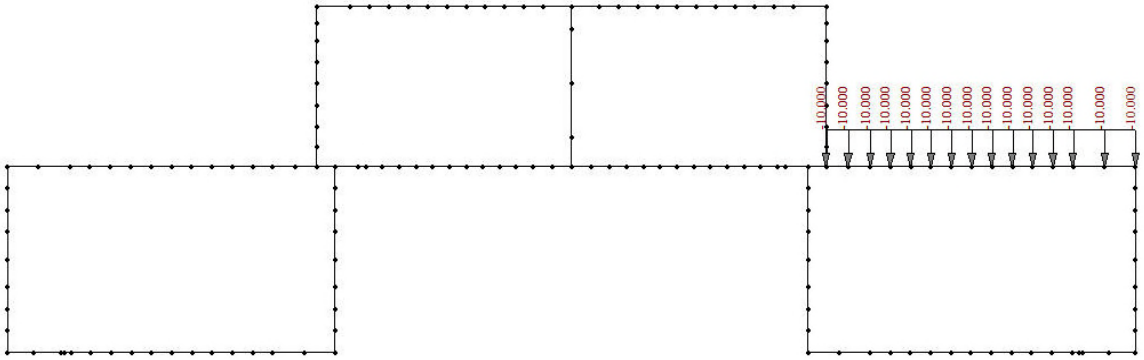
LC2. 활하중(연직하중 만재하시)



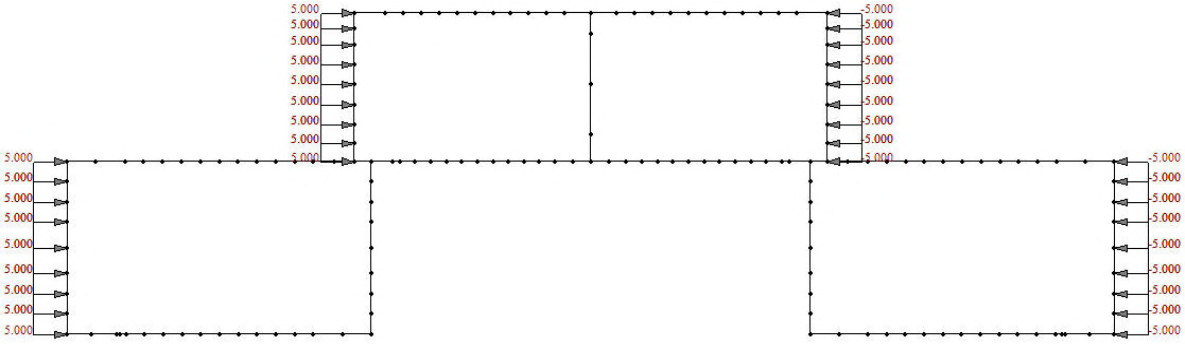
LC3. 활하중(연직하중 좌측편재하시)



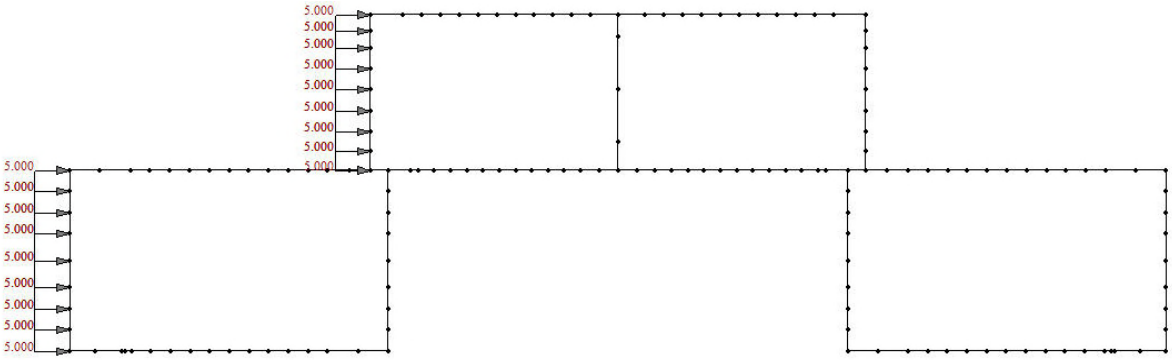
LC4. 활하중(연직하중 우측편재하시)



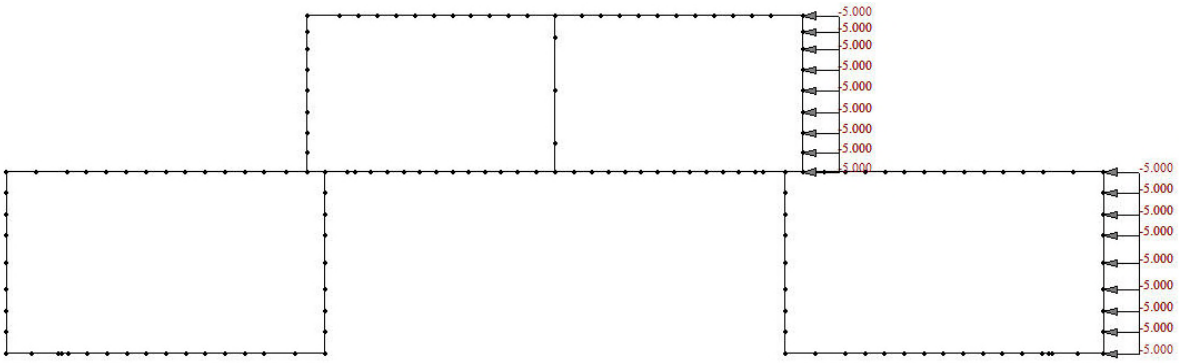
LC5. 활하중(수평하중 만재하시)



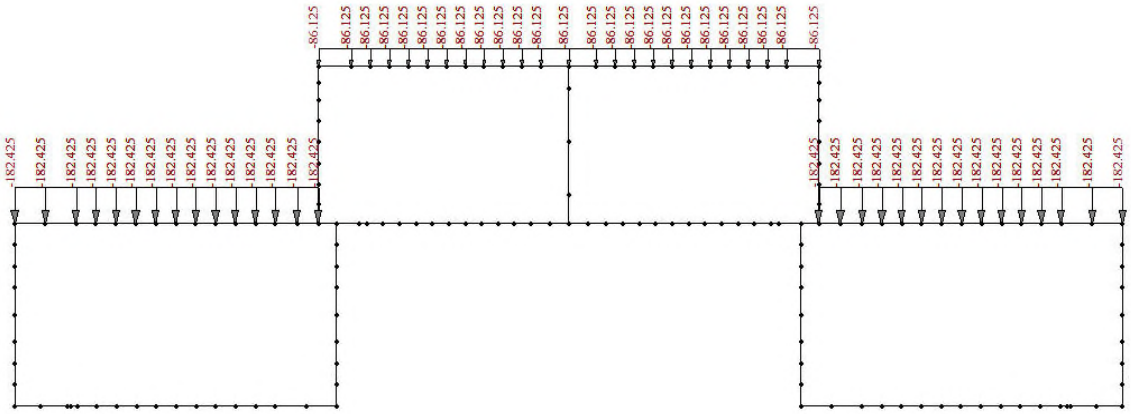
LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)



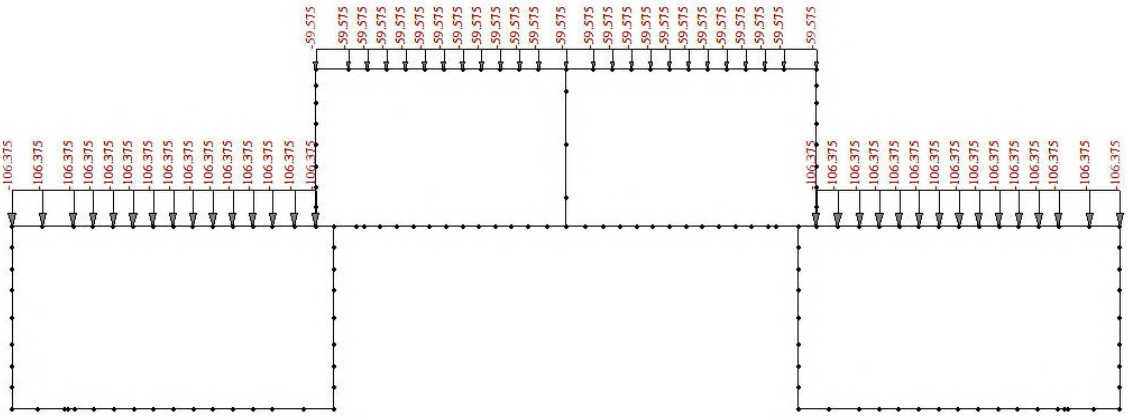
LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)



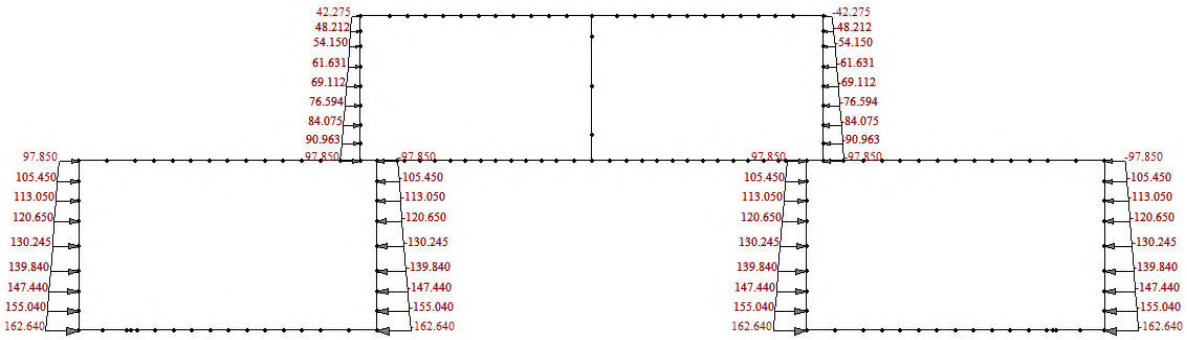
LC8. 토압(연직하중 지하수無)



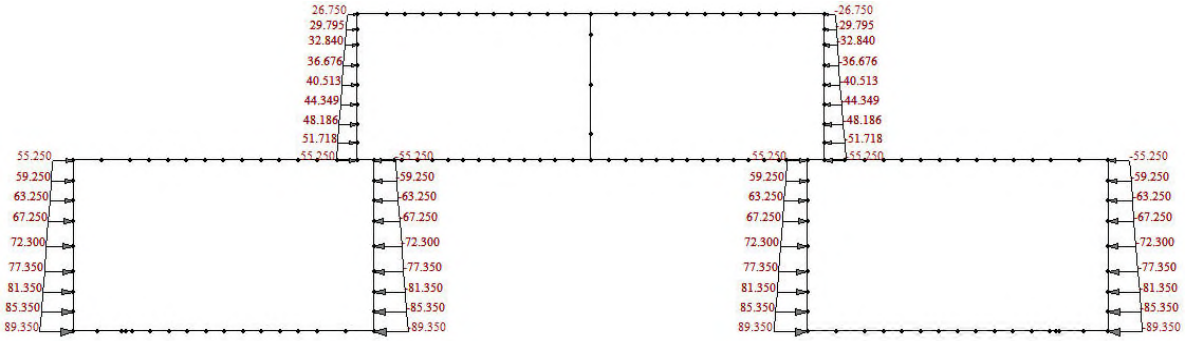
LC9. 토압(연직하중 지하수有)



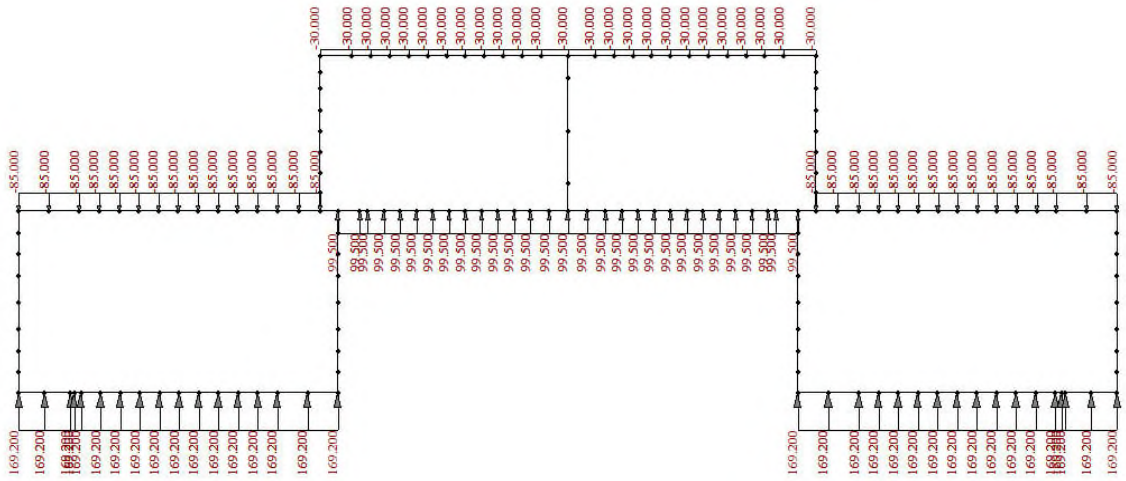
LC10. 토압(수평하중 지하수無)



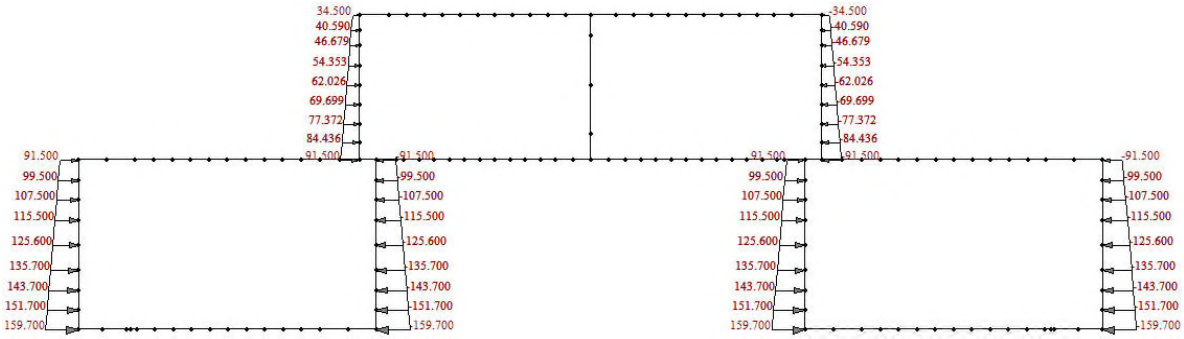
LC11. 토압(수평하중 지하수有)



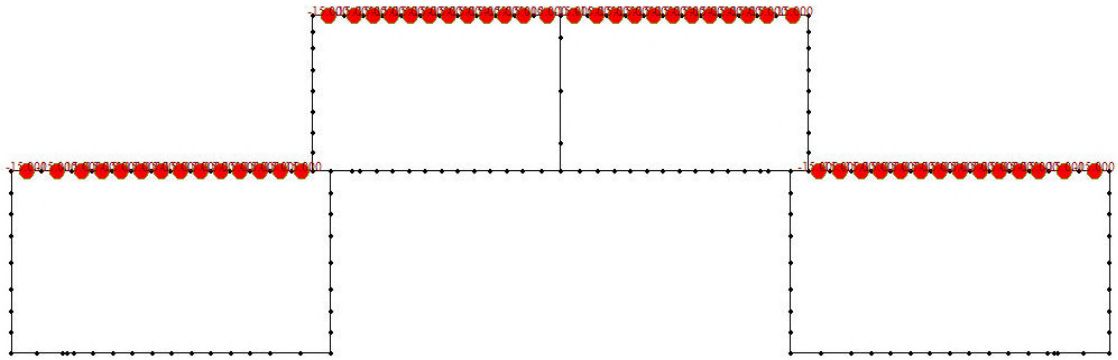
LC12. 수압(연직하중)



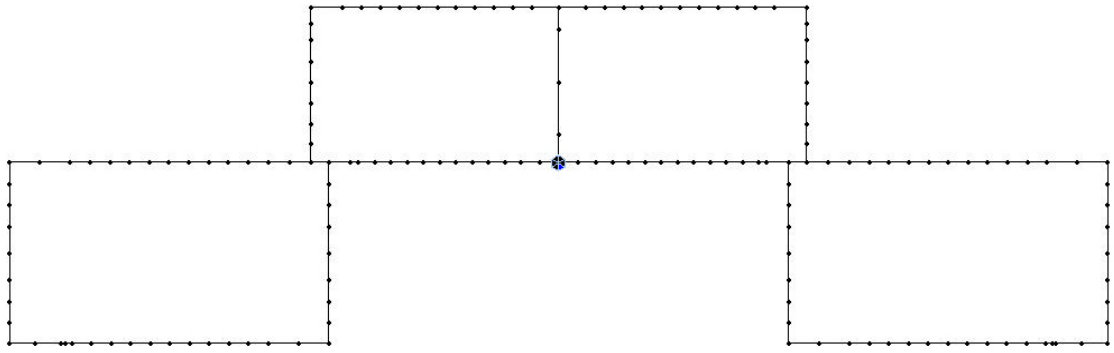
LC13. 수압(수평하중)



LC14. 건조수축하중



LC15. 부등침하



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.0

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

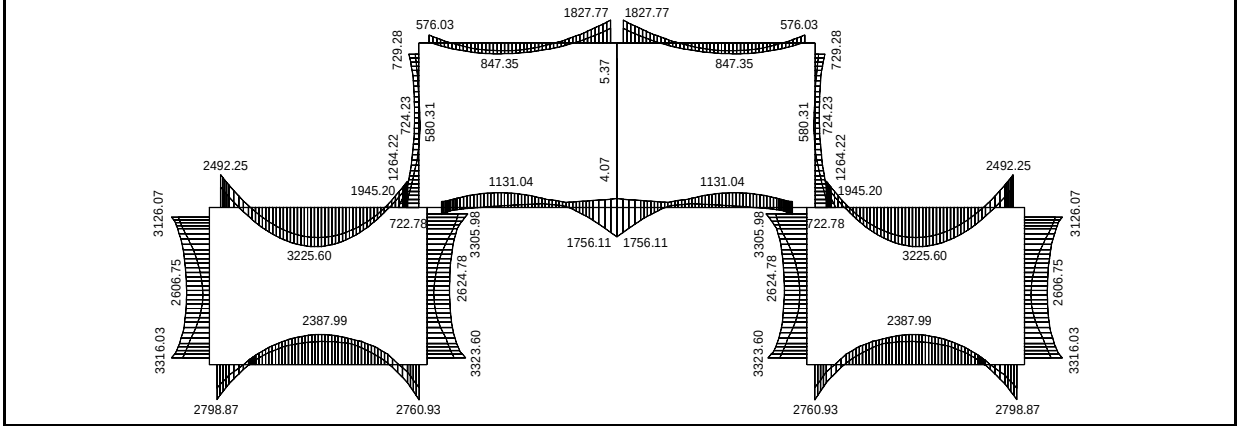
적용토피 = 3.000 m α_H = 1.05 − 0.025 × 3.00

= 0.975 ≥ 0.875 ∴ α_H = 0.975

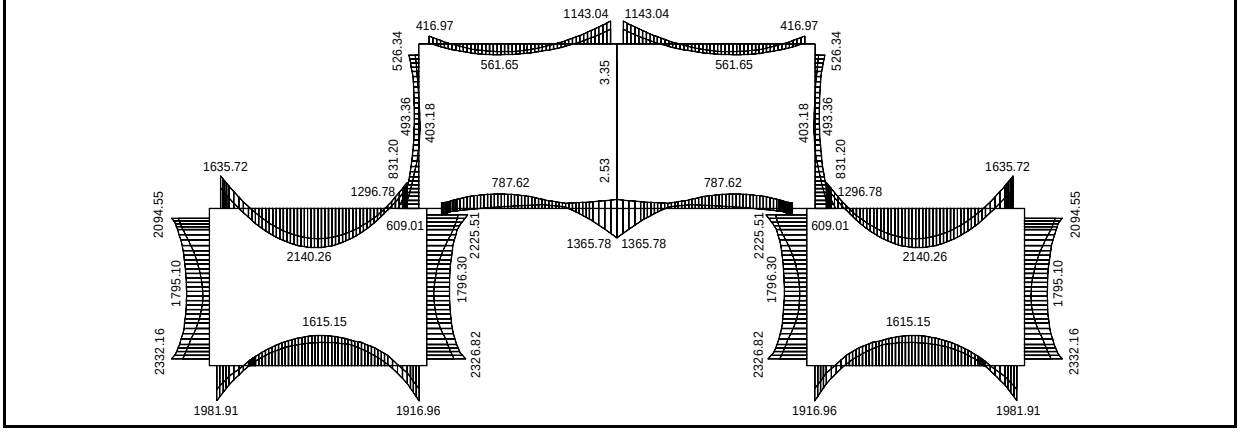
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축	부등침하	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압			
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有					
				좌측	우측		좌측	우측									
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	LC15	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60						
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60			
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60						
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60			
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00						
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00						
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			

9. 단면력도

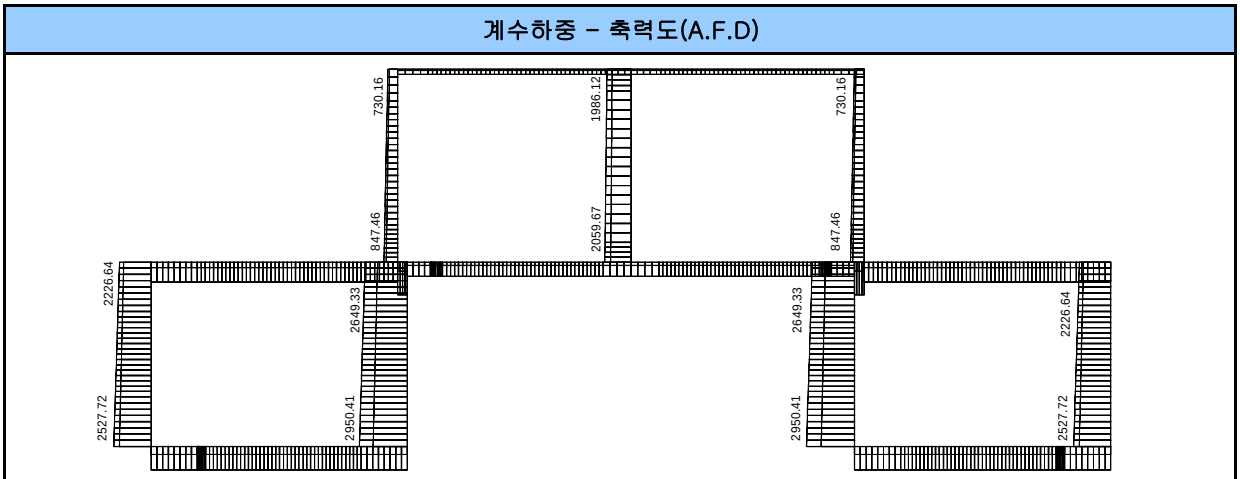
계수하중 - 모멘트도(B.M.D)



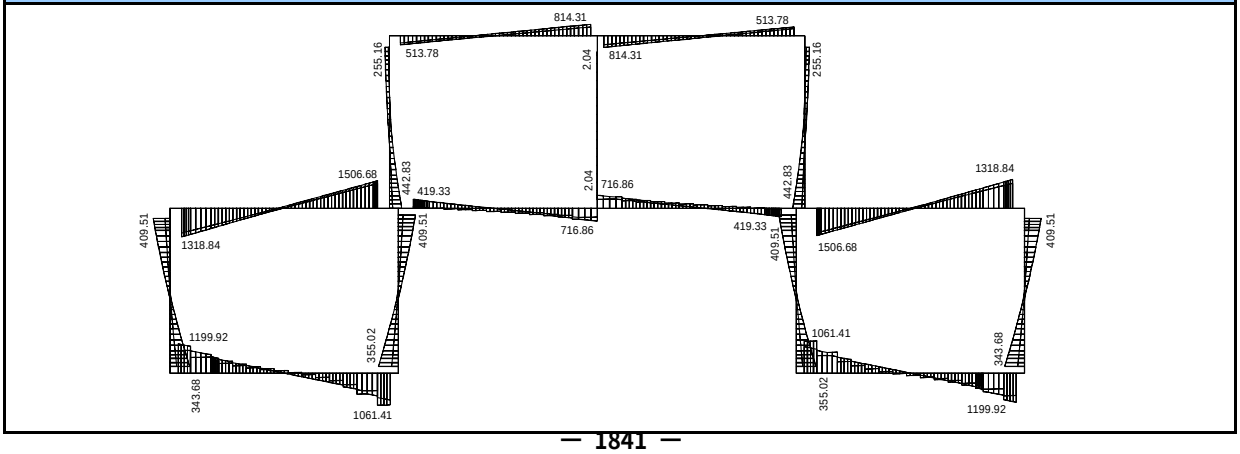
사용하중 - 모멘트도(B.M.D)



계수하중 - 축력도(A.F.D)



계수하중 - 전단력(S.F.D)



10. 전산 해석 결과

10.1 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 상부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(ko.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
상 부 슬래브	램프벽체부	2492.250		1318.840	1635.720	3061.450		1251.340	3061.450	-	1318.840	1635.720	지진시	상시
	램프중앙부	3225.600		0.000	2140.260	2530.720		0.000	3225.600	-	0.000	2140.260	상시	상시
	램프접합부	1945.200		1506.680	1296.780	2466.380		1351.990	2466.380	-	1506.680	1296.780	지진시	상시
	본선접합부	576.030		513.780	416.970	845.040		509.240	845.040	-	513.780	416.970	지진시	상시
	본선중앙부	847.350		0.000	561.650	725.400		0.000	847.350	-	0.000	561.650	상시	상시
	중앙벽체부	1827.770		814.310	1143.040	1473.560		649.400	1827.770	-	814.310	1143.040	상시	상시

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	2798.870	-	1199.920	1981.910	2648.780	-	1055.350	2798.870	-	1199.920	1981.910	상시	상시
	램프중앙부	2387.990	-	0.000	1615.150	2132.410	-	0.000	2387.990	-	0.000	1615.150	상시	상시
	램프접합부	2760.930	-	1061.410	1916.960	2804.590	-	979.950	2804.590	-	1061.410	1916.960	지진시	상시
	본선접합부	722.780	-	419.330	609.010	1198.850	-	439.260	1198.850	-	439.260	609.010	지진시	지진시
	본선중앙부	1131.040	-	0.000	787.620	1158.430	-	0.000	1158.430	-	0.000	787.620	지진시	상시
	중앙벽체부	1756.110	-	716.860	1365.780	1517.250	-	641.760	1756.110	-	716.860	1365.780	상시	상시
	램프측구	545.250	-	1199.920	379.710	1177.040	-	1055.350	1177.040	-	1199.920	379.710	지진시	상시
	본선측구	833.430	-	419.330	704.550	1243.040	-	439.260	1243.040	-	439.260	704.550	지진시	지진시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	3126.070	2055.080	409.510	2094.550	3641.380	1025.950	560.970	3641.380	1025.950	560.970	2094.550	지진시	지진시
		Pmax	2768.660	2226.640	409.510	2094.550	863.780	1935.900	560.970	2768.660	2226.640	560.970	2094.550	상시	지진시
	중앙부(-)	Mmax	2606.750	2328.330	0.000	1795.100	2600.190	1316.220	0.000	2606.750	2328.330	0.000	1795.100	상시	상시
		Pmax	1887.440	2407.690	0.000	1795.100	605.520	2037.150	0.000	1887.440	2407.690	0.000	1795.100	상시	상시
	하단부	Mmax	3316.030	2527.530	343.680	2332.160	3166.920	1427.450	537.360	3316.030	2527.530	537.360	2332.160	상시	지진시
		Pmax	3315.610	2527.720	343.680	2332.160	3146.880	2150.590	537.360	3315.610	2527.720	537.360	2332.160	상시	지진시
내측 벽체	상단부	Mmax	3305.980	2214.920	409.510	2225.510	3805.440	2151.470	585.760	3805.440	2151.470	585.760	2225.510	지진시	지진시
		Pmax	2799.830	2649.330	409.510	2225.510	3435.870	2174.270	585.760	2799.830	2649.330	585.760	2225.510	상시	지진시
	중앙부(-)	Mmax	2624.780	2830.380	0.000	1796.300	2740.770	2359.060	0.000	2740.770	2359.060	0.000	1796.300	지진시	상시
		Pmax	2624.780	2830.380	0.000	1796.300	2740.770	2359.060	0.000	2624.780	2830.380	0.000	1796.300	상시	상시
	하단부	Mmax	3323.600	2769.420	355.020	2326.820	3391.970	2569.100	550.900	3391.970	2569.100	550.900	2326.820	지진시	지진시
		Pmax	3143.180	2950.410	355.020	2326.820	3391.970	2569.100	550.900	3143.180	2950.410	550.900	2326.820	상시	지진시

※ 벽체 : 본 선

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	붕괴방지수준			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	729.280	717.750	255.160	526.340	968.130	293.550	324.470	968.130	293.550	324.470	526.340	지진시	지진시
		Pmax	687.140	730.160	255.160	526.340	27.230	695.720	324.470	687.140	730.160	324.470	526.340	상시	지진시
	중앙부(+)	Mmax	580.310	738.310	0.000	403.180	512.840	359.530	0.000	580.310	738.310	0.000	403.180	상시	상시
		Pmax	274.920	773.850	0.000	403.180	112.570	736.850	0.000	274.920	773.850	0.000	403.180	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	724.230	759.160	0.000	493.360	631.880	413.080	0.000	724.230	759.160	0.000	493.360	상시	상시
		Pmax	307.410	789.490	0.000	493.360	77.770	751.870	0.000	307.410	789.490	0.000	493.360	상시	상시
	하단부	Mmax	1264.220	844.850	442.830	831.200	1227.840	489.920	474.710	1264.220	844.850	474.710	831.200	상시	지진시
		Pmax	1186.910	847.460	442.830	831.200	333.980	794.670	474.710	1186.910	847.460	474.710	831.200	상시	지진시
중앙부 벽체	상단부	Mmax	5.370	1877.600	2.040	3.350	265.060	1482.570	118.340	265.060	1482.570	118.340	3.350	지진시	지진시
		Pmax	0.001	1986.120	2.040	3.350	248.090	1495.070	118.340	0.001	1986.120	118.340	3.350	상시	지진시
	중앙부(+)	Mmax	5.070	1890.110	0.000	3.160	248.090	1495.070	0.000	248.090	1495.070	0.000	3.160	지진시	상시
		Pmax	0.001	2015.170	0.000	3.160	19.300	1524.120	0.000	0.001	2015.170	0.000	3.160	상시	상시
	하단부	Mmax	4.070	1963.660	2.040	2.530	284.230	1568.620	123.180	284.230	1568.620	123.180	2.530	지진시	지진시
		Pmax	0.001	2059.670	2.040	2.530	284.230	1568.620	123.180	0.001	2059.670	123.180	2.530	상시	지진시

11. 단면 설계 정리

※ 상부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
상부슬래브	램프 벽체부	2492.25	1635.72	-	3061.45	3061.45	1318.84	3480.76	2165.88	1.00	1.767 1.667	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.14	264.83	125.00
	램프 중앙부	3225.60	2140.26	-	2530.72	3225.60		4053.99		1.00	1.600 1.520	0.080	H32@250 + H32@250 H25@250		1.26	393.23	125.00
	램프 접합부	1945.20	1296.78	-	2466.38	2466.38	1506.68	2833.96	2165.88	1.00	1.767 1.667	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.15	273.92	125.00
	본선 접합부	576.03	416.97	-	845.04	845.04	513.78	989.40		1.00	1.067 0.967	0.100	H22@250 + H22@250		1.17	306.97	125.00
	본선 중앙부	847.35	561.65	-	725.40	847.35		1081.46		1.00	0.900 0.820	0.080	H25@250 + H25@250		1.28	404.87	125.00
	중앙 벽체부	1827.77	1143.04	-	1473.56	1827.77	814.31	2134.16	1114.30	1.00	1.067 0.967	0.100	H29@250 + H29@250 H25@250	H16@150 - 2EA	1.17	189.78	125.00

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	2798.87	1981.91		2648.78	2798.87	1199.92	3120.73	2165.88	1.00	1.600 1.500	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.11	141.46	125.00
	램프 중앙부	2387.99	1615.15		2132.41	2387.99		3163.93		1.00	1.600 1.520	0.080	H32@250 + H32@250		1.32	422.96	125.00
	램프 접합부	2760.93	1916.96		2804.59	2804.59	1061.41	3120.73	2165.88	1.00	1.600 1.500	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.11	153.37	125.00
	본선 접합부	722.78	609.01		1198.85	1198.85	439.26	1605.18		1.00	1.300 1.200	0.100	H25@250 + H25@250		1.34	565.37	125.00
	본선 중앙부	1131.04	787.62		1158.43	1158.43		1632.75		1.00	1.300 1.220	0.080	H25@250 + H25@250		1.41	447.97	125.00
	중앙 벽체부	1756.11	1365.78		1517.25	1756.11	716.86	2472.66		1.00	1.300 1.200	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.41	194.78	125.00
	램프측구	545.25	379.71		1177.04	1177.04	1199.92	2580.67	1804.90	1.00	1.330 1.250	0.080	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	2.19	1620.17	125.00
	본선측구	833.43	704.55		1243.04	1243.04	439.26	1704.02		1.00	1.100 1.020	0.080	H29@250 + H29@250		1.37	556.89	125.00

12. 단면설계

12.1 상부슬래브 단면검토

12.1.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1766.667	1666.667	1500.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
3061.450	1318.840	1635.720	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 96.984 mm

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

⇒ - 2.963 As^2 + 566666.667 As - 3061450000 = 0

∴ Required As = 5564.458 ㎟ [p = 0.00334]

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

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 36625.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 5833.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 5412.659 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 5833.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 7419.277 ㎟

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

∴ USE As =	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 114.099 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1666.667 - 114.099) / 114.099

= 0.0408

· ε_t = 0.0408 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 3480.764 kN.m > Mu = 3061.450 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 974.279 kN < Vu = 1318.840 kN

· 1/2·Øv·Vc = 487.140 kN < Vu = 1318.840 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

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

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

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 114.854 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 114.854 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 974.279 kN + 1191.600 kN

= 2165.879 kN > Vu = 1318.840 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00381

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.206

· j = 1 - k / 3 = 0.931

· x = k·d = 343.118 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.142 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 165.850 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 165.850 MPa

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

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 264.827 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 379.862 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 264.827 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1600.000	1495.815	1495.815
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
3225.600	0.000	2140.260	104.185	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 114.961 mm

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

⇒ - 2.963 As^2 + 508577.099 As - 3225600000 = 0

∴ Required As = 6595.863 ㎟ [p = 0.00441]

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

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 32870.535 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 5235.352 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4857.802 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 5235.352 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 8794.484 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	8380.400	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 135.248 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1495.815 - 135.248) / 135.248

= 0.0302

· ε_t = 0.0302 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 4053.987 kN.m > Mu = 3225.600 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 971.560 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 485.780 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00560

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.244

· j = 1 - k / 3 = 0.919

· x = k·d = 364.349 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.548 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 185.823 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 189.795 MPa

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

= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 393.229 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 442.583 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 393.229 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1766.667	1666.667	1500.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
2466.380	1506.680	1296.780	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 77.669 mm

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

⇒ - 2.963 As^2 + 566666.667 As - 2466380000 = 0

∴ Required As = 4456.270 ㎟ [p = 0.00267]

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

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 36625.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 5833.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 5412.659 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 5833.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5941.693 ㎟

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

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**N.G**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 91.376 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1666.667 - 91.376) / 91.376

= 0.0517

· ε_t = 0.0517 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2833.957 kN.m > Mu = 2466.380 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 974.279 kN < Vu = 1506.680 kN

· 1/2·Øv·Vc = 487.140 kN < Vu = 1506.680 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

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

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

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 177.467 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 177.467 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 974.279 kN + 1191.600 kN

= 2165.879 kN > Vu = 1506.680 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· $n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7$

· $p = As / (B \times D) = 0.00308$

· $k = - np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.187$

· $j = 1 - k / 3 = 0.938$

· $x = k \cdot d = 312.176$ mm

· $fc = 2 \cdot Mo / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 5.317$ MPa

· $fs = Mo / (As \cdot (D - x/3)) = 161.481$ MPa

· $fst = fs \cdot (H - dc_min - x)/(D - x) = 161.481$ MPa

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

$= 100 - 29 / 2 = 85.50$ mm

· $s_1 = 375 \cdot (210 / fst) - 2.5 \cdot Cc = 273.924$ mm

· $s_2 = 300 \cdot (210 / fst) = 390.139$ mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 273.924 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
845.040	513.780	416.970	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 45.902 mm

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

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 845040000 = 0

∴ Required As = 2633.645 ㎟ [p = 0.00272]

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

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3511.527 ㎟

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

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**N.G**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 54.003 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 54.003) / 54.003

= 0.0507

· ε_t = 0.0507 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 989.4 kN.m > Mu = 845.040 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 513.780 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 513.780 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00320

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.191

· j = 1 - k / 3 = 0.936

· x = k·d = 184.186 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.001 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 148.735 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 148.735 MPa

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

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 306.965 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 423.572 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 306.965 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
847.350	0.000	561.650	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 54.803 mm

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

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 847350000 = 0

∴ Required As = 3144.349 ㎟ [p = 0.00383]

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

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4192.466 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

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

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 64.475 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 64.475) / 64.475

= 0.0352

· ε_t = 0.0352 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1081.457 kN.m > Mu = 847.350 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00494

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.231

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 189.203 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.843 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 183.049 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 183.049 MPa

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

= 80 - 25 / 2 = 67.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 404.866 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 458.893 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 404.866 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	938.383	771.716
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1827.770	814.310	1143.040	128.284	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 105.814 mm

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

⇒ - 2.963 As^2 + 319050.256 As - 1827770000 = 0

∴ Required As = 6071.078 ㎟ [p = 0.00647]

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

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20620.969 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3284.341 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3047.489 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3284.341 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 8094.770 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	7166.000	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 124.487 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (938.383 - 124.487) / 124.487

= 0.0196

· ε_t = 0.0196 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2134.161 kN.m > Mu = 1827.770 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 501.245 kN < Vu = 814.310 kN

· 1/2·Øv·Vc = 250.623 kN < Vu = 814.310 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 385.9 mm ∴ **O.K**

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

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 202.837 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 202.837 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 501.245 kN + 613.052 kN

= 1114.297 kN > Vu = 814.310 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00764

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.278

· j = 1 - k / 3 = 0.907

· x = k·d = 260.738 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 10.297 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 187.333 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 195.152 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 189.781 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 322.825 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 189.781 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 하부슬래브 단면검토

12.2.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1600.000	1500.000	1500.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
2798.870	1199.920	1981.910	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 98.912 mm

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

⇒ - 2.963 As^2 + 510000.000 As - 2798870000 = 0

∴ Required As = 5675.093 ㎟ [p = 0.00378]

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

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 32962.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 5250.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4871.393 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 5250.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 7566.790 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 116.367 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1500.000 - 116.367) / 116.367

= 0.0357

· ε_t = 0.0357 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 3120.726 kN.m > Mu = 2798.870 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 974.279 kN < Vu = 1199.920 kN

· 1/2·Øv·Vc = 487.140 kN < Vu = 1199.920 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

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

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

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 75.214 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 75.214 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 974.279 kN + 1191.600 kN

= 2165.879 kN > Vu = 1199.920 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00424

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.216

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 323.497 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.801 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 224.064 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 224.064 MPa

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

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 141.462 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 281.169 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 141.462 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1600.000	1520.000	1520.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
2387.990	0.000	1615.150	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 82.790 mm

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

⇒ - 2.963 As^2 + 516800.000 As - 2387990000 = 0

∴ Required As = 4750.086 ㎟ [p = 0.00313]

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

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 33402.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 5320.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4936.345 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 5320.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6333.448 ㎟

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

	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 97.400 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1520.000 - 97.400) / 97.400

= 0.0438

· ε_t = 0.0438 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 3163.931 kN.m > Mu = 2387.990 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 987.269 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 493.635 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00418

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.214

· j = 1 - k / 3 = 0.929

· x = k·d = 325.907 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.023 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 180.117 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 180.117 MPa

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

= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 422.956 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 466.364 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 422.956 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1600.000	1500.000	1500.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
2804.590	1061.410	1916.960	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 99.122 mm

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

⇒ - 2.963 As^2 + 510000.000 As - 2804590000 = 0

∴ Required As = 5687.101 ㎟ [p = 0.00379]

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

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 32962.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 5250.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4871.393 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 5250.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 7582.801 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 116.614 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1500.000 - 116.614) / 116.614

= 0.0356

· ε_t = 0.0356 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 3120.726 kN.m > Mu = 2804.590 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 974.279 kN < Vu = 1061.410 kN

· 1/2·Øv·Vc = 487.140 kN < Vu = 1061.410 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

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

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

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 29.044 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 29.044 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 974.279 kN + 1191.600 kN

= 2165.879 kN > Vu = 1061.410 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00424

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.216

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 323.497 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.513 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 216.721 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 216.721 MPa

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

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 153.370 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 290.696 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 153.370 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1200.000	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1198.850	439.260	609.010	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 52.355 mm

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

⇒ - 2.963 As^2 + 408000.000 As - 1198850000 = 0

∴ Required As = 3003.887 ㎟ [p = 0.0025]

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

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26370.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3897.114 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4005.182 ㎟

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

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

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 61.595 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1200.000 - 61.595) / 61.595

= 0.0554

· ε_t = 0.0554 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1605.182 kN.m > Mu = 1198.850 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN > Vu = 439.260 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 439.260 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00338

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.195

· j = 1 - k / 3 = 0.935

· x = k·d = 234.124 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.637 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 133.908 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 133.908 MPa

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

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 565.370 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 627.296 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 565.370 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1158.430	0.000	787.620	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 49.687 mm

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

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 1158430000 = 0

∴ Required As = 2850.796 ㎟ [p = 0.00234]

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

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3801.061 ㎟

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

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

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 58.455 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 58.455) / 58.455

= 0.0596

· ε_t = 0.0596 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1632.747 kN.m > Mu = 1158.430 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00332

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.194

· j = 1 - k / 3 = 0.935

· x = k·d = 236.277 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.842 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 170.254 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 170.254 MPa

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

= 80 - 25 / 2 = 67.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 447.974 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 493.379 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 447.974 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1200.000	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1756.110	716.860	1365.780	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 77.523 mm

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

⇒ - 2.963 As^2 + 408000.000 As - 1756110000 = 0

∴ Required As = 4447.862 ㎟ [p = 0.00371]

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

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26370.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3897.114 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5930.483 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 91.203 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1200.000 - 91.203) / 91.203

= 0.0365

· ε_t = 0.0365 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2472.659 kN.m > Mu = 1756.110 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN > Vu = 716.860 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 716.860 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00529

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.238

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 285.250 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.667 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 194.550 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 194.550 MPa

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

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 194.780 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 323.824 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 194.780 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 램프측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1330.000	1250.000	1250.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1177.040	1199.920	379.710	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 49.240 mm

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

⇒ - 2.963 As^2 + 425000.000 As - 1177040000 = 0

∴ Required As = 2825.150 ㎟ [p = 0.00226]

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

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 27468.750 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4375.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4059.494 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4375.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3766.867 ㎟

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

	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 57.930 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1250.000 - 57.930) / 57.930

= 0.0617

· ε_t = 0.0617 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2580.67 kN.m > Mu = 1177.040 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 811.899 kN < Vu = 1199.920 kN

· 1/2·Øv·Vc = 405.950 kN < Vu = 1199.920 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

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

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

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 155.208 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 155.208 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 811.899 kN + 993.000 kN

= 1804.899 kN > Vu = 1199.920 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00508

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.234

· j = 1 - k / 3 = 0.922

· x = k·d = 291.926 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.257 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 51.846 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 51.846 MPa

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

= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1865.210 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1620.168 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1620.168 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 본선측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1100.000	1020.000	1020.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1243.040	439.260	704.550	80.000	0.85	0.80

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 64.512 mm

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

⇒ - 2.963 As^2 + 346800.000 As - 1243040000 = 0

∴ Required As = 3701.364 ㎟ [p = 0.00363]

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

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 22414.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3570.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3312.547 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3570.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4935.151 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 75.896 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1020.000 - 75.896) / 75.896

= 0.0373

· ε_t = 0.0373 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1704.019 kN.m > Mu = 1243.040 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 706.677 kN > Vu = 439.260 kN

· 1/2·Øv·Vc = 353.339 kN < Vu = 439.260 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00504

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.233

· j = 1 - k / 3 = 0.922

· x = k·d = 237.306 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.311 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 145.705 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 145.705 MPa

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

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 556.885 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 576.508 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 556.885 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3 램프-벽체 단면검토

12.3.1 외측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	3641.380	560.970	1025.950	2094.550
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1866.667	1766.667	100.000	80.000	1600.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3549.276	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 1060.000 mm

· a = β1·c = 901.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 42840000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 906.598 mm

· d" = X - H + d = 806.598 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 20677.950 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 19105.378 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 13439.426 kN.m

· eb = Mb / Pb = 703.437 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

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

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

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

· e' = e + X - dc = 4355.874 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1766.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1025.950 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 3641.380 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 1080.029 kN > Vu = 560.970 kN

· 1/2·Øv·Vc = 540.015 kN < Vu = 560.970 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00360

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.201

· j = 1 - k / 3 = 0.933

· x = k·d = 355.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.157 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 200.002 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 200.002 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 183.746 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 314.997 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 183.746 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.2 외측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2768.660	560.970	2226.640	2094.550
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1866.667	1766.667	100.000	80.000	1600.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1243.425	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 1060.000 mm

· a = β1·c = 901.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 42840000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 906.598 mm

· d" = X - H + d = 806.598 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 20677.950 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 19105.378 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 13439.426 kN.m

· eb = Mb / Pb = 703.437 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

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

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 2050.023 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1766.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 2226.640 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2768.660 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 1127.776 kN > Vu = 560.970 kN
· 1/2·Øv·Vc = 563.888 kN > Vu = 560.970 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00360
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.201
· j = 1 - k / 3 = 0.933
· x = k·d = 355.100 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.157 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 200.002 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 200.002 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 183.746 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 314.997 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 183.746 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.3 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2606.750	0.000	2328.330	1795.100
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1700.000	1600.000	100.000	80.000	1600.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1119.579	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0045] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 960.000 mm

· a = β1·c = 816.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 39015000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 832.177 mm

· d" = X - H + d = 732.177 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 18727.200 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 17640.388 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 10879.615 kN.m

· eb = Mb / Pb = 616.745 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

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

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 1851.756 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1600.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 2328.330 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2606.750 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 1140.897 kN > Vu = 0.000 kN
· 1/2·Øv·Vc = 570.449 kN > Vu = 0.000 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00321
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.191
· j = 1 - k / 3 = 0.936
· x = k·d = 305.600 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.842 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 233.154 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 233.154 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 124.010 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 270.208 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 124.010 mm < 125.000 mm ∴ **N.G**

12.3.4 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1887.440	0.000	2407.690	1795.100
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1700.000	1600.000	100.000	80.000	1600.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
783.922	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0045] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 960.000 mm

· a = β1·c = 816.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 39015000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 832.177 mm

· d" = X - H + d = 732.177 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 18727.200 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 17640.388 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 10879.615 kN.m

· eb = Mb / Pb = 616.745 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

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

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 1516.099 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ ####
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1600.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 2407.690 kN ∴ ####
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1887.440 kN.m ∴ ####

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 1144.363 kN > Vu = 0.000 kN
· 1/2·Øv·Vc = 572.182 kN > Vu = 0.000 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00321
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.191
· j = 1 - k / 3 = 0.936
· x = k·d = 305.600 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.842 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 233.154 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 233.154 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 124.010 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 270.208 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 124.010 mm < 125.000 mm ∴ **N.G**

12.3.5 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	3316.030	537.360	2527.530	2332.160
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1700.000	1600.000	100.000	80.000	1600.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1311.965	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0052] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 960.000 mm

· a = β1·c = 816.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 39015000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 823.825 mm

· d" = X - H + d = 723.825 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 18727.200 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 17154.628 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 11378.553 kN.m

· eb = Mb / Pb = 663.293 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

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

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 2035.790 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1600.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 2527.530 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 3316.030 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 1149.595 kN > Vu = 537.360 kN
· 1/2·Øv·Vc = 574.798 kN > Vu = 537.360 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00397
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.210
· j = 1 - k / 3 = 0.930
· x = k·d = 336.000 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.329 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 246.681 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 246.681 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 109.238 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 255.391 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 109.238 mn < 125.000 mm ∴ **N.G**

12.3.6 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	3315.610	537.360	2527.720	2332.160
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1700.000	1600.000	100.000	80.000	1600.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1311.700	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0052] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 960.000 mm

· a = β1·c = 816.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 39015000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 823.825 mm

· d" = X - H + d = 723.825 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 18727.200 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 17154.628 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 11378.553 kN.m

· eb = Mb / Pb = 663.293 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

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

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 2035.525 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ ####
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1600.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 2527.720 kN ∴ ####
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 3315.610 kN.m ∴ ####

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 1149.604 kN > Vu = 537.360 kN
· 1/2·Øv·Vc = 574.802 kN > Vu = 537.360 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00397
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.210
· j = 1 - k / 3 = 0.930
· x = k·d = 336.000 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.329 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 246.681 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 246.681 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 109.238 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 255.391 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 109.238 mn < 125.000 mm ∴ **N.G**

12.3.7 내측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	3805.440	585.760	2151.470	2225.510
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1866.667	1766.667	100.000	80.000	1600.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1768.763	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0041] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 1060.000 mm

· a = β1·c = 901.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 42840000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 915.130 mm

· d" = X - H + d = 815.130 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 20677.950 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 19591.138 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 12880.462 kN.m

· eb = Mb / Pb = 657.464 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

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

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 2583.893 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1766.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 2151.470 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 3805.440 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 1124.787 kN > Vu = 585.760 kN
· 1/2·Øv·Vc = 562.394 kN < Vu = 585.760 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00291
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.182
· j = 1 - k / 3 = 0.939
· x = k·d = 321.533 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.342 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 260.951 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 260.951 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 88.031 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 241.425 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 88.031 mm < 125.000 mm ∴ **N.G**

12.3.8 내측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2799.830	585.760	2649.330	2225.510
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1866.667	1766.667	100.000	80.000	1600.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1056.807	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0041] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 1060.000 mm

· a = β1·c = 901.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 42840000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 915.130 mm

· d" = X - H + d = 815.130 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 20677.950 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 19591.138 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 12880.462 kN.m

· eb = Mb / Pb = 657.464 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

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

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

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

· e' = e + X - dc = 1871.937 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1766.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 2649.330 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2799.830 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 1144.585 kN > Vu = 585.760 kN

· 1/2·Øv·Vc = 572.293 kN < Vu = 585.760 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00291

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.182

· j = 1 - k / 3 = 0.939

· x = k·d = 321.533 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.342 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 260.951 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 260.951 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 88.031 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 241.425 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 88.031 mm < 125.000 mm ∴ **N.G**

12.3.9 내측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2740.770	0.000	2359.060	1796.300
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1700.000	1600.000	100.000	80.000	1600.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1161.806	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0045] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 960.000 mm

· a = β1·c = 816.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 39015000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 832.177 mm

· d" = X - H + d = 732.177 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 18727.200 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 17640.388 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 10879.615 kN.m

· eb = Mb / Pb = 616.745 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

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

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

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

· e' = e + X - dc = 1893.983 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1600.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 2359.060 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2740.770 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

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

= 1142.239 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 571.120 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00321

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.191

· j = 1 - k / 3 = 0.936

· x = k·d = 305.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.847 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 233.310 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 233.310 MPa

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

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 123.784 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 270.027 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 123.784 mn < 125.000 mm ∴ **N.G**

12.3.10 내측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2624.780	0.000	2830.380	1796.300
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1700.000	1600.000	100.000	80.000	1600.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
927.360	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0045] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 960.000 mm

· a = β1·c = 816.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 39015000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 832.177 mm

· d" = X - H + d = 732.177 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 18727.200 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 17640.388 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 10879.615 kN.m

· eb = Mb / Pb = 616.745 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

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

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

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

· e' = e + X - dc = 1659.537 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1600.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 2830.380 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2624.780 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 1162.819 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 581.410 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00321

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.191

· j = 1 - k / 3 = 0.936

· x = k·d = 305.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.847 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 233.310 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 233.310 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 123.784 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 270.027 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 123.784 mn < 125.000 mm ∴ **N.G**

12.3.11 내측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	3391.970	550.900	2569.100	2326.820
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1700.000	1600.000	100.000	80.000	1600.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1320.295	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0052] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 960.000 mm

· a = β1·c = 816.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 39015000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 823.825 mm

· d" = X - H + d = 723.825 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 18727.200 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 17154.628 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 11378.553 kN.m

· eb = Mb / Pb = 663.293 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

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

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

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

· e' = e + X - dc = 2044.120 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1600.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 2569.100 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 3391.970 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 1151.411 kN > Vu = 550.900 kN

· 1/2·Øv·Vc = 575.706 kN > Vu = 550.900 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00397

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.210

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 336.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.308 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 246.116 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 246.116 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 109.971 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 255.977 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 109.971 mm < 125.000 mm ∴ **N.G**

12.3.12 내측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	3143.180	550.900	2950.410	2326.820
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1700.000	1600.000	100.000	80.000	1600.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1065.337	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0052] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 960.000 mm

· a = β1·c = 816.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 39015000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 823.825 mm

· d" = X - H + d = 723.825 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 18727.200 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 17154.628 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 11378.553 kN.m

· eb = Mb / Pb = 663.293 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

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

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

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

· e' = e + X - dc = 1789.162 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1600.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 2950.410 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 3143.180 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 1168.061 kN > Vu = 550.900 kN

· 1/2·Øv·Vc = 584.031 kN > Vu = 550.900 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00397

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.210

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 336.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.308 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 246.116 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 246.116 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 109.971 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 255.977 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 109.971 mm < 125.000 mm ∴ **N.G**

12.4 본선-벽체 단면검토

12.4.1 외측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	968.130	324.470	293.550	526.340
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3298.007	0.850	#NAME?	0.75		

			1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
				H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
				H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
				H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
							TOTAL	=	3096.800	㎟		
∴	USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0040] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 520.766 mm

· d" = X - H + d = 420.766 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

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

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 10507.729 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4110.050 kN.m

· eb = Mb / Pb = 391.145 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'
= #NAME? kN
∴ a = #NAME? mn ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

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

· e' = e + X - dc = 3718.773 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ ####

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 293.550 kN ∴ ####

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 968.130 kN.m ∴ ####

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 529.830 kN > Vu = 324.470 kN

· 1/2·Øv·Vc = 264.915 kN < Vu = 324.470 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00320

· k = - np + $\sqrt{((np)^2 + 2np)}$ = 0.190

· j = 1 - k / 3 = 0.937

· x = k·d = 183.667 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.330 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 187.712 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 187.712 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 197.026 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 335.621 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 197.026 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.2 외측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	687.140	324.470	730.160	526.340
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
941.081	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0040] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 520.766 mm

· d" = X - H + d = 420.766 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

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

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 10507.729 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4110.050 kN.m

· eb = Mb / Pb = 391.145 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

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

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

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

· e' = e + X - dc = 1361.847 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 730.160 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 687.140 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

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

= 545.022 kN > Vu = 324.470 kN

· 1/2·Øv·Vc = 272.511 kN < Vu = 324.470 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00320

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.190

· j = 1 - k / 3 = 0.937

· x = k·d = 183.667 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.330 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 187.712 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 187.712 MPa

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

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 197.026 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 335.621 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 197.026 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.3 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	724.230	0.000	759.160	493.360
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
953.989	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0047] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 438.192 mm

· d" = X - H + d = 338.192 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

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

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8556.979 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2997.915 kN.m

· eb = Mb / Pb = 350.347 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

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

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

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

· e' = e + X - dc = 1292.181 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 759.160 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 724.230 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

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

= 550.922 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 275.461 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00387

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.207

· j = 1 - k / 3 = 0.931

· x = k·d = 165.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.000 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 213.900 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 213.900 MPa

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

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 145.663 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 294.530 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 145.663 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.4 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	307.410	0.000	789.490	493.360
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
389.378	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0047] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 438.192 mm

· d" = X - H + d = 338.192 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

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

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8556.979 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2997.915 kN.m

· eb = Mb / Pb = 350.347 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

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

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

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

· e' = e + X - dc = 727.570 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 789.490 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 307.410 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

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

= 552.173 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 276.087 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00387

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.207

· j = 1 - k / 3 = 0.931

· x = k·d = 165.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.000 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 213.900 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 213.900 MPa

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

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 145.663 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 294.530 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 145.663 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.5 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1264.220	474.710	844.850	831.200
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1496.384	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0070] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 426.267 mm

· d" = X - H + d = 326.267 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

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

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7740.019 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3366.504 kN.m

· eb = Mb / Pb = 434.948 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

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

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

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

· e' = e + X - dc = 1822.651 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 844.850 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1264.220 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

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

= 554.456 kN > Vu = 474.710 kN

· 1/2·Øv·Vc = 277.228 kN < Vu = 474.710 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00642

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.258

· j = 1 - k / 3 = 0.914

· x = k·d = 206.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.015 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 221.194 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 221.194 MPa

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

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 142.272 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 284.818 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 142.272 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.6 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1186.910	474.710	847.460	831.200
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1400.550	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0070] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 426.267 mm

· d" = X - H + d = 326.267 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

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

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7740.019 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3366.504 kN.m

· eb = Mb / Pb = 434.948 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

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

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

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

· e' = e + X - dc = 1726.817 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 847.460 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1186.910 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

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

= 554.564 kN > Vu = 474.710 kN

· 1/2·Øv·Vc = 277.282 kN < Vu = 474.710 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00642

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.258

· j = 1 - k / 3 = 0.914

· x = k·d = 206.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.015 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 221.194 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 221.194 MPa

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

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 142.272 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 284.818 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 142.272 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.7 중앙부 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	265.060	118.340	1482.570	3.350
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
178.784	0.850	#NAME?	0.75		

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

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 327.990 mm

· d" = X - H + d = 247.990 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

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

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1527.415 kN.m

· eb = Mb / Pb = 233.884 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

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

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

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

· e' = e + X - dc = 426.774 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1482.570 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 265.060 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

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

= 316.131 kN > Vu = 118.340 kN

· 1/2·Øv·Vc = 158.066 kN > Vu = 118.340 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.117 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 3.819 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 3.819 MPa

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

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 27314.108 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 21995.287 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 21995.287 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.8 중앙부 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	0.001	118.340	1986.120	3.350
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
0.001	0.850	#NAME?	0.75		

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

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 327.990 mm

· d" = X - H + d = 247.990 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

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

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1527.415 kN.m

· eb = Mb / Pb = 233.884 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

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

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

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

· e' = e + X - dc = 247.991 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1986.120 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 0.001 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

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

= 330.849 kN > Vu = 118.340 kN

· 1/2·Øv·Vc = 165.425 kN > Vu = 118.340 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.117 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 3.819 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 3.819 MPa

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

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 27314.108 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 21995.287 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 21995.287 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.9 중앙부 벽체 중앙부(+) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	248.090	0.000	1495.070	3.160
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
165.939	0.850	#NAME?	0.75		

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

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.142 mm

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

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

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

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

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

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

· e' = e + X - dc = 331.081 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1495.070 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 248.090 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

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

= 331.063 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 165.532 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.188 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 5.083 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 5.083 MPa

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

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 20477.092 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 16525.674 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 16525.674 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.10 중앙부 벽체 중앙부(+) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	0.001	0.000	2015.170	3.160
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
0.000	0.850	#NAME?	0.75		

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

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.142 mm

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

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

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

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

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

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

· e' = e + X - dc = 165.142 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 2015.170 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 0.001 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

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

= 351.331 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 175.666 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.188 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 5.083 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 5.083 MPa

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

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 20477.092 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 16525.674 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 16525.674 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.11 중앙부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	284.230	123.180	1568.620	2.530
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
181.197	0.850	#NAME?	0.75		

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

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.142 mm

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

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

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

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

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

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

· e' = e + X - dc = 346.339 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1568.620 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 284.230 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

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

= 333.929 kN > Vu = 123.180 kN

· 1/2·Øv·Vc = 166.965 kN > Vu = 123.180 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.150 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 4.070 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 4.070 MPa

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

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 25618.526 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 20638.821 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 20638.821 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.12 중앙부 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	0.001	123.180	2059.670	2.530
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
0.000	0.850	#NAME?	0.75		

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

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 245.142 mm

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

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

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

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

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

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

· e' = e + X - dc = 165.142 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 2059.670 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 0.001 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

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

= 353.066 kN > Vu = 123.180 kN

· 1/2·Øv·Vc = 176.533 kN > Vu = 123.180 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.150 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 4.070 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 4.070 MPa

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

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 25618.526 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 20638.821 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 20638.821 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

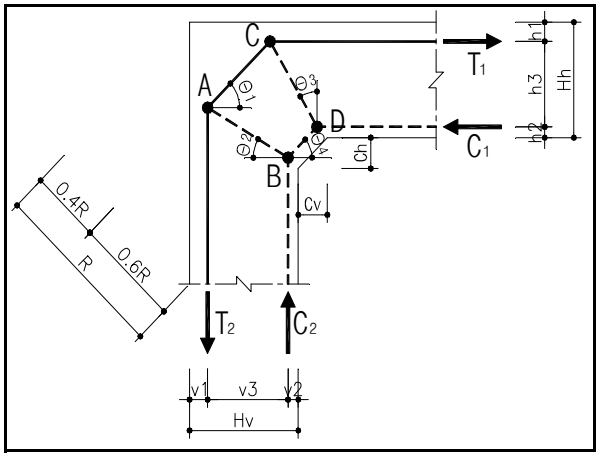
13. 우각부 보강검토

13.1 상부슬래브 (램프 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1600.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1700.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	1420.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	1520.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	3641.380 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 2687.01 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

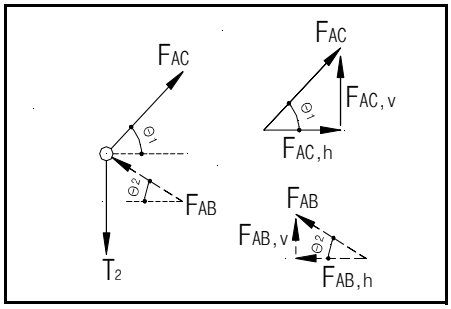
θ_2 = 12.68°

θ_3 = 17.29°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



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

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

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

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

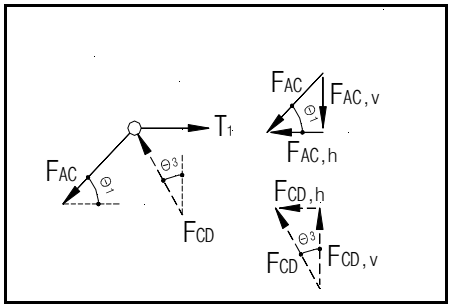
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2) \quad \cdots\cdots ③$$

2) C절점의 평형조건



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

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

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

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

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

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

ΣH = 0 :

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

식 ④를 식 ⑤에 대입

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

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

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{3{,}641.380}{1.420} =$ 2,564.352 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{3{,}641.380}{1.520} =$ 2,395.645 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 2,765.676 kN

식 ⑥ 으로부터

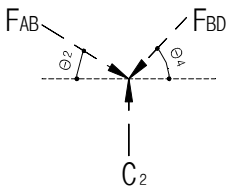
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 2,765.676 kN

따라서 F_{AC} = **2,765.676** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 2{,}004.519 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

ΣV = 0 :

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

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 2{,}765.676 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 2{,}048.176 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	2,765.676	타이
AB	-2,004.519	스트럿
BD	-2,765.676	스트럿
CD	-2,048.176	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 2,765.676 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{2{,}765{,}676.145}{0.85 \times 400} = 8{,}134.34 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H 0 @ 250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H 32 @ 250	=	3,176.80	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H 32 @ 250	=	3,176.80	mm^2	(1 단)
	= H 32 @ 250	=	3,176.80	mm^2	(2 단)
	합계	=	**9,530.40**	mm^2	

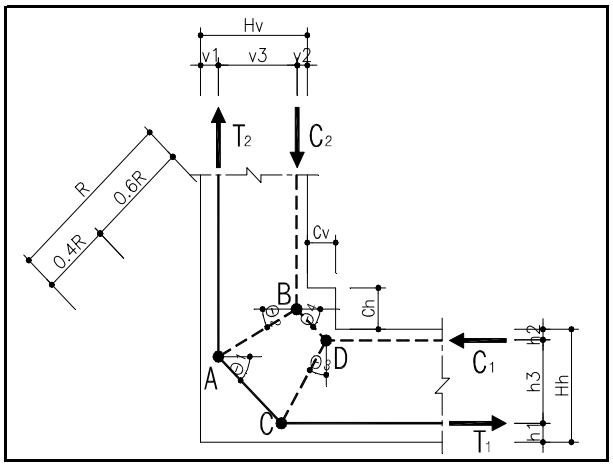
$A_{s,used}$ = 9,530.40 mm^2 > 8,134.34 mm^2 ……O.K

13.2 하부슬래브(램프 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1600.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1700.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	1420.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	1520.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	3391.970 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 2334.52 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

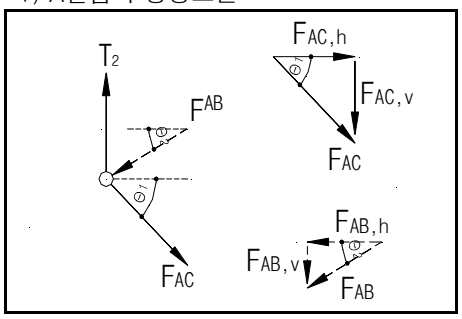
θ_2 = 3.68°

θ_3 = 7.93°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



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

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

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

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

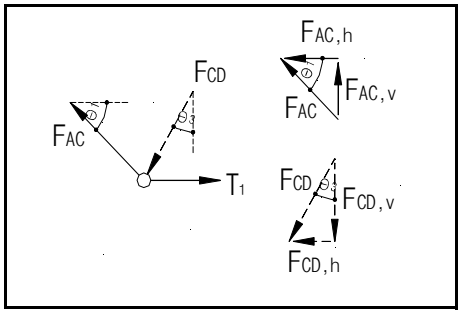
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$

$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



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

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

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

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

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

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

$\Sigma H = 0$:

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

식 ④를 식 ⑤에 대입

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

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

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{3{,}391.970}{1.420} =$ 2,388.711 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{3{,}391.970}{1.520} =$ 2,231.559 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 2,965.225 kN

식 ⑥ 으로부터

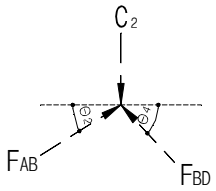
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 2,965.225 kN

따라서 $F_{AC} =$ **2,965.225** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 2{,}101.061 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

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

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 2{,}965.225 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 2{,}116.963 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**2,965.225**	타이
AB	**-2,101.061**	스트럿
BD	**-2,965.225**	스트럿
CD	**-2,116.963**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 2,965.225 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{2{,}965{,}225.125}{0.85 \times 400} = 8{,}721.25 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	32	@	250	=	3,176.80	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	32	@	250	=	3,176.80	mm^2	(1 단)
	= H	32	@	250	=	3,176.80	mm^2	(2 단)
				합계	=	**9,530.40**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 9,530.40 mm^2 > 8,721.25 mm^2 ……O.K

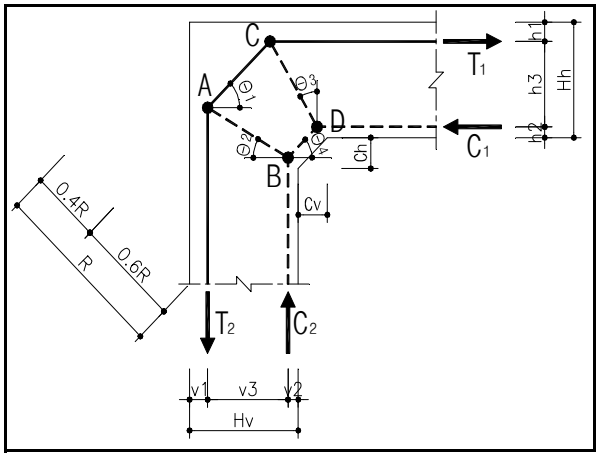
13. 우각부 보강검토

13.3 상부슬래브 (본선 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	900.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	720.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	968.130 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1626.35 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

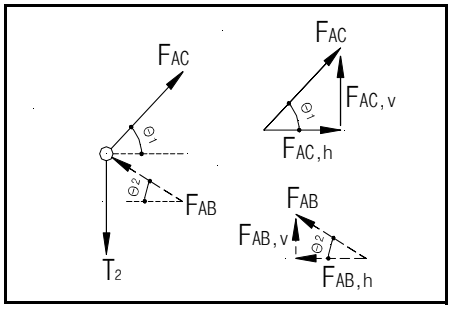
Θ_2 = 29.48°

Θ_3 = 29.48°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



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

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

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

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

$\Sigma V = 0$:

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

$\Sigma H = 0$:

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

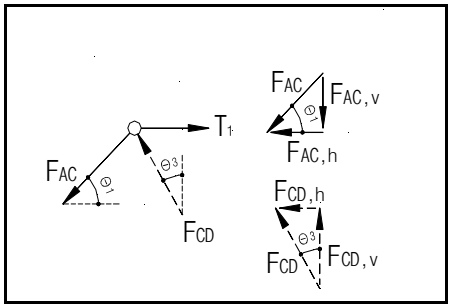
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

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

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

2) C절점의 평형조건



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

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

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

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

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

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

ΣH = 0 :

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

식 ④를 식 ⑤에 대입

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

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

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{968.130}{0.720} =$ 1,344.625 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{968.130}{0.720} =$ 1,344.625 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,214.856 kN

식 ⑥ 으로부터

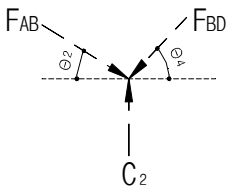
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,214.856 kN

따라서 F_{AC} = **1,214.856** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 986.781 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

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

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1,214.856 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 986.781 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,214.856	타이
AB	-986.781	스트럿
BD	-1,214.856	스트럿
CD	-986.781	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,214.856 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1,214,855.879}{0.85 \times 400} = 3,573.11 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H 0 @ 250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H 22 @ 250	=	1,548.40	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H 22 @ 250	=	1,548.40	mm^2	(1 단)
	= H 22 @ 250	=	1,548.40	mm^2	(2 단)
	합계	=	**4,645.20**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 4,645.20 mm^2 > 3,573.11 mm^2 ……O.K

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 상부슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
접합부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.2 상부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.3 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.4 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
단부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
지간 중앙부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
중앙 기둥부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

14.5 램프 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
상 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
하 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

14.6 본선-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
상 단	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
중 앙	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

14.7 본선 중앙부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
상 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
중 앙	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
하 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

15. 사용성 검토

부 재	최소두께 또는 높이 t (mm)			
	단순지지	일단연속	양단연속	캔틸레버
일방향 슬래브	L / 20	L / 24	L / 28	L / 10
보	L / 16	L / 18.5	L / 21	L / 8

부 재	지간 L (mm)	최소두께 t (mm)	사용두께 t (mm)	평 가
상부 슬래브 : 램프	10150.00	422.92	1600.00	O.K
상부 슬래브 : 본선	9600.00	400.00	900.00	O.K
하부 슬래브 : 램프	10550.00	439.58	1600.00	O.K
하부 슬래브 : 본선	9600.00	400.00	1300.00	O.K

16. 지지력 검토

16.1 하중 산정 : 램프

16.1.1 고정하중

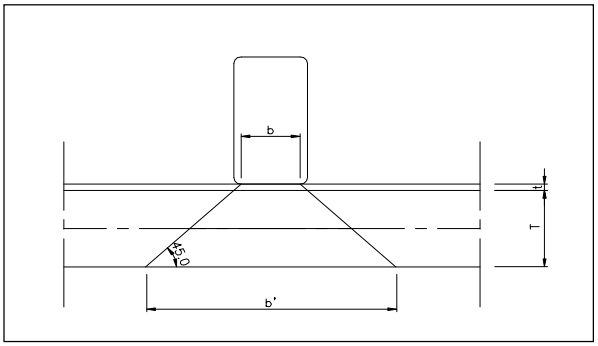
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 2914.66 / 28.100 = 103.724 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 182.425 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

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

16.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

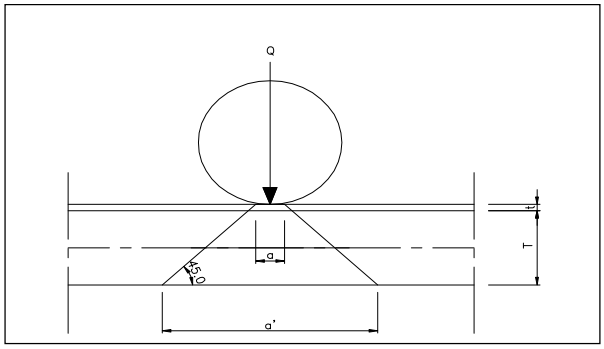


t = 40.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 1600.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (1.600 + 0.040) x cot 45°

= 3.78 m



a' = 0.200 + 2 x (1.600 + 0.040) x cot 45°

= 3.48 m

Qz' = 96.000 / (3.780 x 3.480) = 7.30 kN/m^2

16.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 103.724 + 182.425 + 0.000 + 10.000 + 7.298

= 303.447 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 303.447 kN/m^2 < Qa = 700.000 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16.3 하중 산정 : 본선

16.3.1 고정하중

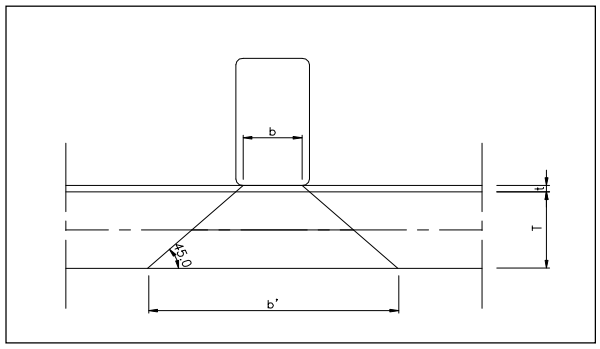
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 1275.23 / 16.100 = 79.207 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 86.125 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

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

16.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

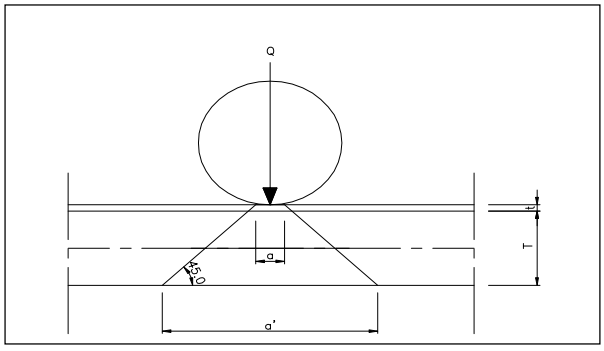


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 1300.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (1.300 + 0.050) x cot 45°

= 3.20 m



a' = 0.200 + 2 x (1.300 + 0.050) x cot 45°

= 2.90 m

Qz' = 96.000 / (3.200 x 2.900) = 10.34 kN/m^2

16.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 79.207 + 86.125 + 0.000 + 10.000 + 10.345

= 185.677 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

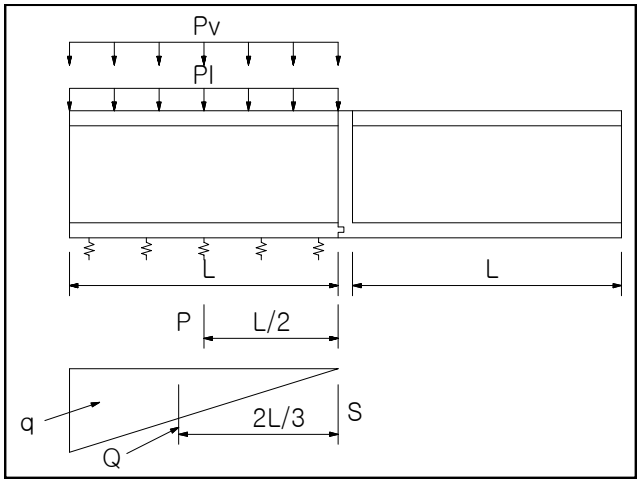
Qmax = 185.677 kN/m^2 < Qa = 400.000 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

17. 신축이음부 검토

17-1. 램프

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



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

$P - S - Q = 0$

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

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

$Pv = B \times H \times \gamma t$

$= 11.95 \times 8 \times 19.0$

$= 1816.4 \ kN/m$

$Po = 2 \times T1 / 3.0 \div 2 \times 96 / 3 = 64.0 \ kN/m$

$Pl = 2 \times Po \times (1 + i) = 2 \times 64.0 \times (1 + 0.2) = 153.6 \ kN/m$

$P = (Pv+Pl) \times L = (1816.4 + 153.6) \times 30.0 = 59100.0 \ kN$

$S = P / 4 = 59100 / 4 = 14775.0 \ kN$

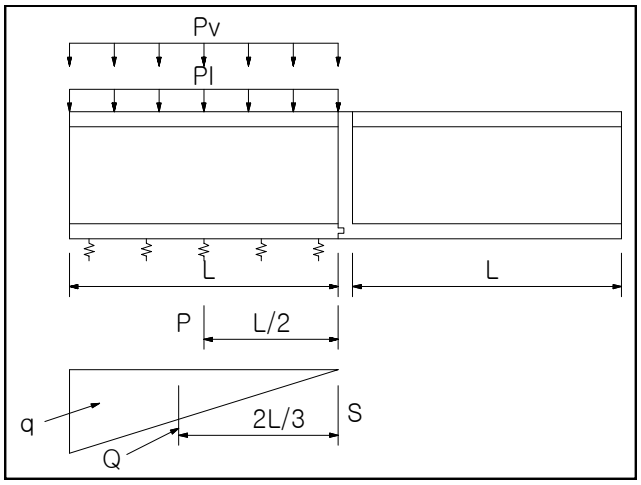
$(\therefore \ \tau a = 80 \ MPa)$

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 14775.0 x 1000 / 80 = 184,688 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 201 EA = 794.2 x 201 = 159,634 mm²

17-2. 본선

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



P = ∑Pl + ∑Pv Q = ∑q

P - S - Q = 0

P × L/2 - Q × 2/3 × L = 0

윗식에서

S = -1/4 × P

Pv = B × H × γt

= 17 x 0.6 x 19.0

= 193.8 kN/m

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

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.2) = 153.6 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (193.8 + 153.6)x 30.0 = 10422.0 kN

S = P / 4 = 10422 / 4 = 2605.5 kN

(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 2605.5 x 1000 / 80 = 32,569 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 340 EA = 794.2 x 340 = 270,028 mm²

※ 일체구조로 검토 : 램프x2ea + 본선

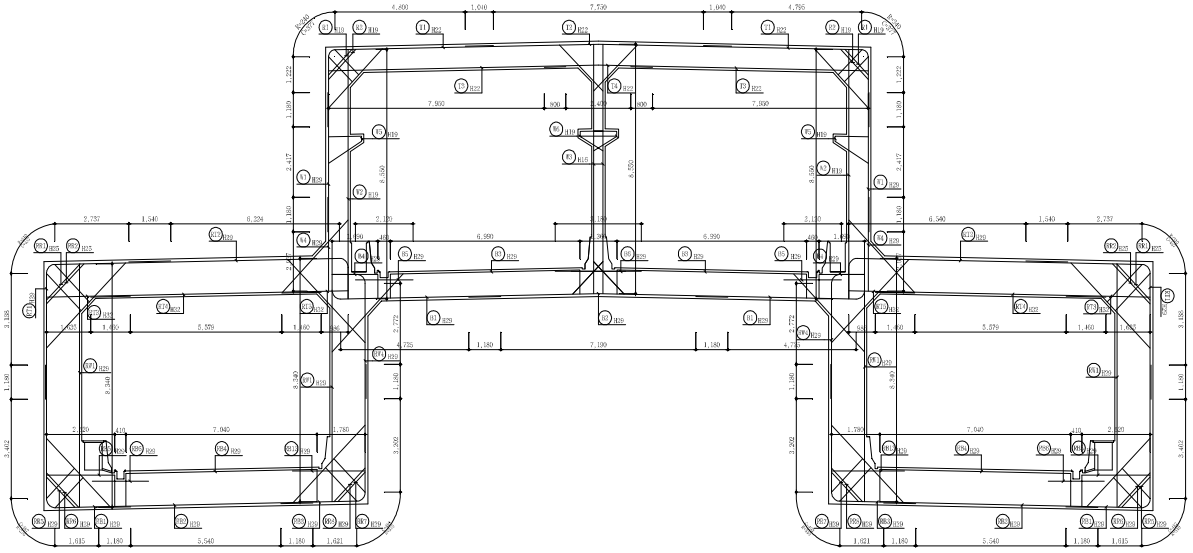
☞ 소요철근량 Areq = 369,375 + 32,569 = 401,944 mm²

☞ 사용철근량 As = 319,268 + 270,028 = 589,296 mm²

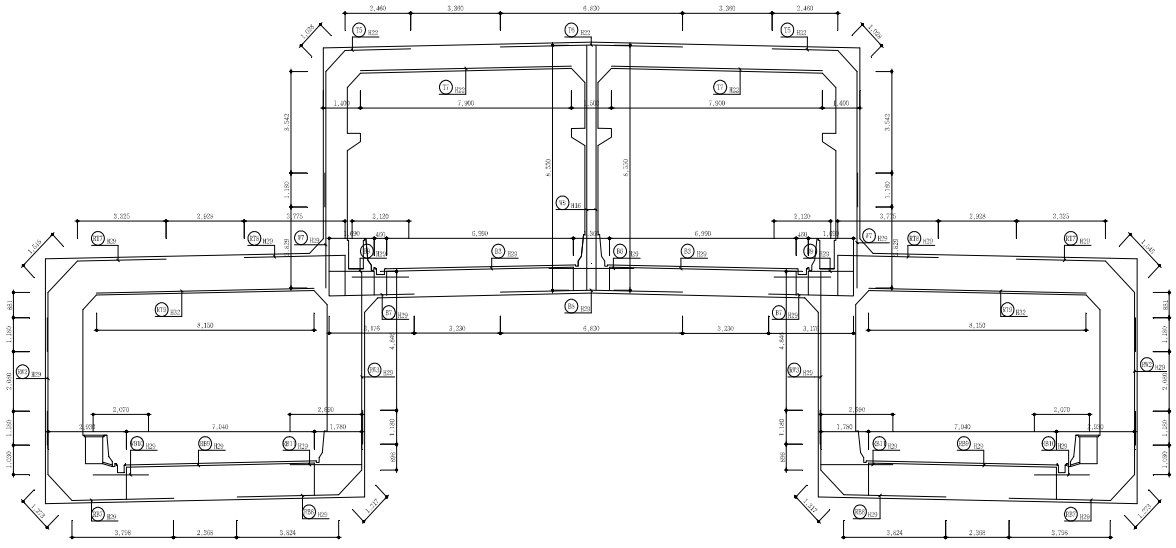
∴ O.K

18. 주철근조립도

CYCLE-1 (@250)



CYCLE-2 (@250)



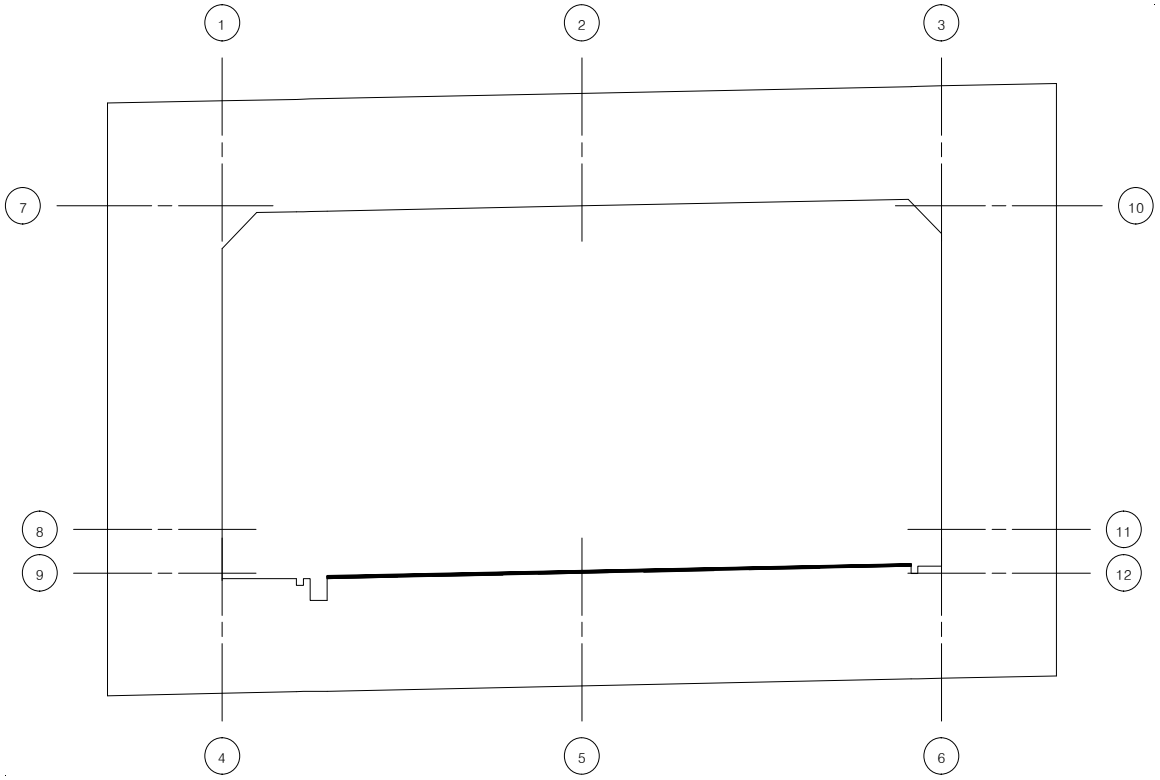
지하차도 구조계산서

▣ STA. 0K+699.000 (BLOCK1 : 단면 A-A)
▣ 토 피(FH) = 10.81 m ▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 10.65M × 5.22M, 사각 : 90°)

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(기능수행)
13. 하중재하도(붕괴방지)
14. 하중계수 및 하중조합
15. INPUT DATA(상시)
16. INPUT DATA(기능수행)
17. INPUT DATA(붕괴방지)
18. OUTPUT DATA(상시)
19. OUTPUT DATA(기능수행)
20. OUTPUT DATA(붕괴방지)
21. 단면력정리
22. 단면검토 및 철근량 산정
23. 수평철근 검토
24. 절점부 검토
25. 사용성 검토
26. STM-우각부
27. 기초 지지력 검토
28. 주철근 조립도
29. 물분무시설 보강철근

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	338.29	700.000	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	2560.753	4871.803	1.902	O.K

■ 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	1667	3582.04	4820.57	6458.20	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.35
		중앙부	2	1000	1520	3726.23	4375.60	7381.90	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.17
		우측	3	1000	1667	3582.02	1676.66	6458.20	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.35
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	1520	2309.14	3807.83	4574.50	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.65
		측구부	5	1000	1500	1548.38	2542.74	3129.50	H29 - 8.0EA	5139.20	1.64
		중앙부	6	1000	1520	3290.15	4122.90	6559.70	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	1.25
		우측	7	1000	1520	2309.17	3807.83	4574.60	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.65
좌측벽체	1층	상부	8	1000	1767	4596.83	5123.95	7852.00	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.11
		중앙부	9	1000	1620	694.66	2184.04	1297.00	H25 - 8.0EA	4053.60	3.14
		하부	10	1000	1600	3640.16	4017.51	6884.20	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.10
우측벽체	1층	상부	11	1000	1767	4596.80	5123.95	7852.00	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.11
		중앙부	12	1000	1620	694.67	2184.04	1297.10	H25 - 8.0EA	4053.60	3.14
		하부	13	1000	1600	3640.16	4017.51	6884.20	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.10

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			주철근 20%		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부슬래브	1경간	좌측	1	1800.0	3972.0	O.K	1784.6	2647.3	O.K
		중앙부	2	1800.0	3310.7	O.K	1784.6	2647.3	O.K
		우측	3	1800.0	3972.0	O.K	1784.6	2647.3	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	1800.0	3310.7	O.K	1541.8	2647.3	O.K
		중앙부	6	1800.0	3308.7	O.K	1676.1	2647.3	O.K
		우측	7	1800.0	4635.3	O.K	1541.8	2647.3	O.K
좌측벽체	1층	상부	8	1800.0	2865.0	O.K	1784.6	1911.0	O.K
		중앙부	9	1800.0	2865.0	O.K	810.7	954.0	O.K
		하부	10	1800.0	2865.0	O.K	1541.8	1911.0	O.K
우측벽체	1층	상부	11	1800.0	2865.0	O.K	1784.6	1911.0	O.K
		중앙부	12	1800.0	2865.0	O.K	810.7	954.0	O.K
		하부	13	1800.0	2865.0	O.K	1541.8	1911.0	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	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	941.8	1514.5	1676.66	2.00	197.50	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	954.8	318.5	1327.29	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	941.8	1514.4	1676.66	2.00	197.40	H13	150	253.40	O.K
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	954.8	1294.4	1699.79	2.00	115.50	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	6	954.8	350.3	1327.29	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	7	954.8	1294.3	1699.79	2.00	115.50	H13	150	253.40	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	8	1006.8	1048.5	1792.29	2.00	13.50	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	9	1052.2	634.9	1462.73	2.00	262.5	H13	300	253.40	O.K
		하부	10	1006.8	1086.0	1792.29	2.00	25.60	H13	150	253.40	O.K
우측 벽체	1 층	상부	11	1006.8	1048.5	1792.29	2.00	13.50	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	12	1052.2	634.9	1462.73	2.00	262.5	H13	300	253.40	O.K
		하부	13	1006.8	1086.0	1792.29	2.00	256.00	H13	150	253.40	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1667	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	498.000	O.K	3.984
		중앙부	2	1520	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	230.000	O.K	1.840
		우측	3	1667	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	498.000	O.K	3.984
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1520	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		측구부	5	1500	H29 - 8.0EA	125	978.000	O.K	7.824
		중앙부	6	1520	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	259.000	O.K	2.072
		우측	7	1520	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
좌측 벽체	1 층	상부	8	1767	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	251.000	O.K	2.008
		중앙부	9	1620	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	10	1600	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	145.000	O.K	1.160
우측 벽체	1 층	상부	11	1767	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	251.000	O.K	2.008
		중앙부	12	1620	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	13	1600	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	145.000	O.K	1.160

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 지하차도 (내공 : 10.65M × 5.22M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 25.00 kN/m³
- Mortar (γ_{mot}) = 21.50 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 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 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 : I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sd
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 10.000 kN/m² (∵ 토피 : 10.806 m)

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)

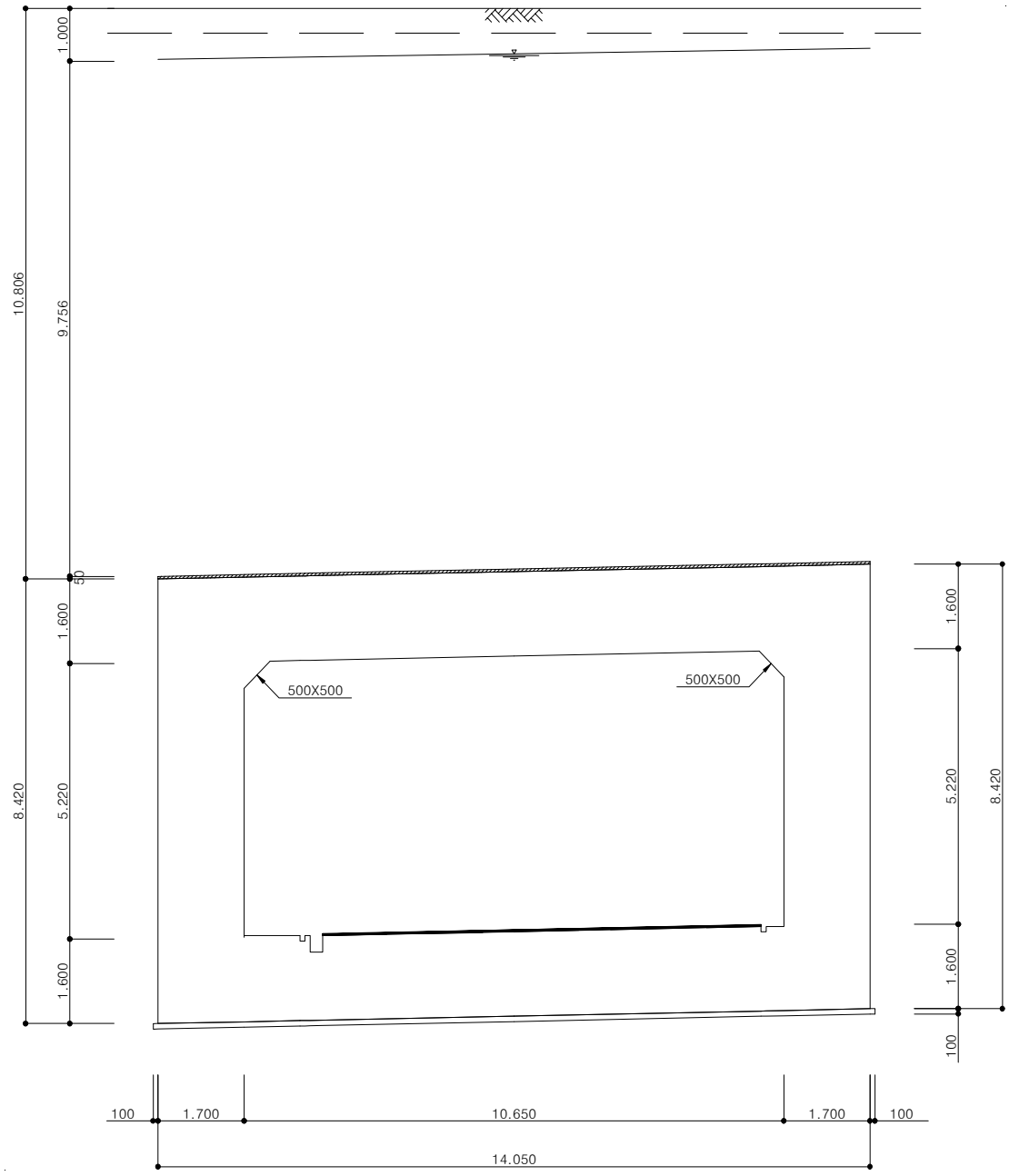
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 콘크리트 구조기준.해설 : 한국콘크리트학회(2012)
- 도로교 설계기준 : 건설교통부(2005)

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


1.000
10.806
9.756
SD
1.600
500X500
500X500
8.420
5.220
1.600
1.600
5.220
8.420
1.600
100
100
1.700
10.650
1.700
100
14.050

4. 부 력 검 토

4.1 시공중 부력검토 (지하수위:G.L -9.6m) -상부슬래브 폐합전

: 부력에 대한 안전률 Fs = 1.10 (R/B)

1) 구체자중

- 하부슬래브	:	14.050 × 1.600 × 25.0	=	562.000	kN/m
- 좌측외벽	:	1.700 × 5.220 × 25.0	=	221.850	kN/m
- 우측외벽	:	1.700 × 5.220 × 25.0	=	221.850	kN/m
		∴ Σ	=	1005.700	kN/m

2) 상재 하중

∴ Σ = 0.000 kN/m

4) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 0.000^2 \times \tan(30.0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 0.000 \times 0.000 \times 19.000 + 0.000^2 \times 10.000) \times \tan(30.0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. [철도설계기준2004(노반변,p.170)]

5) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=구조물높이+토피고-지하수위)

$= 14.050 \times 9.626 \times 10.000$

$= 1352.453$ kN/m

6) 안정검토

$R = 1005.700 + 0.000 + 0.000 = 1005.700$ kN/m

$Fs = R / U$

$= 1005.700 / 1352.453$

$\geq 1.100 \Rightarrow H \leq 0.676$ m

∴ 시공중 지하수위 Hw는 하부슬래브 저면으로부터 0.676m이하로 유지.

4.2 완공후 부력검토 (지하수위:G.L -9.6m)

: 부력에 대한 안전률 Fs = 1.20 (R/B)

부력에 대한 안정계산시 구체자중과 측면마찰력, 상재하중만을 고려

(최소토피 H = 10.806 m 에 대하여 검토)

1) 구체자중

- 상부슬래브	:	14.050 × 1.600 × 25.0	=	562.000	kN/m
- 하부슬래브	:	14.050 × 1.600 × 25.0	=	562.000	kN/m
- 좌측외벽	:	1.700 × 5.220 × 25.0	=	221.850	kN/m
- 우측외벽	:	1.700 × 5.220 × 25.0	=	221.850	kN/m
- 헌치 1	:	0.500 × 0.500 × 1/2 × 2EA × 25.0	=	6.250	kN/m
		∴ Σ	=	1573.950	kN/m

2) 상재 하중

- ASPHALT 포장하중	:	0.500 × 14.050 × 23.0	=	161.575	kN/m
- 흙의 자중(지하수위 이상	:	9.100 × 14.050 × 19.0	=	2429.245	kN/m
- 흙의 자중(지하수위 이하	:	1.156 × 14.050 × 10.0	=	162.418	kN/m
- 지하수 자중	:	1.156 × 14.050 × 10.0	=	162.418	kN/m
- 방수 Mortal	:	0.050 × 14.050 × 21.5	=	15.104	kN/m
		∴ Σ	=	2930.760	kN/m

4) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 9.600^2 \times \tan(30.0 \times 2/3)$

$= 318.663$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 9.600 \times 1.156 \times 19.000 + 1.156^2 \times 10.000) \times \tan(30.0 \times 2/3)$

$= 79.177$ kN/m

∴ ∑ = 318.663 + 79.177 = 397.840 kN/m

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. [철도설계기준2004(노반편,p.170)]

5) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=구조물높이+토피고-지하수위)

$= 14.050 \times 9.626 \times 10.000$

$= 1352.453$ kN/m

6) 안정검토

$R = 1573.950 + 2930.760 + 397.840 = 4902.550$ kN/m

$Fs = R / U$

$= 4902.550 / 1352.453$

$= 3.625 > 1.200$ ∴O.K

4.3 완공후 부력검토 (극한수위:G.L -1.0m)

: 부력에 대한 안전률 Fs = 1.05 (R/B)

부력에 대한 안정계산시 구체자중과 측면마찰력, 상재하중만을 고려

(최소토피 H = 10.806 m 에 대하여 검토)

1) 구체자중

- 상부슬래브	:	14.050 × 1.600 × 25.0	=	562.000	kN/m
- 하부슬래브	:	14.050 × 1.600 × 25.0	=	562.000	kN/m
- 좌측외벽	:	1.700 × 5.220 × 25.0	=	221.850	kN/m
- 우측외벽	:	1.700 × 5.220 × 25.0	=	221.850	kN/m
- 헌치 1	:	0.500 × 0.500 × 1/2 × 2EA × 25.0	=	6.250	kN/m
		∴ Σ	=	1573.950	kN/m

2) 상재 하중

- ASPHALT 포장하중	:	0.500 × 14.050 × 23.0	=	161.575	kN/m
- 흙의 자중(지하수위 이상	:	0.500 × 14.050 × 19.0	=	133.475	kN/m
- 흙의 자중(지하수위 이하	:	9.756 × 14.050 × 10.0	=	1370.718	kN/m
- 지하수 자중	:	9.756 × 14.050 × 10.0	=	1370.718	kN/m
- 방수 Mortal	:	0.050 × 14.050 × 21.5	=	15.104	kN/m
		∴ Σ	=	3051.590	kN/m

4) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30.0 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 9.806 \times 19.000 + 9.806^2 \times 10.000) \times \tan(30.0 \times 2/3)$

$= 242.805$ kN/m

∴ ∑ = 3.458 + 242.805 = 246.263 kN/m

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. [철도설계기준2004(노반변,p.170)]

5) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=구조물높이+토피고-지하수위)

$= 14.050 \times 18.226 \times 10.000$

$= 2560.753$ kN/m

6) 안정검토

$R = 1573.950 + 3051.590 + 246.263 = 4871.803$ kN/m

$Fs = R / U$

$= 4871.803 / 2560.753$

$= 1.902 > 1.050$ ∴O.K

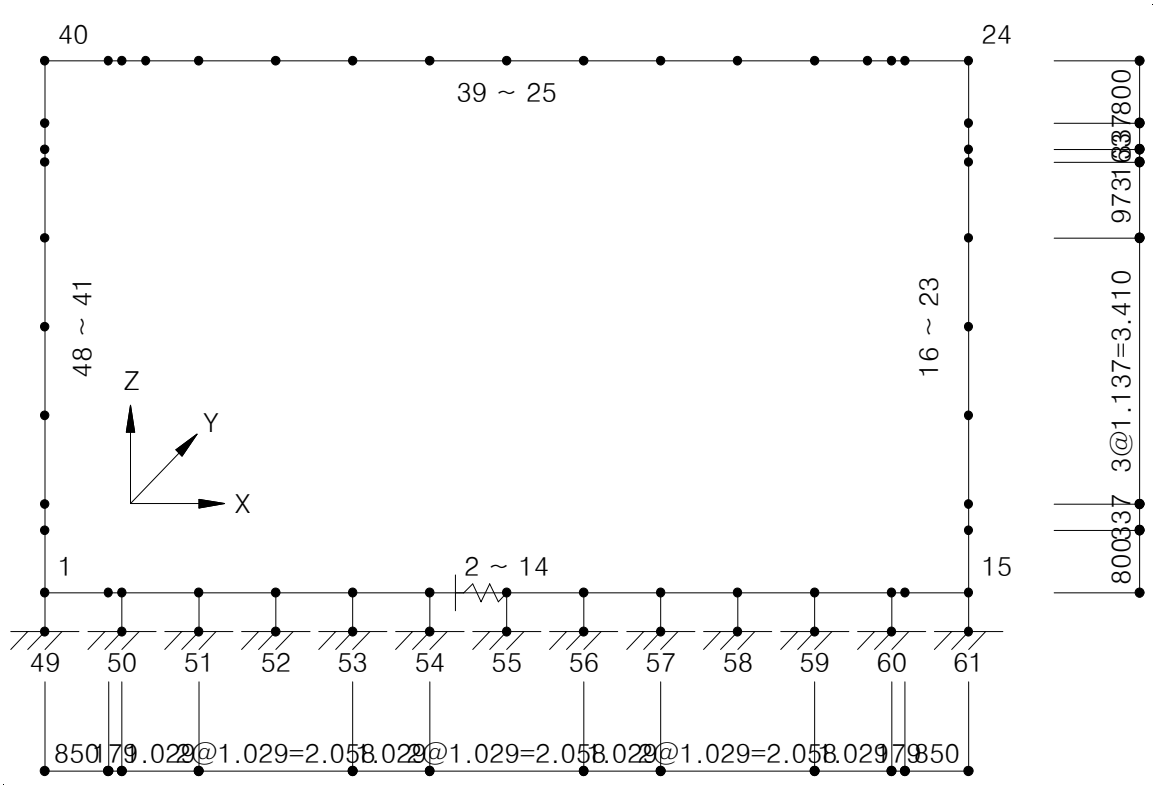
5. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

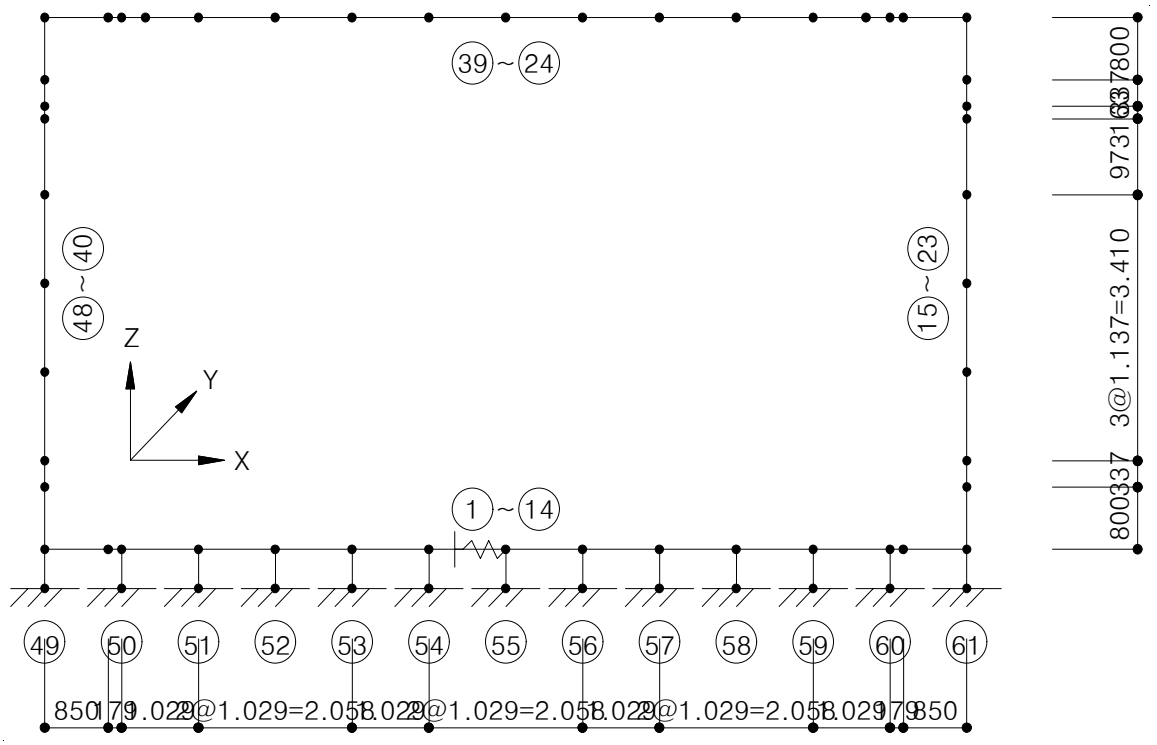
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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 (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.600 × 1.000	= 1.600	0.34133	1~14,27~36
2	1.700 × 1.000	= 1.700	0.40942	15~20,43~48
4	2.200 × 1.000	= 2.200	0.88733	23,40
5	2.100 × 1.000	= 2.100	0.77175	24,39

NO	A (m²)		I (m⁴)	절 점
3	1.863 × 1.000	= 1.863	0.53913	22,42
6	1.921 × 1.000	= 1.921	0.59059	26,38

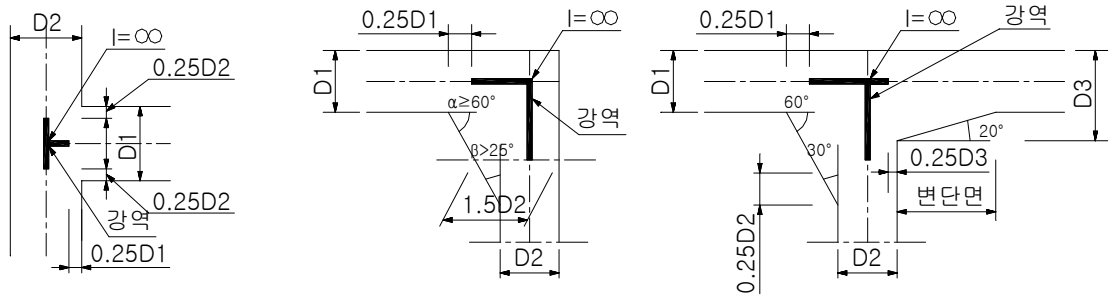
NO	Section(Tapper)	부 재
7	SEC 2 ~ 3	21
8	SEC 3 ~ 4	22
9	SEC 5 ~ 6	25
10	SEC 6 ~ 1	26
11	SEC 1 ~ 6	37
12	SEC 6 ~ 5	38
13	SEC 4 ~ 3	41
14	SEC 3 ~ 2	42

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	32	6.175	7.320
2	0.850	0.500	33	5.146	7.320
3	1.029	0.500	34	4.117	7.320
4	2.058	0.500	35	3.087	7.320
5	3.087	0.500	36	2.058	7.320
6	4.117	0.500	37	1.350	7.320
7	5.146	0.500	38	1.029	7.320
8	6.175	0.500	39	0.850	7.320
9	7.204	0.500	40	0.000	7.320
10	8.233	0.500	41	0.000	6.520
11	9.262	0.500	42	0.000	6.183
12	10.292	0.500	43	0.000	6.020
13	11.321	0.500	44	0.000	5.047
14	11.500	0.500	45	0.000	3.910
15	12.350	0.500	46	0.000	2.773
16	12.350	1.300	47	0.000	1.637
17	12.350	1.637	48	0.000	1.300
18	12.350	2.773	49	0.000	0.000
19	12.350	3.910	50	1.029	0.000
20	12.350	5.047	51	2.058	0.000
21	12.350	6.020	52	3.087	0.000
22	12.350	6.183	53	4.117	0.000
23	12.350	6.520	54	5.146	0.000
24	12.350	7.320	55	6.175	0.000
25	11.500	7.320	56	7.204	0.000
26	11.321	7.320	57	8.233	0.000
27	11.000	7.320	58	9.262	0.000
28	10.292	7.320	59	10.292	0.000
29	9.262	7.320	60	11.321	0.000
30	8.233	7.320	61	12.350	0.000
31	7.204	7.320			

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 40 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(2) 40 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(3) 24 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(4) 24 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1600 = 450 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1700 = 375 mm

(7) 15 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1600 = 450 mm

(8) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

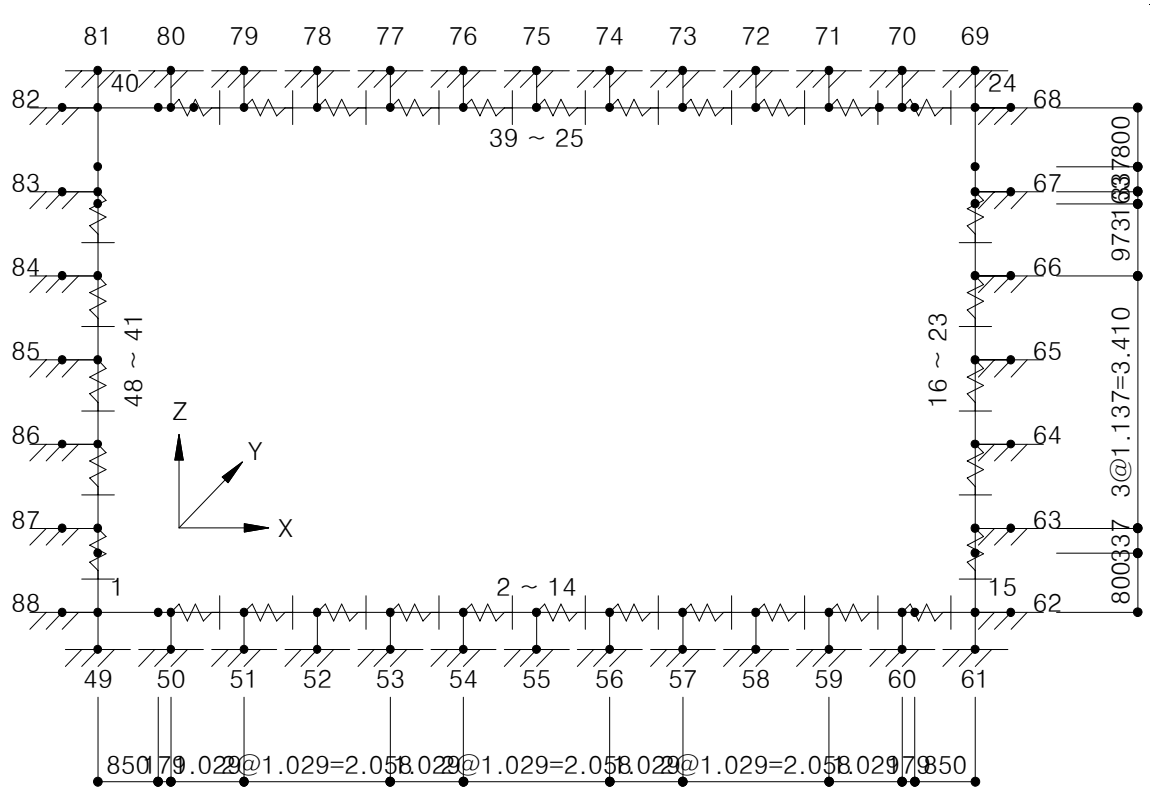
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1700 = 375 mm

6. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

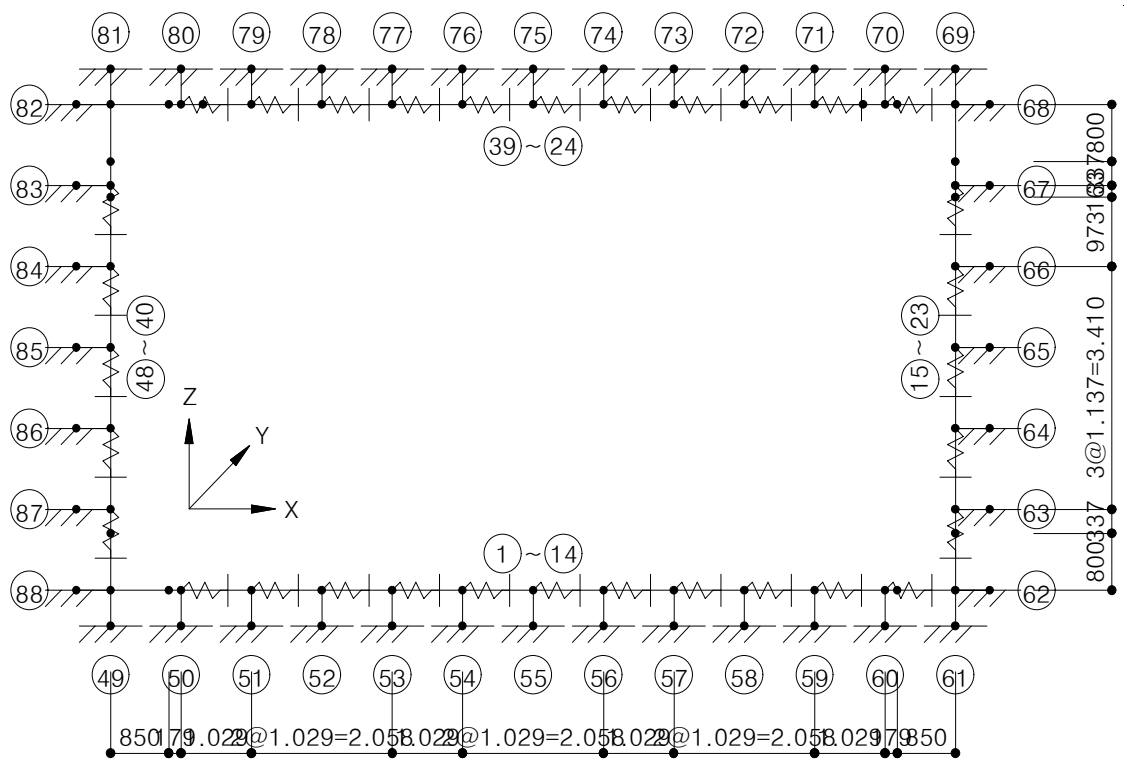
1) Modeling

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 (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.600 × 1.000	= 1.600	0.34133	1~14,27~36
2	1.700 × 1.000	= 1.700	0.40942	15~20,43~48
4	2.200 × 1.000	= 2.200	0.88733	23,40
5	2.100 × 1.000	= 2.100	0.77175	24,39

NO	A (m²)		I (m⁴)	절 점
3	1.863 × 1.000	= 1.863	0.53913	22,42
6	1.921 × 1.000	= 1.921	0.59059	26,38

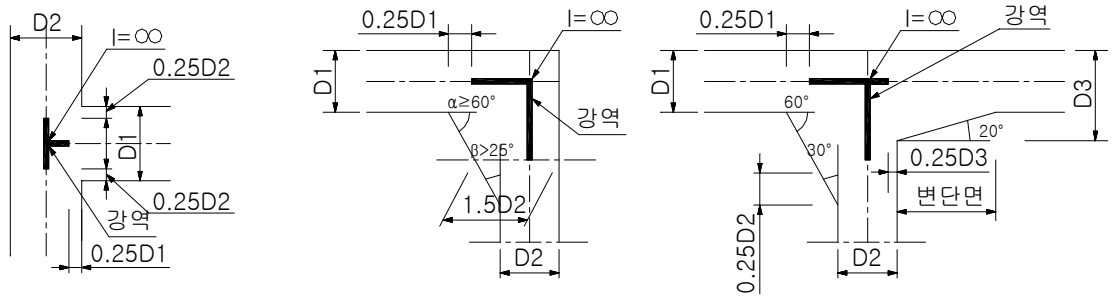
NO	Section(Tapper)	부 재
7	SEC 2 ~ 3	21
8	SEC 3 ~ 4	22
9	SEC 5 ~ 6	25
10	SEC 6 ~ 1	26
11	SEC 1 ~ 6	37
12	SEC 6 ~ 5	38
13	SEC 4 ~ 3	41
14	SEC 3 ~ 2	42

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.500	0.500	45	0.500	3.910
2	1.350	0.500	46	0.500	2.773
3	1.529	0.500	47	0.500	1.637
4	2.558	0.500	48	0.500	1.300
5	3.587	0.500	49	0.500	0.000
6	4.617	0.500	50	1.529	0.000
7	5.646	0.500	51	2.558	0.000
8	6.675	0.500	52	3.587	0.000
9	7.704	0.500	53	4.617	0.000
10	8.733	0.500	54	5.646	0.000
11	9.762	0.500	55	6.675	0.000
12	10.792	0.500	56	7.704	0.000
13	11.821	0.500	57	8.733	0.000
14	12.000	0.500	58	9.762	0.000
15	12.850	0.500	59	10.792	0.000
16	12.850	1.300	60	11.821	0.000
17	12.850	1.637	61	12.850	0.000
18	12.850	2.773	62	13.350	0.500
19	12.850	3.910	63	13.350	1.637
20	12.850	5.047	64	13.350	2.773
21	12.850	6.020	65	13.350	3.910
22	12.850	6.183	66	13.350	5.047
23	12.850	6.520	67	13.350	6.183
24	12.850	7.320	68	13.350	7.320
25	12.000	7.320	69	12.850	7.820
26	11.821	7.320	70	11.821	7.820
27	11.500	7.320	71	10.792	7.820
28	10.792	7.320	72	9.762	7.820
29	9.762	7.320	73	8.733	7.820
30	8.733	7.320	74	7.704	7.820
31	7.704	7.320	75	6.675	7.820
32	6.675	7.320	76	5.646	7.820
33	5.646	7.320	77	4.617	7.820
34	4.617	7.320	78	3.587	7.820
35	3.587	7.320	79	2.558	7.820
36	2.558	7.320	80	1.529	7.820
37	1.850	7.320	81	0.500	7.820
38	1.529	7.320	82	0.000	7.320
39	1.350	7.320	83	0.000	6.183
40	0.500	7.320	84	0.000	5.047
41	0.500	6.520	85	0.000	3.910
42	0.500	6.183	86	0.000	2.773
43	0.500	6.020	87	0.000	1.637
44	0.500	5.047	88	0.000	0.500

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 40 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(2) 40 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(3) 24 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(4) 24 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1600 = 450 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1700 = 375 mm

(7) 15 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1600 = 450 mm

(8) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1700 = 375 mm

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 50 = 140000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(14.050 × 14.050) = 14.05 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 140000 = 466670.00 kN/m³

Kv = 466670.000 × (14.050 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 26067.15 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.700/2 + 1.029/2) = 35571 kN/m	1,15
Kv2	Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 26828 kN/m	3~13
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	8

8. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 점토 (EL. : 9.786 ~ -2.900, N=5)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 156.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 156.0 = 124.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 124.8² = 31753.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.45) × 31753.0 = 92083.7 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 156.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo = 0.5 × 156.0 = 78.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 78.0² = 12404.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.45) × 12404.0 = 35971.6 kN/m²

(2) 실트질 모래 (EL. : -2.900 ~ -6.000, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 289.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 289.0 = 231.2 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 231.2² = 108977.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.45) × 108977.0 = 316033.3 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 289.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo = 0.5 × 289.0 = 144.5 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 144.5² = 42569.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.45) × 42569.0 = 123450.1 kN/m²

(3) 풍화암 (EL. : -6.000 ~ -13.000, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 631.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 631.0 = 504.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 504.8² = 519517.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.45) × 519517.0 = 1506599.3 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 631.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo = 0.5 × 631.0 = 315.5 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 315.5^2 = 202936.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.45) × 202936.0 = 588514.4 kN/m^2

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,점토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(14.050 × 14.050) = 14.050 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 92083.7 = 306945.67 kN/m^3

Kv = 306945.670 × (14.050 / 0.3)$^{-3/4}$ = 17145.30 kN/m^3

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 17145.300 = 5715.10 kN/m^3

(2) 하부슬래브 : 제4토층 , 풍화암

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(14.050 × 14.050) = 14.050 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 1506599.3 = 5021997.67 kN/m^3

Kv = 5021997.670 × (14.050 / 0.3)$^{-3/4}$ = 280517.66 kN/m^3

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 280517.660 = 93505.89 kN/m^3

(3) 측벽 : 제2토층 , 점토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.420 × 8.420) = 8.420 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 92083.7 = 306945.67 kN/m^3

Kh = 306945.670 × (8.420 / 0.3)$^{-3/4}$ = 25172.04 kN/m^3

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 25172.040 = 8390.68 kN/m^3

(4) 측벽 : 제3토층 , 실트질 모래

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.420 × 8.420) = 8.420 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 316033.3 = 1053444.33 kN/m^3

Kh = 1053444.330 × (8.420 / 0.3)$^{-3/4}$ = 86390.99 kN/m^3

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 86390.990 = 28797.00 kN/m^3

(5) 측벽 : 제4토층 , 풍화암

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.420 × 8.420) = 8.420 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 1506599.3 = 5021997.67 kN/m³

Kh = 5021997.670 × (8.420 / 0.3)$^{-3/4}$ = 411844.60 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 411844.600 = 137281.53 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 17645 kN/m	26,28~36,38
Ksb1	Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 5882 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.137/2 + 1.137/2) = 468131 kN/m	17~18,46,47
Kss1	Kss x (1.137/2 + 1.137/2) = 156044 kN/m	
Kh2	Kh x (1.137/2 + 1.137/2) = 98198 kN/m	19~20,22,42,44,45
Kss2	Kss x (1.137/2 + 1.137/2) = 32733 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 288700 kN/m	3~13
Ksb1	Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 96233 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.700/2 + 1.029/2) = 382790 kN/m	1,15
Ksb1	Kh x (1.137/2 + 1.600/2) = 563541 kN/m	
Kv2	Kv x (1.029/2 + 1.700/2) = 23396 kN/m	24,40
Ksb2	Kh x (1.137/2 + 1.600/2) = 34444 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,점토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(14.050 × 14.050) = 14.050 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 35971.6 = 119905.33 kN/m³

Kv = 119905.330 × (14.050 / 0.3)$^{-3/4}$ = 6697.65 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 6697.650 = 2232.55 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제4토층 , 풍화암

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(14.050 × 14.050) = 14.050 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 588514.4 = 1961714.67 kN/m³

Kv = 1961714.670 × (14.050 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 109577.03 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 109577.030 = 36525.68 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 점토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.420 × 8.420) = 8.420 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 35971.6 = 119905.33 kN/m³

Kh = 119905.330 × (8.420 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 9833.21 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 9833.210 = 3277.74 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 실트질 모래

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.420 × 8.420) = 8.420 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 123450.1 = 411500.33 kN/m³

Kh = 411500.330 × (8.420 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 33746.37 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 33746.370 = 11248.79 kN/m³

(5) 측벽 : 제4토층 , 풍화암

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.420 × 8.420) = 8.420 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 588514.4 = 1961714.67 kN/m³

Kh = 1961714.670 × (8.420 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 160876.54 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 160876.540 = 53625.51 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 6893 kN/m	26,28~36,38
Ksb1	Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 2298 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.137/2 + 1.137/2) = 182864 kN/m	17~18,46,47
Kss1	Kss x (1.137/2 + 1.137/2) = 60955 kN/m	
Kh2	Kh x (1.137/2 + 1.137/2) = 38358 kN/m	19~20,22,42,44,45
Kss2	Kss x (1.137/2 + 1.137/2) = 12786 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 112773 kN/m	3~13
Ksb1	Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 37591 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.700/2 + 1.029/2) = 149527 kN/m	1,15
Ksb1	Kh x (1.137/2 + 1.600/2) = 220133 kN/m	
Kv2	Kv x (1.029/2 + 1.700/2) = 9140 kN/m	24,40
Ksb2	Kh x (1.137/2 + 1.600/2) = 13455 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

	성능기 / 준 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(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.16 = 0.091
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.16 = 0.224

9. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 토 사	: 10.256 × 19.00		= 194.864	kN/m²
- 방 수	: 0.050 × 21.50		= 1.075	kN/m²
		∴ Total Wd1	= 207.439	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00		= 9.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 9.756 × 10.00		= 97.560	kN/m²
- 방수	: 0.050 × 21.50		= 1.075	kN/m²
		∴ Total Wd2	= 119.635	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용)

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	39.0	1.5	25.0
2.0	18.0	2.5	14.0
3.0	11.0	3.5	10.0
4.0	10.0	5.0	10.0
6.0	10.0	7.0	10.0
8.0	10.0	9.0	10.0
10.0	10.0		

주) 중간토피에 대한 것은 그 상위의 것을 취한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (WI1) - 토피 4m 이상

- WI1 = 10.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (WI2)

- WI2 = 10.000 × 0.500 = 5.000 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 11.106 × 19.000) × 0.500 = 111.257 kN/m²
Wh2 = 111.257 + 0.800 × 19.000 × 0.500 = 118.857 kN/m²
Wh3 = 118.857 + 0.337 × 19.000 × 0.500 = 122.056 kN/m²
Wh4 = 122.056 + 0.163 × 19.000 × 0.500 = 123.607 kN/m²
Wh5 = 123.607 + 0.973 × 19.000 × 0.500 = 132.853 kN/m²
Wh6 = 132.853 + 1.137 × 19.000 × 0.500 = 143.652 kN/m²
Wh7 = 143.652 + 1.137 × 19.000 × 0.500 = 154.451 kN/m²
Wh8 = 154.451 + 1.137 × 19.000 × 0.500 = 165.248 kN/m²
Wh9 = 165.248 + 0.337 × 19.000 × 0.500 = 168.447 kN/m²
Wh10 = 168.447 + 0.800 × 19.000 × 0.500 = 176.047 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 10.606 × 10.00 = 63.530 kN/m²
Wh2 = 63.530 + 0.800 × 10.000 × 0.500 = 67.530 kN/m²
Wh3 = 67.530 + 0.337 × 10.000 × 0.500 = 69.213 kN/m²
Wh4 = 69.213 + 0.163 × 10.000 × 0.500 = 70.030 kN/m²
Wh5 = 70.030 + 0.973 × 10.000 × 0.500 = 74.897 kN/m²
Wh6 = 74.897 + 1.137 × 10.000 × 0.500 = 80.580 kN/m²
Wh7 = 80.580 + 1.137 × 10.000 × 0.500 = 86.263 kN/m²
Wh8 = 86.263 + 1.137 × 10.000 × 0.500 = 91.947 kN/m²
Wh9 = 91.947 + 0.337 × 10.000 × 0.500 = 93.630 kN/m²
Wh10 = 93.630 + 0.800 × 10.000 × 0.500 = 97.630 kN/m²

6) 온도하중

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

7) 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 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

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

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	1.786	248.600	248.600	19.000	0.029	0.029
실트질 자갈	2.200	156.000	156.000	20.000	0.056	0.056
점토	8.700	156.000	156.000	20.000	0.223	0.223
실트질 모래	3.100	289.000	289.000	20.000	0.043	0.043
풍화암	14.214	631.000	631.000	20.000	0.090	0.090
계					0.441	0.441

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.441 = 0.551	1.25 Tg' = 1.25 × 0.441 = 0.551

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.230/(2.5×0.160) = 0.575	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.230/(2.5×0.160) = 0.575
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.575 = 0.115	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.575 = 0.115

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

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

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

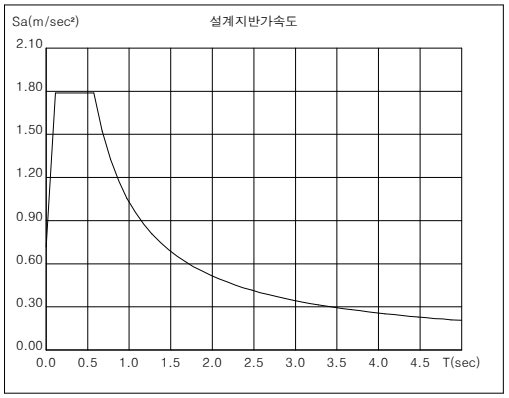
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd = 1.789 m/s² - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd = 3.664 m/s² - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg

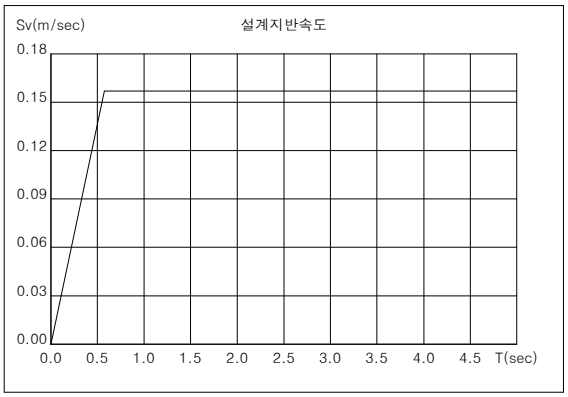
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.551 / 2π × 1.789 = 0.157 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.551 / 2π × 3.664 = 0.321 m/s

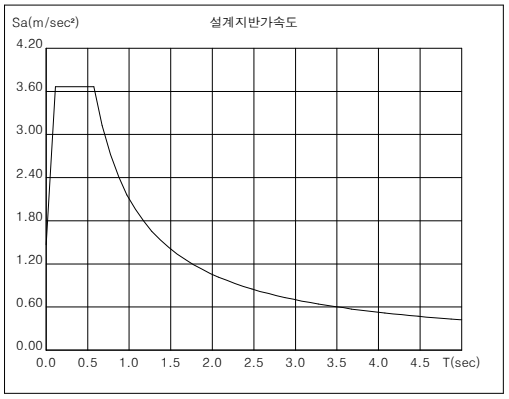
6) 설계응답 응답스펙트럼

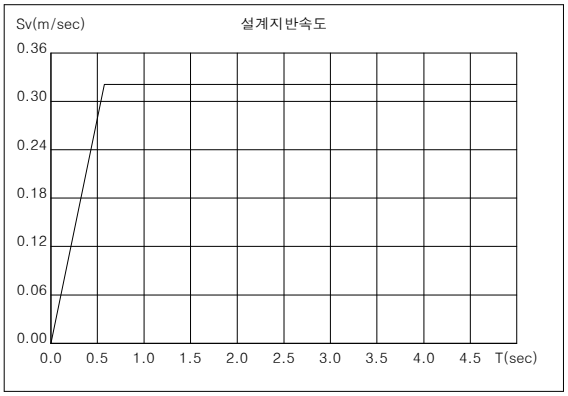
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 층별 변위값 정리

- 제 1층의 두께(H1) = 15.786 m
- 제 2층의 두께(H2) = 14.214 m
- 제 1층의 습윤단위 체적중량(γ1) = 17.740 kN/m³
- 제 2층의 습윤단위 체적중량(γ2) = 20.000 kN/m³
- 제 1층의 평균전단파속도(Vsod1) = 164.469 m/sec
- 제 2층의 평균전단파속도(Vsod2) = 631.000 m/sec
- 제 1층과 제2층의 임피던스비(α)

  (γ1×Vsod1) / (γ2×Vsod2) = (17.740 × 164.469) / (20.000 × 631.000)

  = 0.231
- 지반의 설계 고유 진동수(Wo)

  (1+α)×cos[Wo×(H1/Vsod1 + H2/Vsod2)] + (1-α)×cos[Wo×(H1/Vsod1 - H2/Vsod2)] = 0

  (1 + 0.231) × cos[Wo × (15.786 / 164.469 + 14.214 / 631.000)] +

  (1 - 0.231) × cos[Wo × (15.786 / 164.469 - 14.214 / 631.000)] = 0

  에서 시행착오법으로 산정, Wo = 15.492

- 각 층별 변위 계산식
  - 제1층 변위 계산식

$$Uh1 = 2/\pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(Wo \times x1/Vsod1)$$

  - 제2층 변위 계산식

$$Uh2 = 2/\pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(Wo \times H1/Vsod1) \times [\cos(Wo \times x2/Vsod2) - \sin(Wo \times x2/Vsod2) / \tan(Wo \times H2/Vsod2)]$$

8) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 11.606 m
- 하부슬래브 EL. = 18.426 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
Po = 5715.100 × (0.008057 - 0.001204) = 39.166 kN/m²	Po = 2232.550 × (0.016474 - 0.002461) = 31.285 kN/m²

9) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
11.606	25172.040	0.008057	0.006853	172.504
12.406	25172.040	0.006862	0.005658	142.423
12.743	86390.990	0.006347	0.005143	444.309
12.906	86390.990	0.006095	0.004891	422.538
13.879	86390.990	0.004565	0.003361	290.360
15.016	86390.990	0.002730	0.001526	131.833
16.153	411844.600	0.001432	0.000228	93.901
17.289	411844.600	0.001318	0.000114	46.950
17.626	411844.600	0.001284	0.000080	32.948
18.426	411844.600	0.001204	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
11.606	9833.210	0.016474	0.014013	137.793
12.406	9833.210	0.014031	0.011570	113.770
12.743	33746.370	0.012977	0.010516	354.877
12.906	33746.370	0.012462	0.010001	337.497
13.879	33746.370	0.009335	0.006874	231.973
15.016	33746.370	0.005582	0.003121	105.322
16.153	160876.540	0.002927	0.000466	74.968
17.289	160876.540	0.002695	0.000234	37.645
17.626	160876.540	0.002626	0.000165	26.545
18.426	160876.540	0.002461	0.000000	0.000

10) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

구분	기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
Vu	31753.000 × 0.001405 = 44.610	12404.000 × 0.002873 = 35.640
Vb	519517.000 × 0.000101 = 52.470	202936.000 × 0.000206 = 41.800
Vs	(44.610 + 52.470) / 2 = 48.540	(35.640 + 41.800) / 2 = 38.720

11) 구체 관성력

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

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
fu = 1.600×25.000×0.091×(1 - 0.015×11.606) = 3.006	fu = 1.600×25.000×0.224×(1 - 0.015×11.606) = 7.400

② 하부슬래브

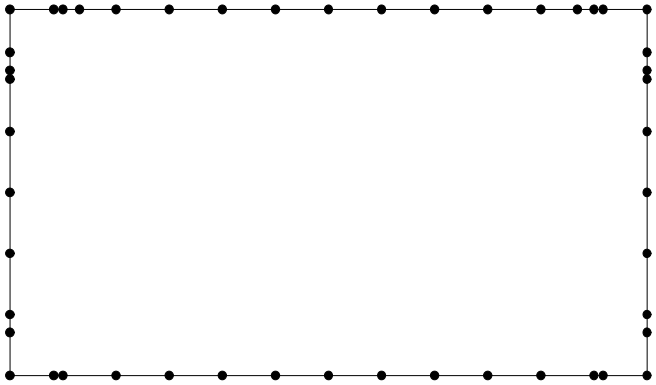
기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
fb = 1.600×25.000×0.091×(1 - 0.015×18.426) = 2.634	fb = 1.600×25.000×0.224×(1 - 0.015×18.426) = 6.484

③ 측벽

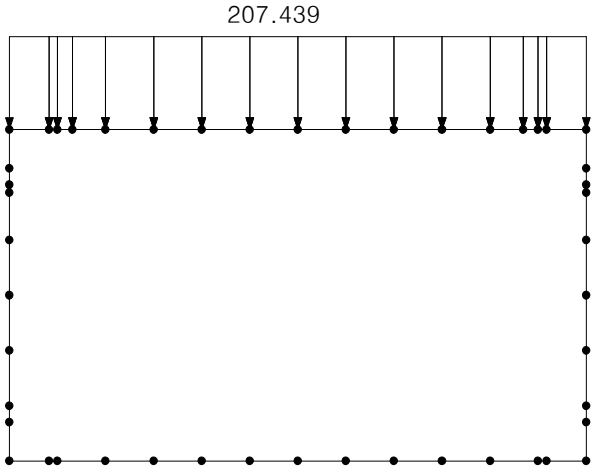
기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
f1 = 1.700×25.000×0.091×(1-0.015×11.606) = 3.194	f1 = 1.700×25.000×0.224×(1-0.015×11.606) = 7.863
f2 = 1.700×25.000×0.091×(1-0.015×12.406) = 3.148	f2 = 1.700×25.000×0.224×(1-0.015×12.406) = 7.748
f3 = 1.700×25.000×0.091×(1-0.015×12.743) = 3.128	f3 = 1.700×25.000×0.224×(1-0.015×12.743) = 7.700
f4 = 1.700×25.000×0.091×(1-0.015×12.906) = 3.119	f4 = 1.700×25.000×0.224×(1-0.015×12.906) = 7.677
f5 = 1.700×25.000×0.091×(1-0.015×13.879) = 3.062	f5 = 1.700×25.000×0.224×(1-0.015×13.879) = 7.538
f6 = 1.700×25.000×0.091×(1-0.015×15.016) = 2.996	f6 = 1.700×25.000×0.224×(1-0.015×15.016) = 7.376
f7 = 1.700×25.000×0.091×(1-0.015×16.153) = 2.930	f7 = 1.700×25.000×0.224×(1-0.015×16.153) = 7.213
f8 = 1.700×25.000×0.091×(1-0.015×17.289) = 2.865	f8 = 1.700×25.000×0.224×(1-0.015×17.289) = 7.051
f9 = 1.700×25.000×0.091×(1-0.015×17.626) = 2.845	f9 = 1.700×25.000×0.224×(1-0.015×17.626) = 7.003
f10 = 1.700×25.000×0.091×(1-0.015×18.426) = 2.799	f10 = 1.700×25.000×0.224×(1-0.015×18.426) = 6.889

11. 하 중 재 하 (상시)

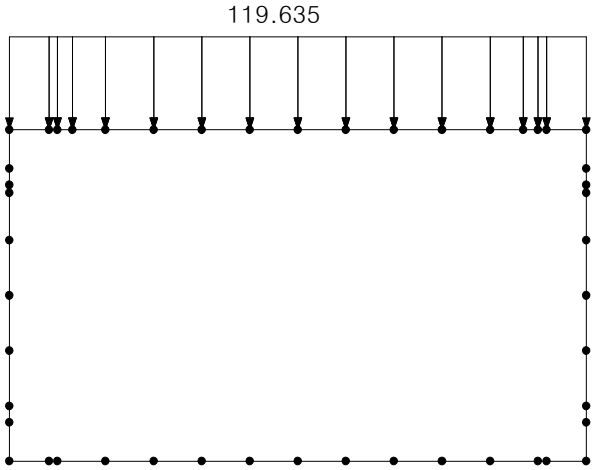
1) CASE1 - 구체자중(SW)



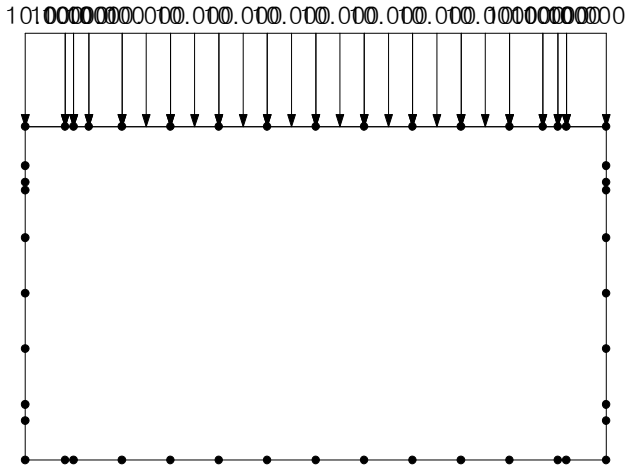
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



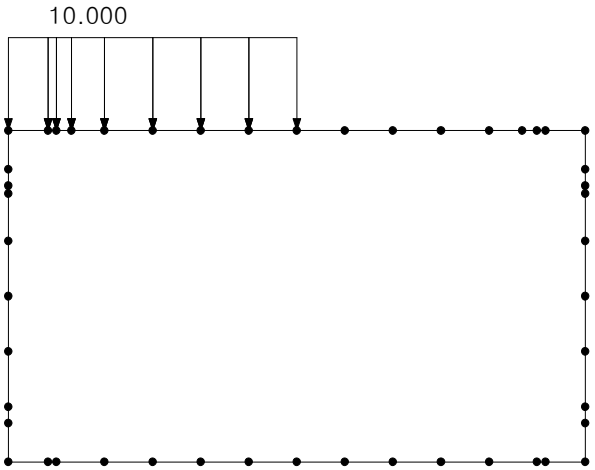
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



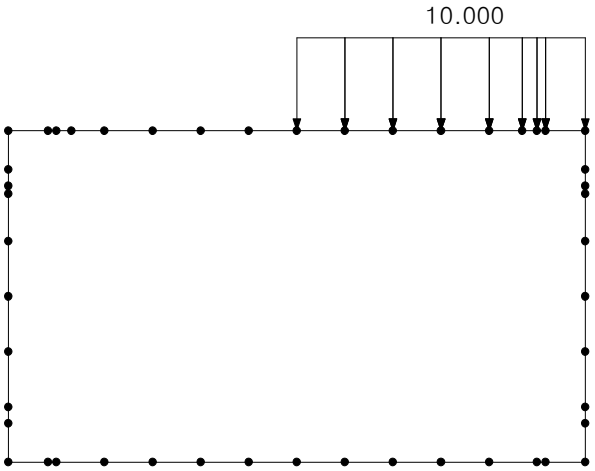
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



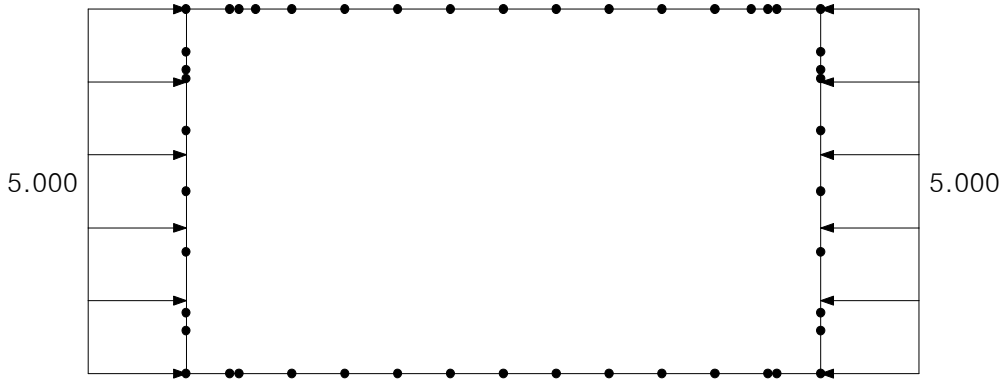
5) CASE5 - 편재활하중(좌측)(LIVELE)



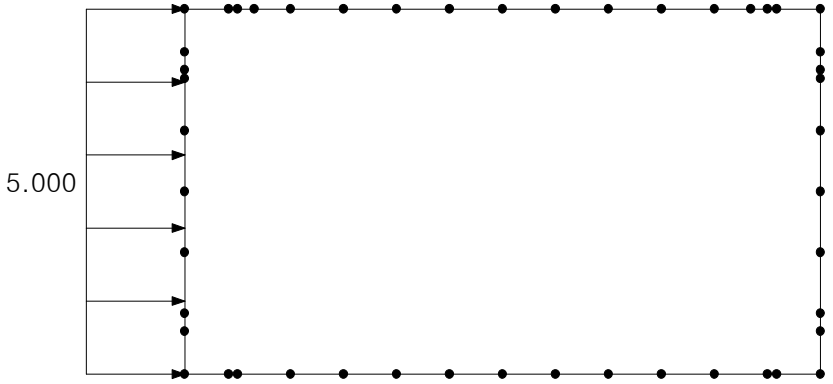
6) CASE6 - 편재활하중(우측)(LIVERI)



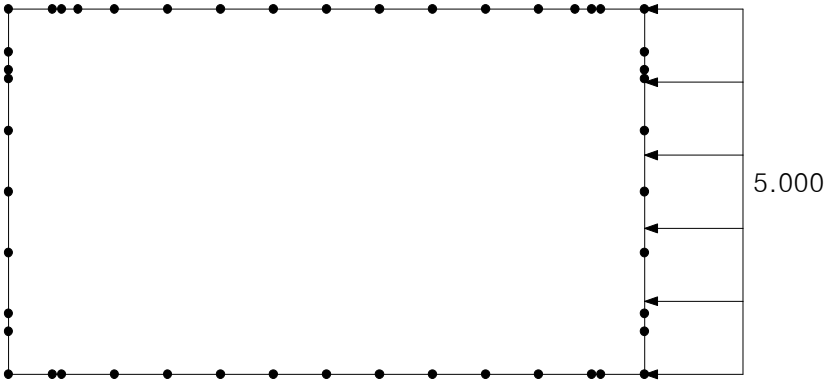
7) CASE7 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



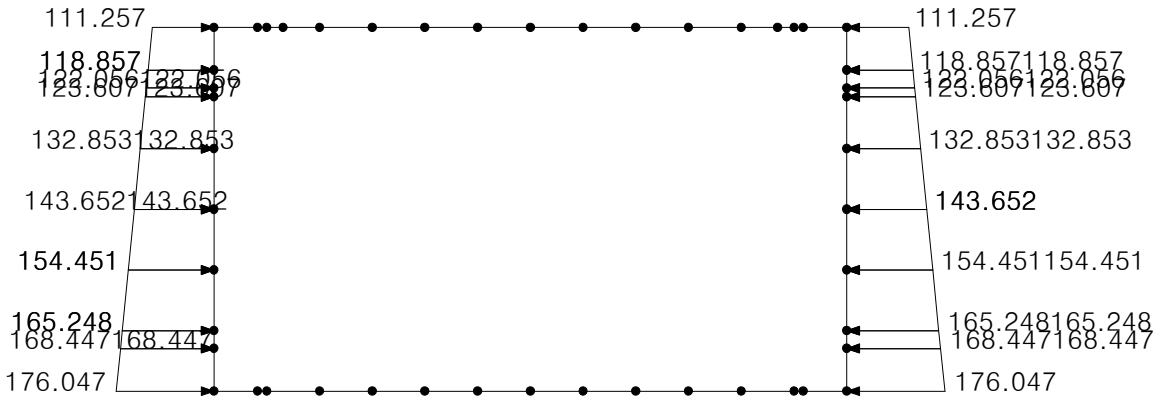
8) CASE8 - 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEH)



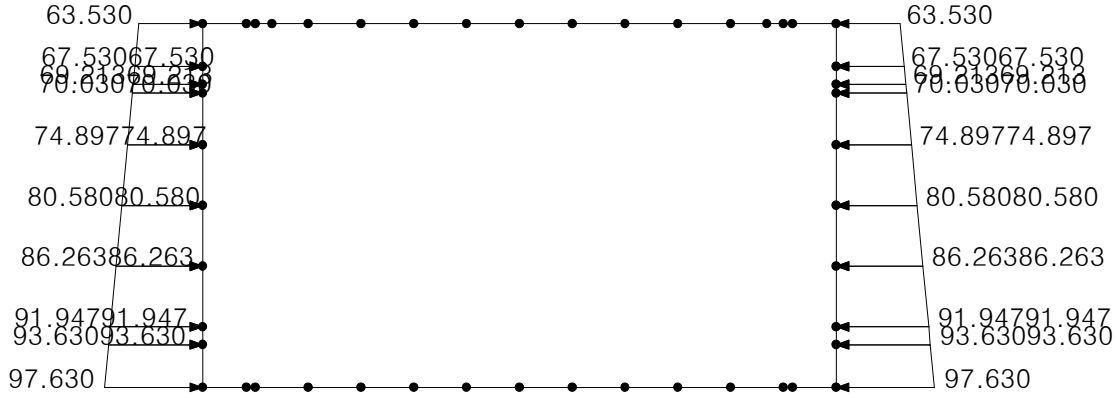
9) CASE9 - 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIH)



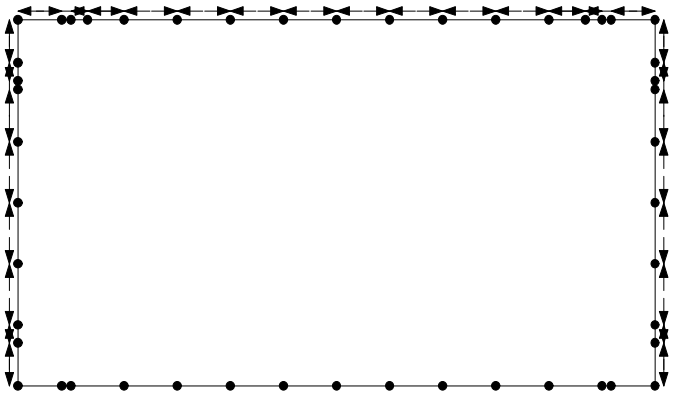
10) CASE10 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



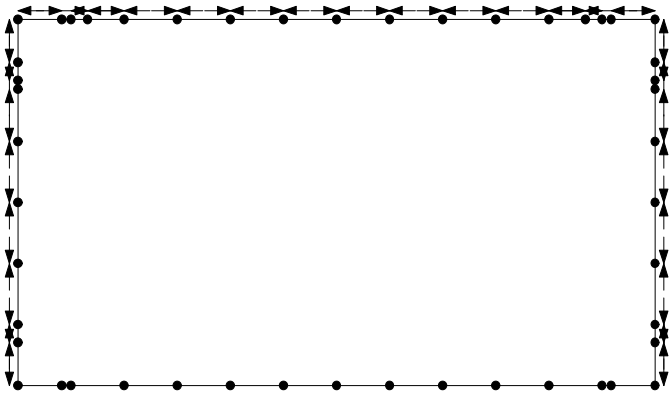
11) CASE11 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



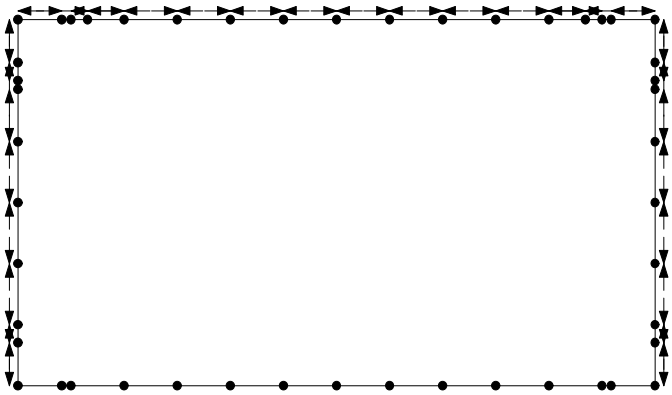
12) CASE12 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



13) CASE13 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

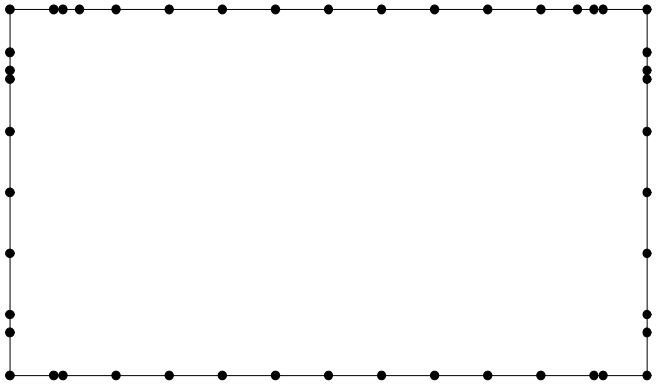


14) CASE14 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

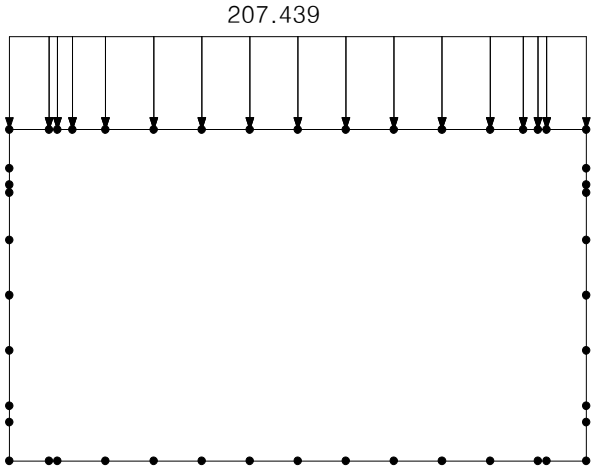


12. 하중 재하 (기능수행)

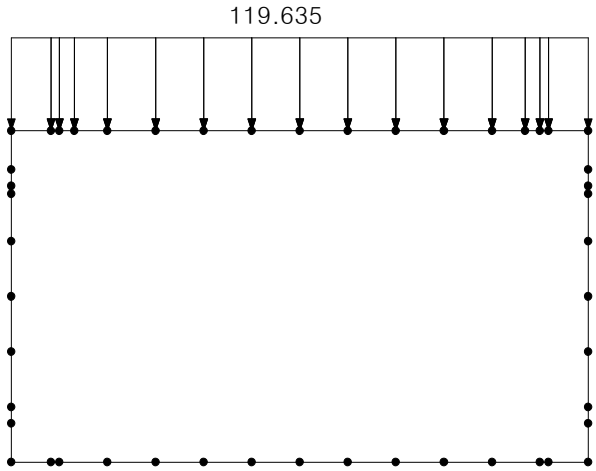
1) CASE1 - 구체자중(SW)



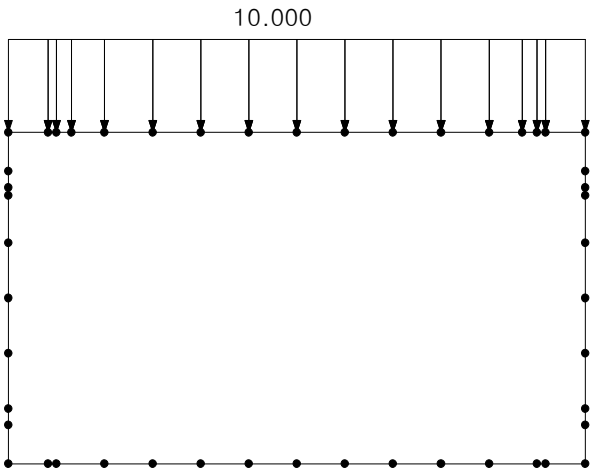
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



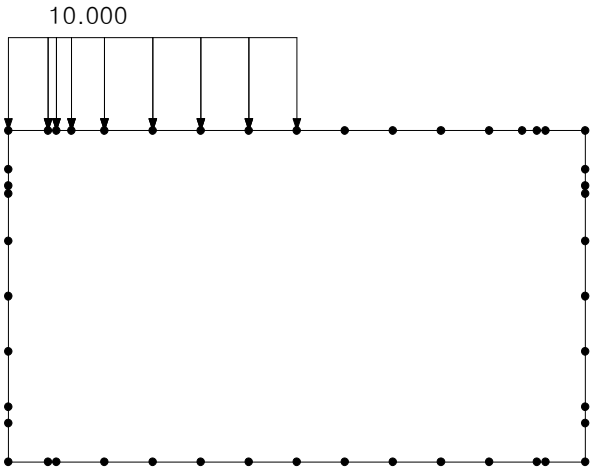
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



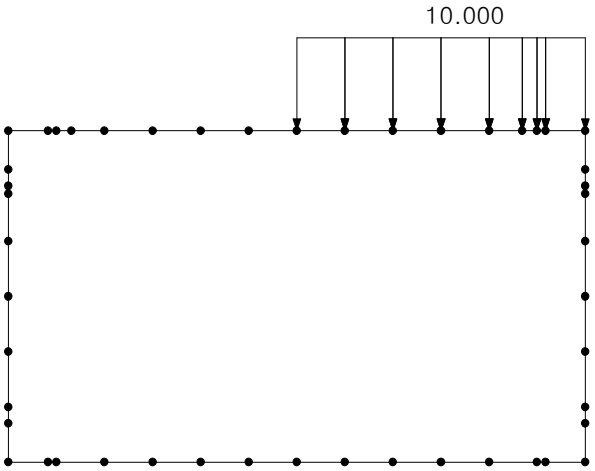
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



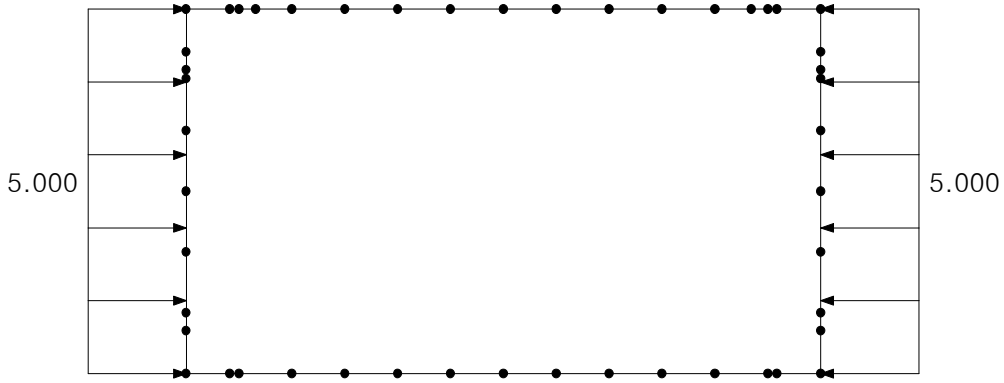
5) CASE5 - 지진시 편재활하중(좌측)(LIVELEE)



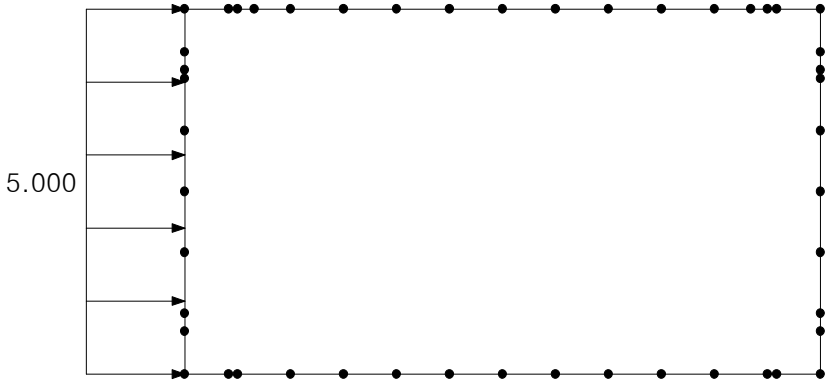
6) CASE6 - 지진시 편재활하중(우측)(LIVERIE)



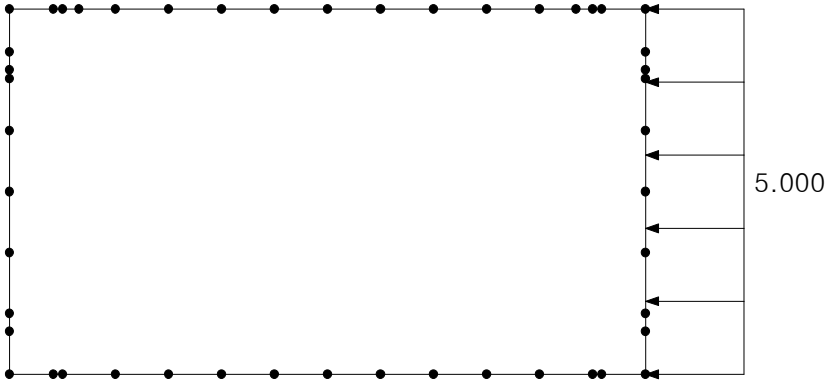
7) CASE7 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



8) CASE8 - 지진시 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEHE)

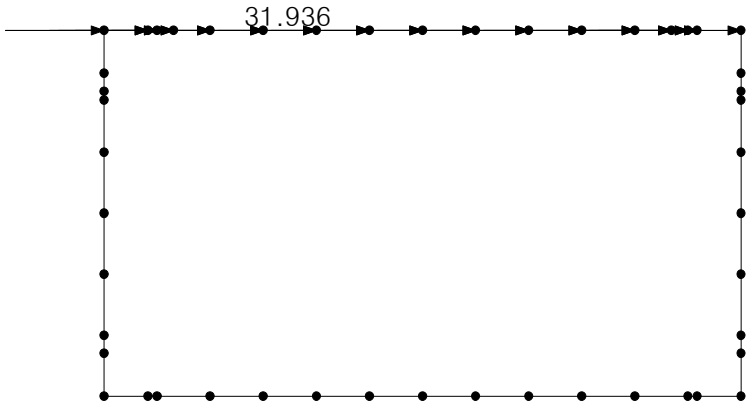


9) CASE9 - 지진시 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIHE)

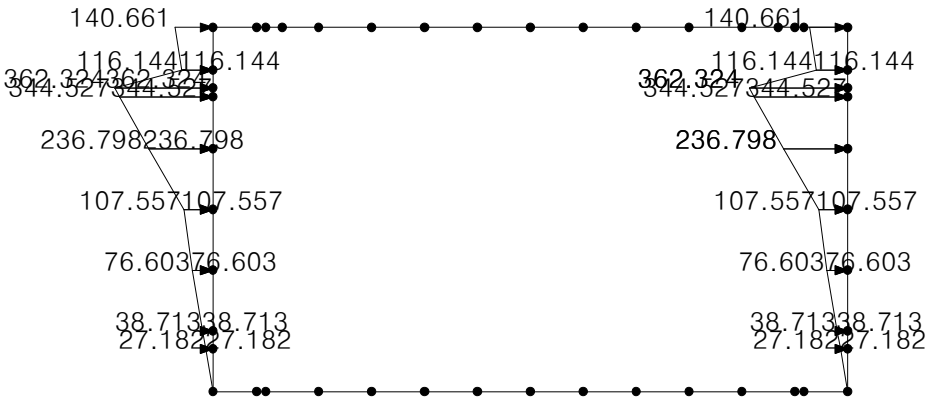


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

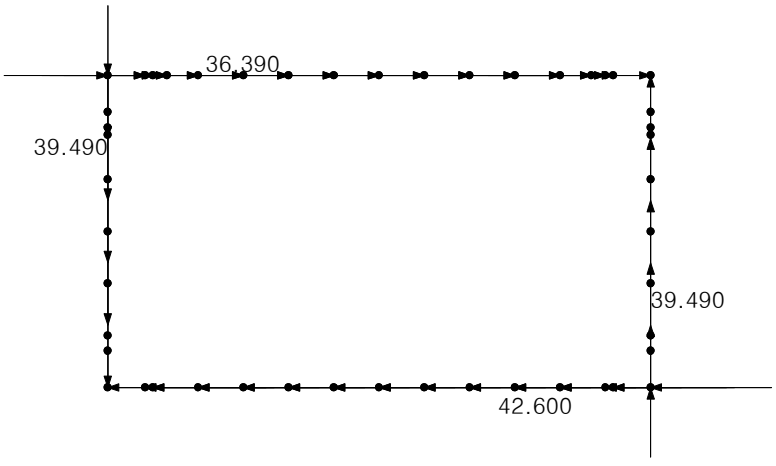
10) CASE10 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



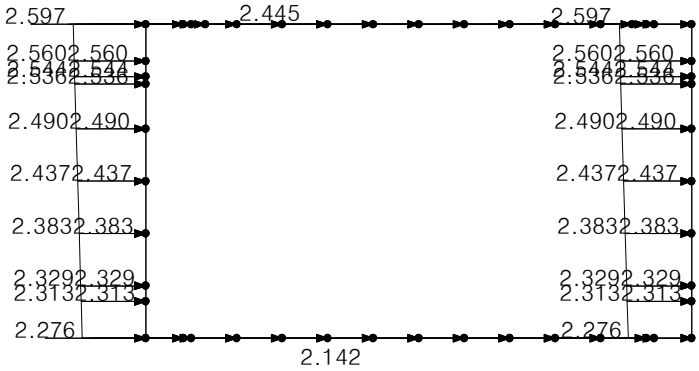
11) CASE11 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



12) CASE12 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

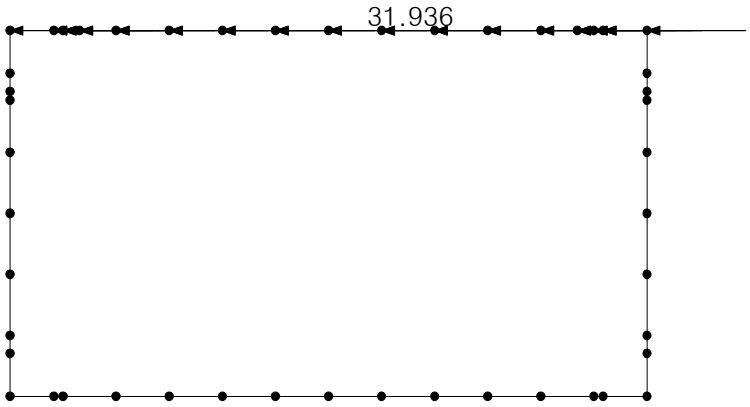


13) CASE13 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

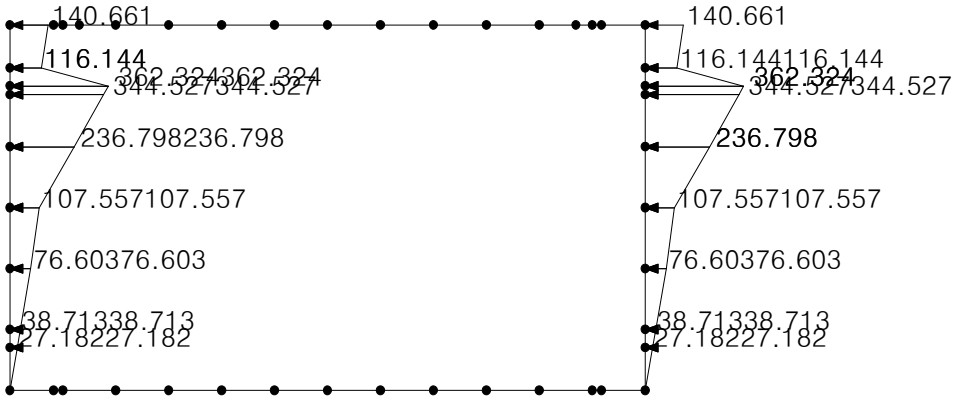


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

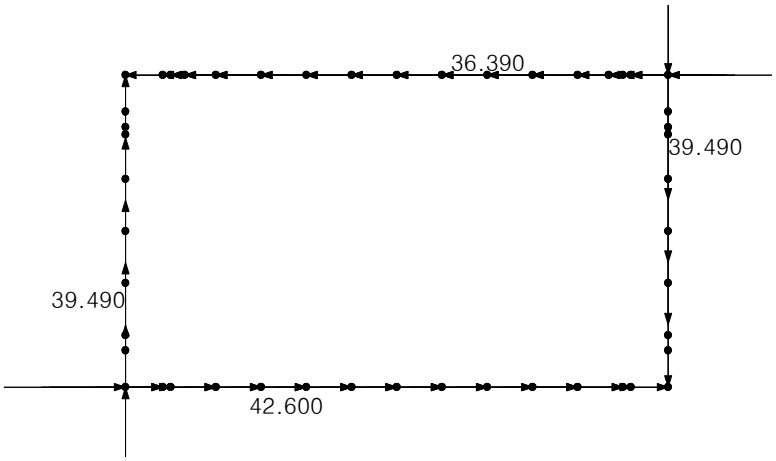
14) CASE14 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



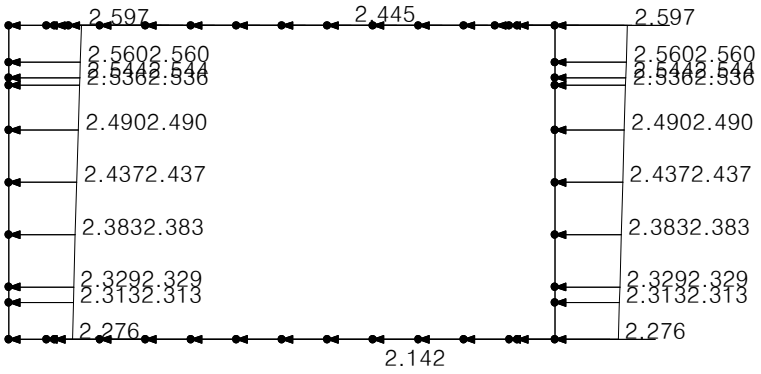
15) CASE15 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



16) CASE16 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

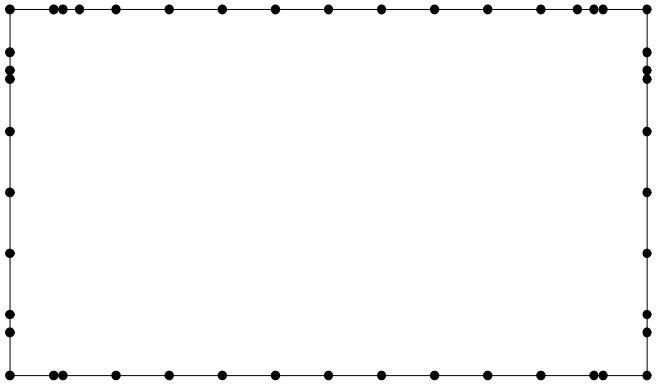


17) CASE17 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

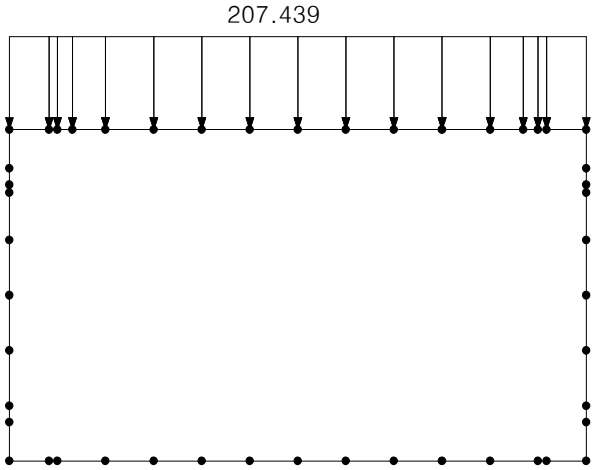


13. 하중 재하 (붕괴방지)

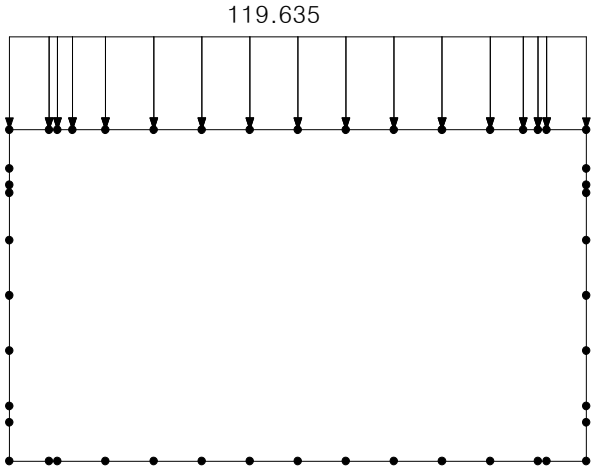
1) CASE1 - 구체자중(SW)



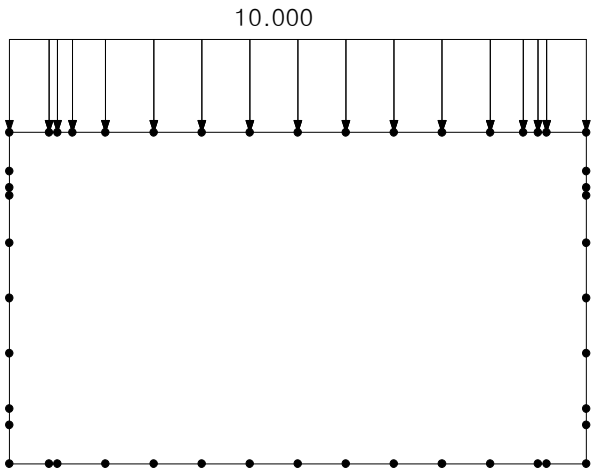
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



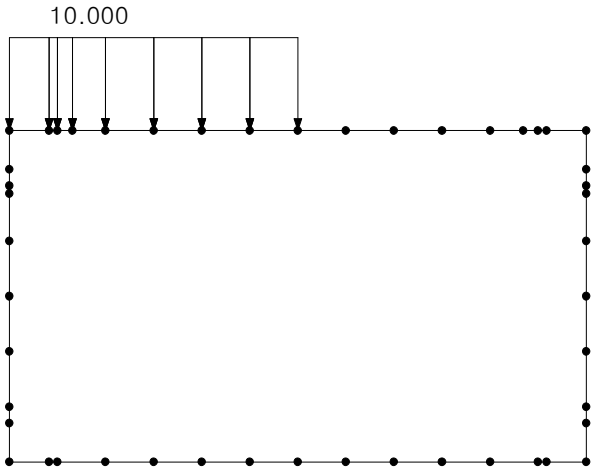
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



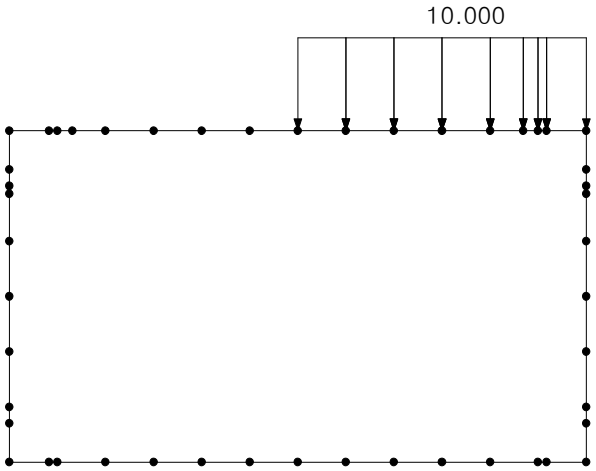
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



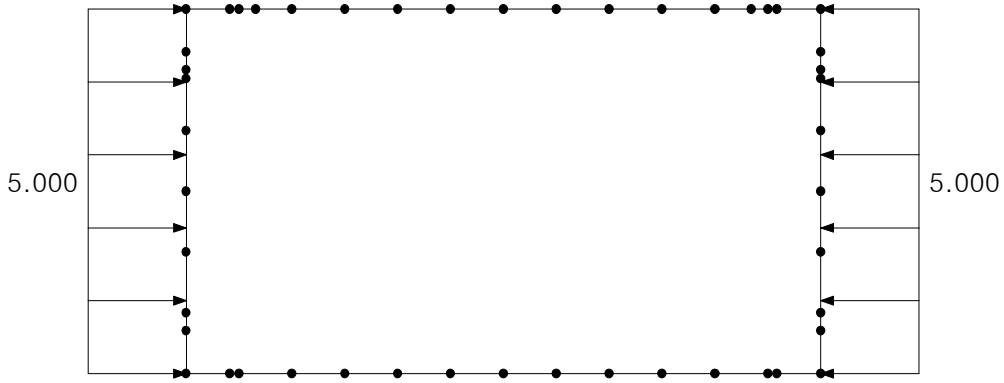
5) CASE5 - 지진시 편재활하중(좌측)(LIVELEE)



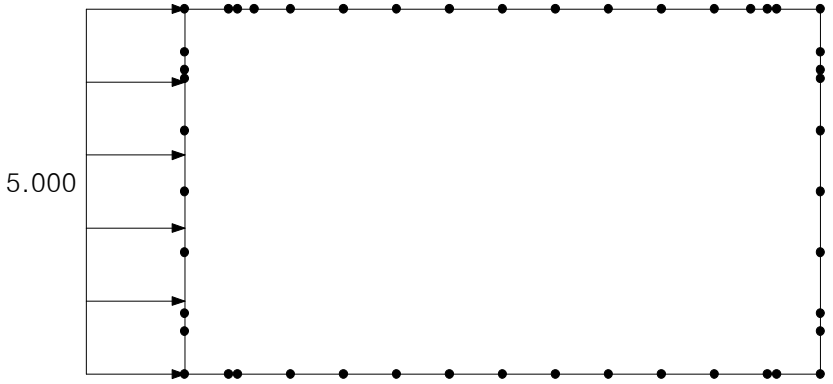
6) CASE6 - 지진시 편재활하중(우측)(LIVERIE)



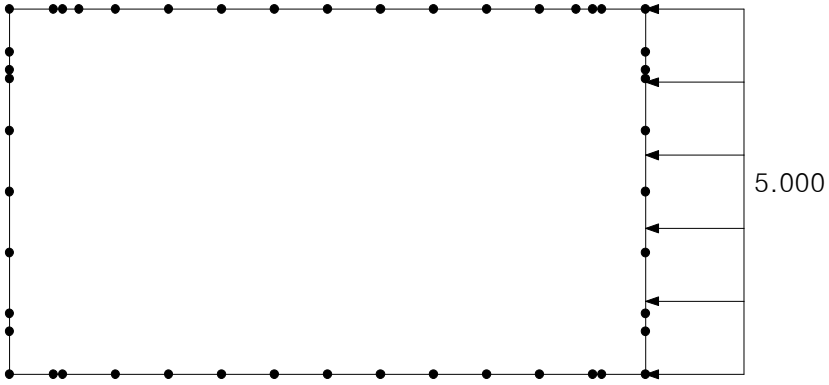
7) CASE7 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



8) CASE8 - 지진시 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEHE)

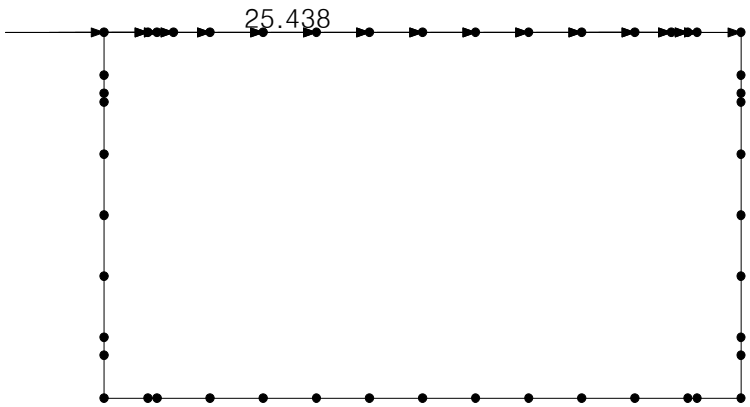


9) CASE9 - 지진시 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIHE)

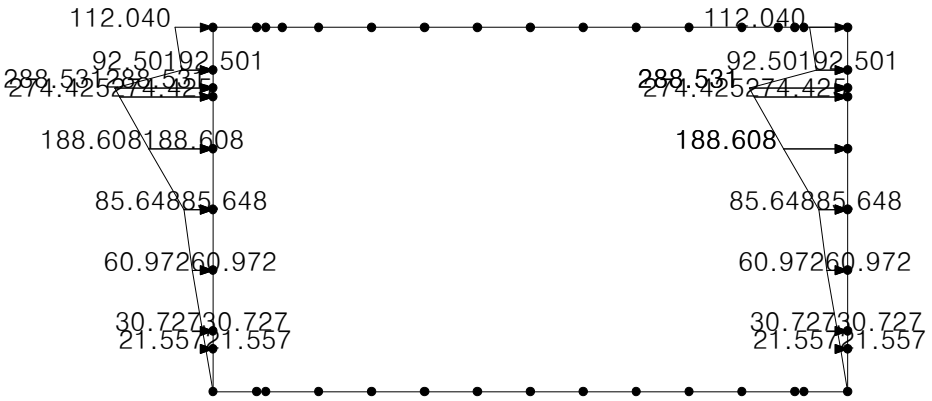


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

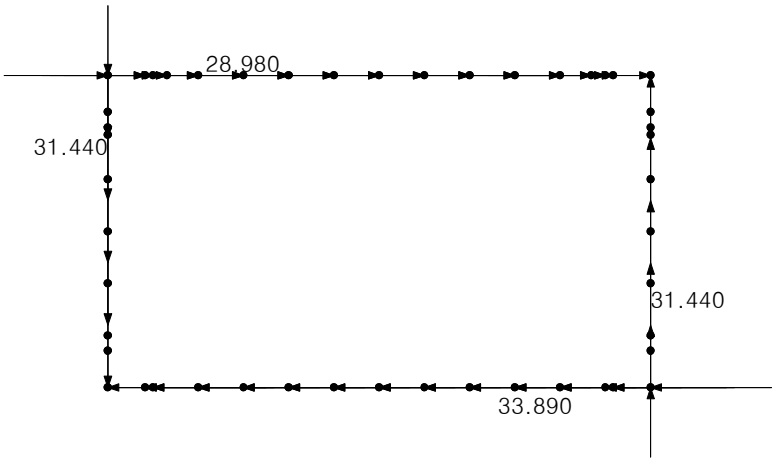
10) CASE10 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



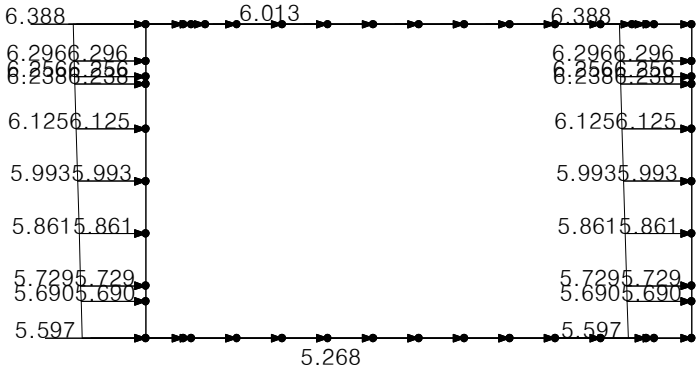
11) CASE11 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



12) CASE12 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

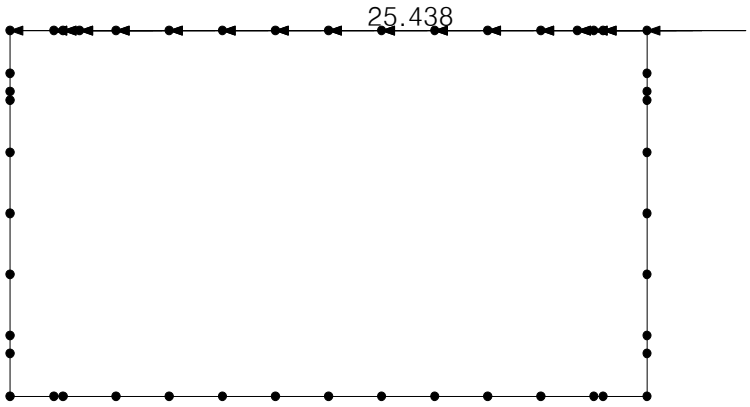


13) CASE13 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

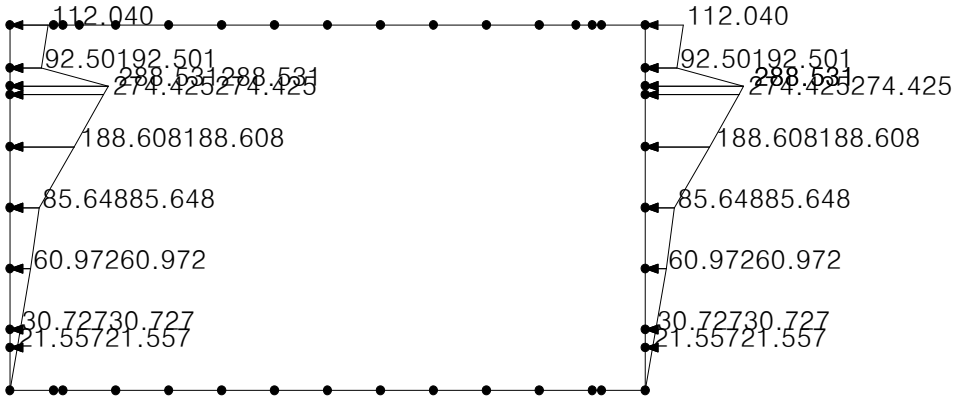


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

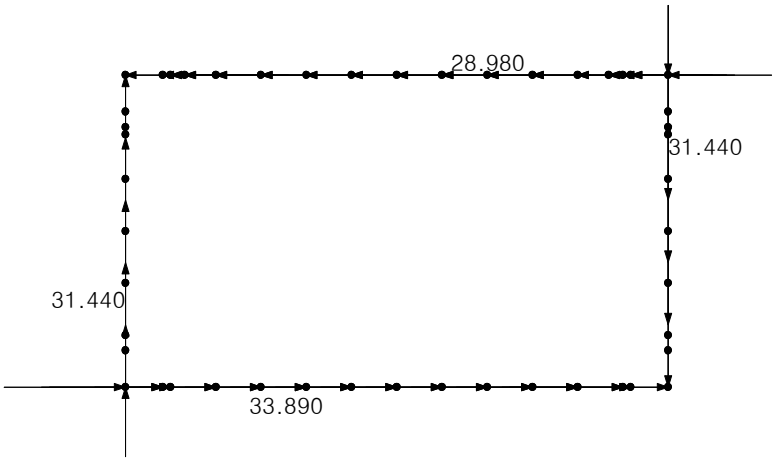
14) CASE14 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



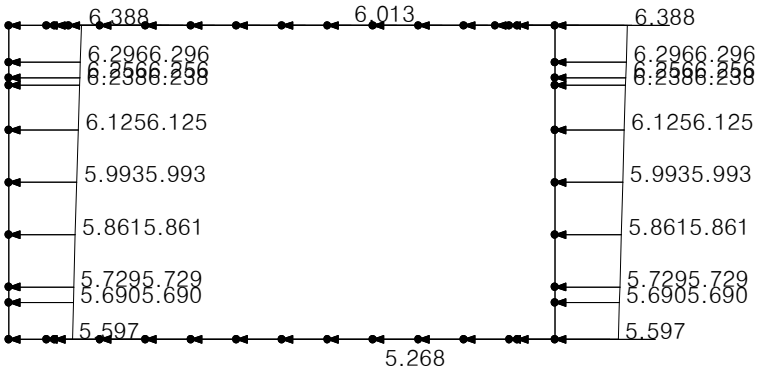
15) CASE15 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



16) CASE16 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



17) CASE17 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



14. 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 = 10.806 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	지하수 고려
LC1	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	
LC2	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	
LC3	0.900	1.600		1.600		
LC4	0.900	1.600		0.800		
LC5	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	●
LC6	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	●
LC7	0.900	1.600		1.600		●
LC8	0.900	1.600		0.800		●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
LC2	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	
LC3	1.000	1.000		1.000		
LC4	1.000	1.000		0.500		
LC5	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC6	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	●
LC7	1.000	1.000		1.000		●
LC8	1.000	1.000		0.500		●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000		1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500		1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000		1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500		1.000	●

4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000		1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500		1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000		1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500		1.000	●

15. INPUT DATA (상시)

```
; ACulvert SAP2000 데이터파일 : 평상시
;
SYSTEM
   DOF=UX,UZ,RY LENGTH=m FORCE=kN
JOINT
  1    X=     0.000 Y=     0.000 Z=     0.500
  2    X=     0.850 Y=     0.000 Z=     0.500
  3    X=     1.029 Y=     0.000 Z=     0.500
  4    X=     2.058 Y=     0.000 Z=     0.500
  5    X=     3.087 Y=     0.000 Z=     0.500
  6    X=     4.117 Y=     0.000 Z=     0.500
  7    X=     5.146 Y=     0.000 Z=     0.500
  8    X=     6.175 Y=     0.000 Z=     0.500
  9    X=     7.204 Y=     0.000 Z=     0.500
  10   X=     8.233 Y=     0.000 Z=     0.500
  11   X=     9.262 Y=     0.000 Z=     0.500
  12   X=    10.292 Y=     0.000 Z=     0.500
  13   X=    11.321 Y=     0.000 Z=     0.500
  14   X=    11.500 Y=     0.000 Z=     0.500
  15   X=    12.350 Y=     0.000 Z=     0.500
  16   X=    12.350 Y=     0.000 Z=     1.300
  17   X=    12.350 Y=     0.000 Z=     1.637
  18   X=    12.350 Y=     0.000 Z=     2.773
  19   X=    12.350 Y=     0.000 Z=     3.910
  20   X=    12.350 Y=     0.000 Z=     5.047
  21   X=    12.350 Y=     0.000 Z=     6.020
  22   X=    12.350 Y=     0.000 Z=     6.183
  23   X=    12.350 Y=     0.000 Z=     6.520
  24   X=    12.350 Y=     0.000 Z=     7.320
  25   X=    11.500 Y=     0.000 Z=     7.320
  26   X=    11.321 Y=     0.000 Z=     7.320
  27   X=    11.000 Y=     0.000 Z=     7.320
  28   X=    10.292 Y=     0.000 Z=     7.320
  29   X=     9.262 Y=     0.000 Z=     7.320
  30   X=     8.233 Y=     0.000 Z=     7.320
  31   X=     7.204 Y=     0.000 Z=     7.320
  32   X=     6.175 Y=     0.000 Z=     7.320
  33   X=     5.146 Y=     0.000 Z=     7.320
  34   X=     4.117 Y=     0.000 Z=     7.320
  35   X=     3.087 Y=     0.000 Z=     7.320
  36   X=     2.058 Y=     0.000 Z=     7.320
  37   X=     1.350 Y=     0.000 Z=     7.320
  38   X=     1.029 Y=     0.000 Z=     7.320
  39   X=     0.850 Y=     0.000 Z=     7.320
  40   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     7.320
  41   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     6.520
  42   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     6.183
  43   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     6.020
  44   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     5.047
  45   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     3.910
  46   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     2.773
  47   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     1.637
  48   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     1.300
  49   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     0.000
  50   X=     1.029 Y=     0.000 Z=     0.000
  51   X=     2.058 Y=     0.000 Z=     0.000
  52   X=     3.087 Y=     0.000 Z=     0.000
  53   X=     4.117 Y=     0.000 Z=     0.000
  54   X=     5.146 Y=     0.000 Z=     0.000
  55   X=     6.175 Y=     0.000 Z=     0.000
  56   X=     7.204 Y=     0.000 Z=     0.000
  57   X=     8.233 Y=     0.000 Z=     0.000
  58   X=     9.262 Y=     0.000 Z=     0.000
  59   X=    10.292 Y=     0.000 Z=     0.000
  60   X=    11.321 Y=     0.000 Z=     0.000
  61   X=    12.350 Y=     0.000 Z=     0.000
RESTRAINT
  ADD=49 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=50 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=51 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=52 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=53 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=54 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=55 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=56 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=57 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=58 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=59 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=60 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=61 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
SPRING
  ADD=8 UX=1e+010
MATERIAL
  Name=1 M=2.54946 W=25
    E=2.6702e+007 U=0.167 A=9.99e-006
NLPROP
  NAME=1 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=35570.8 CE=0.99999 K=35570.8 OPEN=0
  NAME=2 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=26827.5 CE=0.99999 K=26827.5 OPEN=0
FRAME SECTION
  Name=1  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.6,1
  Name=2  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.7,1
  Name=3  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.86333,1
  Name=4  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=2.2,1
  Name=5  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=2.1,1
  Name=6  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.92083,1
  Name=7  TYPE=NONPR SEC=2,3 EIVAR=1,1
  Name=8  TYPE=NONPR SEC=3,4 EIVAR=1,1
  Name=9  TYPE=NONPR SEC=5,6 EIVAR=1,1
  Name=10  TYPE=NONPR SEC=6,1 EIVAR=1,1
  Name=11  TYPE=NONPR SEC=1,6 EIVAR=1,1
  Name=12  TYPE=NONPR SEC=6,5 EIVAR=1,1
  Name=13  TYPE=NONPR SEC=4,3 EIVAR=1,1
  Name=14  TYPE=NONPR SEC=3,2 EIVAR=1,1
FRAME
     1 J=  1,   2 SEC= 1 IOFF=0.45 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
     2 J=  2,   3 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     3 J=  3,   4 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     4 J=  4,   5 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     5 J=  5,   6 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     6 J=  6,   7 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     7 J=  7,   8 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     8 J=  8,   9 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     9 J=  9,  10 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    10 J= 10,  11 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    11 J= 11,  12 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    12 J= 12,  13 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    13 J= 13,  14 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    14 J= 14,  15 SEC= 1 IOFF=0 JOFF=0.45 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
    15 J= 15,  16 SEC= 2 IOFF=0.375 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    16 J= 16,  17 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    17 J= 17,  18 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    18 J= 18,  19 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    19 J= 19,  20 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    20 J= 20,  21 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    21 J= 21,  22 SEC= 7 NSEG= 4 ANG=0
    22 J= 22,  23 SEC= 8 NSEG= 4 ANG=0
    23 J= 23,  24 SEC= 4 IOFF=0 JOFF=0.45 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    24 J= 24,  25 SEC= 5 IOFF=0.55 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    25 J= 25,  26 SEC= 9 NSEG= 4 ANG=0
    26 J= 26,  27 SEC=10 NSEG= 4 ANG=0
    27 J= 27,  28 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    28 J= 28,  29 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    29 J= 29,  30 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    30 J= 30,  31 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    31 J= 31,  32 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    32 J= 32,  33 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    33 J= 33,  34 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    34 J= 34,  35 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    35 J= 35,  36 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    36 J= 36,  37 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    37 J= 37,  38 SEC=11 NSEG= 4 ANG=0
    38 J= 38,  39 SEC=12 NSEG= 4 ANG=0
    39 J= 39,  40 SEC= 5 IOFF=0 JOFF=0.55 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    40 J= 40,  41 SEC= 4 IOFF=0.45 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
    41 J= 41,  42 SEC=13 NSEG= 4 ANG=180
    42 J= 42,  43 SEC=14 NSEG= 4 ANG=180
    43 J= 43,  44 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    44 J= 44,  45 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    45 J= 45,  46 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    46 J= 46,  47 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    47 J= 47,  48 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    48 J= 48,   1 SEC= 2 IOFF=0 JOFF=0.375 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
NLLINK
     1 J= 1,49 NLP=1 ANG=0
     2 J= 3,50 NLP=2 ANG=0
     3 J= 4,51 NLP=2 ANG=0
     4 J= 5,52 NLP=2 ANG=0
     5 J= 6,53 NLP=2 ANG=0
     6 J= 7,54 NLP=2 ANG=0
     7 J= 8,55 NLP=2 ANG=0
     8 J= 9,56 NLP=2 ANG=0
     9 J=10,57 NLP=2 ANG=0
    10 J=11,58 NLP=2 ANG=0
    11 J=12,59 NLP=2 ANG=0
    12 J=13,60 NLP=2 ANG=0
    13 J=15,61 NLP=1 ANG=0
LOAD
NAME=SW SW=1  ; 구체자중
NAME=PAVE  ; 상부고정하중 : 지하수無
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
```

```
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=39 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
NAME=PAVEW  ; 상부고정하중 : 지하수有
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=39 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
NAME=LIVEFU  ; 만재활하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=39 RD=0,1 UZ=-10, -10
NAME=LIVELE  ; 편재활하중(좌측)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=39 RD=0,1 UZ=-10, -10
NAME=LIVERI  ; 편재활하중(우측)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-10, -10
NAME=LIVEFUH  ; 만재활하중에 의한 수평하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=40 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=41 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=42 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=43 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=44 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=45 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=46 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=47 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=48 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=15 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=16 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=17 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=18 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=19 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=20 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=21 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=22 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=23 RD=0,1 UX=-5, -5
NAME=LIVELEH  ; 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=40 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=41 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=42 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=43 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=44 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=45 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=46 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=47 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=48 RD=0,1 UX=5, 5
NAME=LIVERIH  ; 편재활하중에 의한 수평하중(우측)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=15 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=16 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=17 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=18 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=19 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=20 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=21 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=22 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=23 RD=0,1 UX=-5, -5
NAME=SOILB  ; 양토압 : 지하수無
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=40 RD=0,1 UX=111.257, 118.857
      ADD=41 RD=0,1 UX=118.857, 122.056
      ADD=42 RD=0,1 UX=122.056, 123.607
      ADD=43 RD=0,1 UX=123.607, 132.853
      ADD=44 RD=0,1 UX=132.853, 143.652
      ADD=45 RD=0,1 UX=143.652, 154.451
      ADD=46 RD=0,1 UX=154.451, 165.248
      ADD=47 RD=0,1 UX=165.248, 168.447
      ADD=48 RD=0,1 UX=168.447, 176.047
      ADD=15 RD=0,1 UX=-176.047, -168.447
      ADD=16 RD=0,1 UX=-168.447, -165.248
      ADD=17 RD=0,1 UX=-165.248, -154.451
      ADD=18 RD=0,1 UX=-154.451, -143.652
      ADD=19 RD=0,1 UX=-143.652, -132.853
      ADD=20 RD=0,1 UX=-132.853, -123.607
      ADD=21 RD=0,1 UX=-123.607, -122.056
      ADD=22 RD=0,1 UX=-122.056, -118.857
      ADD=23 RD=0,1 UX=-118.857, -111.257
NAME=SOILBW  ; 양토압 : 지하수有
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=40 RD=0,1 UX=63.53, 67.53
      ADD=41 RD=0,1 UX=67.53, 69.213
      ADD=42 RD=0,1 UX=69.213, 70.03
      ADD=43 RD=0,1 UX=70.03, 74.897
      ADD=44 RD=0,1 UX=74.897, 80.58
      ADD=45 RD=0,1 UX=80.58, 86.263
      ADD=46 RD=0,1 UX=86.263, 91.947
      ADD=47 RD=0,1 UX=91.947, 93.63
      ADD=48 RD=0,1 UX=93.63, 97.63
      ADD=15 RD=0,1 UX=-97.63, -93.63
      ADD=16 RD=0,1 UX=-93.63, -91.947
      ADD=17 RD=0,1 UX=-91.947, -86.263
      ADD=18 RD=0,1 UX=-86.263, -80.58
      ADD=19 RD=0,1 UX=-80.58, -74.897
      ADD=20 RD=0,1 UX=-74.897, -70.03
      ADD=21 RD=0,1 UX=-70.03, -69.213
      ADD=22 RD=0,1 UX=-69.213, -67.53
      ADD=23 RD=0,1 UX=-67.53, -63.53
NAME=TEMPPLUS  ; 온도변화(+)
   TYPE=Temperature ELEM=FRAME
      ADD=15 T=10
      ADD=16 T=10
      ADD=17 T=10
      ADD=18 T=10
      ADD=19 T=10
      ADD=20 T=10
      ADD=21 T=10
      ADD=22 T=10
      ADD=23 T=10
      ADD=24 T=10
      ADD=25 T=10
      ADD=26 T=10
      ADD=27 T=10
      ADD=28 T=10
      ADD=29 T=10
      ADD=30 T=10
      ADD=31 T=10
      ADD=32 T=10
      ADD=33 T=10
      ADD=34 T=10
      ADD=35 T=10
      ADD=36 T=10
      ADD=37 T=10
      ADD=38 T=10
      ADD=39 T=10
      ADD=40 T=10
      ADD=41 T=10
      ADD=42 T=10
```

```
      ADD=43 T=10
      ADD=44 T=10
      ADD=45 T=10
      ADD=46 T=10
      ADD=47 T=10
      ADD=48 T=10
NAME=TEMPMINU  ; 온도변화(-)
   TYPE=Temperature ELEM=FRAME
      ADD=15 T=-10
      ADD=16 T=-10
      ADD=17 T=-10
      ADD=18 T=-10
      ADD=19 T=-10
      ADD=20 T=-10
      ADD=21 T=-10
      ADD=22 T=-10
      ADD=23 T=-10
      ADD=24 T=-10
      ADD=25 T=-10
      ADD=26 T=-10
      ADD=27 T=-10
      ADD=28 T=-10
      ADD=29 T=-10
      ADD=30 T=-10
      ADD=31 T=-10
      ADD=32 T=-10
      ADD=33 T=-10
      ADD=34 T=-10
      ADD=35 T=-10
      ADD=36 T=-10
      ADD=37 T=-10
      ADD=38 T=-10
      ADD=39 T=-10
      ADD=40 T=-10
      ADD=41 T=-10
      ADD=42 T=-10
      ADD=43 T=-10
      ADD=44 T=-10
      ADD=45 T=-10
      ADD=46 T=-10
      ADD=47 T=-10
      ADD=48 T=-10
NAME=SHRINK  ; 건조수축
   TYPE=Temperature ELEM=FRAME
      ADD=15 T=-15
      ADD=16 T=-15
      ADD=17 T=-15
      ADD=18 T=-15
      ADD=19 T=-15
      ADD=20 T=-15
      ADD=21 T=-15
      ADD=22 T=-15
      ADD=23 T=-15
      ADD=24 T=-15
      ADD=25 T=-15
      ADD=26 T=-15
      ADD=27 T=-15
      ADD=28 T=-15
      ADD=29 T=-15
      ADD=30 T=-15
      ADD=31 T=-15
      ADD=32 T=-15
      ADD=33 T=-15
      ADD=34 T=-15
      ADD=35 T=-15
      ADD=36 T=-15
      ADD=37 T=-15
      ADD=38 T=-15
      ADD=39 T=-15
      ADD=40 T=-15
      ADD=41 T=-15
      ADD=42 T=-15
      ADD=43 T=-15
      ADD=44 T=-15
      ADD=45 T=-15
      ADD=46 T=-15
      ADD=47 T=-15
      ADD=48 T=-15
MODE
   TYPE=RITZ   N=100   TOL=0.00001
      LOAD=SW
      LOAD=PAVE
      LOAD=PAVEW
      LOAD=LIVEFU
      LOAD=LIVELE
      LOAD=LIVERI
      LOAD=LIVEFUH
      LOAD=LIVELEH
      LOAD=LIVERIH
      LOAD=SOILB
      LOAD=SOILBW
      LOAD=TEMPPLUS
      LOAD=TEMPMINU
      LOAD=SHRINK
      NLLINK=*
HISTORY
   NAME=UL01    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
      LOAD= SW          SF=1.200   AT=1
      LOAD= PAVE        SF=1.600   AT=1
      LOAD= LIVEFU      SF=1.600   AT=1
      LOAD= LIVEFUH     SF=1.600   AT=1
      LOAD= SOILB       SF=1.600   AT=1
      LOAD= TEMPPLUS    SF=1.200   AT=1
      LOAD= SHRINK      SF=1.200   AT=1
   NAME=UL02    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
      LOAD= SW          SF=1.200   AT=1
      LOAD= PAVE        SF=1.600   AT=1
      LOAD= LIVEFU      SF=1.600   AT=1
      LOAD= LIVEFUH     SF=1.600   AT=1
      LOAD= SOILB       SF=1.600   AT=1
      LOAD= TEMPMINU    SF=1.200   AT=1
      LOAD= SHRINK      SF=1.200   AT=1
   NAME=UL03    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
      LOAD= SW          SF=1.200   AT=1
      LOAD= PAVE        SF=1.600   AT=1
      LOAD= LIVELE      SF=1.600   AT=1
      LOAD= LIVELEH     SF=1.600   AT=1
      LOAD= SOILB       SF=1.600   AT=1
      LOAD= TEMPPLUS    SF=1.200   AT=1
      LOAD= SHRINK      SF=1.200   AT=1
   NAME=UL04    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
      LOAD= SW          SF=1.200   AT=1
      LOAD= PAVE        SF=1.600   AT=1
      LOAD= LIVELE      SF=1.600   AT=1
      LOAD= LIVELEH     SF=1.600   AT=1
      LOAD= SOILB       SF=1.600   AT=1
      LOAD= TEMPMINU    SF=1.200   AT=1
      LOAD= SHRINK      SF=1.200   AT=1
   NAME=UL05    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
      LOAD= SW          SF=1.200   AT=1
      LOAD= PAVE        SF=1.600   AT=1
      LOAD= LIVERI      SF=1.600   AT=1
      LOAD= LIVERIH     SF=1.600   AT=1
      LOAD= SOILB       SF=1.600   AT=1
      LOAD= TEMPPLUS    SF=1.200   AT=1
      LOAD= SHRINK      SF=1.200   AT=1
   NAME=UL06    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
      LOAD= SW          SF=1.200   AT=1
      LOAD= PAVE        SF=1.600   AT=1
      LOAD= LIVERI      SF=1.600   AT=1
      LOAD= LIVERIH     SF=1.600   AT=1
      LOAD= SOILB       SF=1.600   AT=1
      LOAD= TEMPMINU    SF=1.200   AT=1
      LOAD= SHRINK      SF=1.200   AT=1
   NAME=UL07    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
      LOAD= SW          SF=1.200   AT=1
      LOAD= PAVE        SF=1.600   AT=1
      LOAD= LIVEFU      SF=1.600   AT=1
      LOAD= LIVEFUH     SF=0.800   AT=1
      LOAD= SOILB       SF=0.800   AT=1
      LOAD= TEMPPLUS    SF=1.200   AT=1
      LOAD= SHRINK      SF=1.200   AT=1
   NAME=UL08    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
      LOAD= SW          SF=1.200   AT=1
      LOAD= PAVE        SF=1.600   AT=1
      LOAD= LIVEFU      SF=1.600   AT=1
      LOAD= LIVEFUH     SF=0.800   AT=1
      LOAD= SOILB       SF=0.800   AT=1
      LOAD= TEMPMINU    SF=1.200   AT=1
      LOAD= SHRINK      SF=1.200   AT=1
   NAME=UL09    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
      LOAD= SW          SF=1.200   AT=1
      LOAD= PAVE        SF=1.600   AT=1
      LOAD= LIVELE      SF=1.600   AT=1
      LOAD= LIVELEH     SF=0.800   AT=1
      LOAD= SOILB       SF=0.800   AT=1
      LOAD= TEMPPLUS    SF=1.200   AT=1
      LOAD= SHRINK      SF=1.200   AT=1
   NAME=UL10    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
      LOAD= SW          SF=1.200   AT=1
      LOAD= PAVE        SF=1.600   AT=1
      LOAD= LIVELE      SF=1.600   AT=1
      LOAD= LIVELEH     SF=0.800   AT=1
      LOAD= SOILB       SF=0.800   AT=1
      LOAD= TEMPMINU    SF=1.200   AT=1
      LOAD= SHRINK      SF=1.200   AT=1
   NAME=UL11    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
      LOAD= SW          SF=1.200   AT=1
      LOAD= PAVE        SF=1.600   AT=1
      LOAD= LIVERI      SF=1.600   AT=1
```

```
    LOAD= LIVERIH       SF=0.800   AT=1
    LOAD= SOILB         SF=0.800   AT=1
    LOAD= TEMPPLUS      SF=1.200   AT=1
    LOAD= SHRINK        SF=1.200   AT=1
NAME=UL12    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
    LOAD= SW            SF=1.200   AT=1
    LOAD= PAVE          SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVERI        SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVERIH       SF=0.800   AT=1
    LOAD= SOILB         SF=0.800   AT=1
    LOAD= TEMPMINU      SF=1.200   AT=1
    LOAD= SHRINK        SF=1.200   AT=1
NAME=UL13    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
    LOAD= SW            SF=0.900   AT=1
    LOAD= PAVE          SF=1.600   AT=1
    LOAD= SOILB         SF=1.600   AT=1
NAME=UL14    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
    LOAD= SW            SF=0.900   AT=1
    LOAD= PAVE          SF=1.600   AT=1
    LOAD= SOILB         SF=0.800   AT=1
NAME=UL15    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
    LOAD= SW            SF=1.200   AT=1
    LOAD= PAVEW         SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVEFU        SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVEFUH       SF=1.600   AT=1
    LOAD= SOILBW        SF=1.600   AT=1
    LOAD= TEMPPLUS      SF=1.200   AT=1
    LOAD= SHRINK        SF=1.200   AT=1
NAME=UL16    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
    LOAD= SW            SF=1.200   AT=1
    LOAD= PAVEW         SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVEFU        SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVEFUH       SF=1.600   AT=1
    LOAD= SOILBW        SF=1.600   AT=1
    LOAD= TEMPMINU      SF=1.200   AT=1
    LOAD= SHRINK        SF=1.200   AT=1
NAME=UL17    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
    LOAD= SW            SF=1.200   AT=1
    LOAD= PAVEW         SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVELE        SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVELEH       SF=1.600   AT=1
    LOAD= SOILBW        SF=1.600   AT=1
    LOAD= TEMPPLUS      SF=1.200   AT=1
    LOAD= SHRINK        SF=1.200   AT=1
NAME=UL18    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
    LOAD= SW            SF=1.200   AT=1
    LOAD= PAVEW         SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVELE        SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVELEH       SF=1.600   AT=1
    LOAD= SOILBW        SF=1.600   AT=1
    LOAD= TEMPMINU      SF=1.200   AT=1
    LOAD= SHRINK        SF=1.200   AT=1
NAME=UL19    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
    LOAD= SW            SF=1.200   AT=1
    LOAD= PAVEW         SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVERI        SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVERIH       SF=1.600   AT=1
    LOAD= SOILBW        SF=1.600   AT=1
    LOAD= TEMPPLUS      SF=1.200   AT=1
    LOAD= SHRINK        SF=1.200   AT=1
NAME=UL20    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
    LOAD= SW            SF=1.200   AT=1
    LOAD= PAVEW         SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVERI        SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVERIH       SF=1.600   AT=1
    LOAD= SOILBW        SF=1.600   AT=1
    LOAD= TEMPMINU      SF=1.200   AT=1
    LOAD= SHRINK        SF=1.200   AT=1
NAME=UL21    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
    LOAD= SW            SF=1.200   AT=1
    LOAD= PAVEW         SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVEFU        SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVEFUH       SF=0.800   AT=1
    LOAD= SOILBW        SF=0.800   AT=1
    LOAD= TEMPPLUS      SF=1.200   AT=1
    LOAD= SHRINK        SF=1.200   AT=1
NAME=UL22    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
    LOAD= SW            SF=1.200   AT=1
    LOAD= PAVEW         SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVEFU        SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVEFUH       SF=0.800   AT=1
    LOAD= SOILBW        SF=0.800   AT=1
    LOAD= TEMPMINU      SF=1.200   AT=1
    LOAD= SHRINK        SF=1.200   AT=1
NAME=UL23    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
    LOAD= SW            SF=1.200   AT=1
    LOAD= PAVEW         SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVELE        SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVELEH       SF=0.800   AT=1
    LOAD= SOILBW        SF=0.800   AT=1
    LOAD= TEMPPLUS      SF=1.200   AT=1
    LOAD= SHRINK        SF=1.200   AT=1
NAME=UL24    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
    LOAD= SW            SF=1.200   AT=1
    LOAD= PAVEW         SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVELE        SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVELEH       SF=0.800   AT=1
    LOAD= SOILBW        SF=0.800   AT=1
    LOAD= TEMPMINU      SF=1.200   AT=1
    LOAD= SHRINK        SF=1.200   AT=1
NAME=UL25    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
    LOAD= SW            SF=1.200   AT=1
    LOAD= PAVEW         SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVERI        SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVERIH       SF=0.800   AT=1
    LOAD= SOILBW        SF=0.800   AT=1
    LOAD= TEMPPLUS      SF=1.200   AT=1
    LOAD= SHRINK        SF=1.200   AT=1
NAME=UL26    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
    LOAD= SW            SF=1.200   AT=1
    LOAD= PAVEW         SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVERI        SF=1.600   AT=1
    LOAD= LIVERIH       SF=0.800   AT=1
    LOAD= SOILBW        SF=0.800   AT=1
    LOAD= TEMPMINU      SF=1.200   AT=1
    LOAD= SHRINK        SF=1.200   AT=1
NAME=UL27    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
    LOAD= SW            SF=0.900   AT=1
    LOAD= PAVEW         SF=1.600   AT=1
    LOAD= SOILBW        SF=1.600   AT=1
NAME=UL28    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
    LOAD= SW            SF=0.900   AT=1
    LOAD= PAVEW         SF=1.600   AT=1
    LOAD= SOILBW        SF=0.800   AT=1
NAME=SV01    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
    LOAD= SW            SF=1.000   AT=1
    LOAD= PAVE          SF=1.000   AT=1
    LOAD= LIVEFU        SF=1.000   AT=1
    LOAD= LIVEFUH       SF=1.000   AT=1
    LOAD= SOILB         SF=1.000   AT=1
    LOAD= TEMPPLUS      SF=1.000   AT=1
    LOAD= SHRINK        SF=1.000   AT=1
NAME=SV02    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
    LOAD= SW            SF=1.000   AT=1
    LOAD= PAVE          SF=1.000   AT=1
    LOAD= LIVEFU        SF=1.000   AT=1
    LOAD= LIVEFUH       SF=1.000   AT=1
    LOAD= SOILB         SF=1.000   AT=1
    LOAD= TEMPMINU      SF=1.000   AT=1
    LOAD= SHRINK        SF=1.000   AT=1
NAME=SV03    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
    LOAD= SW            SF=1.000   AT=1
    LOAD= PAVE          SF=1.000   AT=1
    LOAD= LIVELE        SF=1.000   AT=1
    LOAD= LIVELEH       SF=1.000   AT=1
    LOAD= SOILB         SF=1.000   AT=1
    LOAD= TEMPPLUS      SF=1.000   AT=1
    LOAD= SHRINK        SF=1.000   AT=1
NAME=SV04    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
    LOAD= SW            SF=1.000   AT=1
    LOAD= PAVE          SF=1.000   AT=1
    LOAD= LIVELE        SF=1.000   AT=1
    LOAD= LIVELEH       SF=1.000   AT=1
    LOAD= SOILB         SF=1.000   AT=1
    LOAD= TEMPMINU      SF=1.000   AT=1
    LOAD= SHRINK        SF=1.000   AT=1
NAME=SV05    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
    LOAD= SW            SF=1.000   AT=1
    LOAD= PAVE          SF=1.000   AT=1
    LOAD= LIVERI        SF=1.000   AT=1
    LOAD= LIVERIH       SF=1.000   AT=1
    LOAD= SOILB         SF=1.000   AT=1
    LOAD= TEMPPLUS      SF=1.000   AT=1
    LOAD= SHRINK        SF=1.000   AT=1
NAME=SV06    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
    LOAD= SW            SF=1.000   AT=1
    LOAD= PAVE          SF=1.000   AT=1
    LOAD= LIVERI        SF=1.000   AT=1
    LOAD= LIVERIH       SF=1.000   AT=1
    LOAD= SOILB         SF=1.000   AT=1
    LOAD= TEMPMINU      SF=1.000   AT=1
    LOAD= SHRINK        SF=1.000   AT=1
NAME=SV07    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
    LOAD= SW            SF=1.000   AT=1
    LOAD= PAVE          SF=1.000   AT=1
    LOAD= LIVEFU        SF=1.000   AT=1
    LOAD= LIVEFUH       SF=0.500   AT=1
    LOAD= SOILB         SF=0.500   AT=1
    LOAD= TEMPPLUS      SF=1.000   AT=1
    LOAD= SHRINK        SF=1.000   AT=1
```

```
NAME=SV08    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFU         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUH        SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILB          SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV09    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEH        SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILB          SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV10    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEH        SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILB          SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV11    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILB          SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV12    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILB          SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV13    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILB          SF=1.000   AT=1
NAME=SV14    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILB          SF=0.500   AT=1
NAME=SV15    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFU         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUH        SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.000   AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV16    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFU         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUH        SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.000   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV17    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEH        SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.000   AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV18    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEH        SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.000   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV19    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.000   AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV20    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.000   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV21    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFU         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUH        SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV22    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFU         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUH        SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV23    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEH        SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV24    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEH        SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV25    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV26    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV27    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.000   AT=1
NAME=SV28    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.500   AT=1
COMBO
   NAME=ENVUSE  TYPE=ENVE
      HIST=SV01 SF=1
      HIST=SV02 SF=1
      HIST=SV03 SF=1
      HIST=SV04 SF=1
      HIST=SV05 SF=1
      HIST=SV06 SF=1
      HIST=SV07 SF=1
      HIST=SV08 SF=1
      HIST=SV09 SF=1
      HIST=SV10 SF=1
      HIST=SV11 SF=1
      HIST=SV12 SF=1
      HIST=SV13 SF=1
      HIST=SV14 SF=1
      HIST=SV15 SF=1
      HIST=SV16 SF=1
      HIST=SV17 SF=1
      HIST=SV18 SF=1
      HIST=SV19 SF=1
      HIST=SV20 SF=1
      HIST=SV21 SF=1
      HIST=SV22 SF=1
      HIST=SV23 SF=1
      HIST=SV24 SF=1
      HIST=SV25 SF=1
      HIST=SV26 SF=1
```

```
      HIST=SV27 SF=1
      HIST=SV28 SF=1
   NAME=ENVULT  TYPE=ENVE
      HIST=UL01 SF=1
      HIST=UL02 SF=1
      HIST=UL03 SF=1
      HIST=UL04 SF=1
      HIST=UL05 SF=1
      HIST=UL06 SF=1
      HIST=UL07 SF=1
      HIST=UL08 SF=1
      HIST=UL09 SF=1
      HIST=UL10 SF=1
      HIST=UL11 SF=1
      HIST=UL12 SF=1
      HIST=UL13 SF=1
      HIST=UL14 SF=1
      HIST=UL15 SF=1
      HIST=UL16 SF=1
      HIST=UL17 SF=1
      HIST=UL18 SF=1
      HIST=UL19 SF=1
      HIST=UL20 SF=1
      HIST=UL21 SF=1
      HIST=UL22 SF=1
      HIST=UL23 SF=1
      HIST=UL24 SF=1
      HIST=UL25 SF=1
      HIST=UL26 SF=1
      HIST=UL27 SF=1
      HIST=UL28 SF=1
OUTPUT
   ELEM=JOINT   TYPE=REAC,DISP,APP      LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
   ELEM=FRAME   TYPE=FORCE              LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
```

16. INPUT DATA (기능수행)

```
; ACulvert SAP2000 데이터파일 : 내진(기능)
;
SYSTEM
   DOF=UX,UZ,RY LENGTH=m FORCE=kN
JOINT
  1    X=     0.500 Y=     0.000 Z=     0.500
  2    X=     1.350 Y=     0.000 Z=     0.500
  3    X=     1.529 Y=     0.000 Z=     0.500
  4    X=     2.558 Y=     0.000 Z=     0.500
  5    X=     3.587 Y=     0.000 Z=     0.500
  6    X=     4.617 Y=     0.000 Z=     0.500
  7    X=     5.646 Y=     0.000 Z=     0.500
  8    X=     6.675 Y=     0.000 Z=     0.500
  9    X=     7.704 Y=     0.000 Z=     0.500
  10   X=     8.733 Y=     0.000 Z=     0.500
  11   X=     9.762 Y=     0.000 Z=     0.500
  12   X=    10.792 Y=     0.000 Z=     0.500
  13   X=    11.821 Y=     0.000 Z=     0.500
  14   X=    12.000 Y=     0.000 Z=     0.500
  15   X=    12.850 Y=     0.000 Z=     0.500
  16   X=    12.850 Y=     0.000 Z=     1.300
  17   X=    12.850 Y=     0.000 Z=     1.637
  18   X=    12.850 Y=     0.000 Z=     2.773
  19   X=    12.850 Y=     0.000 Z=     3.910
  20   X=    12.850 Y=     0.000 Z=     5.047
  21   X=    12.850 Y=     0.000 Z=     6.020
  22   X=    12.850 Y=     0.000 Z=     6.183
  23   X=    12.850 Y=     0.000 Z=     6.520
  24   X=    12.850 Y=     0.000 Z=     7.320
  25   X=    12.000 Y=     0.000 Z=     7.320
  26   X=    11.821 Y=     0.000 Z=     7.320
  27   X=    11.500 Y=     0.000 Z=     7.320
  28   X=    10.792 Y=     0.000 Z=     7.320
  29   X=     9.762 Y=     0.000 Z=     7.320
  30   X=     8.733 Y=     0.000 Z=     7.320
  31   X=     7.704 Y=     0.000 Z=     7.320
  32   X=     6.675 Y=     0.000 Z=     7.320
  33   X=     5.646 Y=     0.000 Z=     7.320
  34   X=     4.617 Y=     0.000 Z=     7.320
  35   X=     3.587 Y=     0.000 Z=     7.320
  36   X=     2.558 Y=     0.000 Z=     7.320
  37   X=     1.850 Y=     0.000 Z=     7.320
  38   X=     1.529 Y=     0.000 Z=     7.320
  39   X=     1.350 Y=     0.000 Z=     7.320
  40   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     7.320
  41   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     6.520
  42   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     6.183
  43   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     6.020
  44   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     5.047
  45   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     3.910
  46   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     2.773
  47   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     1.637
  48   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     1.300
  49   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     0.000
  50   X=     1.529 Y=     0.000 Z=     0.000
  51   X=     2.558 Y=     0.000 Z=     0.000
  52   X=     3.587 Y=     0.000 Z=     0.000
  53   X=     4.617 Y=     0.000 Z=     0.000
  54   X=     5.646 Y=     0.000 Z=     0.000
  55   X=     6.675 Y=     0.000 Z=     0.000
  56   X=     7.704 Y=     0.000 Z=     0.000
  57   X=     8.733 Y=     0.000 Z=     0.000
  58   X=     9.762 Y=     0.000 Z=     0.000
  59   X=    10.792 Y=     0.000 Z=     0.000
  60   X=    11.821 Y=     0.000 Z=     0.000
  61   X=    12.850 Y=     0.000 Z=     0.000
  62   X=    13.350 Y=     0.000 Z=     0.500
  63   X=    13.350 Y=     0.000 Z=     1.637
  64   X=    13.350 Y=     0.000 Z=     2.773
  65   X=    13.350 Y=     0.000 Z=     3.910
  66   X=    13.350 Y=     0.000 Z=     5.047
  67   X=    13.350 Y=     0.000 Z=     6.183
  68   X=    13.350 Y=     0.000 Z=     7.320
  69   X=    12.850 Y=     0.000 Z=     7.820
  70   X=    11.821 Y=     0.000 Z=     7.820
  71   X=    10.792 Y=     0.000 Z=     7.820
  72   X=     9.762 Y=     0.000 Z=     7.820
  73   X=     8.733 Y=     0.000 Z=     7.820
  74   X=     7.704 Y=     0.000 Z=     7.820
  75   X=     6.675 Y=     0.000 Z=     7.820
  76   X=     5.646 Y=     0.000 Z=     7.820
  77   X=     4.617 Y=     0.000 Z=     7.820
  78   X=     3.587 Y=     0.000 Z=     7.820
  79   X=     2.558 Y=     0.000 Z=     7.820
  80   X=     1.529 Y=     0.000 Z=     7.820
  81   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     7.820
  82   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     7.320
  83   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     6.183
  84   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     5.047
  85   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     3.910
  86   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     2.773
  87   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     1.637
  88   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     0.500
RESTRAINT
  ADD=49 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=50 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=51 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=52 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=53 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=54 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=55 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=56 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=57 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=58 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=59 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=60 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=61 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=62 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=63 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=64 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=65 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=66 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=67 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=68 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=69 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=70 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=71 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=72 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=73 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=74 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=75 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=76 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=77 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=78 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=79 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=80 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=81 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=82 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=83 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=84 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=85 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=86 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=87 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=88 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
SPRING
  ADD=3 UX=96233.5
  ADD=4 UX=96233.5
  ADD=5 UX=96233.5
  ADD=6 UX=96233.5
  ADD=7 UX=96233.5
  ADD=8 UX=96233.5
  ADD=9 UX=96233.5
  ADD=10 UX=96233.5
  ADD=11 UX=96233.5
  ADD=12 UX=96233.5
  ADD=13 UX=96233.5
  ADD=17 UZ=156044
  ADD=18 UZ=156044
  ADD=19 UZ=32732.7
  ADD=20 UZ=32732.7
  ADD=22 UZ=32732.7
  ADD=26 UX=5881.81
  ADD=28 UX=5881.81
  ADD=29 UX=5881.81
  ADD=30 UX=5881.81
  ADD=31 UX=5881.81
  ADD=32 UX=5881.81
  ADD=33 UX=5881.81
  ADD=34 UX=5881.81
  ADD=35 UX=5881.81
  ADD=36 UX=5881.81
  ADD=38 UX=5881.81
  ADD=42 UZ=32732.7
  ADD=44 UZ=32732.7
  ADD=45 UZ=32732.7
  ADD=46 UZ=156044
  ADD=47 UZ=156044
MATERIAL
  Name=1 M=2.54946 W=25
    E=2.6702e+007 U=0.167 A=9.99e-006
NLPROP
  NAME=1 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
        DOF=U1 KE=382790. CE=0.99999 K=382790. OPEN=0
  NAME=2 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
        DOF=U1 KE=288700. CE=0.99999 K=288700. OPEN=0
  NAME=3 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
```

```
        DOF=U1 KE=563541. CE=0.99999 K=563541. OPEN=0
  NAME=4 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
        DOF=U1 KE=468131. CE=0.99999 K=468131. OPEN=0
  NAME=5 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
        DOF=U1 KE=98198. CE=0.99999 K=98198. OPEN=0
  NAME=6 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
        DOF=U1 KE=34443.8 CE=0.99999 K=34443.8 OPEN=0
  NAME=7 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
        DOF=U1 KE=23396.2 CE=0.99999 K=23396.2 OPEN=0
  NAME=8 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
        DOF=U1 KE=17645.4 CE=0.99999 K=17645.4 OPEN=0
FRAME SECTION
  Name=1  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.6,1
  Name=2  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.7,1
  Name=3  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.86333,1
  Name=4  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=2.2,1
  Name=5  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=2.1,1
  Name=6  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.92083,1
  Name=7  TYPE=NONPR SEC=2,3 EIVAR=1,1
  Name=8  TYPE=NONPR SEC=3,4 EIVAR=1,1
  Name=9  TYPE=NONPR SEC=5,6 EIVAR=1,1
  Name=10  TYPE=NONPR SEC=6,1 EIVAR=1,1
  Name=11  TYPE=NONPR SEC=1,6 EIVAR=1,1
  Name=12  TYPE=NONPR SEC=6,5 EIVAR=1,1
  Name=13  TYPE=NONPR SEC=4,3 EIVAR=1,1
  Name=14  TYPE=NONPR SEC=3,2 EIVAR=1,1
FRAME
     1 J=  1,   2 SEC= 1 IOFF=0.45 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
     2 J=  2,   3 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     3 J=  3,   4 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     4 J=  4,   5 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     5 J=  5,   6 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     6 J=  6,   7 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     7 J=  7,   8 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     8 J=  8,   9 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     9 J=  9,  10 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    10 J= 10,  11 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    11 J= 11,  12 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    12 J= 12,  13 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    13 J= 13,  14 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    14 J= 14,  15 SEC= 1 IOFF=0 JOFF=0.45 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
    15 J= 15,  16 SEC= 2 IOFF=0.375 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    16 J= 16,  17 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    17 J= 17,  18 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    18 J= 18,  19 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    19 J= 19,  20 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    20 J= 20,  21 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    21 J= 21,  22 SEC= 7 NSEG= 4 ANG=0
    22 J= 22,  23 SEC= 8 NSEG= 4 ANG=0
    23 J= 23,  24 SEC= 4 IOFF=0 JOFF=0.45 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    24 J= 24,  25 SEC= 5 IOFF=0.55 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    25 J= 25,  26 SEC= 9 NSEG= 4 ANG=0
    26 J= 26,  27 SEC=10 NSEG= 4 ANG=0
    27 J= 27,  28 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    28 J= 28,  29 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    29 J= 29,  30 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    30 J= 30,  31 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    31 J= 31,  32 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    32 J= 32,  33 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    33 J= 33,  34 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    34 J= 34,  35 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    35 J= 35,  36 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    36 J= 36,  37 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    37 J= 37,  38 SEC=11 NSEG= 4 ANG=0
    38 J= 38,  39 SEC=12 NSEG= 4 ANG=0
    39 J= 39,  40 SEC= 5 IOFF=0 JOFF=0.55 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    40 J= 40,  41 SEC= 4 IOFF=0.45 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
    41 J= 41,  42 SEC=13 NSEG= 4 ANG=180
    42 J= 42,  43 SEC=14 NSEG= 4 ANG=180
    43 J= 43,  44 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    44 J= 44,  45 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    45 J= 45,  46 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    46 J= 46,  47 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    47 J= 47,  48 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    48 J= 48,   1 SEC= 2 IOFF=0 JOFF=0.375 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
NLLINK
     1 J= 1,49 NLP=1 ANG=0
     2 J= 3,50 NLP=2 ANG=0
     3 J= 4,51 NLP=2 ANG=0
     4 J= 5,52 NLP=2 ANG=0
     5 J= 6,53 NLP=2 ANG=0
     6 J= 7,54 NLP=2 ANG=0
     7 J= 8,55 NLP=2 ANG=0
     8 J= 9,56 NLP=2 ANG=0
     9 J=10,57 NLP=2 ANG=0
    10 J=11,58 NLP=2 ANG=0
    11 J=12,59 NLP=2 ANG=0
    12 J=13,60 NLP=2 ANG=0
    13 J=15,61 NLP=1 ANG=0
    14 J=15,62 NLP=3 ANG=0
    15 J=17,63 NLP=4 ANG=0
    16 J=18,64 NLP=4 ANG=0
    17 J=19,65 NLP=5 ANG=0
    18 J=20,66 NLP=5 ANG=0
    19 J=22,67 NLP=5 ANG=0
    20 J=24,68 NLP=6 ANG=0
    21 J=24,69 NLP=7 ANG=0
    22 J=26,70 NLP=8 ANG=0
    23 J=28,71 NLP=8 ANG=0
    24 J=29,72 NLP=8 ANG=0
    25 J=30,73 NLP=8 ANG=0
    26 J=31,74 NLP=8 ANG=0
    27 J=32,75 NLP=8 ANG=0
    28 J=33,76 NLP=8 ANG=0
    29 J=34,77 NLP=8 ANG=0
    30 J=35,78 NLP=8 ANG=0
    31 J=36,79 NLP=8 ANG=0
    32 J=38,80 NLP=8 ANG=0
    33 J=40,81 NLP=7 ANG=0
    34 J=40,82 NLP=6 ANG=0
    35 J=42,83 NLP=5 ANG=0
    36 J=44,84 NLP=5 ANG=0
    37 J=45,85 NLP=5 ANG=0
    38 J=46,86 NLP=4 ANG=0
    39 J=47,87 NLP=4 ANG=0
    40 J= 1,88 NLP=3 ANG=0
LOAD
NAME=SW SW=1  ; 구체자중
NAME=PAVE  ; 상부고정하중 : 지하수無
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=39 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
NAME=PAVEW  ; 상부고정하중 : 지하수有
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=39 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
NAME=LIVEFUE  ; 지진시 만재활하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=39 RD=0,1 UZ=-10, -10
NAME=LIVELEE  ; 지진시 편재활하중(좌측)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-10, -10
```

```
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=39 RD=0,1 UZ=-10, -10
NAME=LIVERIE  ; 지진시 편재활하중(우측)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-10, -10
NAME=LIVEFUHE  ; 지진시 만재활하중에 의한 수평하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=40 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=41 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=42 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=43 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=44 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=45 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=46 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=47 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=48 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=15 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=16 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=17 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=18 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=19 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=20 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=21 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=22 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=23 RD=0,1 UX=-5, -5
NAME=LIVELEHE  ; 지진시 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=40 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=41 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=42 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=43 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=44 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=45 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=46 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=47 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=48 RD=0,1 UX=5, 5
NAME=LIVERIHE  ; 지진시 편재활하중에 의한 수평하중(우측)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=15 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=16 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=17 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=18 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=19 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=20 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=21 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=22 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=23 RD=0,1 UX=-5, -5
NAME=FUNSLAB  ; 슬래브 지반변위(기능수행)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UX=31.936, 31.936
      ADD=25 RD=0,1 UX=31.936, 31.936
      ADD=26 RD=0,1 UX=31.936, 31.936
      ADD=27 RD=0,1 UX=31.936, 31.936
      ADD=28 RD=0,1 UX=31.936, 31.936
      ADD=29 RD=0,1 UX=31.936, 31.936
      ADD=30 RD=0,1 UX=31.936, 31.936
      ADD=31 RD=0,1 UX=31.936, 31.936
      ADD=32 RD=0,1 UX=31.936, 31.936
      ADD=33 RD=0,1 UX=31.936, 31.936
      ADD=34 RD=0,1 UX=31.936, 31.936
      ADD=35 RD=0,1 UX=31.936, 31.936
      ADD=36 RD=0,1 UX=31.936, 31.936
      ADD=37 RD=0,1 UX=31.936, 31.936
      ADD=38 RD=0,1 UX=31.936, 31.936
      ADD=39 RD=0,1 UX=31.936, 31.936
NAME=FUNWALL  ; 벽체 지반변위(기능수행)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=40 RD=0,1 UX=140.661, 116.144
      ADD=41 RD=0,1 UX=116.144, 362.324
      ADD=42 RD=0,1 UX=362.324, 344.527
      ADD=43 RD=0,1 UX=344.527, 236.798
      ADD=44 RD=0,1 UX=236.798, 107.557
      ADD=45 RD=0,1 UX=107.557, 76.603
      ADD=46 RD=0,1 UX=76.603, 38.713
      ADD=47 RD=0,1 UX=38.713, 27.182
      ADD=48 RD=0,1 UX=27.182, 0
      ADD=15 RD=0,1 UX=0, 27.182
      ADD=16 RD=0,1 UX=27.182, 38.713
      ADD=17 RD=0,1 UX=38.713, 76.603
      ADD=18 RD=0,1 UX=76.603, 107.557
      ADD=19 RD=0,1 UX=107.557, 236.798
      ADD=20 RD=0,1 UX=236.798, 344.527
      ADD=21 RD=0,1 UX=344.527, 362.324
      ADD=22 RD=0,1 UX=362.324, 116.144
      ADD=23 RD=0,1 UX=116.144, 140.661
NAME=FUNMS  ; 주면전단력(기능수행)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UX=36.39, 36.39
      ADD=25 RD=0,1 UX=36.39, 36.39
      ADD=26 RD=0,1 UX=36.39, 36.39
      ADD=27 RD=0,1 UX=36.39, 36.39
      ADD=28 RD=0,1 UX=36.39, 36.39
      ADD=29 RD=0,1 UX=36.39, 36.39
      ADD=30 RD=0,1 UX=36.39, 36.39
      ADD=31 RD=0,1 UX=36.39, 36.39
      ADD=32 RD=0,1 UX=36.39, 36.39
      ADD=33 RD=0,1 UX=36.39, 36.39
      ADD=34 RD=0,1 UX=36.39, 36.39
      ADD=35 RD=0,1 UX=36.39, 36.39
      ADD=36 RD=0,1 UX=36.39, 36.39
      ADD=37 RD=0,1 UX=36.39, 36.39
      ADD=38 RD=0,1 UX=36.39, 36.39
      ADD=39 RD=0,1 UX=36.39, 36.39
      ADD=40 RD=0,1 UZ=-39.49, -39.49
      ADD=41 RD=0,1 UZ=-39.49, -39.49
      ADD=42 RD=0,1 UZ=-39.49, -39.49
      ADD=43 RD=0,1 UZ=-39.49, -39.49
      ADD=44 RD=0,1 UZ=-39.49, -39.49
      ADD=45 RD=0,1 UZ=-39.49, -39.49
      ADD=46 RD=0,1 UZ=-39.49, -39.49
      ADD=47 RD=0,1 UZ=-39.49, -39.49
      ADD=48 RD=0,1 UZ=-39.49, -39.49
      ADD=15 RD=0,1 UZ=39.49, 39.49
      ADD=16 RD=0,1 UZ=39.49, 39.49
      ADD=17 RD=0,1 UZ=39.49, 39.49
      ADD=18 RD=0,1 UZ=39.49, 39.49
      ADD=19 RD=0,1 UZ=39.49, 39.49
      ADD=20 RD=0,1 UZ=39.49, 39.49
      ADD=21 RD=0,1 UZ=39.49, 39.49
      ADD=22 RD=0,1 UZ=39.49, 39.49
      ADD=23 RD=0,1 UZ=39.49, 39.49
      ADD=1 RD=0,1 UX=-42.6, -42.6
      ADD=2 RD=0,1 UX=-42.6, -42.6
      ADD=3 RD=0,1 UX=-42.6, -42.6
      ADD=4 RD=0,1 UX=-42.6, -42.6
      ADD=5 RD=0,1 UX=-42.6, -42.6
      ADD=6 RD=0,1 UX=-42.6, -42.6
      ADD=7 RD=0,1 UX=-42.6, -42.6
      ADD=8 RD=0,1 UX=-42.6, -42.6
      ADD=9 RD=0,1 UX=-42.6, -42.6
      ADD=10 RD=0,1 UX=-42.6, -42.6
      ADD=11 RD=0,1 UX=-42.6, -42.6
      ADD=12 RD=0,1 UX=-42.6, -42.6
      ADD=13 RD=0,1 UX=-42.6, -42.6
      ADD=14 RD=0,1 UX=-42.6, -42.6
NAME=FUNINER  ; 구체 관성력(기능수행)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UX=2.445, 2.445
      ADD=25 RD=0,1 UX=2.445, 2.445
      ADD=26 RD=0,1 UX=2.445, 2.445
      ADD=27 RD=0,1 UX=2.445, 2.445
      ADD=28 RD=0,1 UX=2.445, 2.445
      ADD=29 RD=0,1 UX=2.445, 2.445
      ADD=30 RD=0,1 UX=2.445, 2.445
      ADD=31 RD=0,1 UX=2.445, 2.445
      ADD=32 RD=0,1 UX=2.445, 2.445
      ADD=33 RD=0,1 UX=2.445, 2.445
      ADD=34 RD=0,1 UX=2.445, 2.445
      ADD=35 RD=0,1 UX=2.445, 2.445
      ADD=36 RD=0,1 UX=2.445, 2.445
      ADD=37 RD=0,1 UX=2.445, 2.445
      ADD=38 RD=0,1 UX=2.445, 2.445
      ADD=39 RD=0,1 UX=2.445, 2.445
      ADD=40 RD=0,1 UX=2.597, 2.56
      ADD=41 RD=0,1 UX=2.56, 2.544
      ADD=42 RD=0,1 UX=2.544, 2.536
      ADD=43 RD=0,1 UX=2.536, 2.49
      ADD=44 RD=0,1 UX=2.49, 2.437
      ADD=45 RD=0,1 UX=2.437, 2.383
      ADD=46 RD=0,1 UX=2.383, 2.329
      ADD=47 RD=0,1 UX=2.329, 2.313
      ADD=48 RD=0,1 UX=2.313, 2.276
      ADD=15 RD=0,1 UX=2.276, 2.313
      ADD=16 RD=0,1 UX=2.313, 2.329
      ADD=17 RD=0,1 UX=2.329, 2.383
      ADD=18 RD=0,1 UX=2.383, 2.437
      ADD=19 RD=0,1 UX=2.437, 2.49
      ADD=20 RD=0,1 UX=2.49, 2.536
      ADD=21 RD=0,1 UX=2.536, 2.544
      ADD=22 RD=0,1 UX=2.544, 2.56
      ADD=23 RD=0,1 UX=2.56, 2.597
      ADD=1 RD=0,1 UX=2.142, 2.142
      ADD=2 RD=0,1 UX=2.142, 2.142
```

```
      ADD=3 RD=0,1 UX=2.142, 2.142
      ADD=4 RD=0,1 UX=2.142, 2.142
      ADD=5 RD=0,1 UX=2.142, 2.142
      ADD=6 RD=0,1 UX=2.142, 2.142
      ADD=7 RD=0,1 UX=2.142, 2.142
      ADD=8 RD=0,1 UX=2.142, 2.142
      ADD=9 RD=0,1 UX=2.142, 2.142
      ADD=10 RD=0,1 UX=2.142, 2.142
      ADD=11 RD=0,1 UX=2.142, 2.142
      ADD=12 RD=0,1 UX=2.142, 2.142
      ADD=13 RD=0,1 UX=2.142, 2.142
      ADD=14 RD=0,1 UX=2.142, 2.142
  NAME=FUNSLAB2  ; 슬래브 지반변위(기능수행)2
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UX=-31.936, -31.936
      ADD=25 RD=0,1 UX=-31.936, -31.936
      ADD=26 RD=0,1 UX=-31.936, -31.936
      ADD=27 RD=0,1 UX=-31.936, -31.936
      ADD=28 RD=0,1 UX=-31.936, -31.936
      ADD=29 RD=0,1 UX=-31.936, -31.936
      ADD=30 RD=0,1 UX=-31.936, -31.936
      ADD=31 RD=0,1 UX=-31.936, -31.936
      ADD=32 RD=0,1 UX=-31.936, -31.936
      ADD=33 RD=0,1 UX=-31.936, -31.936
      ADD=34 RD=0,1 UX=-31.936, -31.936
      ADD=35 RD=0,1 UX=-31.936, -31.936
      ADD=36 RD=0,1 UX=-31.936, -31.936
      ADD=37 RD=0,1 UX=-31.936, -31.936
      ADD=38 RD=0,1 UX=-31.936, -31.936
      ADD=39 RD=0,1 UX=-31.936, -31.936
  NAME=FUNWALL2  ; 벽체 지반변위(기능수행)2
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=40 RD=0,1 UX=-140.661, -116.144
      ADD=41 RD=0,1 UX=-116.144, -362.324
      ADD=42 RD=0,1 UX=-362.324, -344.527
      ADD=43 RD=0,1 UX=-344.527, -236.798
      ADD=44 RD=0,1 UX=-236.798, -107.557
      ADD=45 RD=0,1 UX=-107.557, -76.603
      ADD=46 RD=0,1 UX=-76.603, -38.713
      ADD=47 RD=0,1 UX=-38.713, -27.182
      ADD=48 RD=0,1 UX=-27.182, -0
      ADD=15 RD=0,1 UX=-0, -27.182
      ADD=16 RD=0,1 UX=-27.182, -38.713
      ADD=17 RD=0,1 UX=-38.713, -76.603
      ADD=18 RD=0,1 UX=-76.603, -107.557
      ADD=19 RD=0,1 UX=-107.557, -236.798
      ADD=20 RD=0,1 UX=-236.798, -344.527
      ADD=21 RD=0,1 UX=-344.527, -362.324
      ADD=22 RD=0,1 UX=-362.324, -116.144
      ADD=23 RD=0,1 UX=-116.144, -140.661
  NAME=FUNMS2  ; 주면전단력(기능수행)2
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UX=-36.39, -36.39
      ADD=25 RD=0,1 UX=-36.39, -36.39
      ADD=26 RD=0,1 UX=-36.39, -36.39
      ADD=27 RD=0,1 UX=-36.39, -36.39
      ADD=28 RD=0,1 UX=-36.39, -36.39
      ADD=29 RD=0,1 UX=-36.39, -36.39
      ADD=30 RD=0,1 UX=-36.39, -36.39
      ADD=31 RD=0,1 UX=-36.39, -36.39
      ADD=32 RD=0,1 UX=-36.39, -36.39
      ADD=33 RD=0,1 UX=-36.39, -36.39
      ADD=34 RD=0,1 UX=-36.39, -36.39
      ADD=35 RD=0,1 UX=-36.39, -36.39
      ADD=36 RD=0,1 UX=-36.39, -36.39
      ADD=37 RD=0,1 UX=-36.39, -36.39
      ADD=38 RD=0,1 UX=-36.39, -36.39
      ADD=39 RD=0,1 UX=-36.39, -36.39
      ADD=40 RD=0,1 UZ=39.49, 39.49
      ADD=41 RD=0,1 UZ=39.49, 39.49
      ADD=42 RD=0,1 UZ=39.49, 39.49
      ADD=43 RD=0,1 UZ=39.49, 39.49
      ADD=44 RD=0,1 UZ=39.49, 39.49
      ADD=45 RD=0,1 UZ=39.49, 39.49
      ADD=46 RD=0,1 UZ=39.49, 39.49
      ADD=47 RD=0,1 UZ=39.49, 39.49
      ADD=48 RD=0,1 UZ=39.49, 39.49
      ADD=15 RD=0,1 UZ=-39.49, -39.49
      ADD=16 RD=0,1 UZ=-39.49, -39.49
      ADD=17 RD=0,1 UZ=-39.49, -39.49
      ADD=18 RD=0,1 UZ=-39.49, -39.49
      ADD=19 RD=0,1 UZ=-39.49, -39.49
      ADD=20 RD=0,1 UZ=-39.49, -39.49
      ADD=21 RD=0,1 UZ=-39.49, -39.49
      ADD=22 RD=0,1 UZ=-39.49, -39.49
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-39.49, -39.49
      ADD=1 RD=0,1 UX=42.6, 42.6
      ADD=2 RD=0,1 UX=42.6, 42.6
      ADD=3 RD=0,1 UX=42.6, 42.6
      ADD=4 RD=0,1 UX=42.6, 42.6
      ADD=5 RD=0,1 UX=42.6, 42.6
      ADD=6 RD=0,1 UX=42.6, 42.6
      ADD=7 RD=0,1 UX=42.6, 42.6
      ADD=8 RD=0,1 UX=42.6, 42.6
      ADD=9 RD=0,1 UX=42.6, 42.6
      ADD=10 RD=0,1 UX=42.6, 42.6
      ADD=11 RD=0,1 UX=42.6, 42.6
      ADD=12 RD=0,1 UX=42.6, 42.6
      ADD=13 RD=0,1 UX=42.6, 42.6
      ADD=14 RD=0,1 UX=42.6, 42.6
  NAME=FUNINER2  ; 구체 관성력(기능수행)2
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UX=-2.445, -2.445
      ADD=25 RD=0,1 UX=-2.445, -2.445
      ADD=26 RD=0,1 UX=-2.445, -2.445
      ADD=27 RD=0,1 UX=-2.445, -2.445
      ADD=28 RD=0,1 UX=-2.445, -2.445
      ADD=29 RD=0,1 UX=-2.445, -2.445
      ADD=30 RD=0,1 UX=-2.445, -2.445
      ADD=31 RD=0,1 UX=-2.445, -2.445
      ADD=32 RD=0,1 UX=-2.445, -2.445
      ADD=33 RD=0,1 UX=-2.445, -2.445
      ADD=34 RD=0,1 UX=-2.445, -2.445
      ADD=35 RD=0,1 UX=-2.445, -2.445
      ADD=36 RD=0,1 UX=-2.445, -2.445
      ADD=37 RD=0,1 UX=-2.445, -2.445
      ADD=38 RD=0,1 UX=-2.445, -2.445
      ADD=39 RD=0,1 UX=-2.445, -2.445
      ADD=40 RD=0,1 UX=-2.597, -2.56
      ADD=41 RD=0,1 UX=-2.56, -2.544
      ADD=42 RD=0,1 UX=-2.544, -2.536
      ADD=43 RD=0,1 UX=-2.536, -2.49
      ADD=44 RD=0,1 UX=-2.49, -2.437
      ADD=45 RD=0,1 UX=-2.437, -2.383
      ADD=46 RD=0,1 UX=-2.383, -2.329
      ADD=47 RD=0,1 UX=-2.329, -2.313
      ADD=48 RD=0,1 UX=-2.313, -2.276
      ADD=15 RD=0,1 UX=-2.276, -2.313
      ADD=16 RD=0,1 UX=-2.313, -2.329
      ADD=17 RD=0,1 UX=-2.329, -2.383
      ADD=18 RD=0,1 UX=-2.383, -2.437
      ADD=19 RD=0,1 UX=-2.437, -2.49
      ADD=20 RD=0,1 UX=-2.49, -2.536
      ADD=21 RD=0,1 UX=-2.536, -2.544
      ADD=22 RD=0,1 UX=-2.544, -2.56
      ADD=23 RD=0,1 UX=-2.56, -2.597
      ADD=1 RD=0,1 UX=-2.142, -2.142
      ADD=2 RD=0,1 UX=-2.142, -2.142
      ADD=3 RD=0,1 UX=-2.142, -2.142
      ADD=4 RD=0,1 UX=-2.142, -2.142
      ADD=5 RD=0,1 UX=-2.142, -2.142
      ADD=6 RD=0,1 UX=-2.142, -2.142
      ADD=7 RD=0,1 UX=-2.142, -2.142
      ADD=8 RD=0,1 UX=-2.142, -2.142
      ADD=9 RD=0,1 UX=-2.142, -2.142
      ADD=10 RD=0,1 UX=-2.142, -2.142
      ADD=11 RD=0,1 UX=-2.142, -2.142
      ADD=12 RD=0,1 UX=-2.142, -2.142
      ADD=13 RD=0,1 UX=-2.142, -2.142
      ADD=14 RD=0,1 UX=-2.142, -2.142
  MODE
    TYPE=RITZ   N=100   TOL=0.00001
      LOAD=SW
      LOAD=PAVE
      LOAD=PAVEW
      LOAD=LIVEFUE
      LOAD=LIVELEE
      LOAD=LIVERIE
      LOAD=LIVEFUHE
      LOAD=LIVELEHE
      LOAD=LIVERIHE
      LOAD=FUNSLAB
      LOAD=FUNWALL
      LOAD=FUNMS
      LOAD=FUNINER
      LOAD=FUNSLAB2
      LOAD=FUNWALL2
      LOAD=FUNMS2
      LOAD=FUNINER2
      NLLINK=*
  HISTORY
     NAME=UE01    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
       LOAD= SW            SF=1.200   AT=1
       LOAD= PAVE          SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEFUE       SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEFUHE      SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNSLAB       SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNWALL       SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNMS         SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNINER       SF=1.000   AT=1
```

```
NAME=UE02    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNSLAB2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS2          SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER2        SF=1.000   AT=1
NAME=UE03    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVELEE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNSLAB         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS           SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER         SF=1.000   AT=1
NAME=UE04    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVELEE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNSLAB2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS2          SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER2        SF=1.000   AT=1
NAME=UE05    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVERIE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNSLAB         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS           SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER         SF=1.000   AT=1
NAME=UE06    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVERIE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNSLAB2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS2          SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER2        SF=1.000   AT=1
NAME=UE07    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE        SF=0.500   AT=1
   LOAD= FUNSLAB         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS           SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER         SF=1.000   AT=1
NAME=UE08    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE        SF=0.500   AT=1
   LOAD= FUNSLAB2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS2          SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER2        SF=1.000   AT=1
NAME=UE09    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVELEE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEHE        SF=0.500   AT=1
   LOAD= FUNSLAB         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS           SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER         SF=1.000   AT=1
NAME=UE10    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVELEE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEHE        SF=0.500   AT=1
   LOAD= FUNSLAB2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS2          SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER2        SF=1.000   AT=1
NAME=UE11    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVERIE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIHE        SF=0.500   AT=1
   LOAD= FUNSLAB         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS           SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER         SF=1.000   AT=1
NAME=UE12    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVERIE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIHE        SF=0.500   AT=1
   LOAD= FUNSLAB2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS2          SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER2        SF=1.000   AT=1
NAME=UE13    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW              SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=0.900   AT=1
   LOAD= FUNSLAB         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS           SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER         SF=1.000   AT=1
NAME=UE14    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW              SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=0.900   AT=1
   LOAD= FUNSLAB2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS2          SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER2        SF=1.000   AT=1
NAME=UE15    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW              SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=0.900   AT=1
   LOAD= FUNSLAB         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS           SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER         SF=1.000   AT=1
NAME=UE16    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW              SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=0.900   AT=1
   LOAD= FUNSLAB2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS2          SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER2        SF=1.000   AT=1
NAME=UE17    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNSLAB         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS           SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER         SF=1.000   AT=1
NAME=UE18    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNSLAB2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS2          SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER2        SF=1.000   AT=1
NAME=UE19    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVELEE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNSLAB         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS           SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER         SF=1.000   AT=1
NAME=UE20    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVELEE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNSLAB2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS2          SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER2        SF=1.000   AT=1
NAME=UE21    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVERIE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNSLAB         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS           SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER         SF=1.000   AT=1
NAME=UE22    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVERIE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNSLAB2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS2          SF=1.000   AT=1
```

```
      LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE06 SF=1
   NAME=UE23    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1       HIST=UE07 SF=1
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1                                  HIST=UE08 SF=1
      LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1                                  HIST=UE09 SF=1
      LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE10 SF=1
      LOAD= LIVEFUHE       SF=0.500   AT=1                                  HIST=UE11 SF=1
      LOAD= FUNSLAB        SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE12 SF=1
      LOAD= FUNWALL        SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE13 SF=1
      LOAD= FUNMS          SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE14 SF=1
      LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE15 SF=1
   NAME=UE24    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1       HIST=UE16 SF=1
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1                                  HIST=UE17 SF=1
      LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1                                  HIST=UE18 SF=1
      LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE19 SF=1
      LOAD= LIVEFUHE       SF=0.500   AT=1                                  HIST=UE20 SF=1
      LOAD= FUNSLAB2       SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE21 SF=1
      LOAD= FUNWALL2       SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE22 SF=1
      LOAD= FUNMS2         SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE23 SF=1
      LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE24 SF=1
   NAME=UE25    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1       HIST=UE25 SF=1
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1                                  HIST=UE26 SF=1
      LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1                                  HIST=UE27 SF=1
      LOAD= LIVELEE        SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE28 SF=1
      LOAD= LIVELEHE       SF=0.500   AT=1                                  HIST=UE29 SF=1
      LOAD= FUNSLAB        SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE30 SF=1
      LOAD= FUNWALL        SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE31 SF=1
      LOAD= FUNMS          SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE32 SF=1
      LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1                             OUTPUT
   NAME=UE26    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1      ELEM=JOINT   TYPE=REAC,DISP,APP      LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1                                  ELEM=FRAME   TYPE=FORCE              LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
      LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVELEE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= LIVELEHE       SF=0.500   AT=1
      LOAD= FUNSLAB2       SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNWALL2       SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNMS2         SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE27    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVERIE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= LIVERIHE       SF=0.500   AT=1
      LOAD= FUNSLAB        SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNWALL        SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNMS          SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE28    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVERIE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= LIVERIHE       SF=0.500   AT=1
      LOAD= FUNSLAB2       SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNWALL2       SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNMS2         SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE29    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= PAVEW          SF=0.900   AT=1
      LOAD= FUNSLAB        SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNWALL        SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNMS          SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE30    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= PAVEW          SF=0.900   AT=1
      LOAD= FUNSLAB2       SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNWALL2       SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNMS2         SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE31    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= PAVEW          SF=0.900   AT=1
      LOAD= FUNSLAB        SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNWALL        SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNMS          SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE32    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= PAVEW          SF=0.900   AT=1
      LOAD= FUNSLAB2       SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNWALL2       SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNMS2         SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
COMBO
   NAME=ENVEQ  TYPE=ENVE
      HIST=UE01 SF=1
      HIST=UE02 SF=1
      HIST=UE03 SF=1
      HIST=UE04 SF=1
      HIST=UE05 SF=1
```

17. INPUT DATA (붕괴방지)

```
; ACulvert SAP2000 데이터파일 : 내진(붕괴)
;
SYSTEM
   DOF=UX,UZ,RY LENGTH=m FORCE=kN
JOINT
  1    X=     0.500 Y=     0.000 Z=     0.500
  2    X=     1.350 Y=     0.000 Z=     0.500
  3    X=     1.529 Y=     0.000 Z=     0.500
  4    X=     2.558 Y=     0.000 Z=     0.500
  5    X=     3.587 Y=     0.000 Z=     0.500
  6    X=     4.617 Y=     0.000 Z=     0.500
  7    X=     5.646 Y=     0.000 Z=     0.500
  8    X=     6.675 Y=     0.000 Z=     0.500
  9    X=     7.704 Y=     0.000 Z=     0.500
  10   X=     8.733 Y=     0.000 Z=     0.500
  11   X=     9.762 Y=     0.000 Z=     0.500
  12   X=    10.792 Y=     0.000 Z=     0.500
  13   X=    11.821 Y=     0.000 Z=     0.500
  14   X=    12.000 Y=     0.000 Z=     0.500
  15   X=    12.850 Y=     0.000 Z=     0.500
  16   X=    12.850 Y=     0.000 Z=     1.300
  17   X=    12.850 Y=     0.000 Z=     1.637
  18   X=    12.850 Y=     0.000 Z=     2.773
  19   X=    12.850 Y=     0.000 Z=     3.910
  20   X=    12.850 Y=     0.000 Z=     5.047
  21   X=    12.850 Y=     0.000 Z=     6.020
  22   X=    12.850 Y=     0.000 Z=     6.183
  23   X=    12.850 Y=     0.000 Z=     6.520
  24   X=    12.850 Y=     0.000 Z=     7.320
  25   X=    12.000 Y=     0.000 Z=     7.320
  26   X=    11.821 Y=     0.000 Z=     7.320
  27   X=    11.500 Y=     0.000 Z=     7.320
  28   X=    10.792 Y=     0.000 Z=     7.320
  29   X=     9.762 Y=     0.000 Z=     7.320
  30   X=     8.733 Y=     0.000 Z=     7.320
  31   X=     7.704 Y=     0.000 Z=     7.320
  32   X=     6.675 Y=     0.000 Z=     7.320
  33   X=     5.646 Y=     0.000 Z=     7.320
  34   X=     4.617 Y=     0.000 Z=     7.320
  35   X=     3.587 Y=     0.000 Z=     7.320
  36   X=     2.558 Y=     0.000 Z=     7.320
  37   X=     1.850 Y=     0.000 Z=     7.320
  38   X=     1.529 Y=     0.000 Z=     7.320
  39   X=     1.350 Y=     0.000 Z=     7.320
  40   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     7.320
  41   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     6.520
  42   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     6.183
  43   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     6.020
  44   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     5.047
  45   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     3.910
  46   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     2.773
  47   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     1.637
  48   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     1.300
  49   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     0.000
  50   X=     1.529 Y=     0.000 Z=     0.000
  51   X=     2.558 Y=     0.000 Z=     0.000
  52   X=     3.587 Y=     0.000 Z=     0.000
  53   X=     4.617 Y=     0.000 Z=     0.000
  54   X=     5.646 Y=     0.000 Z=     0.000
  55   X=     6.675 Y=     0.000 Z=     0.000
  56   X=     7.704 Y=     0.000 Z=     0.000
  57   X=     8.733 Y=     0.000 Z=     0.000
  58   X=     9.762 Y=     0.000 Z=     0.000
  59   X=    10.792 Y=     0.000 Z=     0.000
  60   X=    11.821 Y=     0.000 Z=     0.000
  61   X=    12.850 Y=     0.000 Z=     0.000
  62   X=    13.350 Y=     0.000 Z=     0.500
  63   X=    13.350 Y=     0.000 Z=     1.637
  64   X=    13.350 Y=     0.000 Z=     2.773
  65   X=    13.350 Y=     0.000 Z=     3.910
  66   X=    13.350 Y=     0.000 Z=     5.047
  67   X=    13.350 Y=     0.000 Z=     6.183
  68   X=    13.350 Y=     0.000 Z=     7.320
  69   X=    12.850 Y=     0.000 Z=     7.820
  70   X=    11.821 Y=     0.000 Z=     7.820
  71   X=    10.792 Y=     0.000 Z=     7.820
  72   X=     9.762 Y=     0.000 Z=     7.820
  73   X=     8.733 Y=     0.000 Z=     7.820
  74   X=     7.704 Y=     0.000 Z=     7.820
  75   X=     6.675 Y=     0.000 Z=     7.820
  76   X=     5.646 Y=     0.000 Z=     7.820
  77   X=     4.617 Y=     0.000 Z=     7.820
  78   X=     3.587 Y=     0.000 Z=     7.820
  79   X=     2.558 Y=     0.000 Z=     7.820
  80   X=     1.529 Y=     0.000 Z=     7.820
  81   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     7.820
  82   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     7.320
  83   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     6.183
  84   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     5.047
  85   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     3.910
  86   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     2.773
  87   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     1.637
  88   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     0.500
RESTRAINT
  ADD=49 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=50 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=51 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=52 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=53 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=54 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=55 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=56 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=57 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=58 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=59 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=60 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=61 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=62 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=63 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=64 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=65 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=66 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=67 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=68 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=69 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=70 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=71 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=72 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=73 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=74 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=75 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=76 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=77 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=78 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=79 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=80 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=81 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=82 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=83 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=84 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=85 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=86 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=87 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=88 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
SPRING
  ADD=3 UX=37591.1
  ADD=4 UX=37591.1
  ADD=5 UX=37591.1
  ADD=6 UX=37591.1
  ADD=7 UX=37591.1
  ADD=8 UX=37591.1
  ADD=9 UX=37591.1
  ADD=10 UX=37591.1
  ADD=11 UX=37591.1
  ADD=12 UX=37591.1
  ADD=13 UX=37591.1
  ADD=17 UZ=60954.5
  ADD=18 UZ=60954.5
  ADD=19 UZ=12786.2
  ADD=20 UZ=12786.2
  ADD=22 UZ=12786.2
  ADD=26 UX=2297.67
  ADD=28 UX=2297.67
  ADD=29 UX=2297.67
  ADD=30 UX=2297.67
  ADD=31 UX=2297.67
  ADD=32 UX=2297.67
  ADD=33 UX=2297.67
  ADD=34 UX=2297.67
  ADD=35 UX=2297.67
  ADD=36 UX=2297.67
  ADD=38 UX=2297.67
  ADD=42 UZ=12786.2
  ADD=44 UZ=12786.2
  ADD=45 UZ=12786.2
  ADD=46 UZ=60954.5
  ADD=47 UZ=60954.5
MATERIAL
  Name=1 M=2.54946 W=25
    E=2.6702e+007 U=0.167 A=9.99e-006
NLPROP
  NAME=1 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
        DOF=U1 KE=149527. CE=0.99999 K=149527. OPEN=0
  NAME=2 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
        DOF=U1 KE=112773. CE=0.99999 K=112773. OPEN=0
  NAME=3 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
```

```
      DOF=U1 KE=220133. CE=0.99999 K=220133. OPEN=0
  NAME=4 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
      DOF=U1 KE=182864. CE=0.99999 K=182864. OPEN=0
  NAME=5 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
      DOF=U1 KE=38358.5 CE=0.99999 K=38358.5 OPEN=0
  NAME=6 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
      DOF=U1 KE=13455.1 CE=0.99999 K=13455.1 OPEN=0
  NAME=7 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
      DOF=U1 KE=9139.51 CE=0.99999 K=9139.51 OPEN=0
  NAME=8 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
      DOF=U1 KE=6893.02 CE=0.99999 K=6893.02 OPEN=0
FRAME SECTION
  Name=1  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.6,1
  Name=2  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.7,1
  Name=3  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.86333,1
  Name=4  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=2.2,1
  Name=5  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=2.1,1
  Name=6  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.92083,1
  Name=7  TYPE=NONPR SEC=2,3 EIVAR=1,1
  Name=8  TYPE=NONPR SEC=3,4 EIVAR=1,1
  Name=9  TYPE=NONPR SEC=5,6 EIVAR=1,1
  Name=10  TYPE=NONPR SEC=6,1 EIVAR=1,1
  Name=11  TYPE=NONPR SEC=1,6 EIVAR=1,1
  Name=12  TYPE=NONPR SEC=6,5 EIVAR=1,1
  Name=13  TYPE=NONPR SEC=4,3 EIVAR=1,1
  Name=14  TYPE=NONPR SEC=3,2 EIVAR=1,1
FRAME
     1 J=  1,   2 SEC= 1 IOFF=0.45 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
     2 J=  2,   3 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     3 J=  3,   4 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     4 J=  4,   5 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     5 J=  5,   6 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     6 J=  6,   7 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     7 J=  7,   8 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     8 J=  8,   9 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     9 J=  9,  10 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    10 J= 10,  11 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    11 J= 11,  12 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    12 J= 12,  13 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    13 J= 13,  14 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    14 J= 14,  15 SEC= 1 IOFF=0 JOFF=0.45 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
    15 J= 15,  16 SEC= 2 IOFF=0.375 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    16 J= 16,  17 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    17 J= 17,  18 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    18 J= 18,  19 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    19 J= 19,  20 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    20 J= 20,  21 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    21 J= 21,  22 SEC= 7 NSEG= 4 ANG=0
    22 J= 22,  23 SEC= 8 NSEG= 4 ANG=0
    23 J= 23,  24 SEC= 4 IOFF=0 JOFF=0.45 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    24 J= 24,  25 SEC= 5 IOFF=0.55 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    25 J= 25,  26 SEC= 9 NSEG= 4 ANG=0
    26 J= 26,  27 SEC=10 NSEG= 4 ANG=0
    27 J= 27,  28 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    28 J= 28,  29 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    29 J= 29,  30 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    30 J= 30,  31 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    31 J= 31,  32 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    32 J= 32,  33 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    33 J= 33,  34 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    34 J= 34,  35 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    35 J= 35,  36 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    36 J= 36,  37 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    37 J= 37,  38 SEC=11 NSEG= 4 ANG=0
    38 J= 38,  39 SEC=12 NSEG= 4 ANG=0
    39 J= 39,  40 SEC= 5 IOFF=0 JOFF=0.55 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    40 J= 40,  41 SEC= 4 IOFF=0.45 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
    41 J= 41,  42 SEC=13 NSEG= 4 ANG=180
    42 J= 42,  43 SEC=14 NSEG= 4 ANG=180
    43 J= 43,  44 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    44 J= 44,  45 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    45 J= 45,  46 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    46 J= 46,  47 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    47 J= 47,  48 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    48 J= 48,   1 SEC= 2 IOFF=0 JOFF=0.375 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
NLLINK
     1 J= 1,49 NLP=1 ANG=0
     2 J= 3,50 NLP=2 ANG=0
     3 J= 4,51 NLP=2 ANG=0
     4 J= 5,52 NLP=2 ANG=0
     5 J= 6,53 NLP=2 ANG=0
     6 J= 7,54 NLP=2 ANG=0
     7 J= 8,55 NLP=2 ANG=0
     8 J= 9,56 NLP=2 ANG=0
     9 J=10,57 NLP=2 ANG=0
    10 J=11,58 NLP=2 ANG=0
    11 J=12,59 NLP=2 ANG=0
    12 J=13,60 NLP=2 ANG=0
    13 J=15,61 NLP=1 ANG=0
    14 J=15,62 NLP=3 ANG=0
    15 J=17,63 NLP=4 ANG=0
    16 J=18,64 NLP=4 ANG=0
    17 J=19,65 NLP=5 ANG=0
    18 J=20,66 NLP=5 ANG=0
    19 J=22,67 NLP=5 ANG=0
    20 J=24,68 NLP=6 ANG=0
    21 J=24,69 NLP=7 ANG=0
    22 J=26,70 NLP=8 ANG=0
    23 J=28,71 NLP=8 ANG=0
    24 J=29,72 NLP=8 ANG=0
    25 J=30,73 NLP=8 ANG=0
    26 J=31,74 NLP=8 ANG=0
    27 J=32,75 NLP=8 ANG=0
    28 J=33,76 NLP=8 ANG=0
    29 J=34,77 NLP=8 ANG=0
    30 J=35,78 NLP=8 ANG=0
    31 J=36,79 NLP=8 ANG=0
    32 J=38,80 NLP=8 ANG=0
    33 J=40,81 NLP=7 ANG=0
    34 J=40,82 NLP=6 ANG=0
    35 J=42,83 NLP=5 ANG=0
    36 J=44,84 NLP=5 ANG=0
    37 J=45,85 NLP=5 ANG=0
    38 J=46,86 NLP=4 ANG=0
    39 J=47,87 NLP=4 ANG=0
    40 J= 1,88 NLP=3 ANG=0
LOAD
NAME=SW SW=1  ; 구체자중
NAME=PAVE  ; 상부고정하중 : 지하수無
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
      ADD=39 RD=0,1 UZ=-207.439, -207.439
NAME=PAVEW  ; 상부고정하중 : 지하수有
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
      ADD=39 RD=0,1 UZ=-119.635, -119.635
NAME=LIVEFUE  ; 지진시 만재활하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=39 RD=0,1 UZ=-10, -10
NAME=LIVELEE  ; 지진시 편재활하중(좌측)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-10, -10
```

```
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=39 RD=0,1 UZ=-10, -10
NAME=LIVERIE  ; 지진시 편재활하중(우측)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-10, -10
NAME=LIVEFUHE  ; 지진시 만재활하중에 의한 수평하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=40 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=41 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=42 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=43 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=44 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=45 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=46 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=47 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=48 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=15 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=16 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=17 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=18 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=19 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=20 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=21 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=22 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=23 RD=0,1 UX=-5, -5
NAME=LIVELEHE  ; 지진시 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=40 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=41 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=42 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=43 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=44 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=45 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=46 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=47 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=48 RD=0,1 UX=5, 5
NAME=LIVERIHE  ; 지진시 편재활하중에 의한 수평하중(우측)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=15 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=16 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=17 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=18 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=19 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=20 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=21 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=22 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=23 RD=0,1 UX=-5, -5
NAME=COLSLAB  ; 슬래브 지반변위(붕괴방지)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UX=25.438, 25.438
      ADD=25 RD=0,1 UX=25.438, 25.438
      ADD=26 RD=0,1 UX=25.438, 25.438
      ADD=27 RD=0,1 UX=25.438, 25.438
      ADD=28 RD=0,1 UX=25.438, 25.438
      ADD=29 RD=0,1 UX=25.438, 25.438
      ADD=30 RD=0,1 UX=25.438, 25.438
      ADD=31 RD=0,1 UX=25.438, 25.438
      ADD=32 RD=0,1 UX=25.438, 25.438
      ADD=33 RD=0,1 UX=25.438, 25.438
      ADD=34 RD=0,1 UX=25.438, 25.438
      ADD=35 RD=0,1 UX=25.438, 25.438
      ADD=36 RD=0,1 UX=25.438, 25.438
      ADD=37 RD=0,1 UX=25.438, 25.438
      ADD=38 RD=0,1 UX=25.438, 25.438
      ADD=39 RD=0,1 UX=25.438, 25.438
NAME=COLWALL  ; 벽체 지반변위(붕괴방지)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=40 RD=0,1 UX=112.04, 92.501
      ADD=41 RD=0,1 UX=92.501, 288.531
      ADD=42 RD=0,1 UX=288.531, 274.425
      ADD=43 RD=0,1 UX=274.425, 188.608
      ADD=44 RD=0,1 UX=188.608, 85.648
      ADD=45 RD=0,1 UX=85.648, 60.972
      ADD=46 RD=0,1 UX=60.972, 30.727
      ADD=47 RD=0,1 UX=30.727, 21.557
      ADD=48 RD=0,1 UX=21.557, 0
      ADD=15 RD=0,1 UX=0, 21.557
      ADD=16 RD=0,1 UX=21.557, 30.727
      ADD=17 RD=0,1 UX=30.727, 60.972
      ADD=18 RD=0,1 UX=60.972, 85.648
      ADD=19 RD=0,1 UX=85.648, 188.608
      ADD=20 RD=0,1 UX=188.608, 274.425
      ADD=21 RD=0,1 UX=274.425, 288.531
      ADD=22 RD=0,1 UX=288.531, 92.501
      ADD=23 RD=0,1 UX=92.501, 112.04
NAME=COLMS  ; 주면전단력(붕괴방지)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UX=28.98, 28.98
      ADD=25 RD=0,1 UX=28.98, 28.98
      ADD=26 RD=0,1 UX=28.98, 28.98
      ADD=27 RD=0,1 UX=28.98, 28.98
      ADD=28 RD=0,1 UX=28.98, 28.98
      ADD=29 RD=0,1 UX=28.98, 28.98
      ADD=30 RD=0,1 UX=28.98, 28.98
      ADD=31 RD=0,1 UX=28.98, 28.98
      ADD=32 RD=0,1 UX=28.98, 28.98
      ADD=33 RD=0,1 UX=28.98, 28.98
      ADD=34 RD=0,1 UX=28.98, 28.98
      ADD=35 RD=0,1 UX=28.98, 28.98
      ADD=36 RD=0,1 UX=28.98, 28.98
      ADD=37 RD=0,1 UX=28.98, 28.98
      ADD=38 RD=0,1 UX=28.98, 28.98
      ADD=39 RD=0,1 UX=28.98, 28.98
      ADD=40 RD=0,1 UZ=-31.44, -31.44
      ADD=41 RD=0,1 UZ=-31.44, -31.44
      ADD=42 RD=0,1 UZ=-31.44, -31.44
      ADD=43 RD=0,1 UZ=-31.44, -31.44
      ADD=44 RD=0,1 UZ=-31.44, -31.44
      ADD=45 RD=0,1 UZ=-31.44, -31.44
      ADD=46 RD=0,1 UZ=-31.44, -31.44
      ADD=47 RD=0,1 UZ=-31.44, -31.44
      ADD=48 RD=0,1 UZ=-31.44, -31.44
      ADD=15 RD=0,1 UZ=31.44, 31.44
      ADD=16 RD=0,1 UZ=31.44, 31.44
      ADD=17 RD=0,1 UZ=31.44, 31.44
      ADD=18 RD=0,1 UZ=31.44, 31.44
      ADD=19 RD=0,1 UZ=31.44, 31.44
      ADD=20 RD=0,1 UZ=31.44, 31.44
      ADD=21 RD=0,1 UZ=31.44, 31.44
      ADD=22 RD=0,1 UZ=31.44, 31.44
      ADD=23 RD=0,1 UZ=31.44, 31.44
      ADD=1 RD=0,1 UX=-33.89, -33.89
      ADD=2 RD=0,1 UX=-33.89, -33.89
      ADD=3 RD=0,1 UX=-33.89, -33.89
      ADD=4 RD=0,1 UX=-33.89, -33.89
      ADD=5 RD=0,1 UX=-33.89, -33.89
      ADD=6 RD=0,1 UX=-33.89, -33.89
      ADD=7 RD=0,1 UX=-33.89, -33.89
      ADD=8 RD=0,1 UX=-33.89, -33.89
      ADD=9 RD=0,1 UX=-33.89, -33.89
      ADD=10 RD=0,1 UX=-33.89, -33.89
      ADD=11 RD=0,1 UX=-33.89, -33.89
      ADD=12 RD=0,1 UX=-33.89, -33.89
      ADD=13 RD=0,1 UX=-33.89, -33.89
      ADD=14 RD=0,1 UX=-33.89, -33.89
NAME=COLINER  ; 구체 관성력(붕괴방지)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UX=6.013, 6.013
      ADD=25 RD=0,1 UX=6.013, 6.013
      ADD=26 RD=0,1 UX=6.013, 6.013
      ADD=27 RD=0,1 UX=6.013, 6.013
      ADD=28 RD=0,1 UX=6.013, 6.013
      ADD=29 RD=0,1 UX=6.013, 6.013
      ADD=30 RD=0,1 UX=6.013, 6.013
      ADD=31 RD=0,1 UX=6.013, 6.013
      ADD=32 RD=0,1 UX=6.013, 6.013
      ADD=33 RD=0,1 UX=6.013, 6.013
      ADD=34 RD=0,1 UX=6.013, 6.013
      ADD=35 RD=0,1 UX=6.013, 6.013
      ADD=36 RD=0,1 UX=6.013, 6.013
      ADD=37 RD=0,1 UX=6.013, 6.013
      ADD=38 RD=0,1 UX=6.013, 6.013
      ADD=39 RD=0,1 UX=6.013, 6.013
      ADD=40 RD=0,1 UX=6.388, 6.296
      ADD=41 RD=0,1 UX=6.296, 6.256
      ADD=42 RD=0,1 UX=6.256, 6.238
      ADD=43 RD=0,1 UX=6.238, 6.125
      ADD=44 RD=0,1 UX=6.125, 5.993
      ADD=45 RD=0,1 UX=5.993, 5.861
      ADD=46 RD=0,1 UX=5.861, 5.729
      ADD=47 RD=0,1 UX=5.729, 5.69
      ADD=48 RD=0,1 UX=5.69, 5.597
      ADD=15 RD=0,1 UX=5.597, 5.69
      ADD=16 RD=0,1 UX=5.69, 5.729
      ADD=17 RD=0,1 UX=5.729, 5.861
      ADD=18 RD=0,1 UX=5.861, 5.993
      ADD=19 RD=0,1 UX=5.993, 6.125
      ADD=20 RD=0,1 UX=6.125, 6.238
      ADD=21 RD=0,1 UX=6.238, 6.256
      ADD=22 RD=0,1 UX=6.256, 6.296
      ADD=23 RD=0,1 UX=6.296, 6.388
      ADD=1 RD=0,1 UX=5.268, 5.268
      ADD=2 RD=0,1 UX=5.268, 5.268
```

```
      ADD=3 RD=0,1 UX=5.268, 5.268
      ADD=4 RD=0,1 UX=5.268, 5.268
      ADD=5 RD=0,1 UX=5.268, 5.268
      ADD=6 RD=0,1 UX=5.268, 5.268
      ADD=7 RD=0,1 UX=5.268, 5.268
      ADD=8 RD=0,1 UX=5.268, 5.268
      ADD=9 RD=0,1 UX=5.268, 5.268
      ADD=10 RD=0,1 UX=5.268, 5.268
      ADD=11 RD=0,1 UX=5.268, 5.268
      ADD=12 RD=0,1 UX=5.268, 5.268
      ADD=13 RD=0,1 UX=5.268, 5.268
      ADD=14 RD=0,1 UX=5.268, 5.268
NAME=COLSLAB2  ; 슬래브 지반변위(붕괴방지)2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UX=-25.438, -25.438
      ADD=25 RD=0,1 UX=-25.438, -25.438
      ADD=26 RD=0,1 UX=-25.438, -25.438
      ADD=27 RD=0,1 UX=-25.438, -25.438
      ADD=28 RD=0,1 UX=-25.438, -25.438
      ADD=29 RD=0,1 UX=-25.438, -25.438
      ADD=30 RD=0,1 UX=-25.438, -25.438
      ADD=31 RD=0,1 UX=-25.438, -25.438
      ADD=32 RD=0,1 UX=-25.438, -25.438
      ADD=33 RD=0,1 UX=-25.438, -25.438
      ADD=34 RD=0,1 UX=-25.438, -25.438
      ADD=35 RD=0,1 UX=-25.438, -25.438
      ADD=36 RD=0,1 UX=-25.438, -25.438
      ADD=37 RD=0,1 UX=-25.438, -25.438
      ADD=38 RD=0,1 UX=-25.438, -25.438
      ADD=39 RD=0,1 UX=-25.438, -25.438
NAME=COLWALL2  ; 벽체 지반변위(붕괴방지)2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=40 RD=0,1 UX=-112.04, -92.501
      ADD=41 RD=0,1 UX=-92.501, -288.531
      ADD=42 RD=0,1 UX=-288.531, -274.425
      ADD=43 RD=0,1 UX=-274.425, -188.608
      ADD=44 RD=0,1 UX=-188.608, -85.648
      ADD=45 RD=0,1 UX=-85.648, -60.972
      ADD=46 RD=0,1 UX=-60.972, -30.727
      ADD=47 RD=0,1 UX=-30.727, -21.557
      ADD=48 RD=0,1 UX=-21.557, -0
      ADD=15 RD=0,1 UX=-0, -21.557
      ADD=16 RD=0,1 UX=-21.557, -30.727
      ADD=17 RD=0,1 UX=-30.727, -60.972
      ADD=18 RD=0,1 UX=-60.972, -85.648
      ADD=19 RD=0,1 UX=-85.648, -188.608
      ADD=20 RD=0,1 UX=-188.608, -274.425
      ADD=21 RD=0,1 UX=-274.425, -288.531
      ADD=22 RD=0,1 UX=-288.531, -92.501
      ADD=23 RD=0,1 UX=-92.501, -112.04
NAME=COLMS2  ; 주면전단력(붕괴방지)2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UX=-28.98, -28.98
      ADD=25 RD=0,1 UX=-28.98, -28.98
      ADD=26 RD=0,1 UX=-28.98, -28.98
      ADD=27 RD=0,1 UX=-28.98, -28.98
      ADD=28 RD=0,1 UX=-28.98, -28.98
      ADD=29 RD=0,1 UX=-28.98, -28.98
      ADD=30 RD=0,1 UX=-28.98, -28.98
      ADD=31 RD=0,1 UX=-28.98, -28.98
      ADD=32 RD=0,1 UX=-28.98, -28.98
      ADD=33 RD=0,1 UX=-28.98, -28.98
      ADD=34 RD=0,1 UX=-28.98, -28.98
      ADD=35 RD=0,1 UX=-28.98, -28.98
      ADD=36 RD=0,1 UX=-28.98, -28.98
      ADD=37 RD=0,1 UX=-28.98, -28.98
      ADD=38 RD=0,1 UX=-28.98, -28.98
      ADD=39 RD=0,1 UX=-28.98, -28.98
      ADD=40 RD=0,1 UZ=31.44, 31.44
      ADD=41 RD=0,1 UZ=31.44, 31.44
      ADD=42 RD=0,1 UZ=31.44, 31.44
      ADD=43 RD=0,1 UZ=31.44, 31.44
      ADD=44 RD=0,1 UZ=31.44, 31.44
      ADD=45 RD=0,1 UZ=31.44, 31.44
      ADD=46 RD=0,1 UZ=31.44, 31.44
      ADD=47 RD=0,1 UZ=31.44, 31.44
      ADD=48 RD=0,1 UZ=31.44, 31.44
      ADD=15 RD=0,1 UZ=-31.44, -31.44
      ADD=16 RD=0,1 UZ=-31.44, -31.44
      ADD=17 RD=0,1 UZ=-31.44, -31.44
      ADD=18 RD=0,1 UZ=-31.44, -31.44
      ADD=19 RD=0,1 UZ=-31.44, -31.44
      ADD=20 RD=0,1 UZ=-31.44, -31.44
      ADD=21 RD=0,1 UZ=-31.44, -31.44
      ADD=22 RD=0,1 UZ=-31.44, -31.44
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-31.44, -31.44
      ADD=1 RD=0,1 UX=33.89, 33.89
      ADD=2 RD=0,1 UX=33.89, 33.89
      ADD=3 RD=0,1 UX=33.89, 33.89
      ADD=4 RD=0,1 UX=33.89, 33.89
      ADD=5 RD=0,1 UX=33.89, 33.89
      ADD=6 RD=0,1 UX=33.89, 33.89
      ADD=7 RD=0,1 UX=33.89, 33.89
      ADD=8 RD=0,1 UX=33.89, 33.89
      ADD=9 RD=0,1 UX=33.89, 33.89
      ADD=10 RD=0,1 UX=33.89, 33.89
      ADD=11 RD=0,1 UX=33.89, 33.89
      ADD=12 RD=0,1 UX=33.89, 33.89
      ADD=13 RD=0,1 UX=33.89, 33.89
      ADD=14 RD=0,1 UX=33.89, 33.89
NAME=COLINER2  ; 구체 관성력(붕괴방지)2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UX=-6.013, -6.013
      ADD=25 RD=0,1 UX=-6.013, -6.013
      ADD=26 RD=0,1 UX=-6.013, -6.013
      ADD=27 RD=0,1 UX=-6.013, -6.013
      ADD=28 RD=0,1 UX=-6.013, -6.013
      ADD=29 RD=0,1 UX=-6.013, -6.013
      ADD=30 RD=0,1 UX=-6.013, -6.013
      ADD=31 RD=0,1 UX=-6.013, -6.013
      ADD=32 RD=0,1 UX=-6.013, -6.013
      ADD=33 RD=0,1 UX=-6.013, -6.013
      ADD=34 RD=0,1 UX=-6.013, -6.013
      ADD=35 RD=0,1 UX=-6.013, -6.013
      ADD=36 RD=0,1 UX=-6.013, -6.013
      ADD=37 RD=0,1 UX=-6.013, -6.013
      ADD=38 RD=0,1 UX=-6.013, -6.013
      ADD=39 RD=0,1 UX=-6.013, -6.013
      ADD=40 RD=0,1 UX=-6.388, -6.296
      ADD=41 RD=0,1 UX=-6.296, -6.256
      ADD=42 RD=0,1 UX=-6.256, -6.238
      ADD=43 RD=0,1 UX=-6.238, -6.125
      ADD=44 RD=0,1 UX=-6.125, -5.993
      ADD=45 RD=0,1 UX=-5.993, -5.861
      ADD=46 RD=0,1 UX=-5.861, -5.729
      ADD=47 RD=0,1 UX=-5.729, -5.69
      ADD=48 RD=0,1 UX=-5.69, -5.597
      ADD=15 RD=0,1 UX=-5.597, -5.69
      ADD=16 RD=0,1 UX=-5.69, -5.729
      ADD=17 RD=0,1 UX=-5.729, -5.861
      ADD=18 RD=0,1 UX=-5.861, -5.993
      ADD=19 RD=0,1 UX=-5.993, -6.125
      ADD=20 RD=0,1 UX=-6.125, -6.238
      ADD=21 RD=0,1 UX=-6.238, -6.256
      ADD=22 RD=0,1 UX=-6.256, -6.296
      ADD=23 RD=0,1 UX=-6.296, -6.388
      ADD=1 RD=0,1 UX=-5.268, -5.268
      ADD=2 RD=0,1 UX=-5.268, -5.268
      ADD=3 RD=0,1 UX=-5.268, -5.268
      ADD=4 RD=0,1 UX=-5.268, -5.268
      ADD=5 RD=0,1 UX=-5.268, -5.268
      ADD=6 RD=0,1 UX=-5.268, -5.268
      ADD=7 RD=0,1 UX=-5.268, -5.268
      ADD=8 RD=0,1 UX=-5.268, -5.268
      ADD=9 RD=0,1 UX=-5.268, -5.268
      ADD=10 RD=0,1 UX=-5.268, -5.268
      ADD=11 RD=0,1 UX=-5.268, -5.268
      ADD=12 RD=0,1 UX=-5.268, -5.268
      ADD=13 RD=0,1 UX=-5.268, -5.268
      ADD=14 RD=0,1 UX=-5.268, -5.268
MODE
   TYPE=RITZ   N=100   TOL=0.00001
      LOAD=SW
      LOAD=PAVE
      LOAD=PAVEW
      LOAD=LIVEFUE
      LOAD=LIVELEE
      LOAD=LIVERIE
      LOAD=LIVEFUHE
      LOAD=LIVELEHE
      LOAD=LIVERIHE
      LOAD=COLSLAB
      LOAD=COLWALL
      LOAD=COLMS
      LOAD=COLINER
      LOAD=COLSLAB2
      LOAD=COLWALL2
      LOAD=COLMS2
      LOAD=COLINER2
      NLLINK=*
HISTORY
    NAME=UE01    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
       LOAD= SW            SF=1.200   AT=1
       LOAD= PAVE          SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEFUE       SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEFUHE      SF=1.000   AT=1
       LOAD= COLSLAB       SF=1.000   AT=1
       LOAD= COLWALL       SF=1.000   AT=1
       LOAD= COLMS         SF=1.000   AT=1
       LOAD= COLINER       SF=1.000   AT=1
```

```
NAME=UE02    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLSLAB2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS2          SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER2        SF=1.000   AT=1
NAME=UE03    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVELEE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLSLAB         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS           SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER         SF=1.000   AT=1
NAME=UE04    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVELEE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLSLAB2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS2          SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER2        SF=1.000   AT=1
NAME=UE05    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVERIE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLSLAB         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS           SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER         SF=1.000   AT=1
NAME=UE06    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVERIE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLSLAB2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS2          SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER2        SF=1.000   AT=1
NAME=UE07    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE        SF=0.500   AT=1
   LOAD= COLSLAB         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS           SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER         SF=1.000   AT=1
NAME=UE08    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE        SF=0.500   AT=1
   LOAD= COLSLAB2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS2          SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER2        SF=1.000   AT=1
NAME=UE09    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVELEE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEHE        SF=0.500   AT=1
   LOAD= COLSLAB         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS           SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER         SF=1.000   AT=1
NAME=UE10    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVELEE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEHE        SF=0.500   AT=1
   LOAD= COLSLAB2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS2          SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER2        SF=1.000   AT=1
NAME=UE11    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVERIE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIHE        SF=0.500   AT=1
   LOAD= COLSLAB         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS           SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER         SF=1.000   AT=1
NAME=UE12    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVERIE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIHE        SF=0.500   AT=1
   LOAD= COLSLAB2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS2          SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER2        SF=1.000   AT=1
NAME=UE13    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW              SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=0.900   AT=1
   LOAD= COLSLAB         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS           SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER         SF=1.000   AT=1
NAME=UE14    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW              SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=0.900   AT=1
   LOAD= COLSLAB2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS2          SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER2        SF=1.000   AT=1
NAME=UE15    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW              SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=0.900   AT=1
   LOAD= COLSLAB         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS           SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER         SF=1.000   AT=1
NAME=UE16    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW              SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVE            SF=0.900   AT=1
   LOAD= COLSLAB2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS2          SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER2        SF=1.000   AT=1
NAME=UE17    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLSLAB         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS           SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER         SF=1.000   AT=1
NAME=UE18    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLSLAB2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS2          SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER2        SF=1.000   AT=1
NAME=UE19    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVELEE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLSLAB         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS           SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER         SF=1.000   AT=1
NAME=UE20    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVELEE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLSLAB2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS2          SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER2        SF=1.000   AT=1
NAME=UE21    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVERIE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLSLAB         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS           SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER         SF=1.000   AT=1
NAME=UE22    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVERIE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLSLAB2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL2        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS2          SF=1.000   AT=1
```

```
      LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE06 SF=1
   NAME=UE23    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1       HIST=UE07 SF=1
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1                                  HIST=UE08 SF=1
      LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1                                  HIST=UE09 SF=1
      LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE10 SF=1
      LOAD= LIVEFUHE       SF=0.500   AT=1                                  HIST=UE11 SF=1
      LOAD= COLSLAB        SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE12 SF=1
      LOAD= COLWALL        SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE13 SF=1
      LOAD= COLMS          SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE14 SF=1
      LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE15 SF=1
   NAME=UE24    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1       HIST=UE16 SF=1
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1                                  HIST=UE17 SF=1
      LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1                                  HIST=UE18 SF=1
      LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE19 SF=1
      LOAD= LIVEFUHE       SF=0.500   AT=1                                  HIST=UE20 SF=1
      LOAD= COLSLAB2       SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE21 SF=1
      LOAD= COLWALL2       SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE22 SF=1
      LOAD= COLMS2         SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE23 SF=1
      LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE24 SF=1
   NAME=UE25    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1       HIST=UE25 SF=1
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1                                  HIST=UE26 SF=1
      LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1                                  HIST=UE27 SF=1
      LOAD= LIVELEE        SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE28 SF=1
      LOAD= LIVELEHE       SF=0.500   AT=1                                  HIST=UE29 SF=1
      LOAD= COLSLAB        SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE30 SF=1
      LOAD= COLWALL        SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE31 SF=1
      LOAD= COLMS          SF=1.000   AT=1                                  HIST=UE32 SF=1
      LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1                             OUTPUT
   NAME=UE26    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1       ELEM=JOINT   TYPE=REAC,DISP,APP      LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1                                  ELEM=FRAME   TYPE=FORCE              LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
      LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVELEE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= LIVELEHE       SF=0.500   AT=1
      LOAD= COLSLAB2       SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLWALL2       SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLMS2         SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE27    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVERIE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= LIVERIHE       SF=0.500   AT=1
      LOAD= COLSLAB        SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLWALL        SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLMS          SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE28    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVERIE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= LIVERIHE       SF=0.500   AT=1
      LOAD= COLSLAB2       SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLWALL2       SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLMS2         SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE29    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= PAVEW          SF=0.900   AT=1
      LOAD= COLSLAB        SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLWALL        SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLMS          SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE30    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= PAVEW          SF=0.900   AT=1
      LOAD= COLSLAB2       SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLWALL2       SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLMS2         SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE31    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= PAVEW          SF=0.900   AT=1
      LOAD= COLSLAB        SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLWALL        SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLMS          SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE32    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= PAVEW          SF=0.900   AT=1
      LOAD= COLSLAB2       SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLWALL2       SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLMS2         SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
COMBO
   NAME=ENVEQ  TYPE=ENVE
      HIST=UE01 SF=1
      HIST=UE02 SF=1
      HIST=UE03 SF=1
      HIST=UE04 SF=1
      HIST=UE05 SF=1
```

18. OUTPUT DATA (상시)

1) 계수하중

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

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVULT MAX	0.52941	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MAX	0.64706	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MAX	0.76471	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MAX	0.88235	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MIN	0.52941	-907.58258	-2165.92100	-3170.44500
1	ENVULT MIN	0.64706	-907.58258	-2170.72100	-2955.83800
1	ENVULT MIN	0.76471	-907.58258	-2175.52100	-2740.75200
1	ENVULT MIN	0.88235	-907.58258	-2180.32100	-2525.18500
1	ENVULT MIN	1.00000	-907.58258	-2185.12100	-2309.13800
2	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MIN	0.00000	-907.58258	-2185.12100	-2309.13800
2	ENVULT MIN	0.25000	-907.58258	-2187.26900	-2212.30200
2	ENVULT MIN	0.50000	-907.58258	-2189.41700	-2115.36900
2	ENVULT MIN	0.75000	-907.58258	-2191.56500	-2018.34100
2	ENVULT MIN	1.00000	-907.58258	-2193.71300	-1921.21600
3	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	378.57304
3	ENVULT MIN	0.00000	-907.58258	-1699.72400	-1921.21600
3	ENVULT MIN	0.25000	-907.58258	-1712.07200	-1486.77200
3	ENVULT MIN	0.50000	-907.58258	-1724.42000	-1049.15200
3	ENVULT MIN	0.75000	-907.58258	-1736.76800	-608.35502
3	ENVULT MIN	1.00000	-907.58258	-1749.11600	-239.09610
4	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	378.57304
4	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	672.80230
4	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	992.34030
4	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	1323.19400
4	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	1657.22400
4	ENVULT MIN	0.00000	-907.58258	-1280.36200	-239.09609
4	ENVULT MIN	0.25000	-907.58258	-1292.71000	-24.20887
4	ENVULT MIN	0.50000	-907.58258	-1305.05800	0.00000
4	ENVULT MIN	0.75000	-907.58258	-1317.40600	0.00000
4	ENVULT MIN	1.00000	-907.58258	-1329.75400	0.00000
5	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	1657.22400
5	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	1881.56100
5	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	2109.08000
5	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	2339.78100
5	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	2573.66600
5	ENVULT MIN	0.00000	-907.58258	-886.09904	0.00000
5	ENVULT MIN	0.25000	-907.58258	-898.45904	0.00000
5	ENVULT MIN	0.50000	-907.58258	-910.81904	0.00000
5	ENVULT MIN	0.75000	-907.58258	-923.17904	0.00000
5	ENVULT MIN	1.00000	-907.58258	-935.53904	0.00000
6	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	2573.66600
6	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	2703.57900
6	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	2836.66900
6	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	2972.93500
6	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	3112.37800
6	ENVULT MIN	0.00000	-907.58258	-512.71119	0.00000
6	ENVULT MIN	0.25000	-907.58258	-525.05919	0.00000
6	ENVULT MIN	0.50000	-907.58258	-537.40719	0.00000
6	ENVULT MIN	0.75000	-907.58258	-549.75519	0.00000
6	ENVULT MIN	1.00000	-907.58258	-562.10319	0.00000
7	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	3112.37800
7	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	3152.05600
7	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	3194.91000
7	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	3240.94000
7	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	3290.14700
7	ENVULT MIN	0.00000	-907.58258	-156.59630	0.00000
7	ENVULT MIN	0.25000	-907.58258	-168.94430	0.00000
7	ENVULT MIN	0.50000	-907.58258	-181.29230	0.00000
7	ENVULT MIN	0.75000	-907.58258	-193.64030	0.00000
7	ENVULT MIN	1.00000	-907.58258	-205.98830	0.00000
8	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	205.90165	3290.14700
8	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	193.55365	3240.96200
8	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	181.20565	3194.95400
8	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	168.85765	3152.12200
8	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	156.50965	3112.46700
8	ENVULT MIN	0.00000	-907.58266	0.00000	0.00000
8	ENVULT MIN	0.25000	-907.58266	0.00000	0.00000
8	ENVULT MIN	0.50000	-907.58266	0.00000	0.00000
8	ENVULT MIN	0.75000	-907.58266	0.00000	0.00000
8	ENVULT MIN	1.00000	-907.58266	0.00000	0.00000
9	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	562.01939	3112.46700
9	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	549.67139	2973.04500
9	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	537.32339	2836.80000
9	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	524.97539	2703.73100
9	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	512.62739	2573.83900
9	ENVULT MIN	0.00000	-907.58266	0.00000	0.00000
9	ENVULT MIN	0.25000	-907.58266	0.00000	0.00000
9	ENVULT MIN	0.50000	-907.58266	0.00000	0.00000
9	ENVULT MIN	0.75000	-907.58266	0.00000	0.00000
9	ENVULT MIN	1.00000	-907.58266	0.00000	0.00000
10	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	935.46395	2573.83900
10	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	923.11595	2340.19800
10	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	910.76795	2109.73500
10	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	898.41995	1882.44800
10	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	886.07195	1658.33700
10	ENVULT MIN	0.00000	-907.58266	0.00000	0.00000
10	ENVULT MIN	0.25000	-907.58266	0.00000	0.00000
10	ENVULT MIN	0.50000	-907.58266	0.00000	0.00000
10	ENVULT MIN	0.75000	-907.58266	0.00000	0.00000
10	ENVULT MIN	1.00000	-907.58266	0.00000	0.00000
11	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	1329.71800	1658.33700
11	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	1317.35800	1323.99300
11	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	1304.99800	992.83223
11	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	1292.63800	672.97667
11	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	1280.27800	378.47992
11	ENVULT MIN	0.00000	-907.58266	0.00000	0.00000
11	ENVULT MIN	0.25000	-907.58266	0.00000	0.00000
11	ENVULT MIN	0.50000	-907.58266	0.00000	0.00000
11	ENVULT MIN	0.75000	-907.58266	0.00000	-24.08622
11	ENVULT MIN	1.00000	-907.58266	0.00000	-239.16921
12	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	1749.05200	378.47992
12	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	1736.70400	0.00000
12	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	1724.35600	0.00000
12	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	1712.00800	0.00000
12	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	1699.66000	0.00000
12	ENVULT MIN	0.00000	-907.58266	0.00000	-239.16922
12	ENVULT MIN	0.25000	-907.58266	0.00000	-608.44121
12	ENVULT MIN	0.50000	-907.58266	0.00000	-1049.22200
12	ENVULT MIN	0.75000	-907.58266	0.00000	-1486.82600
12	ENVULT MIN	1.00000	-907.58266	0.00000	-1921.25300
13	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	2193.67300	0.00000
13	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	2191.52500	0.00000
13	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	2189.37700	0.00000
13	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	2187.22900	0.00000
13	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	2185.08100	0.00000
13	ENVULT MIN	0.00000	-907.58266	0.00000	-1921.25300
13	ENVULT MIN	0.25000	-907.58266	0.00000	-2018.37600
13	ENVULT MIN	0.50000	-907.58266	0.00000	-2115.40300
13	ENVULT MIN	0.75000	-907.58266	0.00000	-2212.33400
13	ENVULT MIN	1.00000	-907.58266	0.00000	-2309.16900
14	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	2185.08100	0.00000
14	ENVULT MAX	0.11765	0.00000	2180.28100	0.00000
14	ENVULT MAX	0.23529	0.00000	2175.48100	0.00000
14	ENVULT MAX	0.35294	0.00000	2170.68100	0.00000
14	ENVULT MAX	0.47059	0.00000	2165.88100	0.00000
14	ENVULT MIN	0.00000	-907.58266	0.00000	-2309.16900
14	ENVULT MIN	0.11765	-907.58266	0.00000	-2525.21100
14	ENVULT MIN	0.23529	-907.58266	0.00000	-2740.77400
14	ENVULT MIN	0.35294	-907.58266	0.00000	-2955.85700
14	ENVULT MIN	0.47059	-907.58266	0.00000	-3170.46000
15	ENVULT MAX	0.46875	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MAX	0.60156	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MAX	0.73438	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MAX	0.86719	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MIN	0.46875	-2805.64300	-800.02321	-3816.51000
15	ENVULT MIN	0.60156	-2800.22500	-769.93664	-3755.63900
15	ENVULT MIN	0.73438	-2794.80600	-740.02167	-3715.56300
15	ENVULT MIN	0.86719	-2789.38700	-710.27829	-3677.07200
15	ENVULT MIN	1.00000	-2783.96800	-680.70650	-3640.15600
16	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MIN	0.00000	-2783.96800	-680.70650	-3640.15600
16	ENVULT MIN	0.25000	-2779.67200	-657.37975	-3611.99800
16	ENVULT MIN	0.50000	-2775.37500	-634.16080	-3584.82100
16	ENVULT MIN	0.75000	-2771.07800	-611.04966	-3558.61900
16	ENVULT MIN	1.00000	-2766.78100	-588.04633	-3533.38900
17	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVULT MIN	0.00000	-2766.78100	-588.04633	-3533.38900
17	ENVULT MIN	0.25000	-2752.29700	-511.29891	-3455.43500
17	ENVULT MIN	0.50000	-2737.81300	-435.77803	-3388.29100
17	ENVULT MIN	0.75000	-2723.32900	-361.48368	-3331.78500
17	ENVULT MIN	1.00000	-2708.84500	-288.41588	-3285.74200
18	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	29.05701	0.00000
18	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	63.25828	0.00000
18	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	96.84563	0.00000
18	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	143.15933	0.00000
18	ENVULT MIN	0.00000	-2708.84500	-288.41588	-3285.74200
18	ENVULT MIN	0.25000	-2694.34900	-216.51149	-3249.96000
18	ENVULT MIN	0.50000	-2679.85200	-164.06398	-3224.31000
18	ENVULT MIN	0.75000	-2665.35500	-124.17296	-3208.61800
18	ENVULT MIN	1.00000	-2650.85800	-84.92810	-3202.70900
19	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	142.74001	0.00000
19	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	207.45902	0.00000
19	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	270.95018	0.00000
19	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	333.21350	0.00000
19	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	394.24896	0.00000
19	ENVULT MIN	0.00000	-2650.85800	-84.92812	-3202.70900
19	ENVULT MIN	0.25000	-2636.36200	-65.53454	-3232.81800
19	ENVULT MIN	0.50000	-2621.86500	-46.55827	-3273.77600
19	ENVULT MIN	0.75000	-2607.36800	-27.90507	-3323.99500
19	ENVULT MIN	1.00000	-2592.87100	-9.57495	-3383.29800
20	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	394.01101	0.00000
20	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	445.26758	0.00000
20	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	495.62452	0.00000
20	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	545.08181	0.00000
20	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	593.63948	0.00000
20	ENVULT MIN	0.00000	-2592.87100	-10.79454	-3383.29800
20	ENVULT MIN	0.25000	-2580.46600	0.00000	-3441.12900
20	ENVULT MIN	0.50000	-2568.06000	0.00000	-3505.37700
20	ENVULT MIN	0.75000	-2555.65400	0.00000	-3575.93100
20	ENVULT MIN	1.00000	-2543.24800	0.00000	-3652.68200
21	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	593.54659	0.00000
21	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	601.59313	0.00000
21	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	609.61438	0.00000
21	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	617.61035	0.00000
21	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	625.58105	0.00000
21	ENVULT MIN	0.00000	-2543.24800	0.00000	-3652.68200
21	ENVULT MIN	0.25000	-2541.14500	0.00000	-3666.13800
21	ENVULT MIN	0.50000	-2538.99200	0.00000	-3679.76500
21	ENVULT MIN	0.75000	-2536.78900	0.00000	-3693.56100
21	ENVULT MIN	1.00000	-2534.53600	0.00000	-3707.52600
22	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	625.53594	0.00000
22	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	641.93519	0.00000
22	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	658.22663	0.00000
22	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	674.41026	0.00000
22	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	690.48609	0.00000
22	ENVULT MIN	0.00000	-2534.53600	0.00000	-3707.52600
22	ENVULT MIN	0.25000	-2529.72000	0.00000	-3736.93400
22	ENVULT MIN	0.50000	-2524.69100	0.00000	-3767.05900
22	ENVULT MIN	0.75000	-2519.45000	0.00000	-3797.89600
22	ENVULT MIN	1.00000	-2513.99600	0.00000	-3829.44100
23	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	690.35664	0.00000
23	ENVULT MAX	0.10937	0.00000	706.93843	0.00000
23	ENVULT MAX	0.21875	0.00000	723.40385	0.00000
23	ENVULT MAX	0.32812	0.00000	739.75289	0.00000
23	ENVULT MAX	0.43750	0.00000	755.98556	0.00000
23	ENVULT MIN	0.00000	-2513.99600	0.00000	-3829.44100
23	ENVULT MIN	0.10937	-2508.22100	0.00000	-3862.94800
23	ENVULT MIN	0.21875	-2502.44600	0.00000	-3897.20800
23	ENVULT MIN	0.32812	-2496.67100	0.00000	-3932.21600
23	ENVULT MIN	0.43750	-2490.89600	0.00000	-3969.36400
24	ENVULT MAX	0.64706	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	0.73529	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	0.82353	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	0.91176	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MIN	0.64706	-837.14378	-2235.19900	-3032.13500
24	ENVULT MIN	0.73529	-837.14378	-2204.38200	-2865.65100
24	ENVULT MIN	0.82353	-837.14378	-2173.56400	-2701.47800
24	ENVULT MIN	0.91176	-837.14378	-2142.74600	-2539.61700
24	ENVULT MIN	1.00000	-837.14378	-2111.92900	-2380.06600
25	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MIN	0.00000	-836.91312	-2111.92900	-2380.06600
25	ENVULT MIN	0.25000	-836.91312	-2093.57100	-2285.96800
25	ENVULT MIN	0.50000	-836.91312	-2075.27300	-2192.69100
25	ENVULT MIN	0.75000	-836.91312	-2057.03600	-2100.58800
25	ENVULT MIN	1.00000	-836.91312	-2038.85800	-2011.33000
26	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MIN	0.00000	-836.81691	-2038.85800	-2011.33000
26	ENVULT MIN	0.25000	-836.81691	-2006.41100	-1853.21600
26	ENVULT MIN	0.50000	-836.81691	-1974.15700	-1697.59500
26	ENVULT MIN	0.75000	-836.81691	-1942.09700	-1544.45200
26	ENVULT MIN	1.00000	-836.81691	-1910.22900	-1393.77000
27	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	89.27814
27	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	275.47598
27	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	458.14628
27	ENVULT MIN	0.00000	-836.65827	-1910.22900	-1393.77000
27	ENVULT MIN	0.25000	-836.65827	-1840.15400	-1070.08100
27	ENVULT MIN	0.50000	-836.65827	-1770.07900	-771.34935
27	ENVULT MIN	0.75000	-836.65827	-1700.00500	-485.96659
27	ENVULT MIN	1.00000	-836.65827	-1629.93000	-218.44245
28	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	458.14629
28	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	811.33190
28	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	1184.98900
28	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	1532.39500
28	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	1853.55000
28	ENVULT MIN	0.00000	-836.44401	-1629.93000	-218.44245
28	ENVULT MIN	0.25000	-836.44401	-1527.98500	0.00000
28	ENVULT MIN	0.50000	-836.44401	-1426.04000	0.00000
28	ENVULT MIN	0.75000	-836.44401	-1324.09500	0.00000
28	ENVULT MIN	1.00000	-836.44401	-1222.15000	0.00000
29	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	1853.55000
29	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	2148.18100
29	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	2416.61200
29	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	2665.13800
29	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	2887.83700
29	ENVULT MIN	0.00000	-836.26153	-1222.15000	0.00000
29	ENVULT MIN	0.25000	-836.26153	-1120.30500	0.00000
29	ENVULT MIN	0.50000	-836.26153	-1018.45900	0.00000
29	ENVULT MIN	0.75000	-836.26153	-916.61277	0.00000
29	ENVULT MIN	1.00000	-836.26153	-814.76687	0.00000
30	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	2887.83700
30	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	3084.33600
30	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	3254.63500
30	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	3398.73400
30	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	3516.63300
30	ENVULT MIN	0.00000	-836.14316	-814.76687	0.00000
30	ENVULT MIN	0.25000	-836.14316	-713.45247	0.00000
30	ENVULT MIN	0.50000	-836.14316	-615.72258	0.00000
30	ENVULT MIN	0.75000	-836.14316	-517.99269	0.00000
30	ENVULT MIN	1.00000	-836.14316	-420.26280	0.00000
31	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	3516.63300
31	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	3608.33200
31	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	3673.83200
31	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	3713.13200
31	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	35.31324	3726.23200
31	ENVULT MIN	0.00000	-836.08488	-420.26280	0.00000
31	ENVULT MIN	0.25000	-836.08488	-322.53290	0.00000
31	ENVULT MIN	0.50000	-836.08488	-224.80301	0.00000
31	ENVULT MIN	0.75000	-836.08488	-127.07312	0.00000
31	ENVULT MIN	1.00000	-836.08488	-29.34333	0.00000
32	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	29.34379	3726.23200
32	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	127.07368	3713.13200
32	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	224.80357	3673.83200
32	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	322.53346	3608.33200
32	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	420.26336	3516.63200
32	ENVULT MIN	0.00000	-836.08495	-35.31207	0.00000
32	ENVULT MIN	0.25000	-836.08495	0.00000	0.00000
32	ENVULT MIN	0.50000	-836.08495	0.00000	0.00000
32	ENVULT MIN	0.75000	-836.08495	0.00000	0.00000
32	ENVULT MIN	1.00000	-836.08495	0.00000	0.00000
33	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	420.26336	3516.63200
33	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	517.99325	3398.73300
33	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	615.72314	3254.63400
33	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	713.45303	3084.33500
33	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	814.76746	2887.83600
33	ENVULT MIN	0.00000	-836.14336	0.00000	0.00000
33	ENVULT MIN	0.25000	-836.14336	0.00000	0.00000
33	ENVULT MIN	0.50000	-836.14336	0.00000	0.00000
33	ENVULT MIN	0.75000	-836.14336	0.00000	0.00000
33	ENVULT MIN	1.00000	-836.14336	0.00000	0.00000
34	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	814.76746	2887.83600
34	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	916.71233	2664.90800
34	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	1018.65700	2416.11400
34	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	1120.60200	2147.35900
34	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	1222.54700	1852.35200
34	ENVULT MIN	0.00000	-836.26193	0.00000	0.00000
34	ENVULT MIN	0.25000	-836.26193	0.00000	0.00000
34	ENVULT MIN	0.50000	-836.26193	0.00000	0.00000
34	ENVULT MIN	0.75000	-836.26193	0.00000	0.00000
34	ENVULT MIN	1.00000	-836.26193	0.00000	0.00000
35	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	1222.54700	1852.35200
35	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	1324.39300	1531.41900

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
35	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	1426.23900	1184.28700
35	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	1528.08500	810.95413
35	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	1629.93100	458.14478
35	ENVULT MIN	0.00000	-836.44461	0.00000	0.00000
35	ENVULT MIN	0.25000	-836.44461	0.00000	0.00000
35	ENVULT MIN	0.50000	-836.44461	0.00000	0.00000
35	ENVULT MIN	0.75000	-836.44461	0.00000	0.00000
35	ENVULT MIN	1.00000	-836.44461	0.00000	-218.44762
36	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	1629.93100	458.14477
36	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	1700.00500	275.47229
36	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	1770.08000	89.27426
36	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	1840.15500	0.00000
36	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	1910.22900	0.00000
36	ENVULT MIN	0.00000	-836.65886	0.00000	-218.44762
36	ENVULT MIN	0.25000	-836.65886	0.00000	-485.96904
36	ENVULT MIN	0.50000	-836.65886	0.00000	-771.35190
36	ENVULT MIN	0.75000	-836.65886	0.00000	-1070.08400
36	ENVULT MIN	1.00000	-836.65886	0.00000	-1393.77300
37	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	1910.22900	0.00000
37	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	1942.09700	0.00000
37	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	1974.15800	0.00000
37	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	2006.41200	0.00000
37	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	2038.85900	0.00000
37	ENVULT MIN	0.00000	-836.81755	0.00000	-1393.77300
37	ENVULT MIN	0.25000	-836.81755	0.00000	-1544.45500
37	ENVULT MIN	0.50000	-836.81755	0.00000	-1697.59800
37	ENVULT MIN	0.75000	-836.81755	0.00000	-1853.21900
37	ENVULT MIN	1.00000	-836.81755	0.00000	-2011.33300
38	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	2038.85900	0.00000
38	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	2057.03600	0.00000
38	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	2075.27400	0.00000
38	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	2093.57200	0.00000
38	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	2111.92900	0.00000
38	ENVULT MIN	0.00000	-836.91380	0.00000	-2011.33300
38	ENVULT MIN	0.25000	-836.91380	0.00000	-2100.59100
38	ENVULT MIN	0.50000	-836.91380	0.00000	-2192.69400
38	ENVULT MIN	0.75000	-836.91380	0.00000	-2285.97200
38	ENVULT MIN	1.00000	-836.91380	0.00000	-2380.06900
39	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	2111.92900	0.00000
39	ENVULT MAX	0.08824	0.00000	2142.74700	0.00000
39	ENVULT MAX	0.17647	0.00000	2173.56500	0.00000
39	ENVULT MAX	0.26471	0.00000	2204.38200	0.00000
39	ENVULT MAX	0.35294	0.00000	2235.20000	0.00000
39	ENVULT MIN	0.00000	-837.14457	0.00000	-2380.06900
39	ENVULT MIN	0.08824	-837.14457	0.00000	-2539.62000
39	ENVULT MIN	0.17647	-837.14457	0.00000	-2701.48200
39	ENVULT MIN	0.26471	-837.14457	0.00000	-2865.65500
39	ENVULT MIN	0.35294	-837.14457	0.00000	-3032.13900
40	ENVULT MAX	0.56250	0.00000	0.00000	0.00000
40	ENVULT MAX	0.67188	0.00000	0.00000	0.00000
40	ENVULT MAX	0.78125	0.00000	0.00000	0.00000
40	ENVULT MAX	0.89063	0.00000	0.00000	0.00000
40	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
40	ENVULT MIN	0.56250	-2490.89600	-755.98650	-3969.36800
40	ENVULT MIN	0.67188	-2496.67100	-739.75383	-3932.22000
40	ENVULT MIN	0.78125	-2502.44600	-723.40479	-3897.21200
40	ENVULT MIN	0.89063	-2508.22100	-706.93937	-3862.95200
40	ENVULT MIN	1.00000	-2513.99600	-690.35758	-3829.44500
41	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
41	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
41	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
41	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
41	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
41	ENVULT MIN	0.00000	-2513.99600	-690.48711	-3829.44500
41	ENVULT MIN	0.25000	-2519.45100	-674.41128	-3797.90000
41	ENVULT MIN	0.50000	-2524.69200	-658.22765	-3767.06300
41	ENVULT MIN	0.75000	-2529.72100	-641.93621	-3736.93800
41	ENVULT MIN	1.00000	-2534.53700	-625.53696	-3707.53000
42	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
42	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
42	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
42	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
42	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
42	ENVULT MIN	0.00000	-2534.53700	-625.58210	-3707.53000
42	ENVULT MIN	0.25000	-2536.78900	-617.61141	-3693.56500
42	ENVULT MIN	0.50000	-2538.99300	-609.61544	-3679.76900
42	ENVULT MIN	0.75000	-2541.14600	-601.59418	-3666.14200
42	ENVULT MIN	1.00000	-2543.24900	-593.54765	-3652.68600
43	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
43	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
43	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
43	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
43	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	10.79359	0.00000
43	ENVULT MIN	0.00000	-2543.24900	-593.64060	-3652.68600
43	ENVULT MIN	0.25000	-2555.65500	-545.08293	-3575.93500
43	ENVULT MIN	0.50000	-2568.06000	-495.62564	-3505.38100
43	ENVULT MIN	0.75000	-2580.46600	-445.26870	-3441.13300
43	ENVULT MIN	1.00000	-2592.87200	-394.01213	-3383.30200
44	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	9.57483	0.00000
44	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	27.90495	0.00000
44	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	46.55814	0.00000
44	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	65.53442	0.00000
44	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	84.92804	0.00000
44	ENVULT MIN	0.00000	-2592.87200	-394.25018	-3383.30200
44	ENVULT MIN	0.25000	-2607.36900	-333.21471	-3323.99900
44	ENVULT MIN	0.50000	-2621.86500	-270.95140	-3273.78000
44	ENVULT MIN	0.75000	-2636.36200	-207.46024	-3232.82200
44	ENVULT MIN	1.00000	-2650.85900	-142.74123	-3202.71200
45	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	84.92802	0.00000
45	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	124.17288	0.00000
45	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	164.06390	0.00000
45	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	216.51141	0.00000
45	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	288.41580	0.00000
45	ENVULT MIN	0.00000	-2650.85900	-143.16062	-3202.71200
45	ENVULT MIN	0.25000	-2665.35600	-96.84693	-3208.62100
45	ENVULT MIN	0.50000	-2679.85200	-63.25958	-3224.31300
45	ENVULT MIN	0.75000	-2694.34900	-29.05830	-3249.96300
45	ENVULT MIN	1.00000	-2708.84600	0.00000	-3285.74500
46	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	288.41580	0.00000
46	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	361.48360	0.00000
46	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	435.77795	0.00000
46	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	511.29883	0.00000
46	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	588.04625	0.00000
46	ENVULT MIN	0.00000	-2708.84600	0.00000	-3285.74500
46	ENVULT MIN	0.25000	-2723.33000	0.00000	-3331.78900
46	ENVULT MIN	0.50000	-2737.81400	0.00000	-3388.29500
46	ENVULT MIN	0.75000	-2752.29800	0.00000	-3455.43800
46	ENVULT MIN	1.00000	-2766.78200	0.00000	-3533.39200
47	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	588.04625	0.00000
47	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	611.04958	0.00000
47	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	634.16072	0.00000
47	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	657.37967	0.00000
47	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	680.70642	0.00000
47	ENVULT MIN	0.00000	-2766.78200	0.00000	-3533.39200
47	ENVULT MIN	0.25000	-2771.07900	0.00000	-3558.62300
47	ENVULT MIN	0.50000	-2775.37500	0.00000	-3584.82400
47	ENVULT MIN	0.75000	-2779.67200	0.00000	-3612.00200
47	ENVULT MIN	1.00000	-2783.96900	0.00000	-3640.16000
48	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	680.70642	0.00000
48	ENVULT MAX	0.13281	0.00000	710.27821	0.00000
48	ENVULT MAX	0.26563	0.00000	740.02159	0.00000
48	ENVULT MAX	0.39844	0.00000	769.93656	0.00000
48	ENVULT MAX	0.53125	0.00000	800.02313	0.00000
48	ENVULT MIN	0.00000	-2783.96900	0.00000	-3640.16000
48	ENVULT MIN	0.13281	-2789.38800	0.00000	-3677.07500
48	ENVULT MIN	0.26563	-2794.80600	0.00000	-3715.56700
48	ENVULT MIN	0.39844	-2800.22500	0.00000	-3755.64200
48	ENVULT MIN	0.53125	-2805.64400	0.00000	-3816.51300

2) 사용하중

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

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVUSE MAX	0.52941	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MAX	0.64706	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MAX	0.76471	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MAX	0.88235	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MIN	0.52941	-603.94145	-1458.48100	-2193.80100
1	ENVUSE MIN	0.64706	-603.94145	-1462.48100	-2049.14400
1	ENVUSE MIN	0.76471	-603.94145	-1466.48100	-1904.08700
1	ENVUSE MIN	0.88235	-603.94145	-1470.48100	-1758.63000
1	ENVUSE MIN	1.00000	-603.94145	-1474.48100	-1612.77200
2	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MIN	0.00000	-603.94145	-1474.48100	-1612.77200
2	ENVUSE MIN	0.25000	-603.94145	-1476.27100	-1547.37200
2	ENVUSE MIN	0.50000	-603.94145	-1478.06100	-1481.89100
2	ENVUSE MIN	0.75000	-603.94145	-1479.85100	-1416.33000
2	ENVUSE MIN	1.00000	-603.94145	-1481.64100	-1350.68900
3	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	266.90886
3	ENVUSE MIN	0.00000	-603.94145	-1142.24800	-1350.68900
3	ENVUSE MIN	0.25000	-603.94145	-1152.53800	-1058.27100
3	ENVUSE MIN	0.50000	-603.94145	-1162.82800	-763.20638
3	ENVUSE MIN	0.75000	-603.94145	-1173.11800	-465.49432
3	ENVUSE MIN	1.00000	-603.94145	-1183.40800	-212.86394
4	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	266.90886
4	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	476.46245
4	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	688.66313
4	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	903.51092
4	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	1121.00600
4	ENVUSE MIN	0.00000	-603.94145	-860.25410	-212.86394
4	ENVUSE MIN	0.25000	-603.94145	-870.54410	-63.71373
4	ENVUSE MIN	0.50000	-603.94145	-880.83410	0.00000
4	ENVUSE MIN	0.75000	-603.94145	-891.12410	0.00000
4	ENVUSE MIN	1.00000	-603.94145	-901.41410	0.00000
5	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	1121.00600
5	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	1265.51300
5	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	1412.67300
5	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	1562.48400
5	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	1717.74300
5	ENVUSE MIN	0.00000	-603.94145	-594.58532	0.00000
5	ENVUSE MIN	0.25000	-603.94145	-604.88532	0.00000
5	ENVUSE MIN	0.50000	-603.94145	-615.18532	0.00000
5	ENVUSE MIN	0.75000	-603.94145	-625.48532	0.00000
5	ENVUSE MIN	1.00000	-603.94145	-635.78532	0.00000
6	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	1717.74300
6	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	1804.47200
6	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	1893.84900
6	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	1985.87200
6	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	2080.54300
6	ENVUSE MIN	0.00000	-603.94145	-342.57641	0.00000
6	ENVUSE MIN	0.25000	-603.94145	-352.86641	0.00000
6	ENVUSE MIN	0.50000	-603.94145	-363.15641	0.00000
6	ENVUSE MIN	0.75000	-603.94145	-373.44641	0.00000
6	ENVUSE MIN	1.00000	-603.94145	-383.73641	0.00000
7	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	2080.54300
7	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	2106.50500
7	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	2135.11400
7	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	2166.36900
7	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	2200.27200
7	ENVUSE MIN	0.00000	-603.94145	-101.77228	0.00000
7	ENVUSE MIN	0.25000	-603.94145	-112.06228	0.00000
7	ENVUSE MIN	0.50000	-603.94145	-122.35228	0.00000
7	ENVUSE MIN	0.75000	-603.94145	-132.64228	0.00000
7	ENVUSE MIN	1.00000	-603.94145	-142.93228	0.00000
8	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	142.87201	2200.27200
8	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	132.58201	2166.38500
8	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	122.29201	2135.14400
8	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	112.00201	2106.55100
8	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	101.71201	2080.60400
8	ENVUSE MIN	0.00000	-603.94150	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MIN	0.25000	-603.94150	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MIN	0.50000	-603.94150	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MIN	0.75000	-603.94150	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MIN	1.00000	-603.94150	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	383.67816	2080.60400
9	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	373.38816	1985.94800
9	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	363.09816	1893.93900
9	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	352.80816	1804.57700
9	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	342.51816	1717.86200
9	ENVUSE MIN	0.00000	-603.94150	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MIN	0.25000	-603.94150	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MIN	0.50000	-603.94150	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MIN	0.75000	-603.94150	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MIN	1.00000	-603.94150	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	635.73305	1717.86200
10	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	625.44305	1562.76000
10	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	615.15305	1413.10200
10	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	604.86305	1266.09100
10	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	594.57305	1121.72800
10	ENVUSE MIN	0.00000	-603.94150	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MIN	0.25000	-603.94150	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MIN	0.50000	-603.94150	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MIN	0.75000	-603.94150	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MIN	1.00000	-603.94150	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	901.39662	1121.72800
11	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	891.09662	904.02744
11	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	880.79662	688.97908
11	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	870.49662	476.58296
11	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	860.19662	266.83909
11	ENVUSE MIN	0.00000	-603.94150	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MIN	0.25000	-603.94150	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MIN	0.50000	-603.94150	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MIN	0.75000	-603.94150	0.00000	-63.62998
11	ENVUSE MIN	1.00000	-603.94150	0.00000	-212.91606
12	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	1183.36400	266.83909
12	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	1173.07400	0.00000
12	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	1162.78400	0.00000
12	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	1152.49400	0.00000
12	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	1142.20400	0.00000
12	ENVUSE MIN	0.00000	-603.94150	0.00000	-212.91607
12	ENVUSE MIN	0.25000	-603.94150	0.00000	-465.55362
12	ENVUSE MIN	0.50000	-603.94150	0.00000	-763.25450
12	ENVUSE MIN	0.75000	-603.94150	0.00000	-1058.30800
12	ENVUSE MIN	1.00000	-603.94150	0.00000	-1350.71500
13	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	1481.61400	0.00000
13	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	1479.82400	0.00000
13	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	1478.03400	0.00000
13	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	1476.24400	0.00000
13	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	1474.45400	0.00000
13	ENVUSE MIN	0.00000	-603.94150	0.00000	-1350.71500
13	ENVUSE MIN	0.25000	-603.94150	0.00000	-1416.35500
13	ENVUSE MIN	0.50000	-603.94150	0.00000	-1481.91400
13	ENVUSE MIN	0.75000	-603.94150	0.00000	-1547.39400
13	ENVUSE MIN	1.00000	-603.94150	0.00000	-1612.79300
14	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	1474.45400	0.00000
14	ENVUSE MAX	0.11765	0.00000	1470.45400	0.00000
14	ENVUSE MAX	0.23529	0.00000	1466.45400	0.00000
14	ENVUSE MAX	0.35294	0.00000	1462.45400	0.00000
14	ENVUSE MAX	0.47059	0.00000	1458.45400	0.00000
14	ENVUSE MIN	0.00000	-603.94150	0.00000	-1612.79300
14	ENVUSE MIN	0.11765	-603.94150	0.00000	-1758.64800
14	ENVUSE MIN	0.23529	-603.94150	0.00000	-1904.10300
14	ENVUSE MIN	0.35294	-603.94150	0.00000	-2049.15700
14	ENVUSE MIN	0.47059	-603.94150	0.00000	-2193.81200
15	ENVUSE MAX	0.46875	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MAX	0.60156	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MAX	0.73438	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MAX	0.86719	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MIN	0.46875	-1890.47400	-536.71684	-2629.96700
15	ENVUSE MIN	0.60156	-1885.95900	-517.91274	-2588.02300
15	ENVUSE MIN	0.73438	-1881.44300	-499.21588	-2559.07600
15	ENVUSE MIN	0.86719	-1876.92700	-480.62626	-2531.12000
15	ENVUSE MIN	1.00000	-1872.41200	-462.14390	-2504.14800
16	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MIN	0.00000	-1872.41200	-462.14390	-2504.14800
16	ENVUSE MIN	0.25000	-1868.83100	-447.56468	-2483.45700
16	ENVUSE MIN	0.50000	-1865.25000	-433.05284	-2463.37900
16	ENVUSE MIN	0.75000	-1861.67000	-418.60837	-2443.91000
16	ENVUSE MIN	1.00000	-1858.08900	-404.23129	-2425.04900
17	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVUSE MIN	0.00000	-1858.08900	-404.23129	-2425.04900

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVUSE MIN	0.25000	-1846.01900	-356.26415	-2365.90400
17	ENVUSE MIN	0.50000	-1833.94900	-309.06360	-2313.51600
17	ENVUSE MIN	0.75000	-1821.87900	-262.62964	-2267.77700
17	ENVUSE MIN	1.00000	-1809.80900	-216.96226	-2228.57600
18	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	20.79070	0.00000
18	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	41.78279	0.00000
18	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	70.72885	0.00000
18	ENVUSE MIN	0.00000	-1809.80900	-216.96226	-2228.57600
18	ENVUSE MIN	0.25000	-1797.72900	-172.02201	-2195.78000
18	ENVUSE MIN	0.50000	-1785.64800	-139.24232	-2169.31600
18	ENVUSE MIN	0.75000	-1773.56700	-114.31044	-2149.07500
18	ENVUSE MIN	1.00000	-1761.48700	-89.78240	-2134.95000
19	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	70.50606	0.00000
19	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	110.95544	0.00000
19	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	150.63742	0.00000
19	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	189.55199	0.00000
19	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	227.69916	0.00000
19	ENVUSE MIN	0.00000	-1761.48700	-89.78241	-2134.95000
19	ENVUSE MIN	0.25000	-1749.40600	-77.66142	-2148.83700
19	ENVUSE MIN	0.50000	-1737.32500	-65.80125	-2169.80100
19	ENVUSE MIN	0.75000	-1725.24500	-54.14300	-2196.55100
19	ENVUSE MIN	1.00000	-1713.16400	-42.68668	-2228.98000
20	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	227.58183	0.00000
20	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	259.61718	0.00000
20	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	291.09027	0.00000
20	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	322.00108	0.00000
20	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	352.34962	0.00000
20	ENVUSE MIN	0.00000	-1713.16400	-44.17763	-2228.98000
20	ENVUSE MIN	0.25000	-1702.82600	-34.53415	-2261.15700
20	ENVUSE MIN	0.50000	-1692.48800	-25.03866	-2297.34500
20	ENVUSE MIN	0.75000	-1682.15000	-15.69116	-2337.47400
20	ENVUSE MIN	1.00000	-1671.81200	-6.49164	-2381.47700
21	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	352.30293	0.00000
21	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	357.33202	0.00000
21	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	362.34530	0.00000
21	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	367.34278	0.00000
21	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	372.32447	0.00000
21	ENVUSE MIN	0.00000	-1671.81200	-9.62573	-2381.47700
21	ENVUSE MIN	0.25000	-1670.05900	-8.09908	-2389.22200
21	ENVUSE MIN	0.50000	-1668.26500	-6.57658	-2397.07400
21	ENVUSE MIN	0.75000	-1666.42900	-5.05825	-2405.03200
21	ENVUSE MIN	1.00000	-1664.55100	-3.54408	-2413.09600
22	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	372.30131	0.00000
22	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	382.55084	0.00000
22	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	392.73299	0.00000
22	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	402.84776	0.00000
22	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	412.89515	0.00000
22	ENVUSE MIN	0.00000	-1664.55100	-5.24269	-2413.09600
22	ENVUSE MIN	0.25000	-1660.53800	-2.12533	-2430.10200
22	ENVUSE MIN	0.50000	-1656.34800	0.00000	-2447.55600
22	ENVUSE MIN	0.75000	-1651.98000	0.00000	-2465.45500
22	ENVUSE MIN	1.00000	-1647.43500	0.00000	-2483.79700
23	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	412.82388	0.00000
23	ENVUSE MAX	0.10937	0.00000	423.18750	0.00000
23	ENVUSE MAX	0.21875	0.00000	433.47838	0.00000
23	ENVUSE MAX	0.32812	0.00000	443.69653	0.00000
23	ENVUSE MAX	0.43750	0.00000	453.84195	0.00000
23	ENVUSE MIN	0.00000	-1647.43500	0.00000	-2483.79700
23	ENVUSE MIN	0.10937	-1642.62200	0.00000	-2503.31100
23	ENVUSE MIN	0.21875	-1637.81000	0.00000	-2523.29700
23	ENVUSE MIN	0.32812	-1632.99700	0.00000	-2543.75000
23	ENVUSE MIN	0.43750	-1628.18500	0.00000	-2565.54000
24	ENVUSE MAX	0.64706	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	0.73529	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	0.82353	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	0.91176	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MIN	0.64706	-504.56573	-1454.96800	-1938.56600
24	ENVUSE MIN	0.73529	-504.56573	-1434.72300	-1830.20200
24	ENVUSE MIN	0.82353	-504.56573	-1414.47700	-1723.35700
24	ENVUSE MIN	0.91176	-504.56573	-1394.23200	-1620.97000
24	ENVUSE MIN	1.00000	-504.56573	-1373.98600	-1521.18300
25	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MIN	0.00000	-504.42179	-1373.98600	-1521.18300
25	ENVUSE MIN	0.25000	-504.42179	-1361.93200	-1462.34000
25	ENVUSE MIN	0.50000	-504.42179	-1349.92700	-1404.01500
25	ENVUSE MIN	0.75000	-504.42179	-1337.97300	-1346.20700
25	ENVUSE MIN	1.00000	-504.42179	-1326.06800	-1288.91200
26	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
26	ENVUSE MIN	0.00000	-504.36175	-1326.06800	-1288.91200
26	ENVUSE MIN	0.25000	-504.36175	-1304.84600	-1187.44500
26	ENVUSE MIN	0.50000	-504.36175	-1283.78400	-1087.61000
26	ENVUSE MIN	0.75000	-504.36175	-1262.88300	-989.39513
26	ENVUSE MIN	1.00000	-504.36175	-1242.14300	-892.78630
27	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	12.90440
27	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	141.56026
27	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	264.90162
27	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	386.06710
27	ENVUSE MIN	0.00000	-504.26279	-1242.14300	-892.78630
27	ENVUSE MIN	0.25000	-504.26279	-1196.57600	-685.34325
27	ENVUSE MIN	0.50000	-504.26279	-1151.01000	-485.65222
27	ENVUSE MIN	0.75000	-504.26279	-1105.44300	-293.74553
27	ENVUSE MIN	1.00000	-504.26279	-1059.87600	-114.59280
28	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	386.06711
28	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	617.07786
28	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	860.22011
28	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	1086.29300
28	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	1295.29500
28	ENVUSE MIN	0.00000	-504.12917	-1059.87600	-114.59280
28	ENVUSE MIN	0.25000	-504.12917	-993.58565	0.00000
28	ENVUSE MIN	0.50000	-504.12917	-927.29511	0.00000
28	ENVUSE MIN	0.75000	-504.12917	-861.00457	0.00000
28	ENVUSE MIN	1.00000	-504.12917	-794.71402	0.00000
29	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	1295.29500
29	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	1487.05000
29	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	1661.76800
29	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	1823.38300
29	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	1968.19500
29	ENVUSE MIN	0.00000	-504.01540	-794.71402	0.00000
29	ENVUSE MIN	0.25000	-504.01540	-728.48784	0.00000
29	ENVUSE MIN	0.50000	-504.01540	-662.26166	0.00000
29	ENVUSE MIN	0.75000	-504.01540	-596.03547	0.00000
29	ENVUSE MIN	1.00000	-504.01540	-529.80929	0.00000
30	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	1968.19500
30	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	2095.97000
30	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	2206.70900
30	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	2300.41000
30	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	2377.07600
30	ENVUSE MIN	0.00000	-503.94160	-529.80929	0.00000
30	ENVUSE MIN	0.25000	-503.94160	-463.91529	0.00000
30	ENVUSE MIN	0.50000	-503.94160	-400.26161	0.00000
30	ENVUSE MIN	0.75000	-503.94160	-336.60793	0.00000
30	ENVUSE MIN	1.00000	-503.94160	-272.95424	0.00000
31	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	2377.07600
31	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	2436.70400
31	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	2479.29600
31	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	2504.85100
31	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	22.50286	2513.36900
31	ENVUSE MIN	0.00000	-503.90528	-272.95424	0.00000
31	ENVUSE MIN	0.25000	-503.90528	-209.30056	0.00000
31	ENVUSE MIN	0.50000	-503.90528	-145.64688	0.00000
31	ENVUSE MIN	0.75000	-503.90528	-81.99320	0.00000
31	ENVUSE MIN	1.00000	-503.90528	-18.33957	0.00000
32	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	18.33988	2513.36900
32	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	81.99356	2504.85000
32	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	145.64724	2479.29500
32	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	209.30093	2436.70400
32	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	272.95461	2377.07500
32	ENVUSE MIN	0.00000	-503.90533	-22.50208	0.00000
32	ENVUSE MIN	0.25000	-503.90533	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MIN	0.50000	-503.90533	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MIN	0.75000	-503.90533	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MIN	1.00000	-503.90533	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	272.95461	2377.07500
33	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	336.60829	2300.41000
33	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	400.26198	2206.70800
33	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	463.91566	2095.97000
33	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	529.80968	1968.19500
33	ENVUSE MIN	0.00000	-503.94176	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MIN	0.25000	-503.94176	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MIN	0.50000	-503.94176	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MIN	0.75000	-503.94176	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MIN	1.00000	-503.94176	0.00000	0.00000
34	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	529.80968	1968.19500
34	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	596.10022	1823.23400
34	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	662.39076	1661.44400
34	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	728.68130	1486.51500
34	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	794.97185	1294.51500
34	ENVUSE MIN	0.00000	-504.01569	0.00000	0.00000
34	ENVUSE MIN	0.25000	-504.01569	0.00000	0.00000
34	ENVUSE MIN	0.50000	-504.01569	0.00000	0.00000
34	ENVUSE MIN	0.75000	-504.01569	0.00000	0.00000
34	ENVUSE MIN	1.00000	-504.01569	0.00000	0.00000
35	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	794.97185	1294.51500
35	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	861.19803	1085.65800
35	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	927.42421	859.76318
35	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	993.65040	616.83207

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
35	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	1059.87700	386.06613
35	ENVUSE MIN	0.00000	-504.12960	0.00000	0.00000
35	ENVUSE MIN	0.25000	-504.12960	0.00000	0.00000
35	ENVUSE MIN	0.50000	-504.12960	0.00000	0.00000
35	ENVUSE MIN	0.75000	-504.12960	0.00000	0.00000
35	ENVUSE MIN	1.00000	-504.12960	0.00000	-114.59658
36	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	1059.87700	386.06613
36	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	1105.44300	264.89912
36	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	1151.01000	141.55762
36	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	1196.57700	12.90163
36	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	1242.14300	0.00000
36	ENVUSE MIN	0.00000	-504.26323	0.00000	-114.59659
36	ENVUSE MIN	0.25000	-504.26323	0.00000	-293.74950
36	ENVUSE MIN	0.50000	-504.26323	0.00000	-485.65403
36	ENVUSE MIN	0.75000	-504.26323	0.00000	-685.34514
36	ENVUSE MIN	1.00000	-504.26323	0.00000	-892.78826
37	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	1242.14300	0.00000
37	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	1262.88300	0.00000
37	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	1283.78400	0.00000
37	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	1304.84600	0.00000
37	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	1326.06900	0.00000
37	ENVUSE MIN	0.00000	-504.36224	0.00000	-892.78826
37	ENVUSE MIN	0.25000	-504.36224	0.00000	-989.39711
37	ENVUSE MIN	0.50000	-504.36224	0.00000	-1087.61200
37	ENVUSE MIN	0.75000	-504.36224	0.00000	-1187.44700
37	ENVUSE MIN	1.00000	-504.36224	0.00000	-1288.91400
38	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	1326.06900	0.00000
38	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	1337.97300	0.00000
38	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	1349.92800	0.00000
38	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	1361.93200	0.00000
38	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	1373.98700	0.00000
38	ENVUSE MIN	0.00000	-504.42230	0.00000	-1288.91400
38	ENVUSE MIN	0.25000	-504.42230	0.00000	-1346.20900
38	ENVUSE MIN	0.50000	-504.42230	0.00000	-1404.01800
38	ENVUSE MIN	0.75000	-504.42230	0.00000	-1462.34200
38	ENVUSE MIN	1.00000	-504.42230	0.00000	-1521.18500
39	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	1373.98700	0.00000
39	ENVUSE MAX	0.08824	0.00000	1394.23200	0.00000
39	ENVUSE MAX	0.17647	0.00000	1414.47800	0.00000
39	ENVUSE MAX	0.26471	0.00000	1434.72300	0.00000
39	ENVUSE MAX	0.35294	0.00000	1454.96900	0.00000
39	ENVUSE MIN	0.00000	-504.56633	0.00000	-1521.18500
39	ENVUSE MIN	0.08824	-504.56633	0.00000	-1620.97200
39	ENVUSE MIN	0.17647	-504.56633	0.00000	-1723.35900
39	ENVUSE MIN	0.26471	-504.56633	0.00000	-1830.20400
39	ENVUSE MIN	0.35294	-504.56633	0.00000	-1938.56800
40	ENVUSE MAX	0.56250	0.00000	0.00000	0.00000
40	ENVUSE MAX	0.67188	0.00000	0.00000	0.00000
40	ENVUSE MAX	0.78125	0.00000	0.00000	0.00000
40	ENVUSE MAX	0.89063	0.00000	0.00000	0.00000
40	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
40	ENVUSE MIN	0.56250	-1628.18500	-453.84265	-2565.54300
40	ENVUSE MIN	0.67188	-1632.99700	-443.69723	-2543.75200
40	ENVUSE MIN	0.78125	-1637.81000	-433.47908	-2523.29900
40	ENVUSE MIN	0.89063	-1642.62200	-423.18820	-2503.31400
40	ENVUSE MIN	1.00000	-1647.43500	-412.82458	-2483.79900
41	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
41	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
41	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
41	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	2.12468	0.00000
41	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	5.24204	0.00000
41	ENVUSE MIN	0.00000	-1647.43500	-412.89592	-2483.79900
41	ENVUSE MIN	0.25000	-1651.98000	-402.84853	-2465.45800
41	ENVUSE MIN	0.50000	-1656.34800	-392.73376	-2447.55800
41	ENVUSE MIN	0.75000	-1660.53800	-382.55161	-2430.10400
41	ENVUSE MIN	1.00000	-1664.55200	-372.30208	-2413.09800
42	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	3.54344	0.00000
42	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	5.05761	0.00000
42	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	6.57594	0.00000
42	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	8.09844	0.00000
42	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	9.62509	0.00000
42	ENVUSE MIN	0.00000	-1664.55200	-372.32526	-2413.09800
42	ENVUSE MIN	0.25000	-1666.42900	-367.34357	-2405.03500
42	ENVUSE MIN	0.50000	-1668.26500	-362.34609	-2397.07700
42	ENVUSE MIN	0.75000	-1670.05900	-357.33281	-2389.22500
42	ENVUSE MIN	1.00000	-1671.81200	-352.30372	-2381.47900
43	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	6.49097	0.00000
43	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	15.69049	0.00000
43	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	25.03799	0.00000
43	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	34.53348	0.00000
43	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	44.17696	0.00000
43	ENVUSE MIN	0.00000	-1671.81200	-352.35046	-2381.47900
43	ENVUSE MIN	0.25000	-1682.15000	-322.00192	-2337.47700
43	ENVUSE MIN	0.50000	-1692.48800	-291.09111	-2297.34800
43	ENVUSE MIN	0.75000	-1702.82600	-259.61802	-2261.16000
43	ENVUSE MIN	1.00000	-1713.16500	-227.58267	-2228.98300
44	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	42.68660	0.00000
44	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	54.14293	0.00000
44	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	65.80117	0.00000
44	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	77.66135	0.00000
44	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	89.78236	0.00000
44	ENVUSE MIN	0.00000	-1713.16500	-227.70007	-2228.98300
44	ENVUSE MIN	0.25000	-1725.24500	-189.55290	-2196.55400
44	ENVUSE MIN	0.50000	-1737.32600	-150.63833	-2169.80300
44	ENVUSE MIN	0.75000	-1749.40600	-110.95636	-2148.84000
44	ENVUSE MIN	1.00000	-1761.48700	-70.50698	-2134.95200
45	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	89.78235	0.00000
45	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	114.31039	0.00000
45	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	139.24227	0.00000
45	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	172.02196	0.00000
45	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	216.96221	0.00000
45	ENVUSE MIN	0.00000	-1761.48700	-70.72982	-2134.95200
45	ENVUSE MIN	0.25000	-1773.56800	-41.78376	-2149.07800
45	ENVUSE MIN	0.50000	-1785.64800	-20.79167	-2169.31800
45	ENVUSE MIN	0.75000	-1797.72900	0.00000	-2195.78200
45	ENVUSE MIN	1.00000	-1809.81000	0.00000	-2228.57800
46	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	216.96221	0.00000
46	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	262.62959	0.00000
46	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	309.06355	0.00000
46	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	356.26410	0.00000
46	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	404.23124	0.00000
46	ENVUSE MIN	0.00000	-1809.81000	0.00000	-2228.57800
46	ENVUSE MIN	0.25000	-1821.88000	0.00000	-2267.77900
46	ENVUSE MIN	0.50000	-1833.95000	0.00000	-2313.51900
46	ENVUSE MIN	0.75000	-1846.02000	0.00000	-2365.90700
46	ENVUSE MIN	1.00000	-1858.09000	0.00000	-2425.05200
47	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	404.23124	0.00000
47	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	418.60832	0.00000
47	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	433.05279	0.00000
47	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	447.56463	0.00000
47	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	462.14385	0.00000
47	ENVUSE MIN	0.00000	-1858.09000	0.00000	-2425.05200
47	ENVUSE MIN	0.25000	-1861.67000	0.00000	-2443.91300
47	ENVUSE MIN	0.50000	-1865.25100	0.00000	-2463.38100
47	ENVUSE MIN	0.75000	-1868.83100	0.00000	-2483.45900
47	ENVUSE MIN	1.00000	-1872.41200	0.00000	-2504.15000
48	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	462.14385	0.00000
48	ENVUSE MAX	0.13281	0.00000	480.62621	0.00000
48	ENVUSE MAX	0.26563	0.00000	499.21583	0.00000
48	ENVUSE MAX	0.39844	0.00000	517.91269	0.00000
48	ENVUSE MAX	0.53125	0.00000	536.71679	0.00000
48	ENVUSE MIN	0.00000	-1872.41200	0.00000	-2504.15000
48	ENVUSE MIN	0.13281	-1876.92800	0.00000	-2531.12200
48	ENVUSE MIN	0.26563	-1881.44300	0.00000	-2559.07800
48	ENVUSE MIN	0.39844	-1885.95900	0.00000	-2588.02500
48	ENVUSE MIN	0.53125	-1890.47500	0.00000	-2629.96900

19. OUTPUT DATA (기능수행)

1) 계수하중

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

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVEQ MAX	0.52941	100.62865	0.00000	936.98325
1	ENVEQ MAX	0.64706	96.58285	0.00000	955.49409
1	ENVEQ MAX	0.76471	92.53705	0.00000	974.36493
1	ENVEQ MAX	0.88235	88.49125	0.00000	993.59577
1	ENVEQ MAX	1.00000	84.44545	0.00000	1013.18700
1	ENVEQ MIN	0.52941	-635.99387	-1143.06000	-2032.38100
1	ENVEQ MIN	0.64706	-631.94807	-1147.86000	-1920.20900
1	ENVEQ MIN	0.76471	-627.90227	-1152.66000	-1827.78000
1	ENVEQ MIN	0.88235	-623.85647	-1157.46000	-1734.87100
1	ENVEQ MIN	1.00000	-619.81067	-1162.26000	-1641.48300
2	ENVEQ MAX	0.00000	84.47814	0.00000	1013.18700
2	ENVEQ MAX	0.25000	82.66764	0.00000	1022.07000
2	ENVEQ MAX	0.50000	80.85714	0.00000	1031.02600
2	ENVEQ MAX	0.75000	79.04665	0.00000	1040.05300
2	ENVEQ MAX	1.00000	77.23615	0.00000	1049.15300
2	ENVEQ MIN	0.00000	-619.81031	-1162.26000	-1641.48300
2	ENVEQ MIN	0.25000	-617.99981	-1164.40800	-1602.39800
2	ENVEQ MIN	0.50000	-616.18932	-1166.55600	-1567.33400
2	ENVEQ MIN	0.75000	-614.37882	-1168.70400	-1532.19900
2	ENVEQ MIN	1.00000	-612.56833	-1170.85200	-1496.99100
3	ENVEQ MAX	0.00000	75.37329	31.70869	1049.15300
3	ENVEQ MAX	0.25000	64.96547	22.44769	1071.76800
3	ENVEQ MAX	0.50000	54.55765	13.18669	1126.13900
3	ENVEQ MAX	0.75000	44.14983	3.92569	1183.68600
3	ENVEQ MAX	1.00000	33.74201	0.00000	1245.92700
3	ENVEQ MIN	0.00000	-593.79953	-789.12610	-1496.99100
3	ENVEQ MIN	0.25000	-583.39170	-801.47410	-1341.94100
3	ENVEQ MIN	0.50000	-572.98388	-813.82210	-1184.50900
3	ENVEQ MIN	0.75000	-562.57606	-826.17010	-1024.69500
3	ENVEQ MIN	1.00000	-552.16824	-838.51810	-862.49835
4	ENVEQ MAX	0.00000	32.04272	132.40269	1245.92700
4	ENVEQ MAX	0.25000	21.63490	123.14169	1243.83400
4	ENVEQ MAX	0.50000	11.22708	113.88069	1244.91800
4	ENVEQ MAX	0.75000	0.81926	104.61969	1249.17900
4	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	95.35869	1256.61600
4	ENVEQ MIN	0.00000	-534.72731	-521.75942	-862.49835
4	ENVEQ MIN	0.25000	-524.31949	-534.10742	-746.88360
4	ENVEQ MIN	0.50000	-513.91167	-546.45542	-628.88646
4	ENVEQ MIN	0.75000	-503.50385	-558.80342	-508.50693
4	ENVEQ MIN	1.00000	-493.09603	-571.15142	-385.74501
5	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	172.79483	1256.61600
5	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	163.52483	1226.40400
5	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	154.25483	1199.37400
5	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	144.98483	1175.52800
5	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	135.71483	1154.86400
5	ENVEQ MIN	0.00000	-476.84632	-331.58699	-385.74501
5	ENVEQ MIN	0.25000	-466.42839	-343.94699	-302.77505
5	ENVEQ MIN	0.50000	-456.01045	-356.30699	-217.41808
5	ENVEQ MIN	0.75000	-445.59252	-368.66699	-129.67407
5	ENVEQ MIN	1.00000	-435.17458	-381.02699	-39.54304
6	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	183.51300	1154.86400
6	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	174.25200	1113.67000
6	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	164.99100	1075.65200
6	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	155.73000	1040.81100
6	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	146.46900	1009.14600
6	ENVEQ MIN	0.00000	-419.98291	-227.81226	-39.54304
6	ENVEQ MIN	0.25000	-409.57509	-237.07326	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.50000	-399.16727	-246.57438	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.75000	-388.75945	-258.92238	0.00000
6	ENVEQ MIN	1.00000	-378.35162	-271.27038	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	191.77786	1009.14600
7	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	180.94555	963.89842
7	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	171.68455	921.82717
7	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	162.42355	882.93244
7	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	153.16255	847.21424
7	ENVEQ MIN	0.00000	-364.08519	-175.59360	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.25000	-353.67737	-184.85460	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.50000	-343.26955	-194.11560	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.75000	-332.86173	-203.37660	0.00000
7	ENVEQ MIN	1.00000	-322.45391	-215.12564	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	215.10882	847.21424
8	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	203.36264	882.92724
8	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	194.10164	921.82571
8	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	184.84064	963.90071
8	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	175.57964	1009.15200
8	ENVEQ MIN	0.00000	-322.45604	-153.17311	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.25000	-332.86386	-162.43411	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.50000	-343.27168	-171.69511	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.75000	-353.67950	-180.95611	0.00000
8	ENVEQ MIN	1.00000	-364.08732	-191.79139	0.00000
9	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	271.25203	1009.15200
9	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	258.90403	1040.81900
9	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	246.55603	1075.66200
9	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	237.05724	1113.68200
9	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	227.79624	1154.87900
9	ENVEQ MIN	0.00000	-378.35379	-146.47508	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.25000	-388.76161	-155.73608	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.50000	-399.16943	-164.99708	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.75000	-409.57725	-174.25808	0.00000
9	ENVEQ MIN	1.00000	-419.98507	-183.51908	-39.50256
10	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	381.01308	1154.87900
10	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	368.66508	1175.52100
10	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	356.31708	1199.34000
10	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	343.96908	1226.33500
10	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	331.62108	1256.50700
10	ENVEQ MIN	0.00000	-435.17679	-135.71528	-39.50256
10	ENVEQ MIN	0.25000	-445.58461	-144.97628	-129.54314
10	ENVEQ MIN	0.50000	-455.99243	-154.23728	-217.20132
10	ENVEQ MIN	0.75000	-466.40025	-163.49828	-302.47711
10	ENVEQ MIN	1.00000	-476.80807	-172.75928	-385.37050
11	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	571.12183	1256.50700
11	ENVEQ MAX	0.25000	0.79150	558.76183	1249.07000
11	ENVEQ MAX	0.50000	11.20944	546.40183	1244.81500
11	ENVEQ MAX	0.75000	21.62737	534.04183	1243.74400
11	ENVEQ MAX	1.00000	32.04531	521.68183	1245.85500
11	ENVEQ MIN	0.00000	-493.05675	-95.35849	-385.37050
11	ENVEQ MIN	0.25000	-503.47468	-104.62849	-508.24852
11	ENVEQ MIN	0.50000	-513.89262	-113.89849	-628.73952
11	ENVEQ MIN	0.75000	-524.31055	-123.16849	-746.84349
11	ENVEQ MIN	1.00000	-534.72849	-132.43849	-862.56043
12	ENVEQ MAX	0.00000	33.74466	838.45691	1245.85500
12	ENVEQ MAX	0.25000	44.15248	826.10891	1183.63000
12	ENVEQ MAX	0.50000	54.56030	813.76091	1126.09600
12	ENVEQ MAX	0.75000	64.96812	801.41291	1071.73900
12	ENVEQ MAX	1.00000	75.37594	789.06491	1049.14900
12	ENVEQ MIN	0.00000	-552.16950	0.00000	-862.56043
12	ENVEQ MIN	0.25000	-562.57732	-3.95230	-1024.74800
12	ENVEQ MIN	0.50000	-572.98514	-13.21330	-1184.55300
12	ENVEQ MIN	0.75000	-583.39297	-22.47430	-1341.97600
12	ENVEQ MIN	1.00000	-593.80079	-31.73530	-1497.01700
13	ENVEQ MAX	0.00000	77.23891	1170.80800	1049.14900
13	ENVEQ MAX	0.25000	79.04941	1168.66000	1040.05000
13	ENVEQ MAX	0.50000	80.85990	1166.51200	1031.02300
13	ENVEQ MAX	0.75000	82.67040	1164.36400	1022.06800
13	ENVEQ MAX	1.00000	84.48089	1162.21600	1013.18600
13	ENVEQ MIN	0.00000	-612.56968	0.00000	-1497.01700
13	ENVEQ MIN	0.25000	-614.38017	0.00000	-1532.22400
13	ENVEQ MIN	0.50000	-616.19067	0.00000	-1567.35800
13	ENVEQ MIN	0.75000	-618.00116	0.00000	-1602.42100
13	ENVEQ MIN	1.00000	-619.81166	0.00000	-1641.50800
14	ENVEQ MAX	0.00000	84.44821	1162.21600	1013.18600
14	ENVEQ MAX	0.11765	88.49401	1157.41600	993.59666
14	ENVEQ MAX	0.23529	92.53981	1152.61600	974.36778
14	ENVEQ MAX	0.35294	96.58561	1147.81600	955.49890
14	ENVEQ MAX	0.47059	100.63141	1143.01600	936.99002
14	ENVEQ MIN	0.00000	-619.81201	0.00000	-1641.50800
14	ENVEQ MIN	0.11765	-623.85781	0.00000	-1734.89300
14	ENVEQ MIN	0.23529	-627.90361	0.00000	-1827.79900
14	ENVEQ MIN	0.35294	-631.94941	0.00000	-1920.22400
14	ENVEQ MIN	0.47059	-635.99521	0.00000	-2032.39200
15	ENVEQ MAX	0.46875	0.00000	132.04902	833.45021
15	ENVEQ MAX	0.60156	0.00000	130.25951	826.76154
15	ENVEQ MAX	0.73438	0.00000	128.08591	820.28341
15	ENVEQ MAX	0.86719	0.00000	125.52821	814.05663
15	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	122.58641	808.12201
15	ENVEQ MIN	0.46875	-1621.09900	-650.81215	-2375.01900
15	ENVEQ MIN	0.60156	-1611.48400	-649.02264	-2328.55600
15	ENVEQ MIN	0.73438	-1601.87000	-646.84904	-2282.36100
15	ENVEQ MIN	0.86719	-1592.25500	-644.29134	-2236.47300
15	ENVEQ MIN	1.00000	-1582.64100	-641.34955	-2190.93400
16	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	122.85178	808.12201
16	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	120.24523	803.65091
16	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	117.39546	799.40965
16	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	114.30248	795.41874
16	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	110.96630	791.69865
16	ENVEQ MIN	0.00000	-1582.64100	-641.35018	-2190.93400
16	ENVEQ MIN	0.25000	-1575.01700	-638.74362	-2155.11500
16	ENVEQ MIN	0.50000	-1567.39300	-635.89385	-2119.56900
16	ENVEQ MIN	0.75000	-1559.76900	-632.80088	-2084.82300
16	ENVEQ MIN	1.00000	-1552.14600	-629.46469	-2051.30200
17	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	457.59592	791.69865
17	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	444.59298	694.66807
17	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	429.02333	601.71287
17	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	411.34234	513.59817

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	390.96733	431.08905
17	ENVEQ MIN	0.00000	-1775.94200	-629.30917	-2051.30200
17	ENVEQ MIN	0.25000	-1750.24300	-616.30623	-1940.69600
17	ENVEQ MIN	0.50000	-1724.54300	-600.60926	-1834.36700
17	ENVEQ MIN	0.75000	-1698.84400	-582.21828	-1733.08000
17	ENVEQ MIN	1.00000	-1695.02400	-561.13326	-1637.60100
18	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1096.16900	431.08905
18	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1073.32600	183.43970
18	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1048.28000	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1021.03000	0.00000
18	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	991.57660	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.00000	-2036.24200	-560.95831	-1637.60100
18	ENVEQ MIN	0.25000	-2032.97000	-537.40478	-1548.59500
18	ENVEQ MIN	0.50000	-2029.69900	-511.64775	-1466.80000
18	ENVEQ MIN	0.75000	-2026.42700	-483.68722	-1392.84100
18	ENVEQ MIN	1.00000	-2023.15500	-453.52318	-1424.73300
19	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1214.42600	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1179.27700	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1135.64600	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1082.83200	40.77929
19	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1020.82900	122.46796
19	ENVEQ MIN	0.00000	-2096.39500	-453.52318	-1424.73300
19	ENVEQ MIN	0.25000	-2093.12300	-417.66340	-1765.14200
19	ENVEQ MIN	0.50000	-2089.85200	-372.61568	-2094.25400
19	ENVEQ MIN	0.75000	-2086.58000	-318.38000	-2409.45700
19	ENVEQ MIN	1.00000	-2083.30800	-254.95636	-2708.14000
20	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1302.07600	122.46796
20	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1241.80800	177.11891
20	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1174.98600	216.01678
20	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1101.61100	237.56729
20	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1021.68100	240.17617
20	ENVEQ MIN	0.00000	-2158.26200	-254.95636	-2708.14000
20	ENVEQ MIN	0.25000	-2155.46200	-193.47252	-3017.11000
20	ENVEQ MIN	0.50000	-2152.66200	-125.43461	-3310.47400
20	ENVEQ MIN	0.75000	-2149.86200	-50.84264	-3586.63900
20	ENVEQ MIN	1.00000	-2147.06200	0.00000	-3844.01100
21	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1021.68100	240.17617
21	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1007.65100	238.64823
21	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	993.44020	236.53659
21	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	979.04766	233.83384
21	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	964.47373	230.53259
21	ENVEQ MIN	0.00000	-2147.06200	0.00000	-3844.01100
21	ENVEQ MIN	0.25000	-2146.56800	0.00000	-3885.17600
21	ENVEQ MIN	0.50000	-2146.02400	0.00000	-3925.76200
21	ENVEQ MIN	0.75000	-2145.43100	0.00000	-3965.76000
21	ENVEQ MIN	1.00000	-2144.78700	0.00000	-4005.16500
22	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1272.80400	230.53259
22	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1245.07700	221.85824
22	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1222.53600	211.03085
22	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1205.17900	198.48725
22	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1193.00700	184.66426
22	ENVEQ MIN	0.00000	-2221.49100	0.00000	-4005.16500
22	ENVEQ MIN	0.25000	-2220.00300	0.00000	-4110.77400
22	ENVEQ MIN	0.50000	-2218.30100	0.00000	-4214.24900
22	ENVEQ MIN	0.75000	-2216.38700	0.00000	-4316.02500
22	ENVEQ MIN	1.00000	-2214.25900	0.00000	-4416.54000
23	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1193.00700	184.66426
23	ENVEQ MAX	0.10937	0.00000	1182.94000	169.33708
23	ENVEQ MAX	0.21875	0.00000	1172.63900	153.08052
23	ENVEQ MAX	0.32812	0.00000	1162.10200	135.87401
23	ENVEQ MAX	0.43750	0.00000	1151.33100	117.69698
23	ENVEQ MIN	0.00000	-2214.25900	0.00000	-4416.54000
23	ENVEQ MIN	0.10937	-2211.94000	0.00000	-4519.98000
23	ENVEQ MIN	0.21875	-2209.62000	0.00000	-4622.51900
23	ENVEQ MIN	0.32812	-2207.30100	0.00000	-4724.12700
23	ENVEQ MIN	0.43750	-2204.98100	0.00000	-4824.78300
24	ENVEQ MAX	0.64706	0.00000	0.00000	322.14441
24	ENVEQ MAX	0.73529	0.00000	0.00000	361.33445
24	ENVEQ MAX	0.82353	0.00000	0.00000	399.65306
24	ENVEQ MAX	0.91176	0.00000	0.00000	437.10023
24	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	473.67597
24	ENVEQ MIN	0.64706	-1158.55900	-2015.99200	-4172.33100
24	ENVEQ MIN	0.73529	-1153.25100	-1991.84700	-4022.03800
24	ENVEQ MIN	0.82353	-1147.94400	-1967.70300	-3873.55600
24	ENVEQ MIN	0.91176	-1142.63600	-1943.55800	-3726.88400
24	ENVEQ MIN	1.00000	-1137.32800	-1919.41400	-3582.02300
25	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	473.67597
25	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	495.08473
25	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	516.18527
25	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	536.97961
25	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	557.46976
25	ENVEQ MIN	0.00000	-1137.32800	-1919.41400	-3582.02300
25	ENVEQ MIN	0.25000	-1134.16100	-1905.03700	-3496.45200
25	ENVEQ MIN	0.50000	-1130.99400	-1890.72100	-3411.52200
25	ENVEQ MIN	0.75000	-1127.82700	-1876.46600	-3327.23200
25	ENVEQ MIN	1.00000	-1124.66000	-1862.27000	-3243.57900
26	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	557.46976
26	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	593.45919
26	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	628.48851
26	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	662.56932
26	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	695.71327
26	ENVEQ MIN	0.00000	-1142.76100	-1862.27000	-3243.57900
26	ENVEQ MIN	0.25000	-1137.08200	-1836.96300	-3095.14900
26	ENVEQ MIN	0.50000	-1131.40300	-1811.84900	-2948.74200
26	ENVEQ MIN	0.75000	-1125.72300	-1786.92900	-2804.34300
26	ENVEQ MIN	1.00000	-1120.04400	-1762.20100	-2661.93600
27	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	695.71327
27	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	765.54060
27	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	830.86686
27	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	891.69202
27	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	948.01611
27	ENVEQ MIN	0.00000	-1120.04400	-1762.20100	-2661.93600
27	ENVEQ MIN	0.25000	-1107.51800	-1707.87500	-2358.74300
27	ENVEQ MIN	0.50000	-1094.99100	-1653.54900	-2066.51300
27	ENVEQ MIN	0.75000	-1082.46500	-1599.22300	-1783.58600
27	ENVEQ MIN	1.00000	-1069.93800	-1544.89700	-1509.96100
28	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	948.01611
28	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	1091.07400
28	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	1309.40300
28	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	1507.38100
28	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	1685.07700
28	ENVEQ MIN	0.00000	-1088.19200	-1544.89700	-1509.96100
28	ENVEQ MIN	0.25000	-1069.96800	-1465.86400	-1185.76000
28	ENVEQ MIN	0.50000	-1051.74500	-1386.83000	-974.09763
28	ENVEQ MIN	0.75000	-1033.52100	-1307.79600	-771.96130
28	ENVEQ MIN	1.00000	-1015.29800	-1228.76300	-579.35129
29	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	1685.07700
29	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	1842.40000
29	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	1979.41100
29	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	2099.42100
29	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	2199.72300
29	ENVEQ MIN	0.00000	-1033.70100	-1228.76300	-579.35129
29	ENVEQ MIN	0.25000	-1015.49500	-1149.80600	-396.44012
29	ENVEQ MIN	0.50000	-997.28898	-1070.84900	-223.03678
29	ENVEQ MIN	0.75000	-979.08314	-991.89196	-59.14127
29	ENVEQ MIN	1.00000	-960.87730	-912.93504	0.00000
30	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	2199.72300
30	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	27.28801	2279.71300
30	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	64.24750	2339.39100
30	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	101.20700	2378.75800
30	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	138.16649	2397.81300
30	ENVEQ MIN	0.00000	-979.42151	-912.93516	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.25000	-961.21567	-833.97824	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.50000	-943.00983	-755.49138	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.75000	-924.80399	-679.10696	0.00000
30	ENVEQ MIN	1.00000	-906.59816	-602.72254	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	138.16336	2397.81300
31	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	175.12285	2396.55700
31	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	212.08235	2374.98900
31	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	249.04184	2333.10900
31	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	300.24254	2270.91700
31	ENVEQ MIN	0.00000	-925.27596	-602.72504	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.25000	-907.07012	-526.34062	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.50000	-888.86429	-449.95621	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.75000	-870.65845	-373.57179	0.00000
31	ENVEQ MIN	1.00000	-871.25540	-300.23714	0.00000
32	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	300.23917	2270.91700
32	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	373.57461	2333.10800
32	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	449.95903	2374.98700
32	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	526.34345	2396.55400
32	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	602.72787	2397.81000
32	ENVEQ MIN	0.00000	-871.25634	-300.24051	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.25000	-870.65755	-249.04036	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.50000	-888.86339	-212.08087	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.75000	-907.06923	-175.12137	0.00000
32	ENVEQ MIN	1.00000	-925.27507	-138.16188	0.00000
33	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	602.72537	2397.81000
33	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	679.10979	2378.75400
33	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	755.49421	2339.38600
33	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	833.98111	2279.70700
33	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	912.93803	2199.71600
33	ENVEQ MIN	0.00000	-906.59731	-138.16501	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.25000	-924.80315	-101.20551	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.50000	-943.00899	-64.24602	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.75000	-961.21483	-27.28653	0.00000
33	ENVEQ MIN	1.00000	-979.42067	0.00000	0.00000
34	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	912.93791	2199.71600
34	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	991.97156	2099.30600
34	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1071.00500	1979.15600
34	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1150.03900	1841.96200
34	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1229.07300	1684.41600
34	ENVEQ MIN	0.00000	-960.87651	0.00000	0.00000
34	ENVEQ MIN	0.25000	-979.10005	0.00000	-59.29872
34	ENVEQ MIN	0.50000	-997.32358	0.00000	-223.36777
34	ENVEQ MIN	0.75000	-1015.54700	0.00000	-396.96313
34	ENVEQ MIN	1.00000	-1033.77100	0.00000	-580.08481
35	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1229.07300	1684.41600
35	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1308.02900	1506.82400

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
35	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1386.98600	1308.98900
35	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1465.94300	1090.84100
35	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1544.90000	948.00936
35	ENVEQ MIN	0.00000	-1015.36800	0.00000	-580.08481
35	ENVEQ MIN	0.25000	-1033.57400	0.00000	-772.54054
35	ENVEQ MIN	0.50000	-1051.78000	0.00000	-974.50411
35	ENVEQ MIN	0.75000	-1069.98500	0.00000	-1185.97500
35	ENVEQ MIN	1.00000	-1088.19100	0.00000	-1509.97200
36	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1544.90000	948.00936
36	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1599.22600	891.68502
36	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1653.55200	830.85959
36	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1707.87800	765.53307
36	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1762.20400	695.70547
36	ENVEQ MIN	0.00000	-1069.93800	0.00000	-1509.97200
36	ENVEQ MIN	0.25000	-1082.46400	0.00000	-1783.59700
36	ENVEQ MIN	0.50000	-1094.99100	0.00000	-2066.52500
36	ENVEQ MIN	0.75000	-1107.51700	0.00000	-2358.75600
36	ENVEQ MIN	1.00000	-1120.04300	0.00000	-2661.95000
37	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1762.20400	695.70547
37	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1786.93200	662.56141
37	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1811.85200	628.48047
37	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1836.96600	593.45104
37	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1862.27300	557.46149
37	ENVEQ MIN	0.00000	-1120.04300	0.00000	-2661.95000
37	ENVEQ MIN	0.25000	-1125.72300	0.00000	-2804.35700
37	ENVEQ MIN	0.50000	-1131.40200	0.00000	-2948.75600
37	ENVEQ MIN	0.75000	-1137.08100	0.00000	-3095.16300
37	ENVEQ MIN	1.00000	-1142.76100	0.00000	-3243.59300
38	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1862.27300	557.46149
38	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1876.46800	536.97127
38	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1890.72400	516.17686
38	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1905.04000	495.07626
38	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1919.41600	473.66743
38	ENVEQ MIN	0.00000	-1124.66000	0.00000	-3243.59300
38	ENVEQ MIN	0.25000	-1127.82700	0.00000	-3327.24700
38	ENVEQ MIN	0.50000	-1130.99400	0.00000	-3411.53700
38	ENVEQ MIN	0.75000	-1134.16100	0.00000	-3496.46700
38	ENVEQ MIN	1.00000	-1137.32800	0.00000	-3582.03800
39	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1919.41600	473.66743
39	ENVEQ MAX	0.08824	0.00000	1943.56100	437.09158
39	ENVEQ MAX	0.17647	0.00000	1967.70600	399.64430
39	ENVEQ MAX	0.26471	0.00000	1991.85000	361.32558
39	ENVEQ MAX	0.35294	0.00000	2015.99500	322.13543
39	ENVEQ MIN	0.00000	-1137.32700	0.00000	-3582.03800
39	ENVEQ MIN	0.08824	-1142.63500	0.00000	-3726.89900
39	ENVEQ MIN	0.17647	-1147.94300	0.00000	-3873.57100
39	ENVEQ MIN	0.26471	-1153.25100	0.00000	-4022.05400
39	ENVEQ MIN	0.35294	-1158.55900	0.00000	-4172.34700
40	ENVEQ MAX	0.56250	0.00000	0.00000	117.68779
40	ENVEQ MAX	0.67188	0.00000	0.00000	135.86493
40	ENVEQ MAX	0.78125	0.00000	0.00000	153.07156
40	ENVEQ MAX	0.89063	0.00000	0.00000	169.32824
40	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	184.65553
40	ENVEQ MIN	0.56250	-2204.98400	-1151.33100	-4824.80100
40	ENVEQ MIN	0.67188	-2207.30300	-1162.10200	-4724.14400
40	ENVEQ MIN	0.78125	-2209.62300	-1172.63900	-4622.53600
40	ENVEQ MIN	0.89063	-2211.94300	-1182.94000	-4519.99700
40	ENVEQ MIN	1.00000	-2214.26200	-1193.00700	-4416.55700
41	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	184.65553
41	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	198.47864
41	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	211.02235
41	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	221.84986
41	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	230.52432
41	ENVEQ MIN	0.00000	-2214.26200	-1193.00700	-4416.55700
41	ENVEQ MIN	0.25000	-2216.38900	-1205.17900	-4316.04200
41	ENVEQ MIN	0.50000	-2218.30400	-1222.53500	-4214.26600
41	ENVEQ MIN	0.75000	-2220.00500	-1245.07700	-4110.79200
41	ENVEQ MIN	1.00000	-2221.49400	-1272.80400	-4005.18200
42	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	230.52432
42	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	233.82562
42	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	236.52843
42	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	238.64013
42	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	240.16812
42	ENVEQ MIN	0.00000	-2144.79100	-964.47389	-4005.18200
42	ENVEQ MIN	0.25000	-2145.43500	-979.04781	-3965.77800
42	ENVEQ MIN	0.50000	-2146.02900	-993.44035	-3925.77900
42	ENVEQ MIN	0.75000	-2146.57300	-1007.65100	-3885.19300
42	ENVEQ MIN	1.00000	-2147.06700	-1021.68100	-3844.02800
43	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	240.16812
43	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	50.84129	237.55957
43	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	125.43327	216.00939
43	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	193.47117	177.11184
43	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	254.95501	122.46122
43	ENVEQ MIN	0.00000	-2147.06700	-1021.68100	-3844.02800
43	ENVEQ MIN	0.25000	-2149.86600	-1101.61100	-3586.65700
43	ENVEQ MIN	0.50000	-2152.66600	-1174.98700	-3310.49200
43	ENVEQ MIN	0.75000	-2155.46600	-1241.80800	-3017.12700
43	ENVEQ MIN	1.00000	-2158.26600	-1302.07600	-2708.15700
44	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	254.95501	122.46122
44	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	318.37865	40.77294
44	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	372.61433	0.00000
44	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	417.66206	0.00000
44	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	453.52183	0.00000
44	ENVEQ MIN	0.00000	-2083.31400	-1020.82900	-2708.15700
44	ENVEQ MIN	0.25000	-2086.58600	-1082.83200	-2409.47400
44	ENVEQ MIN	0.50000	-2089.85700	-1135.64600	-2094.27100
44	ENVEQ MIN	0.75000	-2093.12900	-1179.27700	-1765.15900
44	ENVEQ MIN	1.00000	-2096.40100	-1214.42600	-1424.75000
45	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	453.52183	0.00000
45	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	483.68587	0.00000
45	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	511.64641	0.00000
45	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	537.40344	183.42919
45	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	560.95696	431.07838
45	ENVEQ MIN	0.00000	-2023.16200	-991.57627	-1424.75000
45	ENVEQ MIN	0.25000	-2026.43400	-1021.03000	-1392.85500
45	ENVEQ MIN	0.50000	-2029.70600	-1048.28000	-1466.81300
45	ENVEQ MIN	0.75000	-2032.97800	-1073.32600	-1548.60800
45	ENVEQ MIN	1.00000	-2036.24900	-1096.16900	-1637.61300
46	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	561.13192	431.07838
46	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	582.21693	513.58700
46	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	600.60792	601.70121
46	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	616.30488	694.65590
46	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	629.30782	791.68599
46	ENVEQ MIN	0.00000	-1695.03900	-390.96506	-1637.61300
46	ENVEQ MIN	0.25000	-1698.86000	-411.34007	-1733.09200
46	ENVEQ MIN	0.50000	-1724.56000	-429.02106	-1834.37900
46	ENVEQ MIN	0.75000	-1750.25900	-444.59074	-1940.70700
46	ENVEQ MIN	1.00000	-1775.95800	-457.59368	-2051.31200
47	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	629.46334	791.68599
47	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	632.79953	795.40586
47	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	635.89250	799.39656
47	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	638.74227	803.63759
47	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	641.34883	808.10848
47	ENVEQ MIN	0.00000	-1552.17000	-110.96290	-2051.31200
47	ENVEQ MIN	0.25000	-1559.79400	-114.29909	-2084.83400
47	ENVEQ MIN	0.50000	-1567.41700	-117.39206	-2119.57900
47	ENVEQ MIN	0.75000	-1575.04100	-120.24183	-2155.12600
47	ENVEQ MIN	1.00000	-1582.66500	-122.84839	-2190.94400
48	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	641.34820	808.10848
48	ENVEQ MAX	0.13281	0.00000	644.28999	814.04282
48	ENVEQ MAX	0.26563	0.00000	646.84769	820.26932
48	ENVEQ MAX	0.39844	0.00000	649.02130	826.74718
48	ENVEQ MAX	0.53125	0.00000	650.81080	833.43557
48	ENVEQ MIN	0.00000	-1582.66500	-122.58301	-2190.94400
48	ENVEQ MIN	0.13281	-1592.28000	-125.52480	-2236.48300
48	ENVEQ MIN	0.26563	-1601.89400	-128.08250	-2282.37000
48	ENVEQ MIN	0.39844	-1611.50900	-130.25610	-2328.56600
48	ENVEQ MIN	0.53125	-1621.12300	-132.04561	-2375.02800

20. OUTPUT DATA (붕괴방지)

1) 계수하중

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

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVEQ MAX	0.52941	128.27242	0.00000	913.66461
1	ENVEQ MAX	0.64706	125.41022	0.00000	949.91712
1	ENVEQ MAX	0.76471	122.54802	0.00000	986.52963
1	ENVEQ MAX	0.88235	119.68582	0.00000	1023.50200
1	ENVEQ MAX	1.00000	116.82362	0.00000	1060.83500
1	ENVEQ MIN	0.52941	-657.39302	-1301.23800	-2600.94400
1	ENVEQ MIN	0.64706	-654.53082	-1306.03800	-2471.28900
1	ENVEQ MIN	0.76471	-651.66862	-1310.83800	-2341.15300
1	ENVEQ MIN	0.88235	-648.80642	-1315.63800	-2210.53800
1	ENVEQ MIN	1.00000	-645.94422	-1320.43800	-2079.44200
2	ENVEQ MAX	0.00000	116.64790	0.00000	1060.83500
2	ENVEQ MAX	0.25000	115.36707	0.00000	1077.65800
2	ENVEQ MAX	0.50000	114.08623	0.00000	1094.55300
2	ENVEQ MAX	0.75000	112.80540	0.00000	1111.52000
2	ENVEQ MAX	1.00000	111.52457	0.00000	1128.55900
2	ENVEQ MIN	0.00000	-645.94408	-1320.43800	-2079.44200
2	ENVEQ MIN	0.25000	-644.66325	-1322.58600	-2020.62100
2	ENVEQ MIN	0.50000	-643.38241	-1324.73400	-1961.70400
2	ENVEQ MIN	0.75000	-642.10158	-1326.88200	-1902.69100
2	ENVEQ MIN	1.00000	-640.82074	-1329.03000	-1843.58200
3	ENVEQ MAX	0.00000	87.77232	0.00000	1128.55900
3	ENVEQ MAX	0.25000	80.40932	0.00000	1162.79100
3	ENVEQ MAX	0.50000	73.04631	0.00000	1221.37600
3	ENVEQ MAX	0.75000	65.68330	0.00000	1354.63200
3	ENVEQ MAX	1.00000	58.32029	0.00000	1491.06400
3	ENVEQ MIN	0.00000	-607.60822	-1011.61500	-1843.58200
3	ENVEQ MIN	0.25000	-600.24521	-1023.96300	-1610.96100
3	ENVEQ MIN	0.50000	-592.88220	-1036.31100	-1415.89500
3	ENVEQ MIN	0.75000	-585.51919	-1048.65900	-1241.03200
3	ENVEQ MIN	1.00000	-578.15618	-1061.00700	-1063.78700
4	ENVEQ MAX	0.00000	34.49367	23.58344	1491.06400
4	ENVEQ MAX	0.25000	27.13066	14.32244	1548.37700
4	ENVEQ MAX	0.50000	19.76765	5.06144	1611.44800
4	ENVEQ MAX	0.75000	12.40464	0.00000	1677.69500
4	ENVEQ MAX	1.00000	5.04163	0.00000	1747.11900
4	ENVEQ MIN	0.00000	-545.48037	-775.85982	-1063.78700
4	ENVEQ MIN	0.25000	-538.11736	-788.20782	-921.66725
4	ENVEQ MIN	0.50000	-530.75435	-800.55582	-777.16480
4	ENVEQ MIN	0.75000	-523.39134	-812.90382	-630.27997
4	ENVEQ MIN	1.00000	-516.02833	-825.25182	-481.01274
5	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	129.08587	1747.11900
5	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	119.81587	1755.58900
5	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	110.54587	1767.24200
5	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	101.27587	1782.07800
5	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	92.00587	1800.09600
5	ENVEQ MIN	0.00000	-483.83307	-581.17417	-481.01274
5	ENVEQ MIN	0.25000	-476.46291	-593.53417	-364.45033
5	ENVEQ MIN	0.50000	-469.09274	-605.89417	-245.50090
5	ENVEQ MIN	0.75000	-461.72258	-618.25417	-124.16444
5	ENVEQ MIN	1.00000	-454.35241	-630.61417	-0.44096
6	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	205.23253	1800.09600
6	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	195.97153	1770.84800
6	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	186.71053	1744.77700
6	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	177.44953	1721.88200
6	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	168.18853	1702.16400
6	ENVEQ MIN	0.00000	-422.58230	-425.87108	-0.44096
6	ENVEQ MIN	0.25000	-415.21929	-438.21908	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.50000	-407.85628	-450.56708	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.75000	-400.49327	-462.91508	0.00000
6	ENVEQ MIN	1.00000	-393.13026	-475.26308	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	267.70512	1702.16400
7	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	258.44412	1642.63900
7	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	249.18312	1586.29000
7	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	239.92212	1533.11800
7	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	230.66112	1483.12300
7	ENVEQ MIN	0.00000	-361.72943	-300.88514	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.25000	-354.36642	-313.23314	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.50000	-347.00341	-325.58114	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.75000	-339.64040	-337.92914	0.00000
7	ENVEQ MIN	1.00000	-332.27739	-350.27714	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	350.24731	1483.12300
8	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	337.89931	1533.12600
8	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	325.55131	1586.30500
8	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	313.20331	1642.66200
8	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	300.85531	1702.19400
8	ENVEQ MIN	0.00000	-332.27880	-230.67835	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.25000	-339.64181	-239.93935	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.50000	-347.00482	-249.20035	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.75000	-354.36783	-258.46135	0.00000
8	ENVEQ MIN	1.00000	-361.73084	-267.72235	0.00000
9	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	475.23336	1702.19400
9	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	462.88536	1721.91900
9	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	450.53736	1744.82000
9	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	438.18936	1770.89700
9	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	425.84136	1800.15200
9	ENVEQ MIN	0.00000	-393.13194	-168.20315	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.25000	-400.49495	-177.46415	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.50000	-407.85796	-186.72515	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.75000	-415.22097	-195.98615	0.00000
9	ENVEQ MIN	1.00000	-422.58398	-205.24715	-0.40242
10	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	630.58720	1800.15200
10	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	618.23920	1782.15400
10	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	605.89120	1767.33300
10	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	593.54320	1755.68900
10	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	581.19520	1747.22100
10	ENVEQ MIN	0.00000	-454.35437	-92.01667	-0.40242
10	ENVEQ MIN	0.25000	-461.71738	-101.27767	-124.00203
10	ENVEQ MIN	0.50000	-469.08039	-110.53867	-245.21923
10	ENVEQ MIN	0.75000	-476.44340	-119.79967	-364.05405
10	ENVEQ MIN	1.00000	-483.80641	-129.06067	-480.50647
11	ENVEQ MAX	0.00000	5.01273	825.23910	1747.22100
11	ENVEQ MAX	0.25000	12.38289	812.87910	1677.73700
11	ENVEQ MAX	0.50000	19.75306	800.51910	1611.43600
11	ENVEQ MAX	0.75000	27.12322	788.15910	1548.31800
11	ENVEQ MAX	1.00000	34.49339	775.79910	1490.96700
11	ENVEQ MIN	0.00000	-516.00151	0.00000	-480.50647
11	ENVEQ MIN	0.25000	-523.37168	0.00000	-629.91937
11	ENVEQ MIN	0.50000	-530.74184	-5.08490	-776.94525
11	ENVEQ MIN	0.75000	-538.11201	-14.35490	-921.58409
11	ENVEQ MIN	1.00000	-545.48217	-23.62490	-1063.83600
12	ENVEQ MAX	0.00000	58.31975	1060.95700	1490.96700
12	ENVEQ MAX	0.25000	65.68276	1048.60900	1354.54900
12	ENVEQ MAX	0.50000	73.04577	1036.26100	1221.30800
12	ENVEQ MAX	0.75000	80.40878	1023.91300	1162.76200
12	ENVEQ MAX	1.00000	87.77179	1011.56500	1128.53900
12	ENVEQ MIN	0.00000	-578.15830	0.00000	-1063.83600
12	ENVEQ MIN	0.25000	-585.52131	0.00000	-1241.07500
12	ENVEQ MIN	0.50000	-592.88432	0.00000	-1415.93100
12	ENVEQ MIN	0.75000	-600.24733	0.00000	-1611.00200
12	ENVEQ MIN	1.00000	-607.61033	0.00000	-1843.62300
13	ENVEQ MAX	0.00000	111.52360	1328.99100	1128.53900
13	ENVEQ MAX	0.25000	112.80444	1326.84300	1111.50100
13	ENVEQ MAX	0.50000	114.08527	1324.69500	1094.53500
13	ENVEQ MAX	0.75000	115.36611	1322.54700	1077.64100
13	ENVEQ MAX	1.00000	116.64694	1320.39900	1060.81900
13	ENVEQ MIN	0.00000	-640.82316	0.00000	-1843.62300
13	ENVEQ MIN	0.25000	-642.10400	0.00000	-1902.73100
13	ENVEQ MIN	0.50000	-643.38483	0.00000	-1961.74200
13	ENVEQ MIN	0.75000	-644.66567	0.00000	-2020.65700
13	ENVEQ MIN	1.00000	-645.94650	0.00000	-2079.47600
14	ENVEQ MAX	0.00000	116.82266	1320.39900	1060.81900
14	ENVEQ MAX	0.11765	119.68486	1315.59900	1023.48900
14	ENVEQ MAX	0.23529	122.54706	1310.79900	986.51907
14	ENVEQ MAX	0.35294	125.40926	1305.99900	949.90911
14	ENVEQ MAX	0.47059	128.27146	1301.19900	913.65915
14	ENVEQ MIN	0.00000	-645.94664	0.00000	-2079.47600
14	ENVEQ MIN	0.11765	-648.80884	0.00000	-2210.56800
14	ENVEQ MIN	0.23529	-651.67104	0.00000	-2341.18000
14	ENVEQ MIN	0.35294	-654.53324	0.00000	-2471.31100
14	ENVEQ MIN	0.47059	-657.39544	0.00000	-2600.96300
15	ENVEQ MAX	0.46875	0.00000	281.92507	678.41040
15	ENVEQ MAX	0.60156	0.00000	280.09937	657.05435
15	ENVEQ MAX	0.73438	0.00000	277.96815	635.90852
15	ENVEQ MAX	0.86719	0.00000	275.53142	615.00535
15	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	272.78918	594.37732
15	ENVEQ MIN	0.46875	-1681.31900	-666.22969	-2983.75300
15	ENVEQ MIN	0.60156	-1672.56000	-664.40398	-2929.05600
15	ENVEQ MIN	0.73438	-1663.80100	-662.27276	-2874.76800
15	ENVEQ MIN	0.86719	-1655.04200	-659.83603	-2821.90200
15	ENVEQ MIN	1.00000	-1646.28200	-657.09380	-2769.94400
16	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	273.32810	594.37732
16	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	270.93555	578.23759
16	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	268.34905	562.30759
16	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	265.56858	546.60368
16	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	262.59414	531.14220
16	ENVEQ MIN	0.00000	-1646.28200	-657.09401	-2769.94400
16	ENVEQ MIN	0.25000	-1639.33700	-654.70147	-2728.98300
16	ENVEQ MIN	0.50000	-1632.39100	-652.11497	-2688.25000
16	ENVEQ MIN	0.75000	-1625.44600	-649.33449	-2647.76000
16	ENVEQ MIN	1.00000	-1618.50000	-646.36006	-2607.53100
17	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	578.11110	531.14220
17	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	566.67921	397.98548
17	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	553.09056	268.38167
17	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	537.34513	142.94331

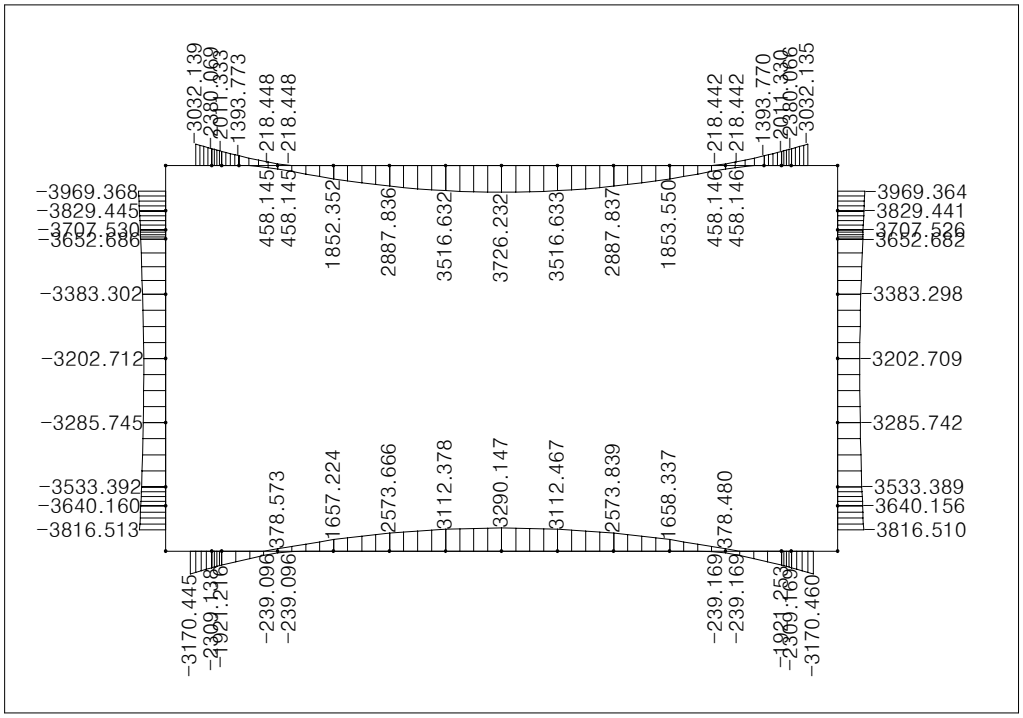
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	519.44295	22.28290
17	ENVEQ MIN	0.00000	-1855.52200	-646.31944	-2607.53100
17	ENVEQ MIN	0.25000	-1849.96700	-634.88756	-2474.05100
17	ENVEQ MIN	0.50000	-1844.41200	-621.29890	-2344.32500
17	ENVEQ MIN	0.75000	-1838.85700	-605.55348	-2218.96600
17	ENVEQ MIN	1.00000	-1833.30200	-587.65129	-2098.58700
18	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1027.26600	22.28290
18	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1007.38700	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	985.74537	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	962.34080	0.00000
18	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	937.17330	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.00000	-2126.90400	-587.61387	-2098.58700
18	ENVEQ MIN	0.25000	-2121.34400	-567.73513	-1983.68300
18	ENVEQ MIN	0.50000	-2115.78400	-546.09348	-1874.88200
18	ENVEQ MIN	0.75000	-2110.22400	-522.68890	-1772.68500
18	ENVEQ MIN	1.00000	-2104.66500	-497.52141	-2037.77800
19	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1080.21200	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1050.50100	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1014.40400	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	971.46138	0.00000
19	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	921.19276	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.00000	-2166.93000	-497.52141	-2037.77800
19	ENVEQ MIN	0.25000	-2161.37000	-467.80946	-2340.43500
19	ENVEQ MIN	0.50000	-2155.81000	-430.77155	-2633.80700
19	ENVEQ MIN	0.75000	-2150.25000	-386.40765	-2915.81200
19	ENVEQ MIN	1.00000	-2144.69000	-334.71779	-3184.36800
20	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1090.33500	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1041.56900	74.67595
20	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	987.57835	137.32370
20	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	928.36175	185.90673
20	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	863.91954	219.15389
20	ENVEQ MIN	0.00000	-2207.64600	-334.71779	-3184.36800
20	ENVEQ MIN	0.25000	-2202.88800	-284.73617	-3443.10400
20	ENVEQ MIN	0.50000	-2198.13000	-229.52895	-3689.19500
20	ENVEQ MIN	0.75000	-2193.37200	-169.09610	-3921.36900
20	ENVEQ MIN	1.00000	-2188.61400	-103.43763	-4138.35500
21	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	863.91962	219.15389
21	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	852.61441	223.13403
21	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	841.16531	226.64224
21	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	829.57232	229.67266
21	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	817.83545	232.21944
21	ENVEQ MIN	0.00000	-2188.61400	-103.43763	-4138.35500
21	ENVEQ MIN	0.25000	-2187.79200	-91.92867	-4173.13000
21	ENVEQ MIN	0.50000	-2186.92000	-80.27582	-4207.43700
21	ENVEQ MIN	0.75000	-2185.99900	-68.47908	-4241.27100
21	ENVEQ MIN	1.00000	-2185.02700	-56.53846	-4274.62500
22	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	999.50479	232.21944
22	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	977.15426	235.99191
22	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	958.93176	238.01974
22	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	944.83730	238.65074
22	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	934.87089	238.23268
22	ENVEQ MIN	0.00000	-2248.68100	-56.53846	-4274.62500
22	ENVEQ MIN	0.25000	-2246.51400	-33.76667	-4357.41200
22	ENVEQ MIN	0.50000	-2244.13400	-15.12293	-4438.47100
22	ENVEQ MIN	0.75000	-2241.54100	-0.60722	-4518.15300
22	ENVEQ MIN	1.00000	-2238.73600	0.00000	-4596.80400
23	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	934.87100	238.23268
23	ENVEQ MAX	0.10937	0.00000	926.56983	236.99320
23	ENVEQ MAX	0.21875	0.00000	918.08078	234.98087
23	ENVEQ MAX	0.32812	0.00000	909.40385	232.17925
23	ENVEQ MAX	0.43750	0.00000	900.53905	228.57189
23	ENVEQ MIN	0.00000	-2238.73600	0.00000	-4596.80400
23	ENVEQ MIN	0.10937	-2235.71200	0.00000	-4677.70300
23	ENVEQ MIN	0.21875	-2232.68800	0.00000	-4757.84900
23	ENVEQ MIN	0.32812	-2229.66400	0.00000	-4837.22500
23	ENVEQ MIN	0.43750	-2226.64000	0.00000	-4915.81400
24	ENVEQ MAX	0.64706	0.00000	0.00000	501.20815
24	ENVEQ MAX	0.73529	0.00000	0.00000	539.10351
24	ENVEQ MAX	0.82353	0.00000	0.00000	576.12744
24	ENVEQ MAX	0.91176	0.00000	0.00000	612.27993
24	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	647.56099
24	ENVEQ MIN	0.64706	-881.74731	-2034.02800	-4142.89100
24	ENVEQ MIN	0.73529	-877.21498	-2009.88400	-3991.24400
24	ENVEQ MIN	0.82353	-872.68266	-1985.73900	-3841.40800
24	ENVEQ MIN	0.91176	-868.15033	-1961.59500	-3693.38300
24	ENVEQ MIN	1.00000	-863.61801	-1937.45000	-3547.16900
25	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	647.56099
25	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	668.19726
25	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	688.52531
25	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	708.54715
25	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	728.26481
25	ENVEQ MIN	0.00000	-863.61811	-1937.45000	-3547.16900
25	ENVEQ MIN	0.25000	-860.91383	-1923.07400	-3460.79000
25	ENVEQ MIN	0.50000	-858.20954	-1908.75800	-3375.05300
25	ENVEQ MIN	0.75000	-855.50525	-1894.50200	-3289.95600
25	ENVEQ MIN	1.00000	-852.80096	-1880.30700	-3205.49500
26	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	728.26481
26	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	762.86894
26	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	796.51294
26	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	829.20845
26	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	860.96709
26	ENVEQ MIN	0.00000	-863.59735	-1880.30700	-3205.49500
26	ENVEQ MIN	0.25000	-858.74776	-1855.00000	-3055.61700
26	ENVEQ MIN	0.50000	-853.89817	-1829.88600	-2907.76200
26	ENVEQ MIN	0.75000	-849.04858	-1804.96600	-2762.55100
26	ENVEQ MIN	1.00000	-844.19900	-1780.23800	-2621.26200
27	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	860.96709
27	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	927.73898
27	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	990.00979
27	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	1047.78000
27	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	1105.77400
27	ENVEQ MIN	0.00000	-844.19908	-1780.23800	-2621.26200
27	ENVEQ MIN	0.25000	-833.50279	-1725.91200	-2316.39900
27	ENVEQ MIN	0.50000	-822.80651	-1671.58600	-2020.83900
27	ENVEQ MIN	0.75000	-812.11022	-1617.26000	-1734.58100
27	ENVEQ MIN	1.00000	-801.41393	-1562.93400	-1457.62600
28	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	1105.77400
28	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	1293.40600
28	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	1506.89200
28	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	1700.02600
28	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	1872.80900
28	ENVEQ MIN	0.00000	-812.25517	-1562.93400	-1457.62600
28	ENVEQ MIN	0.25000	-796.69419	-1483.90100	-1170.35600
28	ENVEQ MIN	0.50000	-781.13320	-1404.86700	-954.24705
28	ENVEQ MIN	0.75000	-765.57222	-1325.83300	-747.66442
28	ENVEQ MIN	1.00000	-750.01124	-1246.80000	-550.60810
29	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	1872.80900
29	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	2025.10300
29	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	2157.08500
29	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	2272.30900
29	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	7.58387	2367.96800
29	ENVEQ MIN	0.00000	-760.89577	-1246.80000	-550.60810
29	ENVEQ MIN	0.25000	-745.34990	-1167.84300	-363.25547
29	ENVEQ MIN	0.50000	-729.80402	-1088.88600	-185.41067
29	ENVEQ MIN	0.75000	-714.25815	-1009.92900	-17.07370
29	ENVEQ MIN	1.00000	-698.71227	-930.97216	0.00000
30	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	7.58350	2367.96800
30	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	44.54299	2443.31500
30	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	81.50248	2498.35000
30	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	118.46198	2533.07400
30	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	155.42147	2547.48600
30	ENVEQ MIN	0.00000	-709.63720	-930.97243	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.25000	-694.09132	-852.01551	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.50000	-678.54545	-774.30153	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.75000	-662.99957	-697.91711	0.00000
30	ENVEQ MIN	1.00000	-647.45370	-621.53269	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	155.42107	2547.48600
31	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	192.38056	2541.58600
31	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	229.34005	2515.37500
31	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	266.67749	2468.85200
31	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	318.52931	2402.01700
31	ENVEQ MIN	0.00000	-658.41618	-621.53324	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.25000	-642.87030	-545.14882	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.50000	-627.32443	-468.76440	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.75000	-611.77855	-392.37998	0.00000
31	ENVEQ MIN	1.00000	-607.22696	-318.52630	0.00000
32	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	318.52892	2402.01700
32	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	392.38365	2468.85000
32	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	468.76807	2515.37200
32	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	545.15249	2541.58200
32	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	621.53691	2547.48100
32	ENVEQ MIN	0.00000	-607.22987	-318.52669	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.25000	-611.77580	-266.67487	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.50000	-627.32168	-229.33815	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.75000	-642.86755	-192.37865	0.00000
32	ENVEQ MIN	1.00000	-658.41343	-155.41916	0.00000
33	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	621.53636	2547.48100
33	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	697.92078	2533.06800
33	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	774.30520	2498.34300
33	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	852.01923	2443.30700
33	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	930.97615	2367.95900
33	ENVEQ MIN	0.00000	-647.45111	-155.41956	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.25000	-662.99698	-118.46007	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.50000	-678.54286	-81.50058	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.75000	-694.08873	-44.54108	0.00000
33	ENVEQ MIN	1.00000	-709.63461	-7.58159	0.00000
34	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	930.97588	2367.95900
34	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1010.01000	2272.19600
34	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1089.04300	2156.83700
34	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1168.07700	2024.67700
34	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1247.11000	1872.16500
34	ENVEQ MIN	0.00000	-698.70984	-7.58196	0.00000
34	ENVEQ MIN	0.25000	-714.27082	0.00000	-17.23631
34	ENVEQ MIN	0.50000	-729.83180	0.00000	-185.75124
34	ENVEQ MIN	0.75000	-745.39279	0.00000	-363.79249
34	ENVEQ MIN	1.00000	-760.95377	0.00000	-551.36005
35	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1247.11000	1872.16500
35	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1326.06700	1699.48000

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
35	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1405.02400	1506.48300
35	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1483.98100	1293.17400
35	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1562.93800	1105.76200
35	ENVEQ MIN	0.00000	-750.06943	0.00000	-551.36005
35	ENVEQ MIN	0.25000	-765.61531	0.00000	-748.25788
35	ENVEQ MIN	0.50000	-781.16118	0.00000	-954.66354
35	ENVEQ MIN	0.75000	-796.70706	0.00000	-1170.57700
35	ENVEQ MIN	1.00000	-812.25293	0.00000	-1457.64000
36	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1562.93800	1105.76200
36	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1617.26400	1047.77100
36	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1671.59000	990.00046
36	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1725.91600	927.72932
36	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1780.24200	860.95709
36	ENVEQ MIN	0.00000	-801.41185	0.00000	-1457.64000
36	ENVEQ MIN	0.25000	-812.10814	0.00000	-1734.59600
36	ENVEQ MIN	0.50000	-822.80443	0.00000	-2020.85400
36	ENVEQ MIN	0.75000	-833.50072	0.00000	-2316.41500
36	ENVEQ MIN	1.00000	-844.19700	0.00000	-2621.27800
37	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1780.24200	860.95709
37	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1804.96900	829.19830
37	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1829.89000	796.50264
37	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1855.00400	762.85848
37	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1880.31000	728.25420
37	ENVEQ MIN	0.00000	-844.19692	0.00000	-2621.27800
37	ENVEQ MIN	0.25000	-849.04651	0.00000	-2762.56800
37	ENVEQ MIN	0.50000	-853.89609	0.00000	-2907.78000
37	ENVEQ MIN	0.75000	-858.74568	0.00000	-3055.63500
37	ENVEQ MIN	1.00000	-863.59527	0.00000	-3205.51300
38	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1880.31000	728.25420
38	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1894.50600	708.53645
38	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1908.76200	688.51452
38	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1923.07800	668.18639
38	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1937.45400	647.55003
38	ENVEQ MIN	0.00000	-852.79904	0.00000	-3205.51300
38	ENVEQ MIN	0.25000	-855.50333	0.00000	-3289.97400
38	ENVEQ MIN	0.50000	-858.20762	0.00000	-3375.07200
38	ENVEQ MIN	0.75000	-860.91191	0.00000	-3460.80900
38	ENVEQ MIN	1.00000	-863.61619	0.00000	-3547.18800
39	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1937.45400	647.55003
39	ENVEQ MAX	0.08824	0.00000	1961.59900	612.26883
39	ENVEQ MAX	0.17647	0.00000	1985.74300	576.11620
39	ENVEQ MAX	0.26471	0.00000	2009.88800	539.09213
39	ENVEQ MAX	0.35294	0.00000	2034.03200	501.19663
39	ENVEQ MIN	0.00000	-863.61609	0.00000	-3547.18800
39	ENVEQ MIN	0.08824	-868.14841	0.00000	-3693.40200
39	ENVEQ MIN	0.17647	-872.68074	0.00000	-3841.42800
39	ENVEQ MIN	0.26471	-877.21306	0.00000	-3991.26400
39	ENVEQ MIN	0.35294	-881.74539	0.00000	-4142.91100
40	ENVEQ MAX	0.56250	0.00000	0.00000	228.56040
40	ENVEQ MAX	0.67188	0.00000	0.00000	232.16797
40	ENVEQ MAX	0.78125	0.00000	0.00000	234.96981
40	ENVEQ MAX	0.89063	0.00000	0.00000	236.98236
40	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	238.22205
40	ENVEQ MIN	0.56250	-2226.64400	-900.53806	-4915.83600
40	ENVEQ MIN	0.67188	-2229.66800	-909.40286	-4837.24700
40	ENVEQ MIN	0.78125	-2232.69200	-918.07978	-4757.87100
40	ENVEQ MIN	0.89063	-2235.71600	-926.56883	-4677.72500
40	ENVEQ MIN	1.00000	-2238.74000	-934.87001	-4596.82700
41	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	238.22205
41	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.60480	238.64031
41	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	15.12050	238.00952
41	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	33.76425	235.98188
41	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	56.53603	232.20962
41	ENVEQ MIN	0.00000	-2238.74000	-934.86989	-4596.82700
41	ENVEQ MIN	0.25000	-2241.54500	-944.83631	-4518.17600
41	ENVEQ MIN	0.50000	-2244.13800	-958.93077	-4438.49400
41	ENVEQ MIN	0.75000	-2246.51800	-977.15326	-4357.43500
41	ENVEQ MIN	1.00000	-2248.68500	-999.50380	-4274.64800
42	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	56.53603	232.20962
42	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	68.47666	229.66294
42	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	80.27340	226.63261
42	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	91.92625	223.12450
42	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	103.43521	219.14447
42	ENVEQ MIN	0.00000	-2185.03200	-817.83637	-4274.64800
42	ENVEQ MIN	0.25000	-2186.00400	-829.57324	-4241.29400
42	ENVEQ MIN	0.50000	-2186.92600	-841.16623	-4207.46000
42	ENVEQ MIN	0.75000	-2187.79800	-852.61533	-4173.15300
42	ENVEQ MIN	1.00000	-2188.62000	-863.92054	-4138.37800
43	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	103.43521	219.14447
43	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	169.09368	185.89789
43	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	229.52652	137.31545
43	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	284.73375	74.66829
43	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	334.71536	0.00000
43	ENVEQ MIN	0.00000	-2188.62000	-863.92046	-4138.37800
43	ENVEQ MIN	0.25000	-2193.37800	-928.36267	-3921.39100
43	ENVEQ MIN	0.50000	-2198.13600	-987.57927	-3689.21700
43	ENVEQ MIN	0.75000	-2202.89400	-1041.57000	-3443.12600
43	ENVEQ MIN	1.00000	-2207.65200	-1090.33600	-3184.39000
44	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	334.71536	0.00000
44	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	386.40523	0.00000
44	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	430.76912	0.00000
44	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	467.80704	0.00000
44	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	497.51898	0.00000
44	ENVEQ MIN	0.00000	-2144.69700	-921.19495	-3184.39000
44	ENVEQ MIN	0.25000	-2150.25700	-971.46357	-2915.83400
44	ENVEQ MIN	0.50000	-2155.81700	-1014.40600	-2633.82800
44	ENVEQ MIN	0.75000	-2161.37700	-1050.50300	-2340.45500
44	ENVEQ MIN	1.00000	-2166.93700	-1080.21500	-2037.79700
45	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	497.51898	0.00000
45	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	522.68648	0.00000
45	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	546.09105	0.00000
45	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	567.73271	0.00000
45	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	587.61145	22.27321
45	ENVEQ MIN	0.00000	-2104.67300	-937.17614	-2037.79700
45	ENVEQ MIN	0.25000	-2110.23300	-962.34364	-1772.69500
45	ENVEQ MIN	0.50000	-2115.79300	-985.74822	-1874.89100
45	ENVEQ MIN	0.75000	-2121.35300	-1007.39000	-1983.69100
45	ENVEQ MIN	1.00000	-2126.91300	-1027.26900	-2098.59400
46	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	587.64887	22.27321
46	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	605.55106	142.93412
46	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	621.29648	268.37300
46	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	634.88513	397.97732
46	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	646.31702	531.13455
46	ENVEQ MIN	0.00000	-1833.31900	-519.44704	-2098.59400
46	ENVEQ MIN	0.25000	-1838.87400	-537.34923	-2218.97200
46	ENVEQ MIN	0.50000	-1844.42900	-553.09465	-2344.33000
46	ENVEQ MIN	0.75000	-1849.98400	-566.68330	-2474.05400
46	ENVEQ MIN	1.00000	-1855.53900	-578.11519	-2607.53400
47	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	646.35764	531.13455
47	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	649.33207	546.59616
47	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	652.11254	562.30019
47	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	654.69905	578.23031
47	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	657.09159	594.37016
47	ENVEQ MIN	0.00000	-1618.52200	-262.59754	-2607.53400
47	ENVEQ MIN	0.25000	-1625.46700	-265.57197	-2647.76300
47	ENVEQ MIN	0.50000	-1632.41300	-268.35244	-2688.25200
47	ENVEQ MIN	0.75000	-1639.35800	-270.93895	-2728.98500
47	ENVEQ MIN	1.00000	-1646.30400	-273.33149	-2769.94600
48	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	657.09137	594.37016
48	ENVEQ MAX	0.13281	0.00000	659.83361	614.99835
48	ENVEQ MAX	0.26563	0.00000	662.27034	635.90167
48	ENVEQ MAX	0.39844	0.00000	664.40156	657.04765
48	ENVEQ MAX	0.53125	0.00000	666.22727	678.40386
48	ENVEQ MIN	0.00000	-1646.30400	-272.79257	-2769.94600
48	ENVEQ MIN	0.13281	-1655.06300	-275.53480	-2821.90300
48	ENVEQ MIN	0.26563	-1663.82300	-277.97153	-2874.76900
48	ENVEQ MIN	0.39844	-1672.58200	-280.10275	-2929.05600
48	ENVEQ MIN	0.53125	-1681.34100	-281.92846	-2983.75300

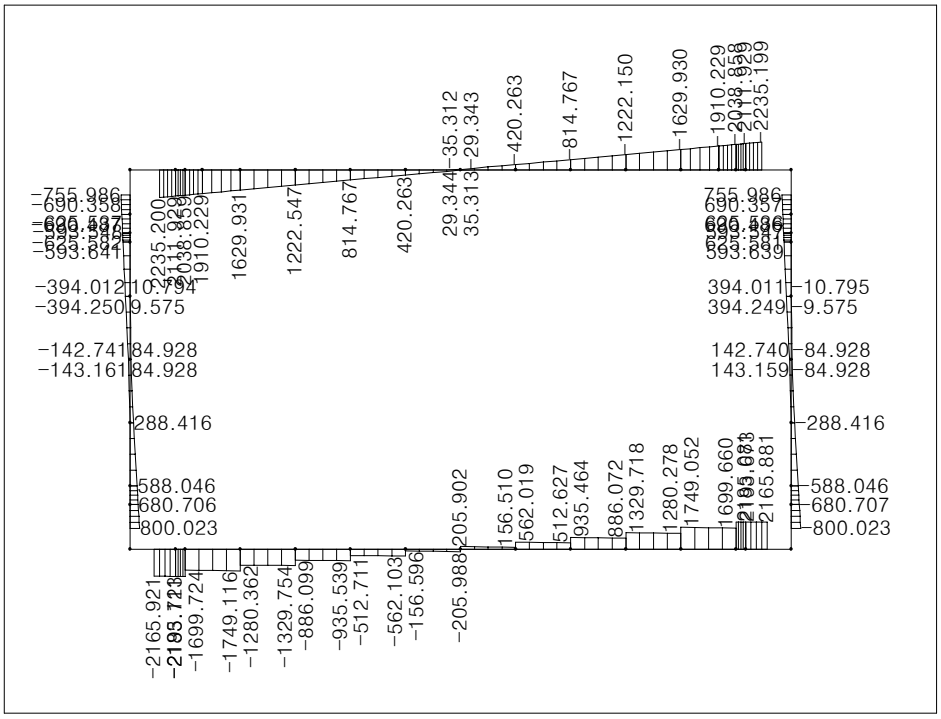
21. 단면력정리

21.1 상시

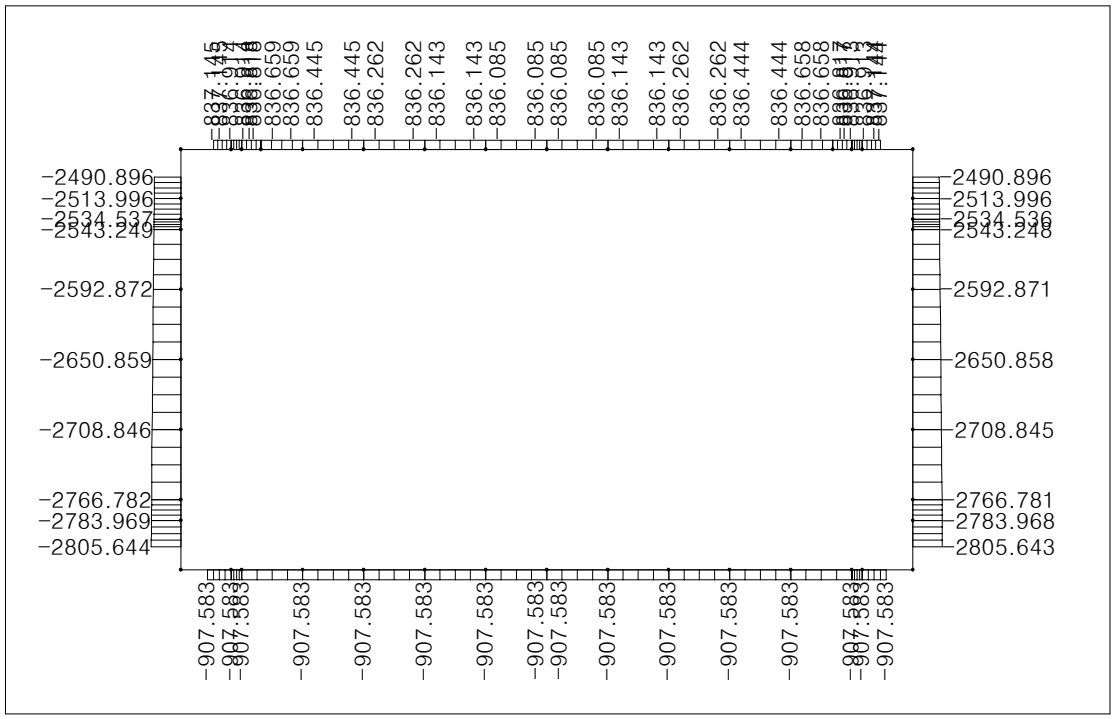
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



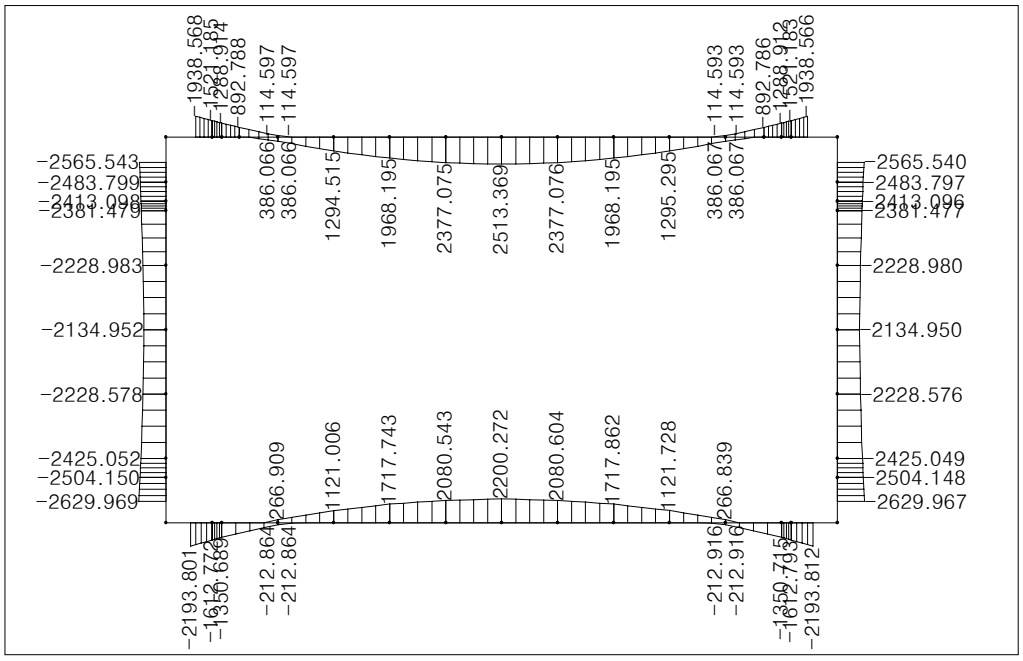
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

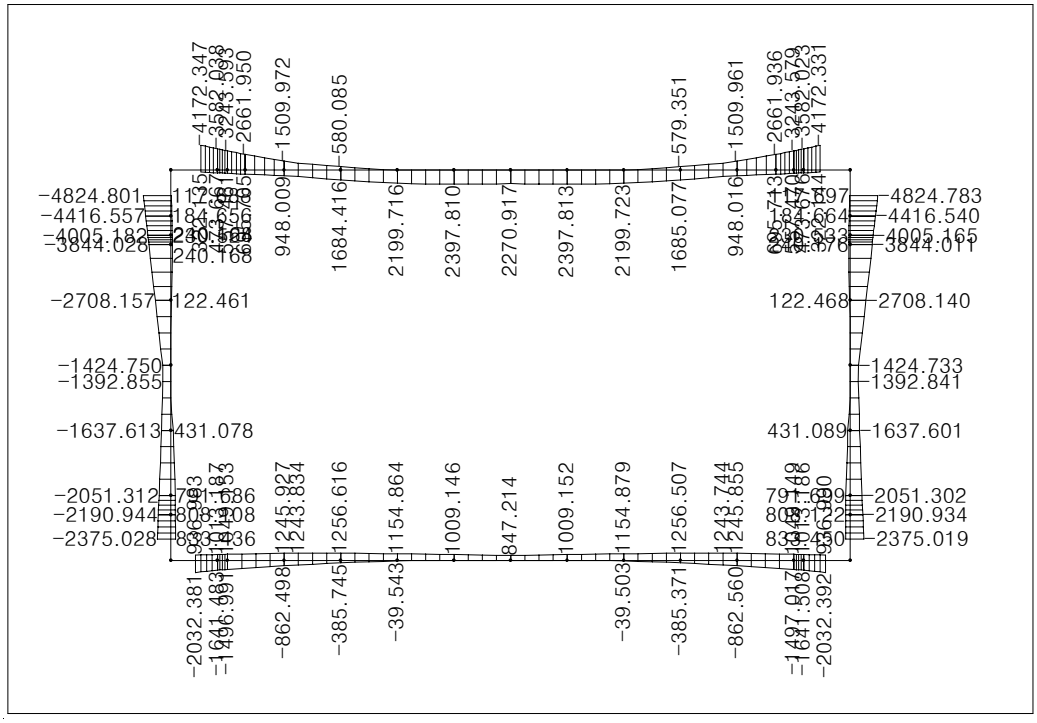


5) 단면력 정리

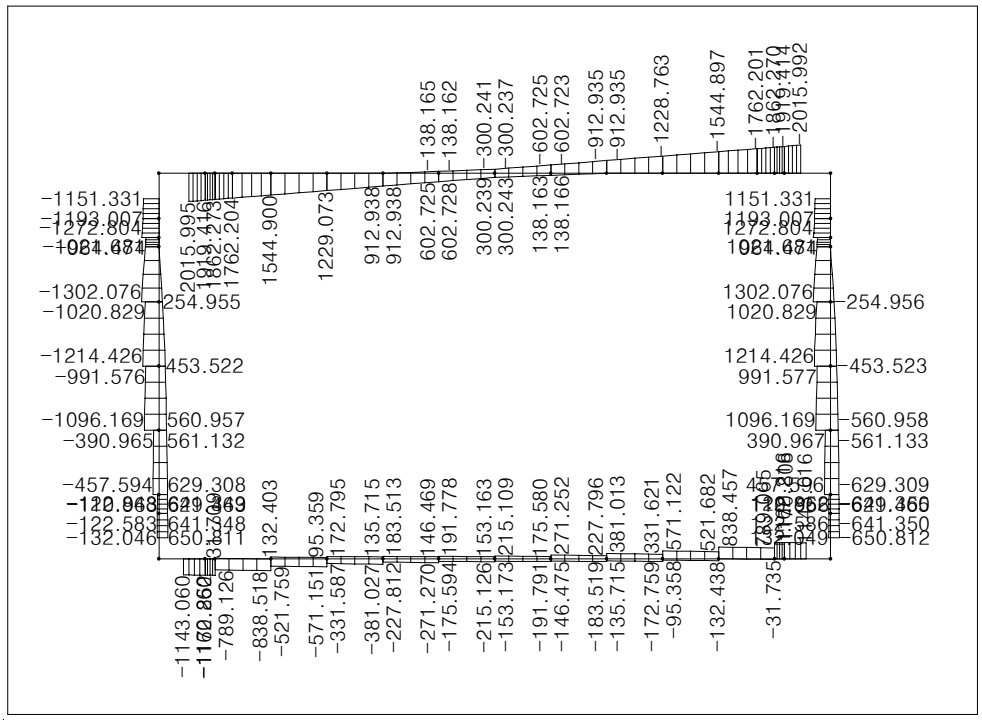
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	2380.07	1514.48	836.91	1521.19	1000.00	1766.67	
		중앙부	2	3726.23	35.31	836.09	2513.37	1000.00	1600.00	
		우측	3	2380.07	1514.36	836.91	1521.18	1000.00	1766.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	2309.14	1294.36	907.58	1612.77	1000.00	1600.00	
		측구부	5	672.80	2165.92	907.58	476.46	1000.00	1600.00	
		중앙부	6	3290.15	205.99	907.58	2200.27	1000.00	1600.00	
		우측	7	2309.17	1294.29	907.58	1612.79	1000.00	1600.00	
좌측 벽체	1 층	상부	8	3829.45	367.04	2514.00	2483.80	1000.00	1866.67	
		중앙부	9	0.00	511.30	2752.30	0.00	1000.00	1700.00	
		하부	10	3640.16	256.37	2783.97	2504.15	1000.00	1700.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	3829.44	367.04	2514.00	2483.80	1000.00	1855.33	
		중앙부	12	0.00	511.30	2752.30	0.00	1000.00	1700.00	
		하부	13	3640.16	256.37	2783.97	2504.15	1000.00	1700.00	

21.2 지진시(기능수행)

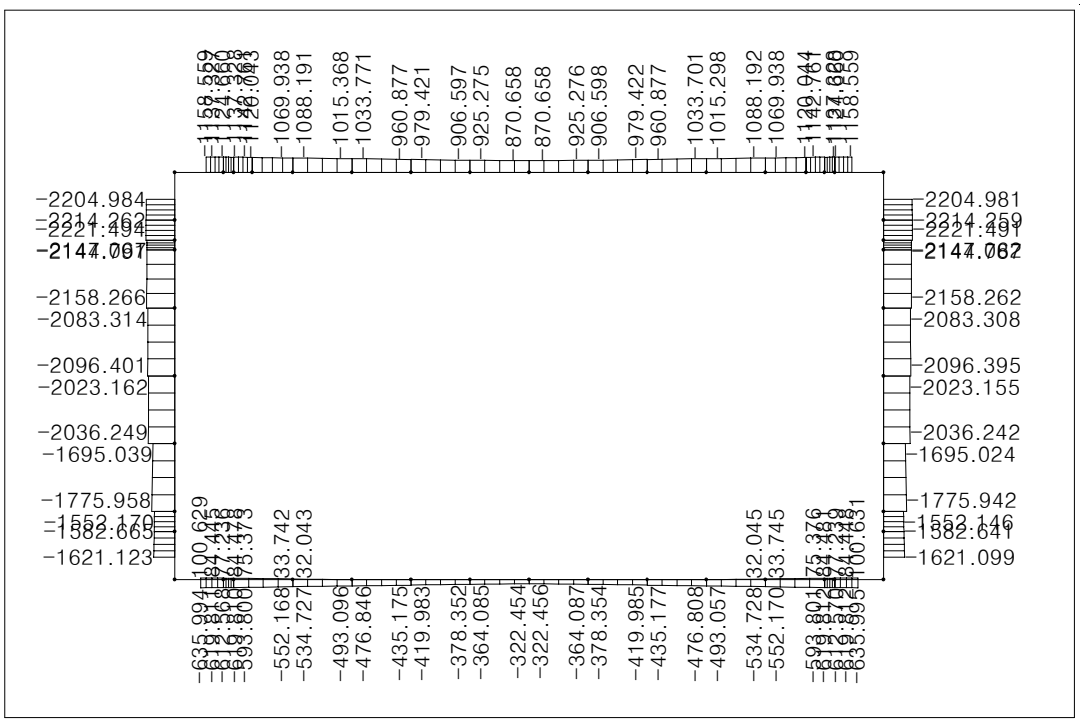
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

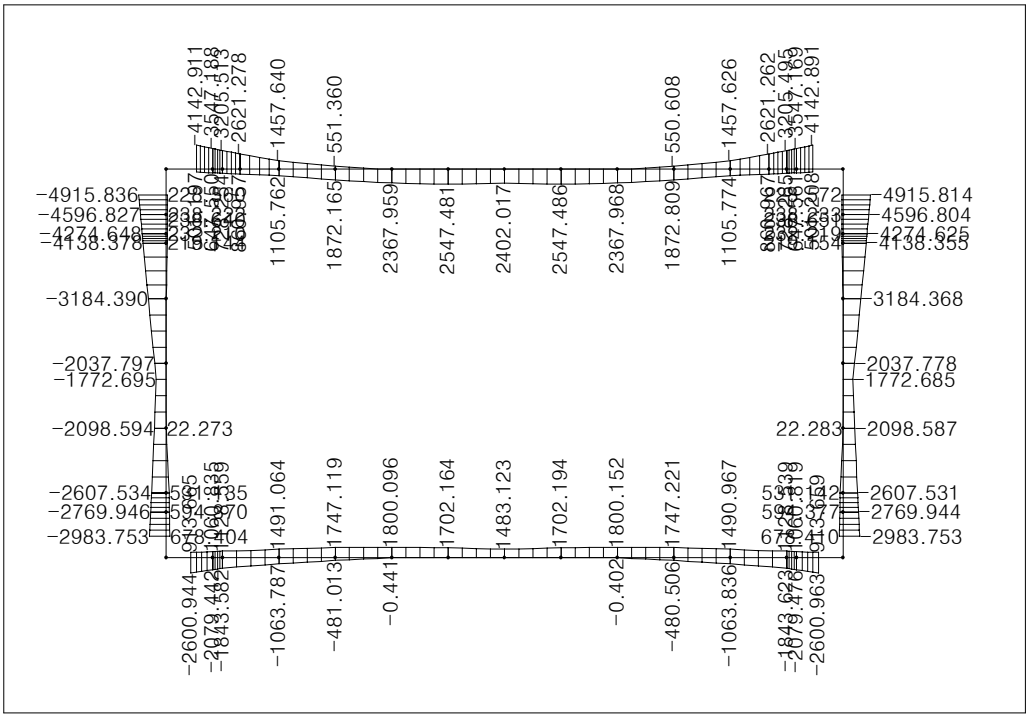


4) 단면력 정리

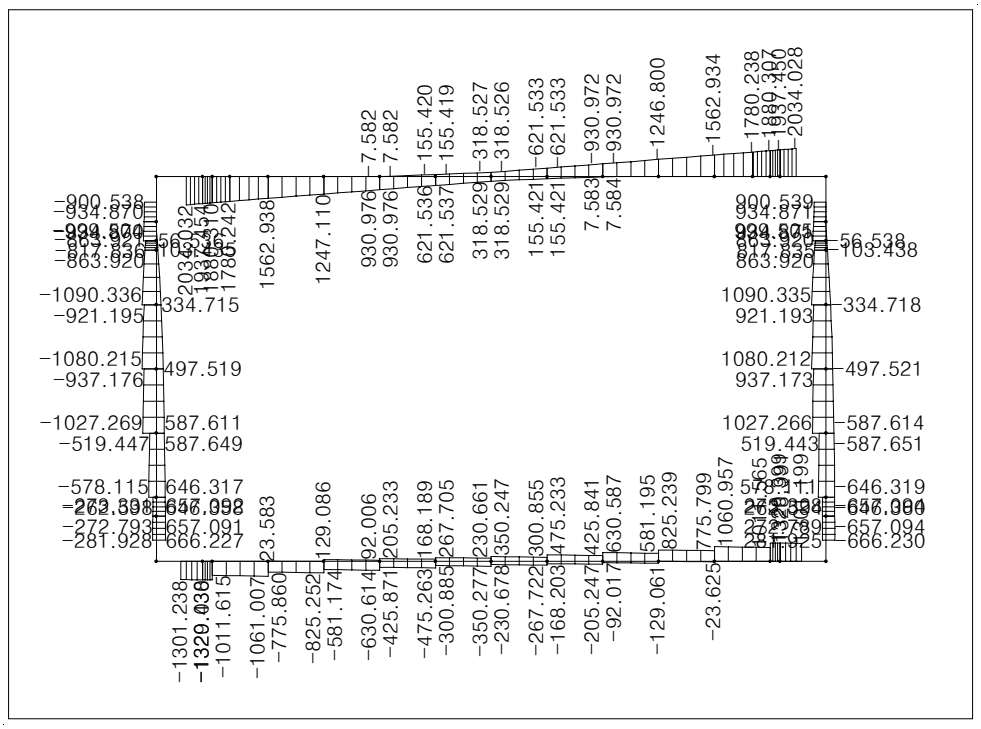
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	3582.04	1455.39	1137.33	1000.00	1766.67	
		중앙부	2	2270.92	300.24	871.26	1000.00	1600.00	
		우측	3	3582.02	1455.30	1137.33	1000.00	1766.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1641.48	535.76	619.81	1000.00	1600.00	
		측구부	5	1243.83	1143.06	635.99	1000.00	1600.00	
		중앙부	6	847.21	215.13	322.45	1000.00	1600.00	
		우측	7	1641.51	535.69	619.81	1000.00	1600.00	
좌측 벽체	1 층	상부	8	4416.56	1048.47	2214.26	1000.00	1866.67	
		중앙부	9	694.66	616.31	1750.26	1000.00	1700.00	
		하부	10	2190.94	1085.99	1582.67	1000.00	1700.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	4416.54	1048.47	2214.26	1000.00	1855.33	
		중앙부	12	694.67	616.31	1750.24	1000.00	1700.00	
		하부	13	2190.93	1085.99	1582.64	1000.00	1700.00	

21.3 지진시(붕괴방지)

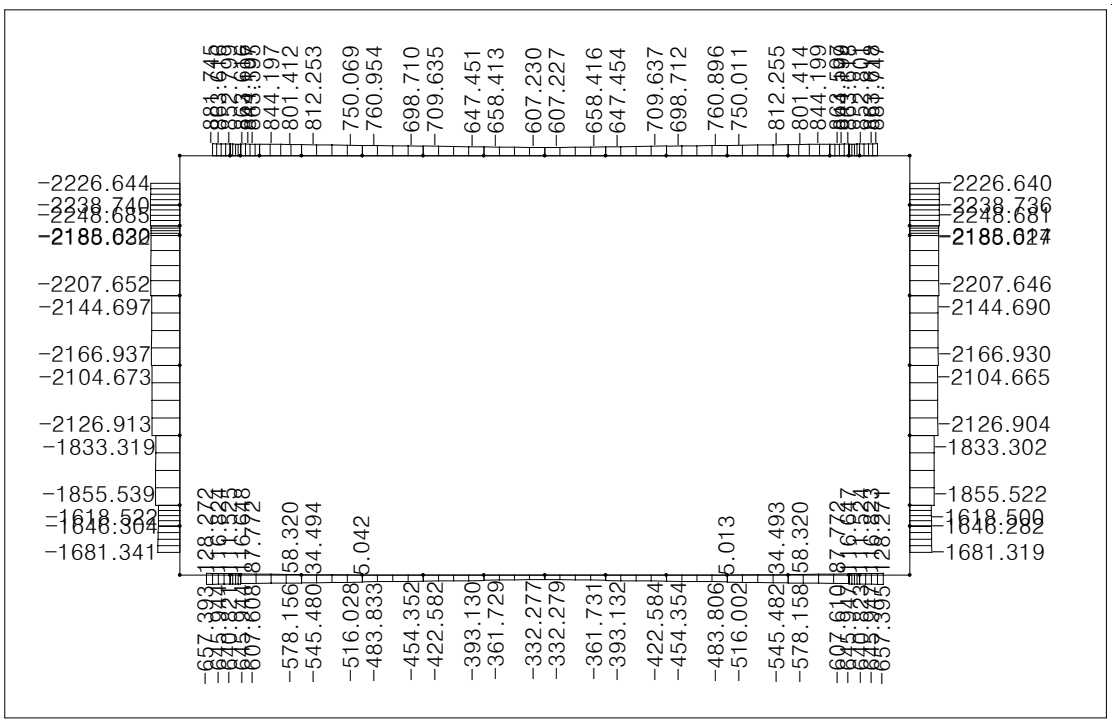
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	3547.19	1473.43	863.62	1000.00	1766.67	
		중앙부	2	2402.02	318.53	607.23	1000.00	1600.00	
		우측	3	3547.17	1473.34	863.62	1000.00	1766.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	2079.44	789.86	645.94	1000.00	1600.00	
		측구부	5	1548.38	1301.24	657.39	1000.00	1600.00	
		중앙부	6	1483.12	350.28	332.28	1000.00	1600.00	
		우측	7	2079.48	789.81	645.95	1000.00	1600.00	
좌측 벽체	1 층	상부	8	4596.83	943.60	2238.74	1000.00	1866.67	
		중앙부	9	397.98	634.89	1849.98	1000.00	1700.00	
		하부	10	2769.95	1018.41	1646.30	1000.00	1700.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	4596.80	943.60	2238.74	1000.00	1855.33	
		중앙부	12	397.99	634.89	1849.97	1000.00	1700.00	
		하부	13	2769.94	1018.41	1646.28	1000.00	1700.00	

21.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-2380.07	-	-3547.19	-3582.04	-3582.04	
		중앙부	2	3726.23	-	2402.02	2270.92	3726.23	
		우측	3	-2380.07	-	-3547.17	-3582.02	-3582.02	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-2309.14	-	-2079.44	-1641.48	-2309.14	
		측구부	5	672.80	-	1548.38	1243.83	1548.38	
		중앙부	6	3290.15	-	1483.12	847.21	3290.15	
		우측	7	-2309.17	-	-2079.48	-1641.51	-2309.17	
좌측 벽체	1 층	상부	8	-3829.45	-	-4596.83	-4416.56	-4596.83	
		중앙부	9	-	-	397.98	694.66	694.66	
		하부	10	-3640.16	-	-2769.95	-2190.94	-3640.16	
우측 벽체	1 층	상부	11	-3829.44	-	-4596.80	-4416.54	-4596.80	
		중앙부	12	-	-	397.99	694.67	694.67	
		하부	13	-3640.16	-	-2769.94	-2190.93	-3640.16	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1514.48	-	1473.43	1455.39	1514.48	
		중앙부	2	35.31	-	318.53	300.24	318.53	
		우측	3	-1514.36	-	-1473.34	-1455.30	-1514.36	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1294.36	-	-789.86	-535.76	-1294.36	
		측구부	5	-2165.92	-	-1301.24	-1143.06	-2165.92	
		중앙부	6	-205.99	-	-350.28	-215.13	-350.28	
		우측	7	1294.29	-	789.81	535.69	1294.29	
좌측 벽체	1 층	상부	8	-367.04	-	-943.60	-1048.47	-1048.47	
		중앙부	9	511.30	-	634.89	616.31	634.89	
		하부	10	256.37	-	-1018.41	-1085.99	-1085.99	
우측 벽체	1 층	상부	11	367.04	-	943.60	1048.47	1048.47	
		중앙부	12	-511.30	-	-634.89	-616.31	-634.89	
		하부	13	-256.37	-	1018.41	1085.99	1085.99	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-836.91	-	-863.62	-1137.33	-1137.33	
		중앙부	2	-836.09	-	-607.23	-871.26	-871.26	
		우측	3	-836.91	-	-863.62	-1137.33	-1137.33	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-907.58	-	-645.94	-619.81	-907.58	
		측구부	5	-907.58	-	-657.39	-635.99	-907.58	
		중앙부	6	-907.58	-	-332.28	-322.45	-907.58	
		우측	7	-907.58	-	-645.95	-619.81	-907.58	
좌측 벽체	1 층	상부	8	-2514.00	-	-2238.74	-2214.26	-2514.00	
		중앙부	9	-2752.30	-	-1849.98	-1750.26	-2752.30	
		하부	10	-2783.97	-	-1646.30	-1582.67	-2783.97	
우측 벽체	1 층	상부	11	-2514.00	-	-2238.74	-2214.26	-2514.00	
		중앙부	12	-2752.30	-	-1849.97	-1750.24	-2752.30	
		하부	13	-2783.97	-	-1646.28	-1582.64	-2783.97	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-1521.19	-	-	-	-1521.19	
		중앙부	2	2513.37	-	-	-	2513.37	
		우측	3	-1521.18	-	-	-	-1521.18	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1612.77	-	-	-	-1612.77	
		측구부	5	476.46	-	-	-	476.46	
		중앙부	6	2200.27	-	-	-	2200.27	
		우측	7	-1612.79	-	-	-	-1612.79	
좌측 벽체	1 층	상부	8	-2483.80	-	-	-	-2483.80	
		중앙부	9	-	-	-	-	-	
		하부	10	-2504.15	-	-	-	-2504.15	
우측 벽체	1 층	상부	11	-2483.80	-	-	-	-2483.80	
		중앙부	12	-	-	-	-	-	
		하부	13	-2504.15	-	-	-	-2504.15	

15. 단면검토

15.1 상부슬래브 좌측

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	160	cm	· 헌치 =	50	cm
· Mu =	3582.038	kN.m	· Vu =	1514.477	kN	· M =	1521.185	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	166.7 cm	· 전단력 d =	145.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 64.582 cm^2 [p = 0.00387]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 58.333 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 54.167 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 22.083 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 58.333 cm^2 > 22.083 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 86.109 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	29	@	125	=	25.696	cm^2	[4.0 EA/m]
				TOTAL	=	89.232	cm^2	[p = 0.0053539]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 15.552 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 18.296 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0216 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4820.565 kN.m > Mu = 3582.04 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 941.8 kN < Vu = 1514.477 kN

· 1/2·Φv Vc = 470.9 kN < Vu = 1514.477 kN

[∵ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 1.975 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 1.975 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 941.8 + 734.86 = 1676.66 kN > Vu = 1514.48 kN

Rm = Md / Mu = 1.35 Rs = Φv Vn / Vu = 1.1071

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.0053539 + √ [2 × 0.038 + 0.038 ²] = 0.239

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.239 / 3 = 0.92

fs = M / [As·d·j]

= 1521.185 × 1000 / [89.232 × 166.7 × 0.92] = 111.18 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 111.2) − 2.5 x 84 = 498 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 111.2) = 567 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.2 상부슬래브 중앙부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	160	cm						
· Mu =	3726.232	kN.m	· Vu =	318.529	kN	· M =	2513.369	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	152.0	cm	· 전단력 d =	147.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 73.819 cm^2 [p = 0.00486]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 53.2 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 49.4 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 20 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 53.2 cm^2 > 20 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 98.425 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29	@	125	=	25.696	cm^2	[4.0	EA/m]
				TOTAL	=	89.232	cm^2	[p = 0.0058705	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 15.552 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 18.296 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0219 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4375.595 kN.m > Mu = 3726.23 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 954.79 kN > Vu = 318.529 kN

· 1/2·Φv Vc = 477.4 kN > Vu = 318.529 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 954.79 + 372.5 = 1327.29 kN > Vu = 318.53 kN

Rm = Md / Mu = 1.17 Rs = Φv Vn / Vu = 4.1669

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.0058705 + √ [2 × 0.041 + 0.041 ^{2}] = 0.249

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.249 / 3 = 0.917

fs = M / [As·d·j]

= 2513.369 × 1000 / [89.232 × 152 × 0.917] = 202.08 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 202.1) − 2.5 x 64 = 230 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 202.1) = 312 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.3 상부슬래브 우측

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	160	cm	· 헌치 =	50	cm
· Mu =	3582.023	kN.m	· Vu =	1514.364	kN	· M =	1521.183	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	166.7 cm	· 전단력 d =	145.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 64.582 cm^2 [p = 0.00387]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 58.333 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 54.167 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 22.083 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 58.333 cm^2 > 22.083 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 86.109 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	29	@	125	=	25.696	cm^2	[4.0 EA/m]
				TOTAL	=	89.232	cm^2	[p = 0.0053539]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 15.552 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 18.296 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0216 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4820.565 kN.m > Mu = 3582.02 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 941.8 kN < Vu = 1514.364 kN

· 1/2·Φv Vc = 470.9 kN < Vu = 1514.364 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 1.974 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 1.974 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 941.8 + 734.86 = 1676.66 kN > Vu = 1514.36 kN

Rm = Md / Mu = 1.35 Rs = Φv Vn / Vu = 1.1072

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.0053539 + √ [2 × 0.038 + 0.038 ^{2}] = 0.239

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.239 / 3 = 0.92

fs = M / [As·d·j]

= 1521.183 × 1000 / [89.232 × 166.7 × 0.92] = 111.18 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 111.2) − 2.5 x 84 = 498 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 111.2) = 567 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.4 하부슬래브 좌측

15.1.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	160	cm				
·	Mu =	2309.138	kN.m	·	Vu =	1294.360	kN				
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	2	단	
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	152.0	cm	· 전단력 d =	147.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 45.745 cm^2 [p = 0.00301]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 53.2 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 49.4 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 20 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 53.2 cm^2 > 20 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 60.993 cm^2

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

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H	29	@	125	=	25.696	cm^2	[4.0	EA/m]	
				TOTAL	=	77.088	cm^2	[p =	0.0050716]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 13.436 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 15.807 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0258 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3807.83 kN.m > Mu = 2309.14 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 954.79 kN < Vu = 1294.36 kN

· 1/2·Φv Vc = 477.4 kN < Vu = 1294.36 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 1.155 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 1.155 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 954.79 + 745 = 1699.79 kN > Vu = 1294.36 kN

Rm = Md / Mu = 1.65 Rs = Φv Vn / Vu = 1.3132

15.5 하부슬래브 측구부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브			
· B =	100	cm	· H =	160	cm					
· Mu =	1548.377	kN.m	· Vu =	0.000	kN	· M =	476.462	kN.m		
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단		
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	150.0	cm	· 전단력 d =	150.0	cm		

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 31.295 cm^2 [p = 0.00209]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 52.5 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 48.75 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 20 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 52.5 cm^2 > 20 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 41.727 cm^2

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

∴ USE As = H 29 @ 125 = 51.392 cm^2 [8.0 EA/m]

TOTAL = 51.392 cm^2 [p = 0.0034261]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 8.957 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 10.538 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0397 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2542.738 kN.m > Mu = 1548.38 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 974.28 kN > Vu = 0 kN

· 1/2·Φv Vc = 487.14 kN > Vu = 0 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 974.28 + 380.1 = 1354.38 kN > Vu = 0.00 kN

Rm = Md / Mu = 1.64 Rs = Φv Vn / Vu = -

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.0034261 + √ [2 × 0.024 + 0.024 ²] = 0.196

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.196 / 3 = 0.935

fs = M / [As·d·j]

= 476.462 × 1000 / [51.392 × 150 × 0.935] = 66.1 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 66.1) − 2.5 x 85.5 = 978 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 66.1) = 953 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.6 하부슬래브 중앙부

15.1.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	160	cm				
·	Mu =	3290.147	kN.m	·	Vu =	350.277	kN	· M =	2200.272	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	2	단	
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	152.0	cm	· 전단력 d =	147.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 65.597 cm^2 [p = 0.00432]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 53.2 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 49.4 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 20 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 53.2 cm^2 > 20 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 87.463 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	25	@	125	=	20.268	cm^2	[4.0	EA/m]
				TOTAL	=	83.804	cm^2	[p = 0.0055134	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 14.606 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 17.184 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0235 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4122.904 kN.m > Mu = 3290.15 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 954.79 kN > Vu = 350.277 kN

· 1/2·Φv Vc = 477.4 kN > Vu = 350.277 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 954.79 + 372.5 = 1327.29 kN > Vu = 350.28 kN

Rm = Md / Mu = 1.25 Rs = Φv Vn / Vu = 3.7893

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.0055134 + √ [2 × 0.039 + 0.039 ²] = 0.242

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.242 / 3 = 0.919

fs = M / [As·d·j]

= 2200.272 × 1000 / [83.804 × 152 × 0.919] = 187.95 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 188) − 2.5 x 64 = 259 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 188) = 335 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.7 하부슬래브 우측

15.1.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	160	cm				
·	Mu =	2309.169	kN.m	·	Vu =	1294.289	kN				
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	2	단	
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	152.0	cm	· 전단력 d =	147.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 45.746 cm^2 [p = 0.00301]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 53.2 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 49.4 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 20 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 53.2 cm^2 > 20 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 60.995 cm^2

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

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H	29	@	125	=	25.696	cm^2	[4.0	EA/m]	
				TOTAL	=	77.088	cm^2	[p =	0.0050716]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 13.436 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 15.807 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0258 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3807.83 kN.m > Mu = 2309.17 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 954.79 kN < Vu = 1294.289 kN

· 1/2·Φv Vc = 477.4 kN < Vu = 1294.289 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 1.155 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 1.155 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 954.79 + 745 = 1699.79 kN > Vu = 1294.29 kN

Rm = Md / Mu = 1.65 Rs = Φv Vn / Vu = 1.3133

15.8 좌측벽체 상부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	벽체				
· B =	100	cm	· H =	170	cm	· 헌치 =	50	cm			
· Mu =	4596.827	kN.m	· Vu =	1048.467	kN	· M =	2483.799	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	176.7	cm	· 전단력 d =	155.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 78.520 cm^2 [p = 0.00444]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 61.833 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 57.417 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 23.333 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 61.833 cm^2 > 23.333 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 104.693 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29	@	125	=	25.696	cm^2	[4.0	EA/m]
				TOTAL	=	89.232	cm^2	[p = 0.0050509	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 15.552 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 18.296 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0232 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5123.954 kN.m > Mu = 4596.83 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1006.75 kN < Vu = 1048.467 kN

· 1/2·Φv Vc = 503.38 kN < Vu = 1048.467 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.135 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.135 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1006.75 + 785.54 = 1792.29 kN > Vu = 1048.47 kN

Rm = Md / Mu = 1.11 Rs = Φv Vn / Vu = 1.7094

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.0050509 + √ [2 × 0.035 + 0.035 ^{2}] = 0.233

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.233 / 3 = 0.922

fs = M / [As·d·j]

= 2483.799 × 1000 / [89.232 × 176.7 × 0.922] = 170.89 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 170.9) − 2.5 x 84 = 251 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 170.9) = 369 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.9 좌측벽체 중앙부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	벽체	
· B =	100	cm	· H =	170	cm			
· Mu =	694.656	kN.m	· Vu =	634.885	kN			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	162.0 cm	· 전단력 d =	162.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 12.970 cm^2 [p = 0.00080]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	= 0.0035	⇒	MIN	As =	56.7 cm^2	
Pmin2	= 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	52.65 cm^2	
Pmin3	= 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	21.25 cm^2	[일면 As]
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	= 0.0035	⇒	MIN	As =	56.7 cm^2	> 21.25 cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN	As =	17.293 cm^2	

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

∴ USE As =	H	25 @	125	=	40.536 cm^2	[8.0	EA/m]
			TOTAL	=	40.536 cm^2	[p =	0.0025022]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 7.065 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 8.312 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0555 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2184.037 kN.m > Mu = 694.66 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1052.22 kN > Vu = 634.885 kN

· 1/2·Φv Vc = 526.11 kN < Vu = 634.885 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30 cm

0.35 b0 s / fy = 2.625 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 < 2.625 cm^2 N.G

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1052.22 + 410.51 = 1462.73 kN > Vu = 634.89 kN

Rm = Md / Mu = 3.14 Rs = Φv Vn / Vu = 2.3039

15.10 좌측벽체 하부

15.1.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	벽체		
·	B =	100	cm	·	H =	170	cm				
·	Mu =	3640.160	kN.m	·	Vu =	1085.987	kN	· M =	2504.150	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	2	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	160.0	cm	· 전단력 d =	155.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 68.842 cm^2 [p = 0.00430]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 56 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 52 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 21.25 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 56 cm^2 > 21.25 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 91.789 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29	@	125	=	25.696	cm^2	[4.0	EA/m]
				TOTAL	=	77.088	cm^2	[p = 0.004818	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 13.436 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 15.807 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/c = 0.0274 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4017.509 kN.m > Mu = 3640.16 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1006.75 kN < Vu = 1085.987 kN

· 1/2·Φv Vc = 503.38 kN < Vu = 1085.987 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.256 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.256 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1006.75 + 785.54 = 1792.29 kN > Vu = 1085.99 kN

Rm = Md / Mu = 1.1 Rs = Φv Vn / Vu = 1.6504

15.1.2 철근의 응력 산정

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

= - 7 × 0.004818 + √ [2 × 0.034 + 0.034 ^{2}] = 0.228

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.228 / 3 = 0.924

fs = M / [As·d·j]

= 2504.15 × 1000 / [77.088 × 160 × 0.924] = 219.73 MPa

s = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 219.7) - 2.5 x 85.5 = 145 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 219.7) = 287 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.11 우측벽체 상부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	벽체				
· B =	100	cm	· H =	170	cm	· 헌치 =	50	cm			
· Mu =	4596.804	kN.m	· Vu =	1048.467	kN	· M =	2483.797	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	176.7	cm	· 전단력 d =	155.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 78.520 cm^2 [p = 0.00444]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 61.833 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 57.417 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 23.333 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 61.833 cm^2 > 23.333 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 104.693 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29	@	125	=	25.696	cm^2	[4.0	EA/m]
				TOTAL	=	89.232	cm^2	[p = 0.0050509	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 15.552 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 18.296 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0232 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5123.954 kN.m > Mu = 4596.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1006.75 kN < Vu = 1048.467 kN

· 1/2·Φv Vc = 503.38 kN < Vu = 1048.467 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.135 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.135 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1006.75 + 785.54 = 1792.29 kN > Vu = 1048.47 kN

Rm = Md / Mu = 1.11 Rs = Φv Vn / Vu = 1.7094

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.0050509 + √ [2 × 0.035 + 0.035 ^{2}] = 0.233

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.233 / 3 = 0.922

fs = M / [As·d·j]

= 2483.797 × 1000 / [89.232 × 176.7 × 0.922] = 170.89 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 170.9) − 2.5 x 84 = 251 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 170.9) = 369 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.12 우측벽체 중앙부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	벽체	
· B =	100	cm	· H =	170	cm			
· Mu =	694.668	kN.m	· Vu =	634.888	kN			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	162.0 cm	· 전단력 d =	162.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 12.971 cm^2 [p = 0.00080]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 56.7 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 52.65 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 21.25 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 56.7 cm^2 > 21.25 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 17.295 cm^2

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

∴ USE As = H 25 @ 125 = 40.536 cm^2 [8.0 EA/m]

TOTAL = 40.536 cm^2 [p = 0.0025022]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 7.065 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 8.312 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/c = 0.0555 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2184.037 kN.m > Mu = 694.67 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1052.22 kN > Vu = 634.888 kN

· 1/2·Φv Vc = 526.11 kN < Vu = 634.888 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30 cm

0.35 b0 s / fy = 2.625 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 < 2.625 cm^2 N.G

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1052.22 + 410.51 = 1462.73 kN > Vu = 634.89 kN

Rm = Md / Mu = 3.14 Rs = Φv Vn / Vu = 2.3039

15.13 우측벽체 하부

15.1.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	벽체		
·	B =	100	cm	·	H =	170	cm				
·	Mu =	3640.156	kN.m	·	Vu =	1085.987	kN	· M =	2504.148	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	2	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	160.0	cm	· 전단력 d =	155.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 68.842 cm^2 [p = 0.00430]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 56 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 52 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 21.25 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 56 cm^2 > 21.25 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 91.789 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29	@	125	=	25.696	cm^2	[4.0	EA/m]
				TOTAL	=	77.088	cm^2	[p = 0.004818	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 13.436 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 15.807 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0274 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4017.509 kN.m > Mu = 3640.16 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1006.75 kN < Vu = 1085.987 kN

· 1/2·Φv Vc = 503.38 kN < Vu = 1085.987 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.256 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.256 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1006.75 + 785.54 = 1792.29 kN > Vu = 1085.99 kN

Rm = Md / Mu = 1.1 Rs = Φv Vn / Vu = 1.6504

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004818 + √ [2 × 0.034 + 0.034 ^{2}] = 0.228

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.228 / 3 = 0.924

fs = M / [As·d·j]

= 2504.148 × 1000 / [77.088 × 160 × 0.924] = 219.73 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 219.7) − 2.5 x 85.5 = 145 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 219.7) = 287 mm > 125 mm ∴ O.K.

23. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 8923.200 × 0.20 = 1784.64 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1784.640 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 8923.200 × 0.20 = 1784.64 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1784.640 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 8923.200 × 0.20 = 1784.64 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1784.640 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 7708.800 × 0.20 = 1541.76 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1541.760 ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 3.3EA = 3308.676 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K
H16 - 13.3EA (차도부 수평철근)

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 8380.400 × 0.20 = 1676.08 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1676.080 ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 4635.324 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K
H16 - 6.7EA (차도부 수평철근)

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 7708.800 × 0.20 = 1541.76 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1541.760 ∴ O.K

8) 좌측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0025 = 4250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 8923.200 × 0.20 = 1784.64 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1784.640 ∴ O.K

9) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0025 = 4250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 4053.600 × 0.20 = 810.72 ㎟

∴ Used As = H19 - 3.3EA = 954.045 ㎟ ≥ 810.720 ∴ O.K

10) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0025 = 4250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 7708.800 × 0.20 = 1541.76 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1541.760 ∴ O.K

11) 우측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0025 = 4250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 8923.200 × 0.20 = 1784.64 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1784.640 ∴ O.K

12) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0025 = 4250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 4053.600 × 0.20 = 810.72 ㎟

∴ Used As = H19 - 3.3EA = 954.045 ㎟ ≥ 810.720 ∴ O.K

13) 우측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0025 = 4250.00 ㎟

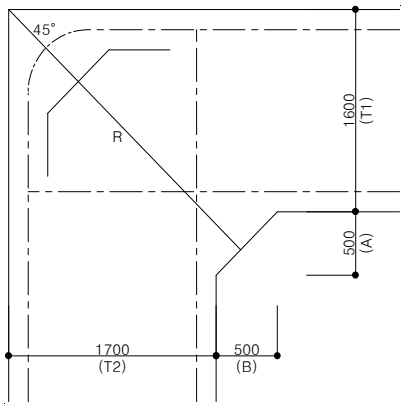
∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 7708.800 × 0.20 = 1541.76 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1541.760 ∴ O.K

24. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 2565.543 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 2565.543 kN.m

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

$$= 2687.006 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2565.54 \times 10^6}{2687.006^2 \times 1000} = 1.777 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 2565.54 \times 10^6}{2687.006 \times 180} = 10608.847 \text{ mm}$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 10608.847 mm² - 3176.800 mm²

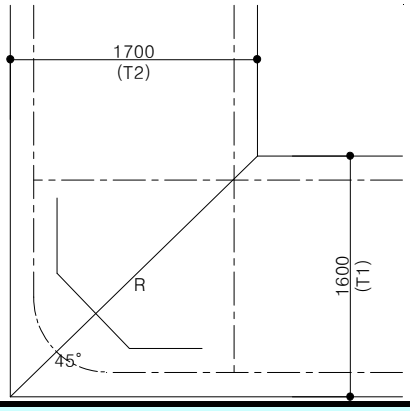
= 7432.047 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 8EA , H29 - 8EA

∴ Total As = 15427.200 mm² > Req'd As (= 7432.047 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 2629.969 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 2629.969 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2334.524$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm^2

∴ Total Asb = 2569.600 mm^2

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2629.97 \times 10^6}{2334.524^2 \times 1000} = 2.413 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 2629.97 \times 10^6}{2334.524 \times 180} = 12517.277 \text{ mm}$$

Asb = 2569.600 mm^2

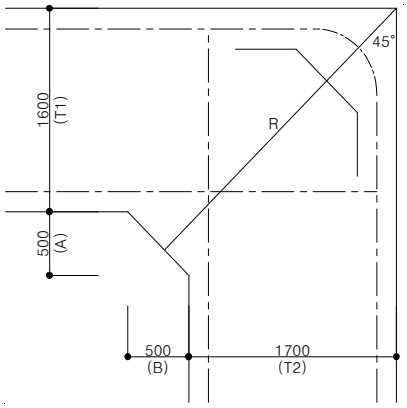
Req'd As = As - Asb
= 12517.277 mm^2 - 2569.600 mm^2
= 9947.677 mm^2

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 10407.200 mm^2 > Req'd As (= 9947.677 mm^2) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 2565.540 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 2565.540 kN.m

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

$$= 2687.006 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2565.54 \times 10^6}{2687.006^2 \times 1000} = 1.777 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 2565.54 \times 10^6}{2687.006 \times 180} = 10608.835 \text{ mm}$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 10608.835 mm² - 3176.800 mm²

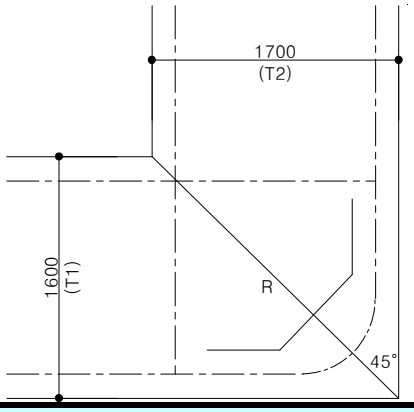
= 7432.035 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 8EA , H29 - 8EA

∴ Total As = 15427.200 mm² > Req'd As (= 7432.035 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 2629.967 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 2629.967 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2334.524$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2629.97 \times 10^6}{2334.524^2 \times 1000} = 2.413 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 2629.97 \times 10^6}{2334.524 \times 180} = 12517.268 \text{ mm}$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb
= 12517.268 mm² - 2569.600 mm²
= 9947.668 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 10407.200 mm² > Req'd As (= 9947.668 mm²) ----------> O.K !!!

26. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

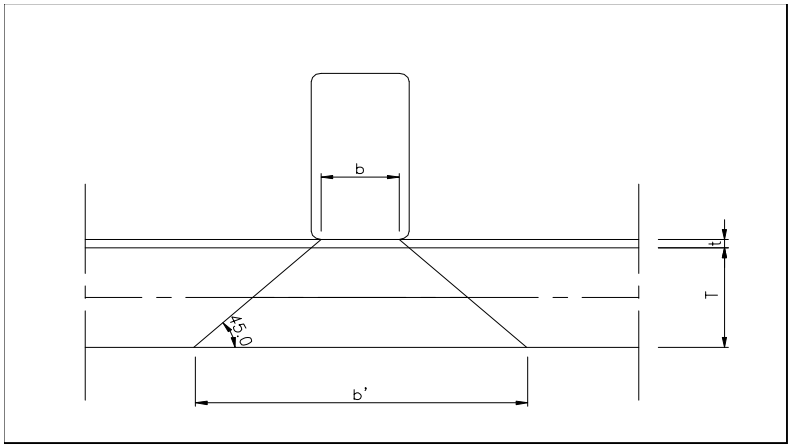
1) 고정하중

- 구체자중 = 1573.950 / 14.050 = 112.025 kN/m²
- 상부연직하중 = 207.439 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

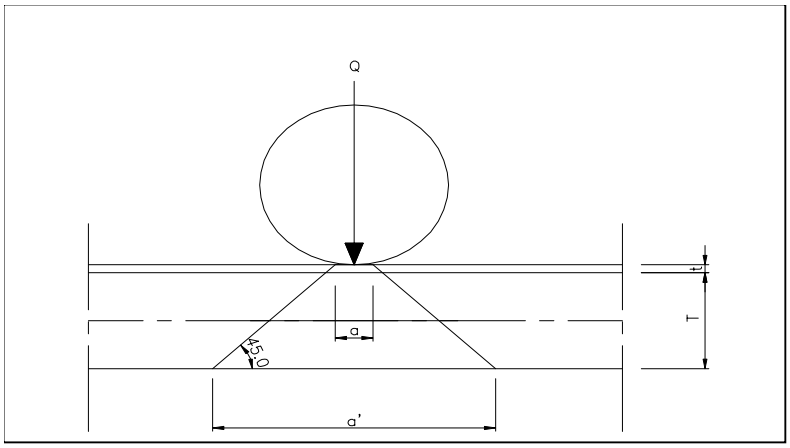
2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중



t = 80 mm (암거내부 포장두께)
T = 1600 mm (하부 슬래브 두께)
b' = 0.500 + 2 × (1.600 + 0.080) × cot 45°
= 3.860 m



a' = 0.200 + 2 × (1.600 + 0.080) × cot 45°
= 3.560 m

Qz = 96.0 / (3.860 × 3.560)= 6.986 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 112.02 + 207.44 + 10.00 + 1.84 + 6.99

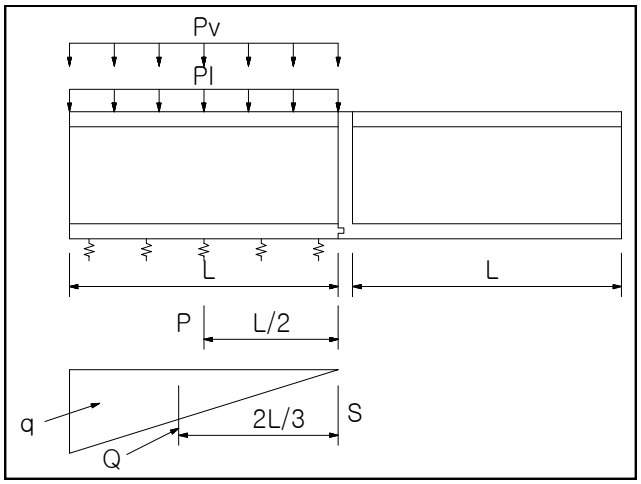
= 338.290 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력 : 지반조사보고서 참고

Qa' = 700.000 kN/m² > Qmax = 338.290 kN/m² ..... O.K !!!

27. 신축이음부 검토

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



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

$P - S - Q = 0$

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

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

$Pv = B \times H \times \gamma t$

$= 14.05 \times 10.806 \times 19.0$

$= 2884.66 \ kN/m$

$Po = 2 \times T1 / 3.0 \div 2 \times 96 / 3 = 64.0 \ kN/m$

$Pl = 2 \times Po \times (1 + i) = 2 \times 64.0 \times (1 + 0.2) = 153.6 \ kN/m$

$P = (Pv+Pl) \times L = (2884.66 + 153.6) \times 40.0 = 121469.7 \ kN$

$S = P / 4 = 121470 / 4 = 30367.4 \ kN$

$(\therefore \ \tau a = 80 \ MPa)$

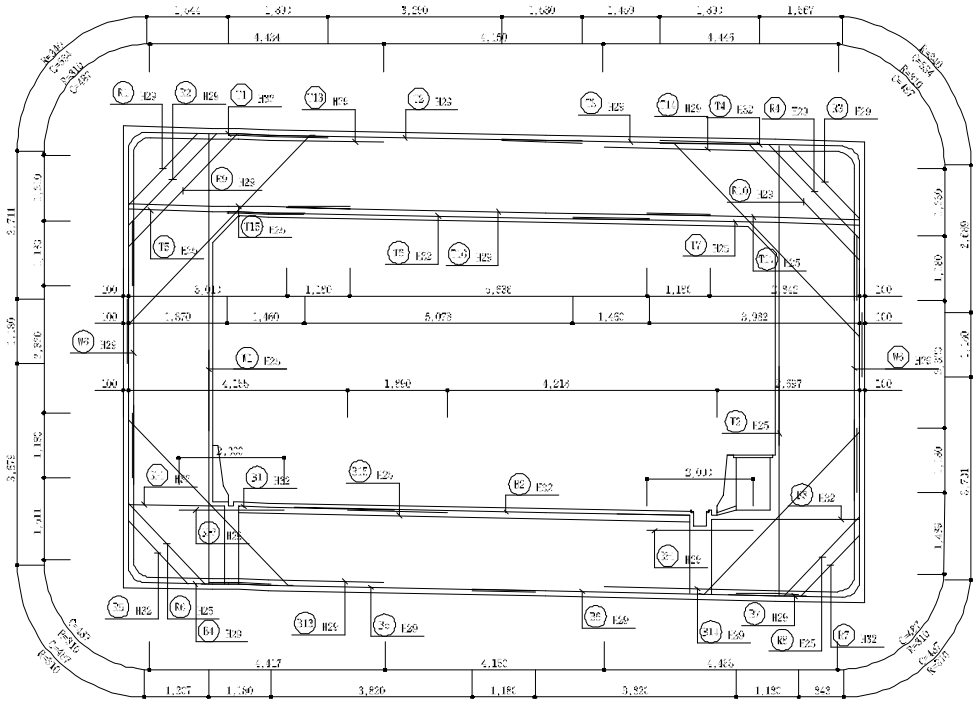
☞ 소요철근량 $Areq = S / \tau a = 30367.4 \times 1000 / 80 = 379,593 \ mm^2$

☞ 사용철근량 $As = D32 - 496 \ EA = 794.2 \times 496 = 393,923 \ mm^2$

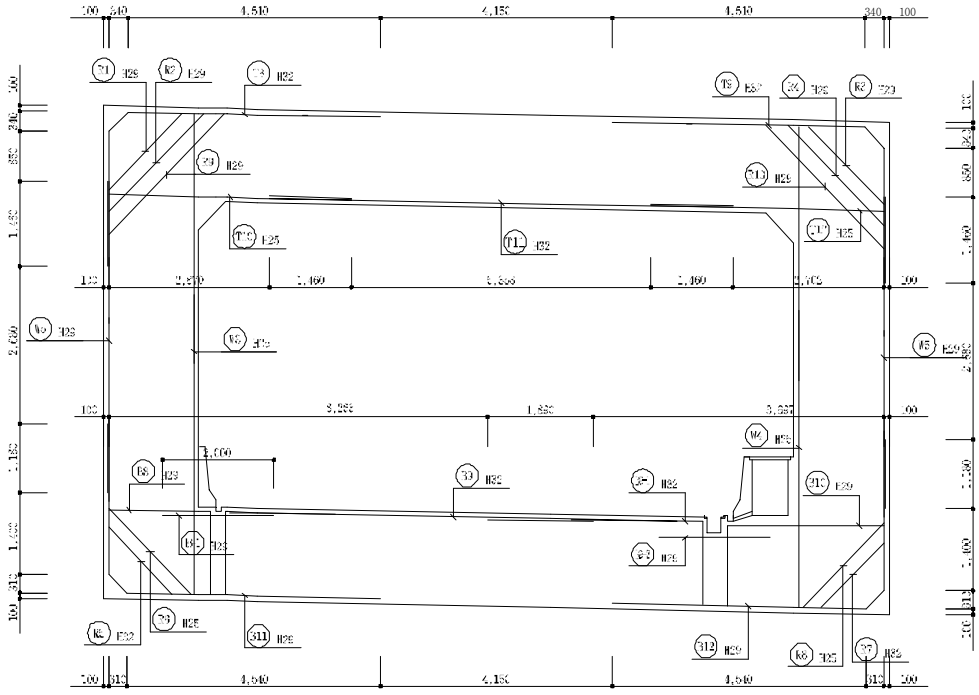
$393,923 \ mm^2 > 379,593$ ……0.K

28. 주철근 조립도

CYCLE-1 (@250)



CYCLE-2 (@250)



29. 물분무시설 보강철근

□ 시점측 물분무시설 BOX-6(우측벽체) Block-out 보강철근량 적정성 검토

(1) Block-out에 의해 공제되는 철근

- 주철근	:	H	25	-	35	ea	=	17734.50	㎟
- 배력철근	:	H	16	-	12	ea	=	2383.20	㎟
철근량산정							=	**20117.70**	㎟

(2) Block-out부 보강 철근

- 보강(수평)	:	H	25	-	18	ea	=	9120.60	㎟
- 보강(수직)	:	H	25	-	36	ea	=	18241.20	㎟
철근량산정							=	**27361.80**	㎟

(3) 보강 철근량 검토

보강철근량(27361.8㎟) > 공제철근량(20117.7㎟) ……O.K

지하차도 구조계산서

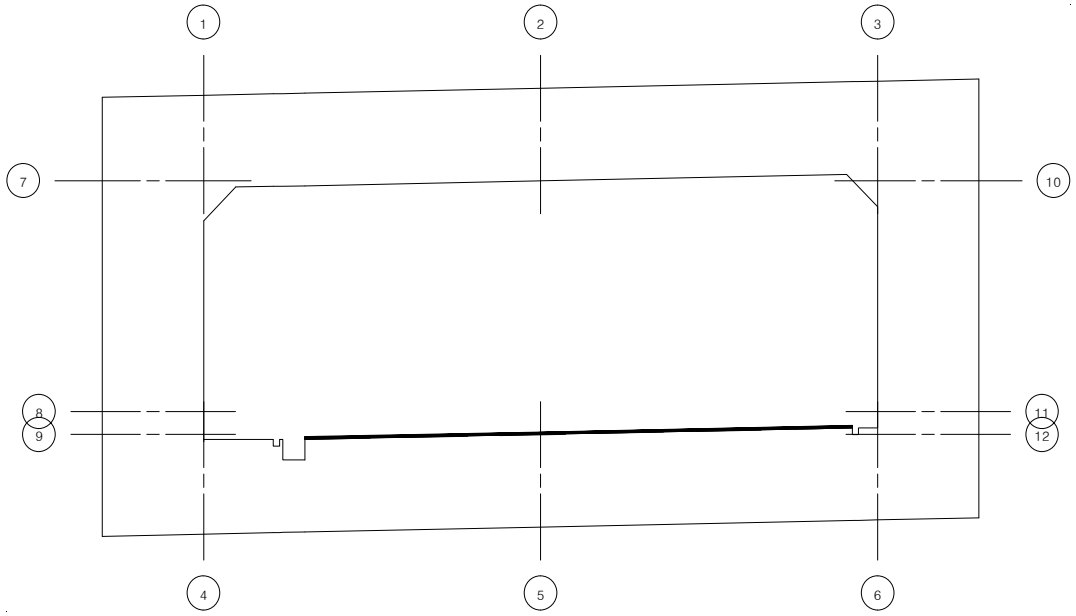
▣ (BLOCK7)
▣ 토 피(FH) = 15.00 m
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 10.65M × 3.84M, 사각 : 90°)

▣ 선 형 = ∞

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(기능수행)
13. 하중재하도(붕괴방지)
14. 하중계수 및 하중조합
15. INPUT DATA(상시)
16. INPUT DATA(기능수행)
17. INPUT DATA(붕괴방지)
18. OUTPUT DATA(상시)
19. OUTPUT DATA(기능수행)
20. OUTPUT DATA(붕괴방지)
21. 단면력정리
22. 단면검토 및 철근량 산정
23. 수평철근 검토
24. 절점부 검토
25. 사용성 검토
26. 기초 지지력 검토
27. 주철근 조립도
28. 물분무시설 보강철근

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	409.377	6492.86	600	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	2858.64	5909.804	2.067	O.K

■ 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 (상면)	1	1000	1467	4999.36	5858.21	#######	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.17
		좌측 (하면)	1	1000	1487	551.26	5944.62	1117.20	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	10.78
		중앙부	2	1000	1320	3732.98	5224.55	8546.60	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.40
		우측 (상면)	3	1000	1467	4999.39	5858.21	#######	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.17
		우측 (하면)	3	1000	1487	551.25	5944.62	1117.10	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	10.78
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1000	1320	852.68	4791.12	1952.20	H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	#######	5.62
		좌측 (하면)	4	1000	1300	2899.34	5138.14	6793.70	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.77
		중앙부	5	1000	1320	3234.53	5224.55	7460.30	H32 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.62
		우측 (상면)	6	1000	1320	852.69	5748.80	1952.20	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	#######	6.74
		우측 (하면)	6	1000	13000	2899.31	5138.14	6793.60	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.77
좌측벽체	1층	상부	7	1000	1667	5779.10	6722.30	#######	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.16
		중앙부 (외측)	8	1000	1500	4516.82	6002.23	9129.20	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.33
		하부 (외측)	9	1000	1500	4580.66	6002.23	9258.20	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.31
		하부 (내측)	9	1000	1520	686.06	2046.22	1367.80	H25 - 8.0EA	4053.60	2.98
우측벽체	1층	상부	10	1000	1667	5779.13	6722.30	#######	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.16
		중앙부 (외측)	11	1000	1500	4516.83	6002.23	9129.20	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.33
		하부 (외측)	12	1000	1500	4580.66	6002.23	9258.20	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.31
		하부 (내측)	12	1000	1520	686.04	2046.22	1367.80	H25 - 8.0EA	4053.60	2.98

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비		
				필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1800.0	3972.0	0.K
		좌측 (하면)	1	1800.0	3972.0	0.K
		중앙부	2	1800.0	3310.7	0.K
		우측 (상면)	3	1800.0	3972.0	0.K
		우측 (하면)	3	1800.0	3972.0	0.K
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	1800.0	3972.0	0.K
		좌측 (하면)	4	1800.0	3972.0	0.K
		중앙부	5	1800.0	5958.0	0.K
		우측 (상면)	6	1800.0	5296.7	0.K
		우측 (하면)	6	1800.0	5296.7	0.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	3310.7	0.K
		중앙부	8	1800.0	3310.7	0.K
		중앙부	8	1800.0	3310.7	0.K
		하부	9	1800.0	3310.7	0.K
		하부	9	1800.0	3310.7	0.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1800.0	3310.7	0.K
		중앙부	11	1800.0	3310.7	0.K
		중앙부	11	1800.0	3310.7	0.K
		하부	12	1800.0	3310.7	0.K
		하부	12	1800.0	3310.7	0.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	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	811.9	1994.5	2244.40	2.00	473.10	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	2	824.9	364.7	1552.60	2.00	-	H19	300	573.00	0.K
		우측	3	811.9	1994.6	2244.40	2.00	473.10	H19	150	573.00	0.K
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	792.4	1436.4	1761.58	2.00	263.90	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	5	792.4	274.7	1276.99	2.00	-	H16	300	397.20	0.K
		우측	6	792.4	1436.5	1761.58	2.00	264.00	H16	150	397.20	0.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	941.8	1259.4	2093.68	2.00	109.50	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	8	941.8	832.2	1517.74	2.00	262.50	H16	300	397.20	0.K
		하부	9	941.8	1341.7	2093.68	2.00	137.90	H16	150	397.20	0.K
우측 벽체	1 층	상부	10	941.8	1259.4	2093.68	2.00	109.50	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	11	941.8	832.2	1517.74	2.00	262.50	H16	300	397.20	0.K
		하부	12	941.8	1341.7	2093.68	2.00	137.90	H16	150	397.20	0.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1467	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	341.000	O.K	2.728
		좌측 (하면)	1	1487	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	1320	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	273.000	O.K	2.184
		우측 (상면)	3	1467	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	341.000	O.K	2.728
		우측 (하면)	3	1487	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1320	H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	4	1300	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	336.000	O.K	2.688
		중앙부	5	1320	H32 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA	125	344.000	O.K	2.752
		우측 (상면)	6	1320	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H25 -	-	-	-	-
		우측 (하면)	6	13000	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	336.000	O.K	2.688
좌측벽체	1층	상부	7	1667	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	200.000	O.K	1.600
		중앙부	8	1500	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	197.000	O.K	1.576
		하부(외측)	9	1500	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	191.000	O.K	1.528
		하부(내측)	9	1520	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	10	1667	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	200.000	O.K	1.600
		중앙부	11	1500	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	197.000	O.K	1.576
		하부(외측)	12	1500	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	191.000	O.K	1.528
		하부(내측)	12	1520	H25 - 8.0EA	-	-	-	-

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 지하차도 (내공 : 10.65M × 3.84M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 25.00 kN/m³
- Mortar (γ_{mot}) = 21.50 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 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 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 : I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sd
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 9.000 kN/m² (∵ 토피 : 15.000 m)

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)

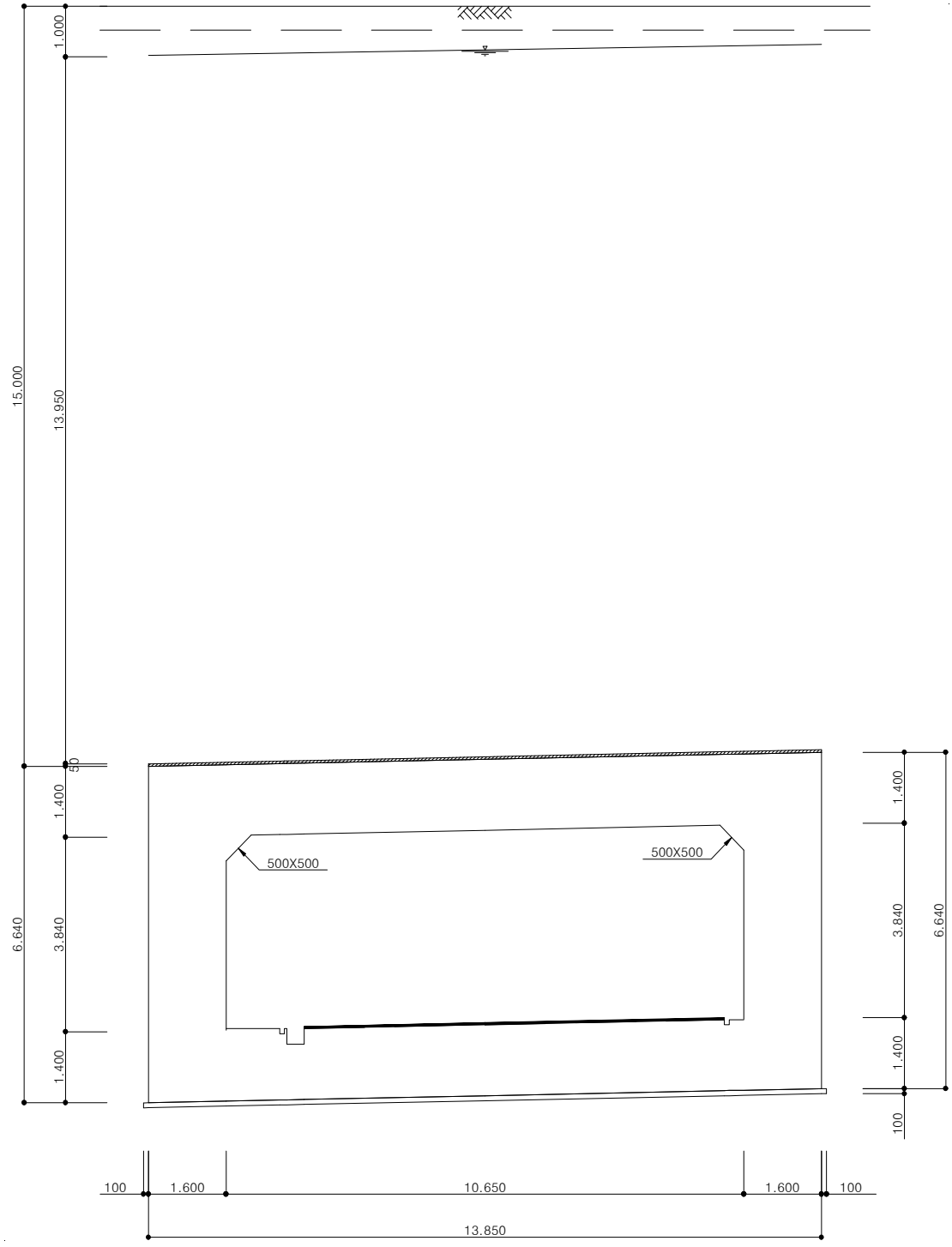
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 콘크리트 구조기준.해설 : 한국콘크리트학회(2012)
- 도로교 설계기준 : 건설교통부(2010)

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


1.000
15.000
13.950
50
1.400
6.640
3.840
1.400
500X500
500X500
1.400
3.840
6.640
1.400
100
100
1.600
10.650
1.600
100
13.850

4. 부 력 검 토

: 부력에 대한 안전률 Fs = 1.2 (R/B)
부력에 대한 안정계산시 구체자중과 측면마찰력, 상재하중만을 고려
(최소토피 H = 15.000 m 에 대하여 검토)

1) 구체자중

- 상부슬래브	:	13.850 × 1.400 × 25.0	=	484.750	kN/m
- 하부슬래브	:	13.850 × 1.400 × 25.0	=	484.750	kN/m
- 좌측외벽	:	1.600 × 3.840 × 25.0	=	153.600	kN/m
- 우측외벽	:	1.600 × 3.840 × 25.0	=	153.600	kN/m
- 헌치 1	:	0.500 × 0.500 × 1/2 × 2EA × 25.0	=	6.250	kN/m
		∴ Σ	=	1282.950	kN/m

2) 상재 하중

- ASPHALT 포장하중	:	0.500 × 13.850 × 23.0	=	159.275	kN/m
- 흙의 자중(지하수위 이상	:	0.500 × 13.850 × 19.0	=	131.575	kN/m
- 흙의 자중(지하수위 이하	:	13.950 × 13.850 × 10.0	=	1932.075	kN/m
- 지하수 자중	:	13.950 × 13.850 × 10.0	=	1932.075	kN/m
- 방수몰탈	:	0.050 × 13.850 × 21.5	=	14.889	kN/m
		∴ Σ	=	4169.889	kN/m

3) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$
$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30.0 \times 2/3)$
$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$
$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 14.000 \times 19.000 + 14.000^2 \times 10.000) \times \tan(30.0 \times 2/3)$
$= 453.507$ kN/m

∴ Σ = 3.458 + 453.507 = 456.965 kN/m

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. [철도설계기준2004(노반변,p.170)]

4) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=구조물높이+토피고-지하수위)
$= 13.850 \times 20.640 \times 10.000$
$= 2858.640$ kN/m

5) 안정검토

R = 1282.950 + 4169.889 + 456.965 = 5909.804 kN/m

Fs = R / U

= 5909.804 / 2858.640

= 2.067 > 1.200 ∴O.K

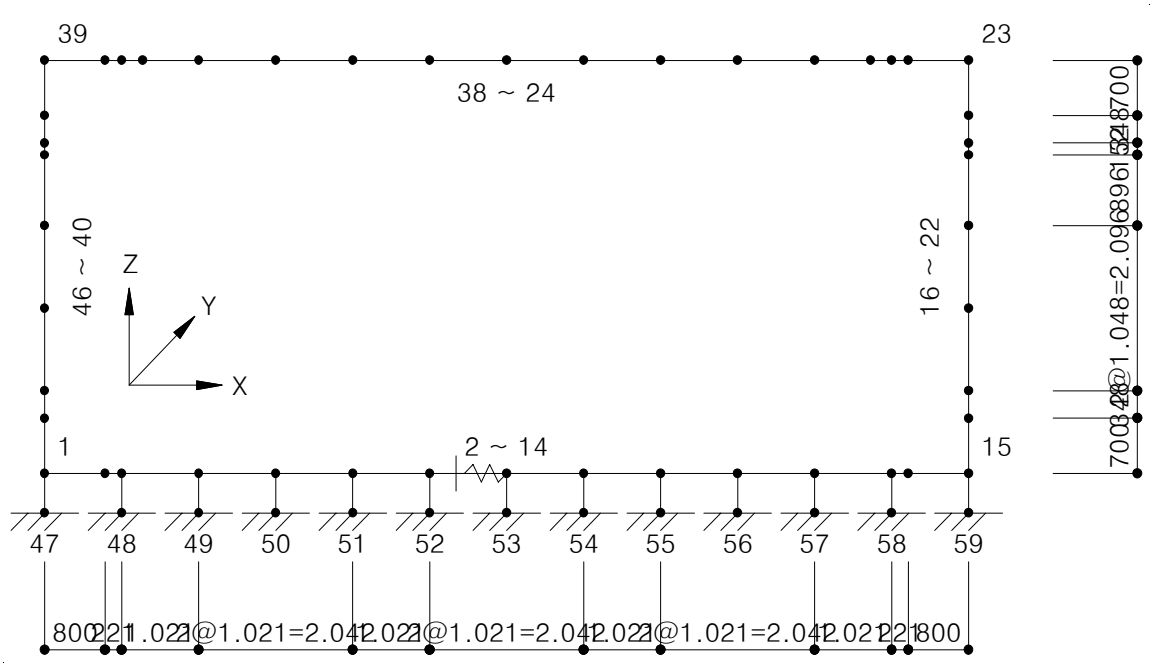
5. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

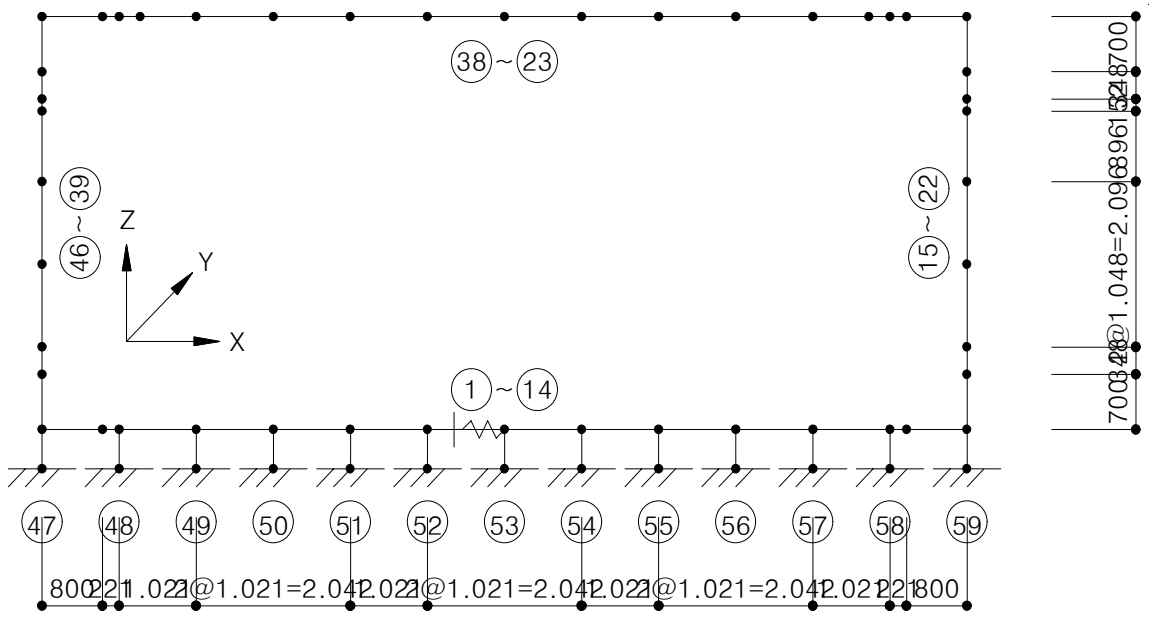
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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

① 절점삽도


39
23
38 ~ 24
46 ~ 40
16 ~ 22
Z
Y
X
1
2 ~ 14
15
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
800
221
1.021
1.021=2.041
1.021=2.041
1.021=2.041
1.021=2.041
221
800
700
3@1.048=2.096
1500
1500
1500

② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.400 × 1.000	= 1.400	0.22867	1~14,26~35
2	1.600 × 1.000	= 1.600	0.34133	15~19,42~46
4	2.100 × 1.000	= 2.100	0.77175	22,39
5	1.900 × 1.000	= 1.900	0.57158	23,38

NO	A (m²)		I (m⁴)	절 점
3	1.752 × 1.000	= 1.752	0.44815	21,41
6	1.679 × 1.000	= 1.679	0.39455	25,37

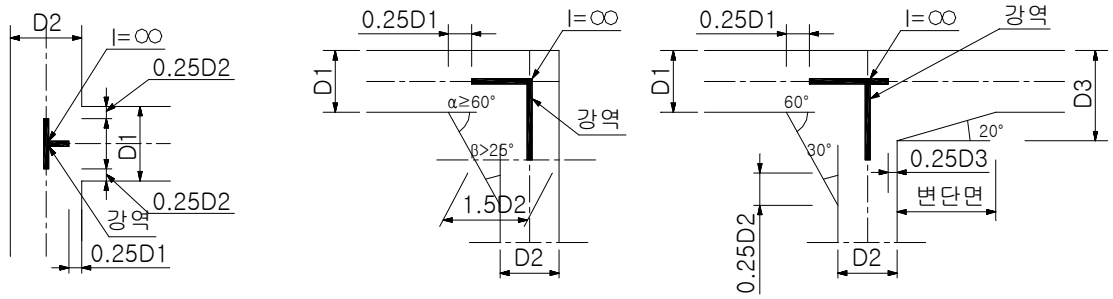
NO	Section(Tapper)	부 재
7	SEC 2 ~ 3	20
8	SEC 3 ~ 4	21
9	SEC 5 ~ 6	24
10	SEC 6 ~ 1	25
11	SEC 1 ~ 6	36
12	SEC 6 ~ 5	37
13	SEC 4 ~ 3	40
14	SEC 3 ~ 2	41

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	31	6.125	5.740
2	0.800	0.500	32	5.104	5.740
3	1.021	0.500	33	4.083	5.740
4	2.042	0.500	34	3.063	5.740
5	3.063	0.500	35	2.042	5.740
6	4.083	0.500	36	1.300	5.740
7	5.104	0.500	37	1.021	5.740
8	6.125	0.500	38	0.800	5.740
9	7.146	0.500	39	0.000	5.740
10	8.167	0.500	40	0.000	5.040
11	9.188	0.500	41	0.000	4.692
12	10.208	0.500	42	0.000	4.540
13	11.229	0.500	43	0.000	3.644
14	11.450	0.500	44	0.000	2.596
15	12.250	0.500	45	0.000	1.548
16	12.250	1.200	46	0.000	1.200
17	12.250	1.548	47	0.000	0.000
18	12.250	2.596	48	1.021	0.000
19	12.250	3.644	49	2.042	0.000
20	12.250	4.540	50	3.063	0.000
21	12.250	4.692	51	4.083	0.000
22	12.250	5.040	52	5.104	0.000
23	12.250	5.740	53	6.125	0.000
24	11.450	5.740	54	7.146	0.000
25	11.229	5.740	55	8.167	0.000
26	10.950	5.740	56	9.188	0.000
27	10.208	5.740	57	10.208	0.000
28	9.188	5.740	58	11.229	0.000
29	8.167	5.740	59	12.250	0.000
30	7.146	5.740			

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 39 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1600 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 39 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 23 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1600 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 23 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1400 = 450 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1600 = 300 mm

(7) 15 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1400 = 450 mm

(8) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

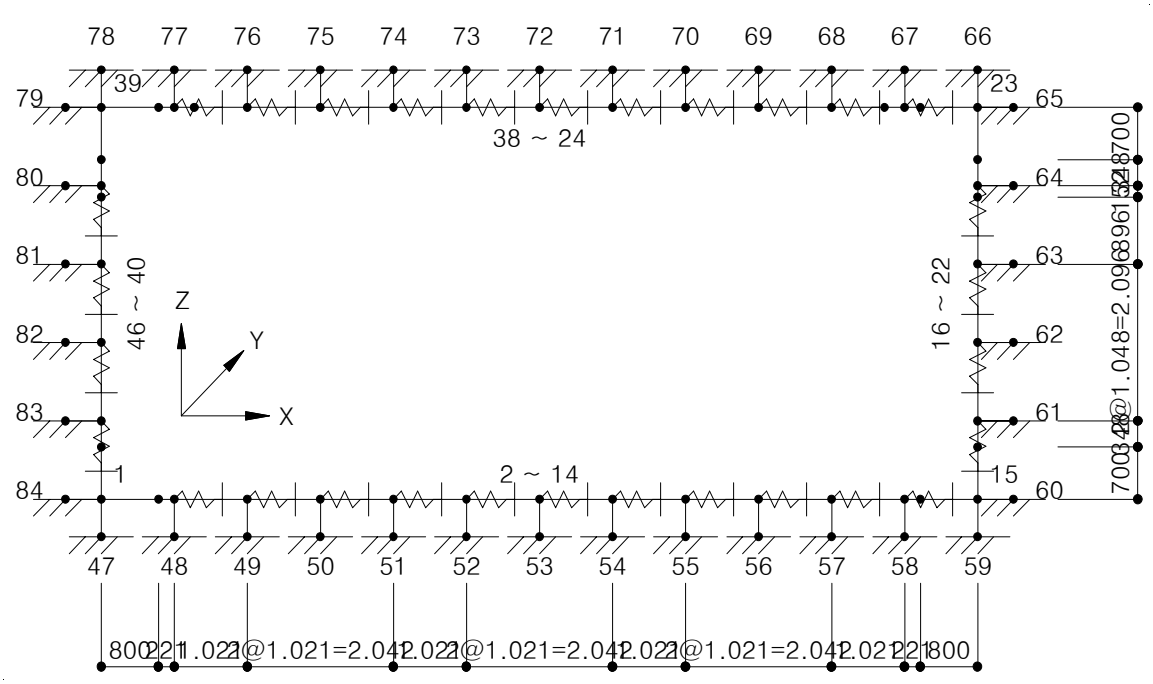
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1600 = 300 mm

6. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

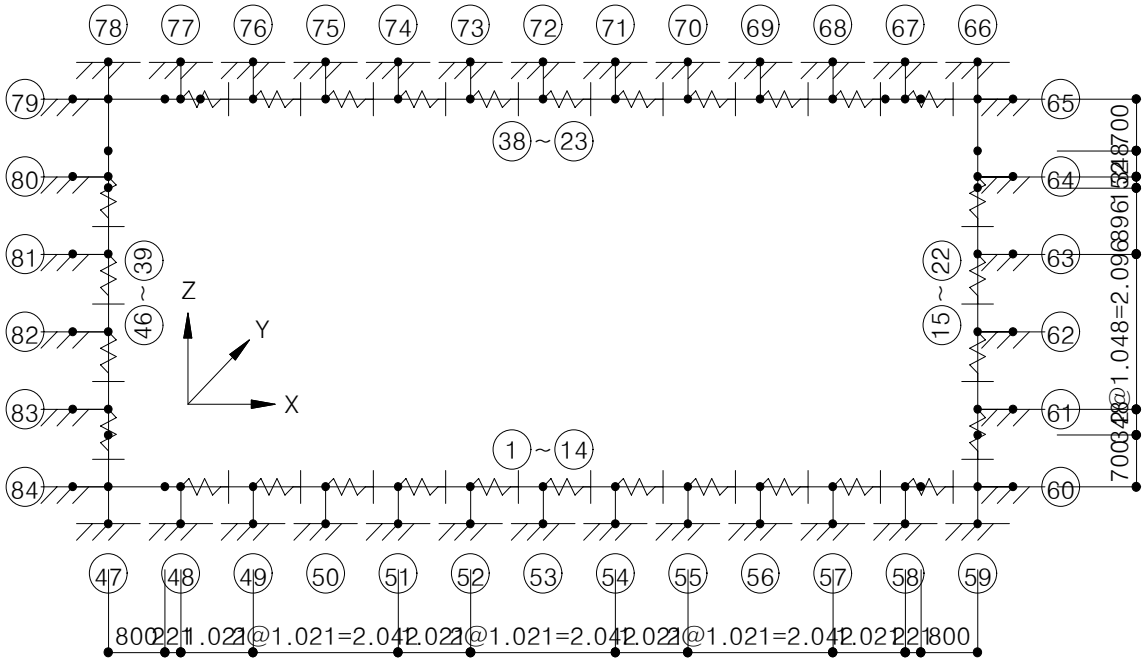
1) Modeling

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 (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.400 × 1.000	= 1.400	0.22867	1~14,26~35
2	1.600 × 1.000	= 1.600	0.34133	15~19,42~46
4	2.100 × 1.000	= 2.100	0.77175	22,39
5	1.900 × 1.000	= 1.900	0.57158	23,38

NO	A (m²)		I (m⁴)	절 점
3	1.752 × 1.000	= 1.752	0.44815	21,41
6	1.679 × 1.000	= 1.679	0.39455	25,37

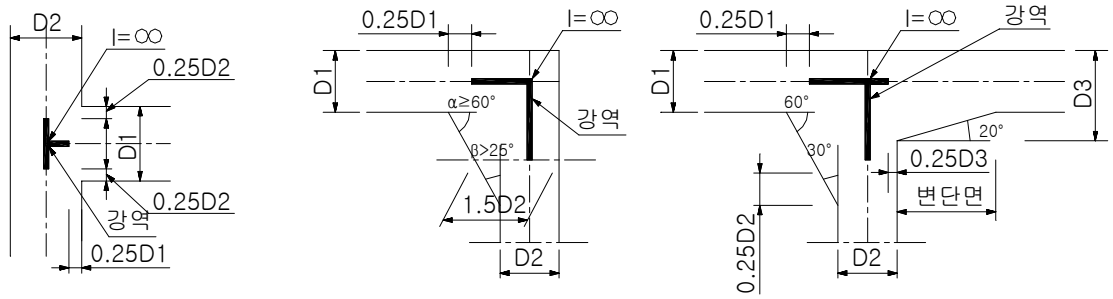
NO	Section(Tapper)	부 재
7	SEC 2 ~ 3	20
8	SEC 3 ~ 4	21
9	SEC 5 ~ 6	24
10	SEC 6 ~ 1	25
11	SEC 1 ~ 6	36
12	SEC 6 ~ 5	37
13	SEC 4 ~ 3	40
14	SEC 3 ~ 2	41

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.500	0.500	43	0.500	3.644
2	1.300	0.500	44	0.500	2.596
3	1.521	0.500	45	0.500	1.548
4	2.542	0.500	46	0.500	1.200
5	3.563	0.500	47	0.500	0.000
6	4.583	0.500	48	1.521	0.000
7	5.604	0.500	49	2.542	0.000
8	6.625	0.500	50	3.563	0.000
9	7.646	0.500	51	4.583	0.000
10	8.667	0.500	52	5.604	0.000
11	9.688	0.500	53	6.625	0.000
12	10.708	0.500	54	7.646	0.000
13	11.729	0.500	55	8.667	0.000
14	11.950	0.500	56	9.688	0.000
15	12.750	0.500	57	10.708	0.000
16	12.750	1.200	58	11.729	0.000
17	12.750	1.548	59	12.750	0.000
18	12.750	2.596	60	13.250	0.500
19	12.750	3.644	61	13.250	1.548
20	12.750	4.540	62	13.250	2.596
21	12.750	4.692	63	13.250	3.644
22	12.750	5.040	64	13.250	4.692
23	12.750	5.740	65	13.250	5.740
24	11.950	5.740	66	12.750	6.240
25	11.729	5.740	67	11.729	6.240
26	11.450	5.740	68	10.708	6.240
27	10.708	5.740	69	9.688	6.240
28	9.688	5.740	70	8.667	6.240
29	8.667	5.740	71	7.646	6.240
30	7.646	5.740	72	6.625	6.240
31	6.625	5.740	73	5.604	6.240
32	5.604	5.740	74	4.583	6.240
33	4.583	5.740	75	3.563	6.240
34	3.563	5.740	76	2.542	6.240
35	2.542	5.740	77	1.521	6.240
36	1.800	5.740	78	0.500	6.240
37	1.521	5.740	79	0.000	5.740
38	1.300	5.740	80	0.000	4.692
39	0.500	5.740	81	0.000	3.644
40	0.500	5.040	82	0.000	2.596
41	0.500	4.692	83	0.000	1.548
42	0.500	4.540	84	0.000	0.500

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 39 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1600 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 39 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 23 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1600 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 23 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1400 = 450 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1600 = 300 mm

(7) 15 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1400 = 450 mm

(8) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1600 = 300 mm

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 50 = 140000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(13.850 × 13.850) = 13.85 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 140000 = 466670.00 kN/m³

Kv = 466670.000 × (13.850 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 26348.96 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.600/2 + 1.021/2) = 34528 kN/m	1,15
Kv2	Kv x (1.021/2 + 1.021/2) = 26898 kN/m	3~13
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	8

8. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 실트질 모래 (EL. : 11.140 ~ -6.000, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 289.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 289.0 = 231.2 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 231.2^2 = 108977.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.45) × 108977.0 = 316033.3 kN/m^2

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 289.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo = 0.5 × 289.0 = 144.5 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 144.5^2 = 42569.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.45) × 42569.0 = 123450.1 kN/m^2

(2) 풍화암 (EL. : -6.000 ~ -13.000, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 631.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 631.0 = 504.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 504.8^2 = 519517.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.45) × 519517.0 = 1506599.3 kN/m^2

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 631.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo = 0.5 × 631.0 = 315.5 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 315.5^2 = 202936.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.45) × 202936.0 = 588514.4 kN/m^2

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제3토층 ,실트질 모래

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.850 × 13.850) = 13.850 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 316033.3 = 1053444.33 kN/m^3

Kv = 1053444.330 × (13.850 / 0.3)$^{-3/4}$ = 59479.21 kN/m^3

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 59479.210 = 19826.40 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제4토층 , 풍화암

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.850 × 13.850) = 13.850 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 1506599.3 = 5021997.67 kN/m³

Kv = 5021997.670 × (13.850 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 283550.30 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 283550.300 = 94516.77 kN/m³

(3) 측벽 : 제3토층 , 실트질 모래

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.640 × 6.640) = 6.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 316033.3 = 1053444.33 kN/m³

Kh = 1053444.330 × (6.640 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 103234.88 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 103234.880 = 34411.63 kN/m³

(4) 측벽 : 제4토층 , 풍화암

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.640 × 6.640) = 6.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 1506599.3 = 5021997.67 kN/m³

Kh = 5021997.670 × (6.640 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 492143.09 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 492143.090 = 164047.70 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.021/2 + 1.021/2) = 60718 kN/m	25,27~35,37
Ksb1	Ksb x (1.021/2 + 1.021/2) = 20239 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.048/2 + 1.048/2) = 515766 kN/m	17~19,43~45
Kss1	Kss x (1.048/2 + 1.048/2) = 171922 kN/m	
Kh2	Kh x (1.048/2 + 1.048/2) = 108190 kN/m	21,41
Kss2	Kss x (1.048/2 + 1.048/2) = 36063 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.021/2 + 1.021/2) = 289457 kN/m	3~13
Ksb1	Ksb x (1.021/2 + 1.021/2) = 96486 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.600/2 + 1.021/2) = 371569 kN/m	1,15
Ksb1	Kh x (1.048/2 + 1.400/2) = 602383 kN/m	
Kv2	Kv x (1.021/2 + 1.600/2) = 77942 kN/m	23,39
Ksb2	Kh x (1.048/2 + 1.400/2) = 126359 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제3토층 ,실트질 모래

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.850 × 13.850) = 13.850 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 123450.1 = 411500.33 kN/m³

Kv = 411500.330 × (13.850 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 23233.99 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 23233.990 = 7744.66 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제4토층 , 풍화암

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.850 × 13.850) = 13.850 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 588514.4 = 1961714.67 kN/m³

Kv = 1961714.670 × (13.850 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 110761.66 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 110761.660 = 36920.55 kN/m³

(3) 측벽 : 제3토층 , 실트질 모래

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.640 × 6.640) = 6.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 123450.1 = 411500.33 kN/m³

Kh = 411500.330 × (6.640 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 40325.99 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 40325.990 = 13442.00 kN/m³

(4) 측벽 : 제4토층 , 풍화암

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.640 × 6.640) = 6.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 588514.4 = 1961714.67 kN/m³

Kh = 1961714.670 × (6.640 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 192243.08 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 192243.080 = 64081.03 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.021/2 + 1.021/2) = 23718 kN/m	25,27~35,37
Ksb1	Ksb x (1.021/2 + 1.021/2) = 7906 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.048/2 + 1.048/2) = 201471 kN/m	17~19,43~45
Kss1	Kss x (1.048/2 + 1.048/2) = 67157 kN/m	
Kh2	Kh x (1.048/2 + 1.048/2) = 42262 kN/m	21,41
Kss2	Kss x (1.048/2 + 1.048/2) = 14087 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.021/2 + 1.021/2) = 113069 kN/m	3~13
Ksb1	Ksb x (1.021/2 + 1.021/2) = 37690 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.600/2 + 1.021/2) = 145144 kN/m	1,15
Ksb1	Kh x (1.048/2 + 1.400/2) = 235306 kN/m	
Kv2	Kv x (1.021/2 + 1.600/2) = 30446 kN/m	23,39
Ksb2	Kh x (1.048/2 + 1.400/2) = 49359 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

	성능기 / 준 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(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.16 = 0.091
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.16 = 0.224

9. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 토 사	: 14.450 × 19.00		= 274.550	kN/m²
- 방 수	: 0.050 × 21.50		= 1.075	kN/m²
		∴ Total Wd1	= 287.125	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00		= 9.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 13.950 × 10.00		= 139.500	kN/m²
- 방수	: 0.050 × 21.50		= 1.075	kN/m²
		∴ Total Wd2	= 161.575	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	9.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 15.000m

- Wl1 = 9.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 9.000 × 0.500 = 4.500 kN/m²

③ 상재활하중

- WL = 10.000 kN/m²

④ 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 15.200 × 19.000) × 0.500 = 150.150 kN/m²
Wh2 = 150.150 + 0.700 × 19.000 × 0.500 = 156.800 kN/m²
Wh3 = 156.800 + 0.348 × 19.000 × 0.500 = 160.106 kN/m²
Wh4 = 160.106 + 0.152 × 19.000 × 0.500 = 161.550 kN/m²
Wh5 = 161.550 + 0.896 × 19.000 × 0.500 = 170.062 kN/m²
Wh6 = 170.062 + 1.048 × 19.000 × 0.500 = 180.018 kN/m²
Wh7 = 180.018 + 1.048 × 19.000 × 0.500 = 189.974 kN/m²
Wh8 = 189.974 + 0.348 × 19.000 × 0.500 = 193.280 kN/m²
Wh9 = 193.280 + 0.700 × 19.000 × 0.500 = 199.930 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 14.700 × 10.00 = 84.000 kN/m²
Wh2 = 84.000 + 0.700 × 10.000 × 0.500 = 87.500 kN/m²
Wh3 = 87.500 + 0.348 × 10.000 × 0.500 = 89.240 kN/m²
Wh4 = 89.240 + 0.152 × 10.000 × 0.500 = 90.000 kN/m²
Wh5 = 90.000 + 0.896 × 10.000 × 0.500 = 94.480 kN/m²
Wh6 = 94.480 + 1.048 × 10.000 × 0.500 = 99.720 kN/m²
Wh7 = 99.720 + 1.048 × 10.000 × 0.500 = 104.960 kN/m²
Wh8 = 104.960 + 0.348 × 10.000 × 0.500 = 106.700 kN/m²
Wh9 = 106.700 + 0.700 × 10.000 × 0.500 = 110.200 kN/m²

6) 온도하중

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

7) 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 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

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

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	3.140	248.600	248.600	19.000	0.051	0.051
실트질 자갈	2.200	156.000	156.000	20.000	0.056	0.056
점토	8.700	156.000	156.000	20.000	0.223	0.223
실트질 모래	3.100	289.000	289.000	20.000	0.043	0.043
풍화암	12.860	631.000	631.000	20.000	0.082	0.082
계					0.455	0.455

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.455 = 0.569	1.25 Tg' = 1.25 × 0.455 = 0.569

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.230/(2.5×0.160) = 0.575	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.230/(2.5×0.160) = 0.575
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.575 = 0.115	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.575 = 0.115

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

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

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

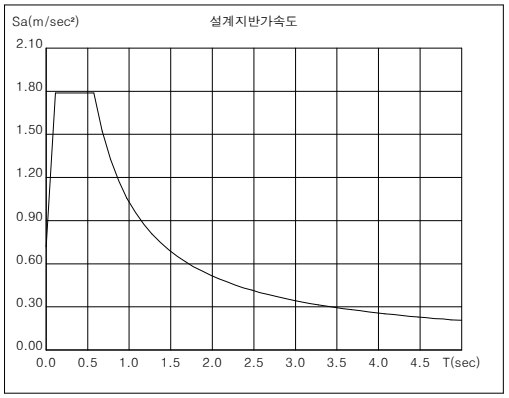
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd = 1.789 m/s² - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd = 3.664 m/s² - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg

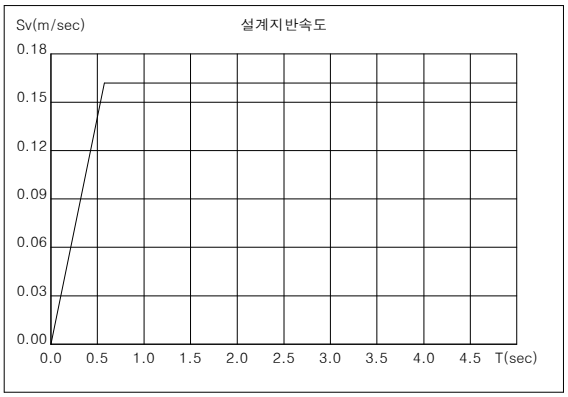
5) 속도 응답스펙트럼(Sv)　　- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.569 / 2π × 1.789 = 0.162 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.569 / 2π × 3.664 = 0.332 m/s

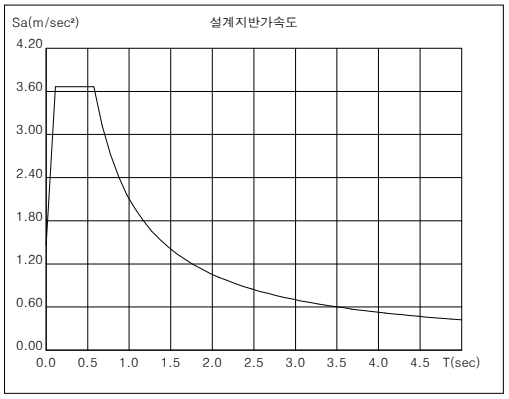
6) 설계응답 응답스펙트럼

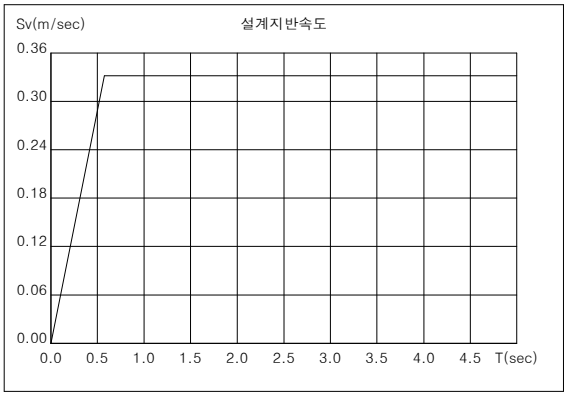
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 층별 변위값 정리

- 제 1층의 두께(H1) = 17.140 m
- 제 2층의 두께(H2) = 12.860 m
- 제 1층의 습윤단위 체적중량(γ1) = 16.340 kN/m³
- 제 2층의 습윤단위 체적중량(γ2) = 20.000 kN/m³
- 제 1층의 평균전단파속도(Vsod1) = 151.476 m/sec
- 제 2층의 평균전단파속도(Vsod2) = 631.000 m/sec
- 제 1층과 제2층의 임피던스비(α)
  (γ1×Vsod1) / (γ2×Vsod2) = (16.340 × 151.476) / (20.000 × 631.000)
  = 0.196

- 지반의 설계 고유 진동수(Wo)

$(1+\alpha)\times\cos[Wo\times(H1/Vsod1 + H2/Vsod2)] + (1-\alpha)\times\cos[Wo\times(H1/Vsod1 - H2/Vsod2)] = 0$

$(1 + 0.196) \times \cos[Wo \times (17.140 / 151.476 + 12.860 / 631.000)] +$

$(1 - 0.196) \times \cos[Wo \times (17.140 / 151.476 - 12.860 / 631.000)] = 0$

에서 시행착오법으로 산정, Wo = 13.397

- 각 층별 변위 계산식

  - 제1층 변위 계산식

$Uh1 = 2/\pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(Wo \times x1/Vsod1)$

  - 제2층 변위 계산식

$Uh2 = 2/\pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(Wo \times H1/Vsod1) \times$

$[\cos(Wo \times x2/Vsod2) - \sin(Wo \times x2/Vsod2) / \tan(Wo \times H2/Vsod2)]$

8) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 15.700 m
- 하부슬래브 EL. = 20.940 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 19826.400 \times (0.003385 - 0.000726)$ $= 52.718\ kN/m^2$	$Po = 7744.660 \times (0.006938 - 0.001489)$ $= 42.201\ kN/m^2$

9) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m^3)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m^2)
15.700	103234.880	0.003385	0.002659	274.502
16.400	103234.880	0.002242	0.001516	156.504
16.748	103234.880	0.001671	0.000945	97.557
16.900	103234.880	0.001420	0.000694	71.645
17.796	492143.090	0.000974	0.000248	122.051
18.844	492143.090	0.000892	0.000166	81.696
19.892	492143.090	0.000809	0.000083	40.848
20.240	492143.090	0.000782	0.000056	27.560
20.940	492143.090	0.000726	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
15.700	40325.990	0.006938	0.005449	219.736
16.400	40325.990	0.004595	0.003106	125.253
16.748	40325.990	0.003424	0.001935	78.031
16.900	40325.990	0.002911	0.001422	57.344
17.796	192243.080	0.001995	0.000506	97.275
18.844	192243.080	0.001827	0.000338	64.978
19.892	192243.080	0.001658	0.000169	32.489
20.240	192243.080	0.001602	0.000113	21.723
20.940	192243.080	0.001489	0.000000	0.000

10) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	108977.000 × 0.001603 = 174.690	42569.000 × 0.003285 = 139.840
Vb	519517.000 × 0.000079 = 41.040	202936.000 × 0.000162 = 32.880
Vs	(174.690 + 41.040) / 2 = 107.870	(139.840 + 32.880) / 2 = 86.360

11) 구체 관성력

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

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.400×25.000×0.091×(1 - 0.015×15.700) = 2.435	fu = 1.400×25.000×0.224×(1 - 0.015×15.700) = 5.994

② 하부슬래브

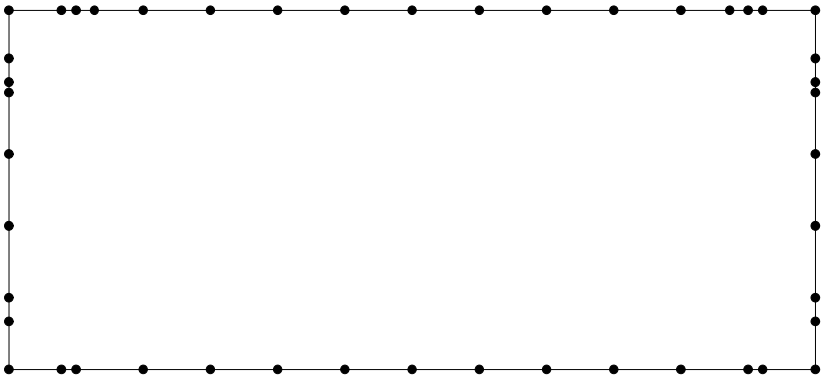
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.400×25.000×0.091×(1 - 0.015×20.940) = 2.185	fb = 1.400×25.000×0.224×(1 - 0.015×20.940) = 5.377

③ 측벽

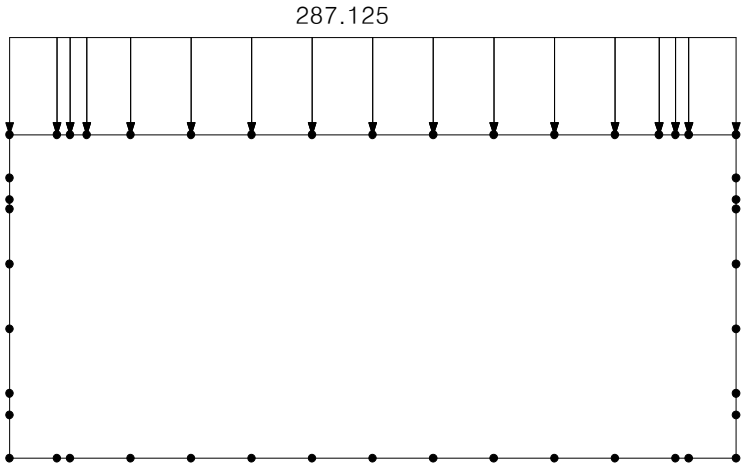
기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
f1 = 1.600×25.000×0.091×(1-0.015×15.700) = 2.783	f1 = 1.600×25.000×0.224×(1-0.015×15.700) = 6.850
f2 = 1.600×25.000×0.091×(1-0.015×16.400) = 2.745	f2 = 1.600×25.000×0.224×(1-0.015×16.400) = 6.756
f3 = 1.600×25.000×0.091×(1-0.015×16.748) = 2.726	f3 = 1.600×25.000×0.224×(1-0.015×16.748) = 6.709
f4 = 1.600×25.000×0.091×(1-0.015×16.900) = 2.717	f4 = 1.600×25.000×0.224×(1-0.015×16.900) = 6.689
f5 = 1.600×25.000×0.091×(1-0.015×17.796) = 2.668	f5 = 1.600×25.000×0.224×(1-0.015×17.796) = 6.568
f6 = 1.600×25.000×0.091×(1-0.015×18.844) = 2.611	f6 = 1.600×25.000×0.224×(1-0.015×18.844) = 6.427
f7 = 1.600×25.000×0.091×(1-0.015×19.892) = 2.554	f7 = 1.600×25.000×0.224×(1-0.015×19.892) = 6.287
f8 = 1.600×25.000×0.091×(1-0.015×20.240) = 2.535	f8 = 1.600×25.000×0.224×(1-0.015×20.240) = 6.240
f9 = 1.600×25.000×0.091×(1-0.015×20.940) = 2.497	f9 = 1.600×25.000×0.224×(1-0.015×20.940) = 6.146

11. 하 중 재 하 (상시)

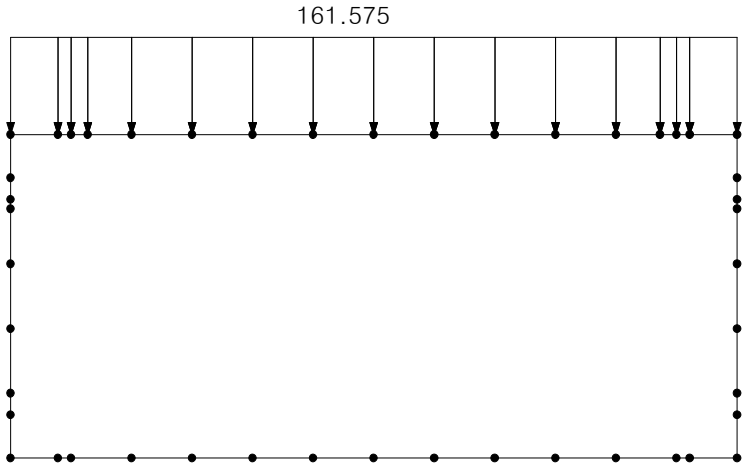
1) CASE1 - 구체자중(SW)



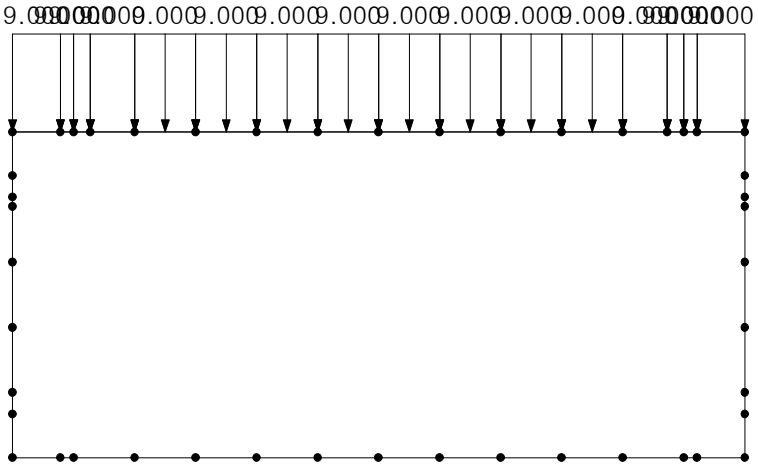
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



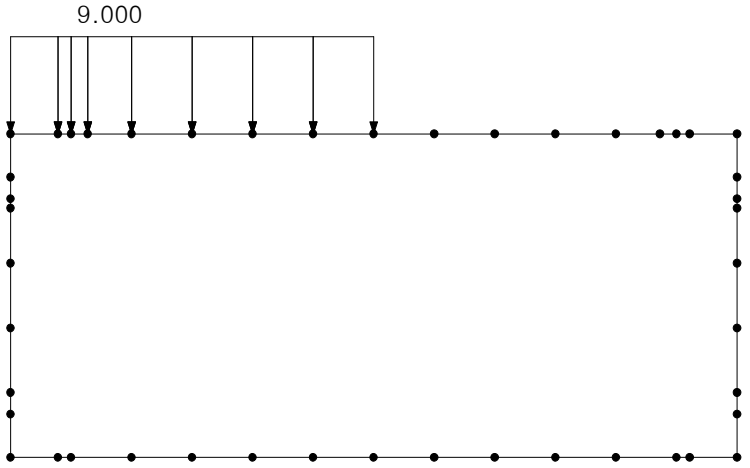
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



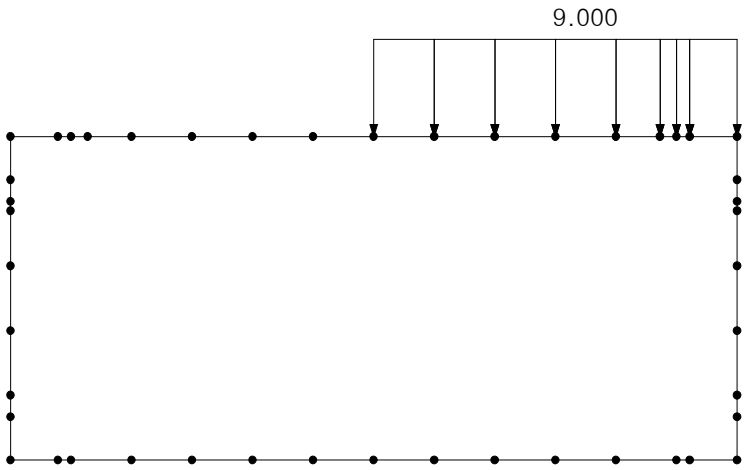
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



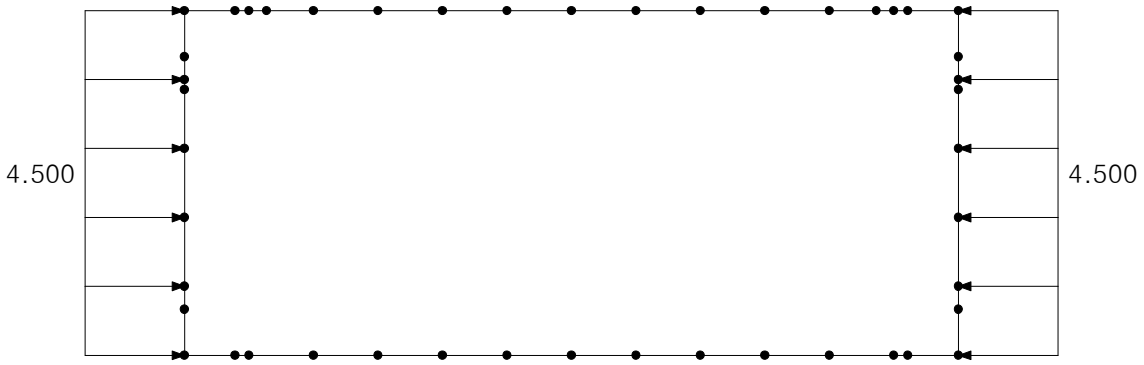
5) CASE5 - 편재활하중(좌측)(LIVELE)



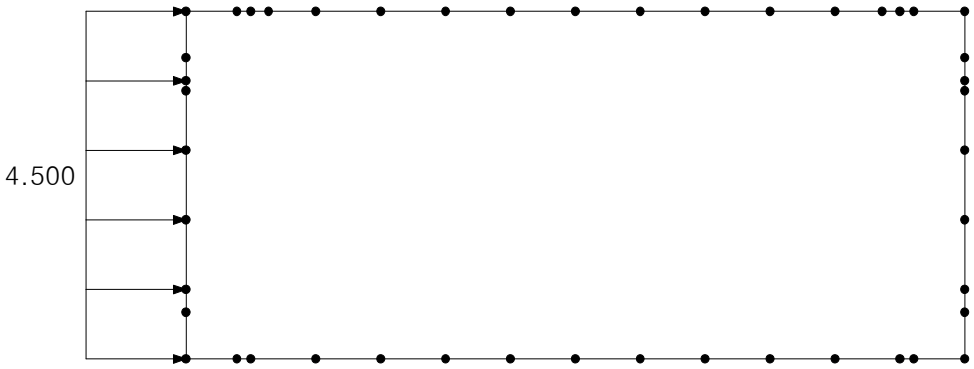
6) CASE6 - 편재활하중(우측)(LIVERI)



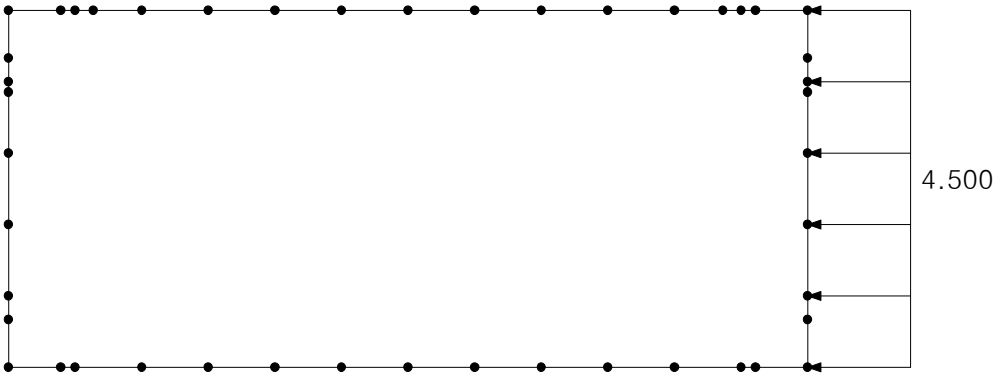
7) CASE7 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



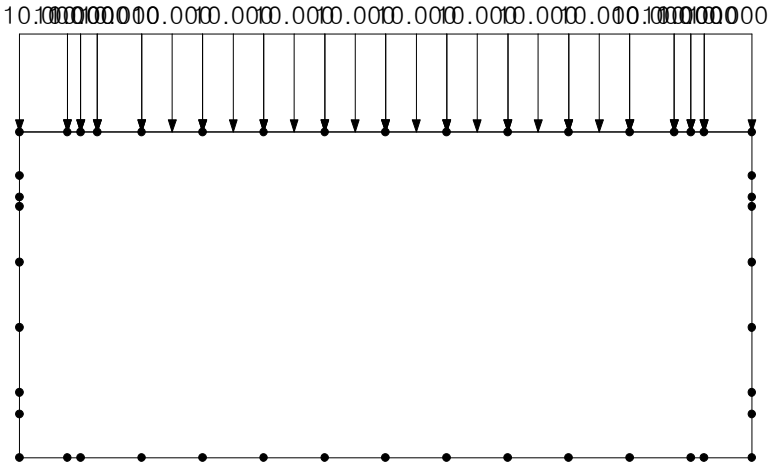
8) CASE8 - 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEH)



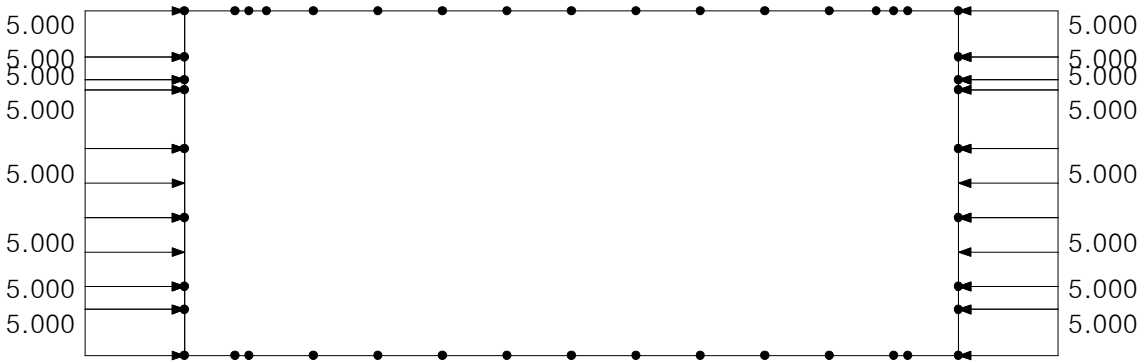
9) CASE9 - 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIH)



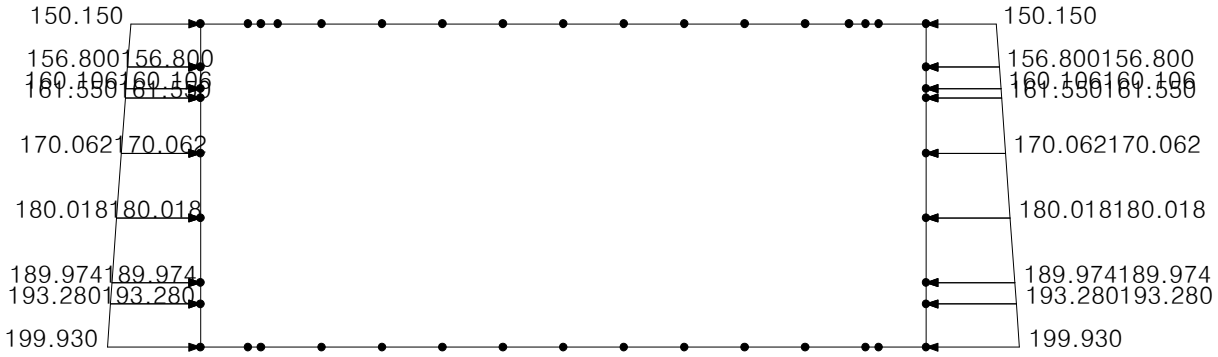
10) CASE10 - 상재활하중(LIVEA)



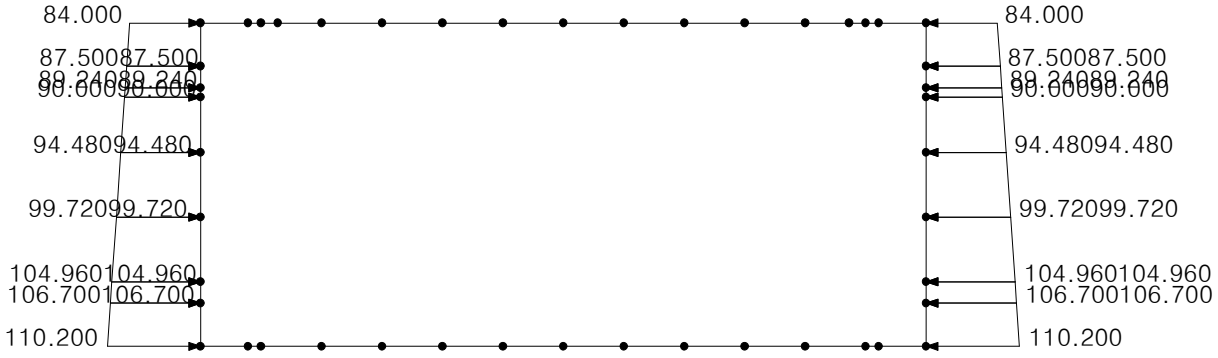
11) CASE11 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



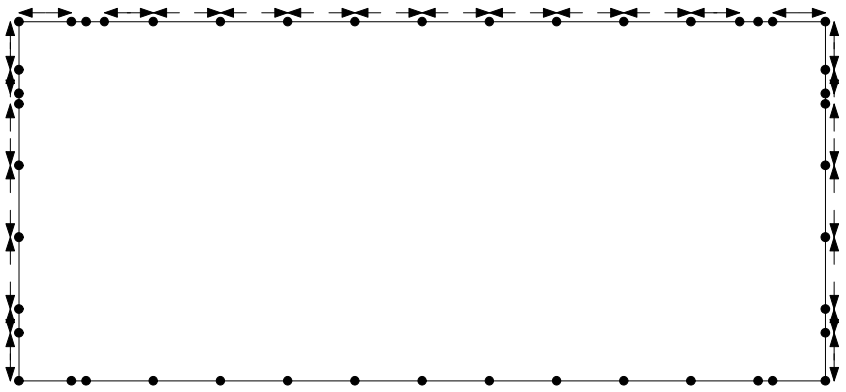
12) CASE12 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



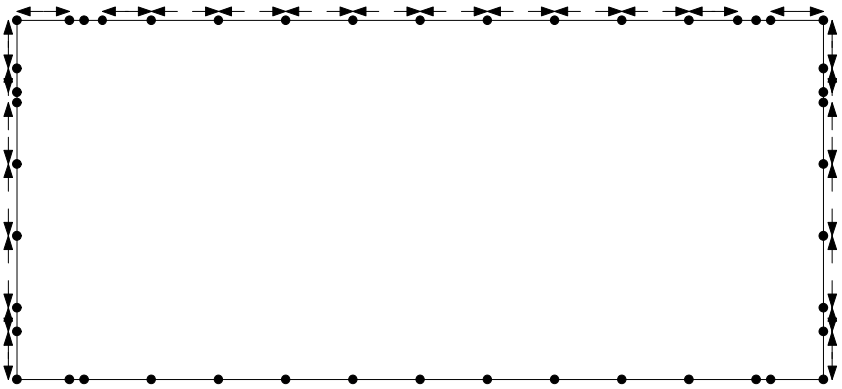
13) CASE13 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



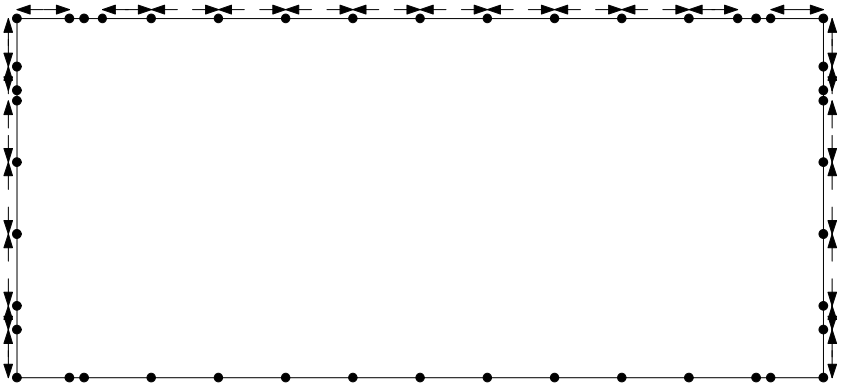
14) CASE14 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



15) CASE15 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

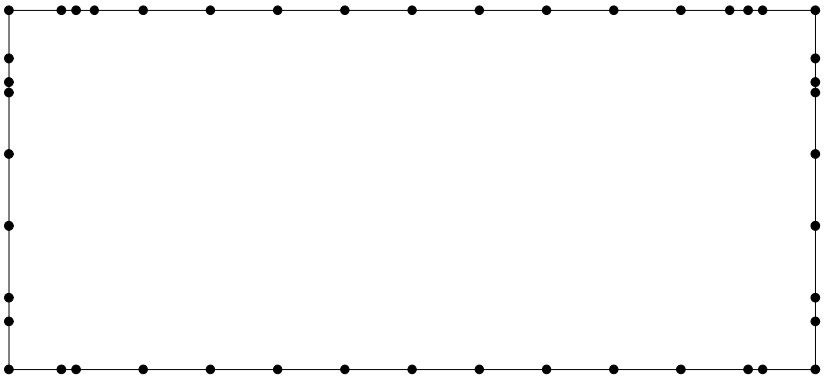


16) CASE16 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

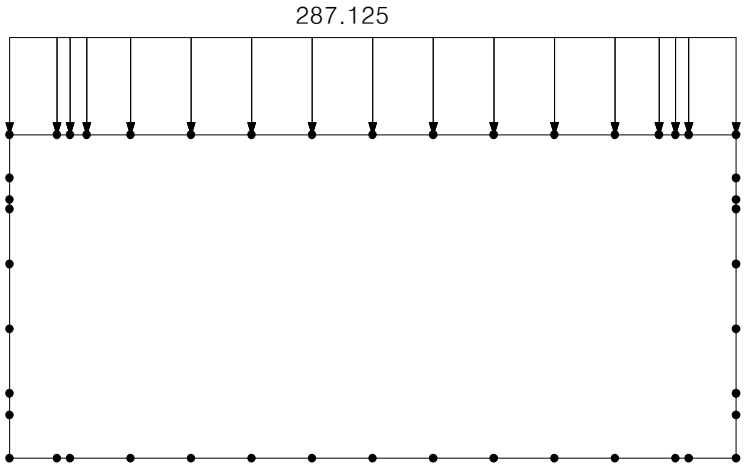


12. 하중 재하 (기능수행)

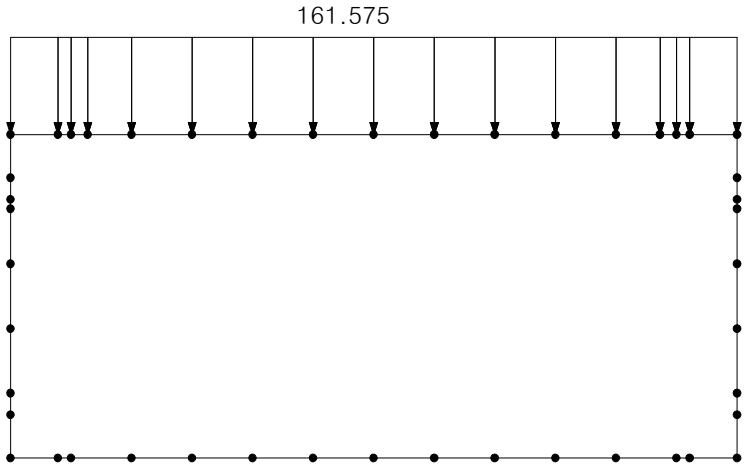
1) CASE1 - 구체자중(SW)



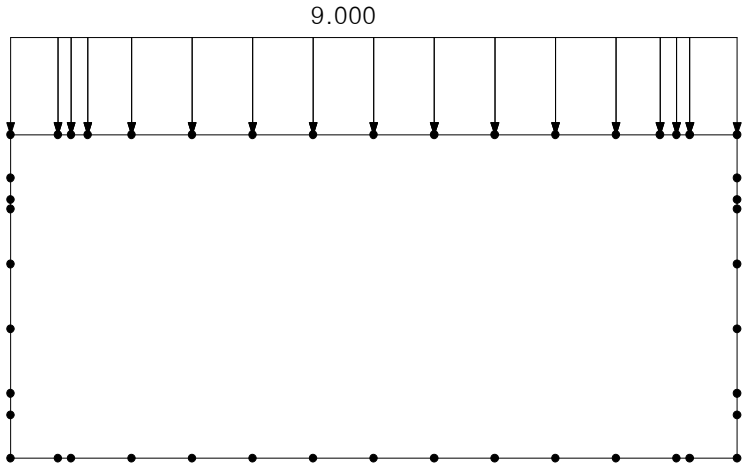
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



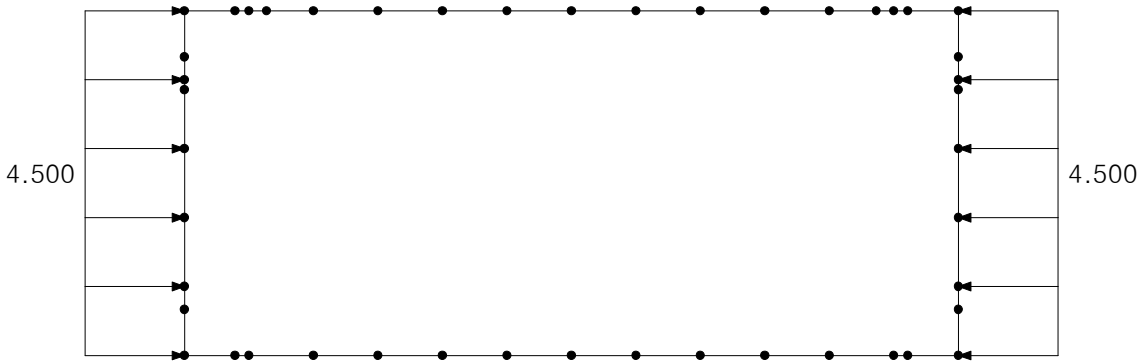
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



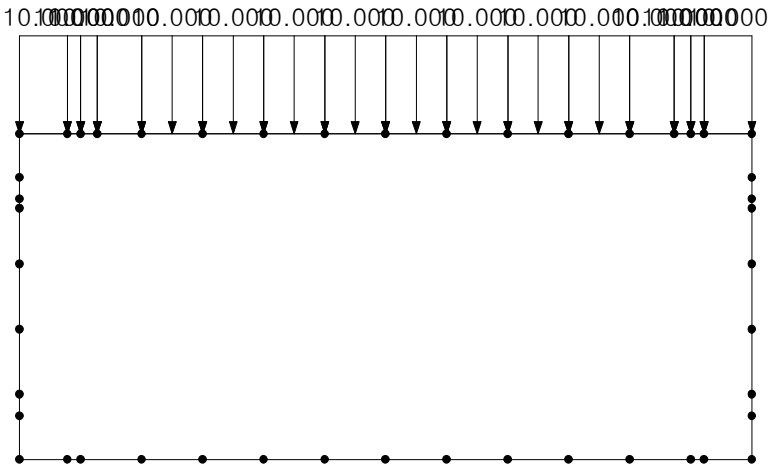
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



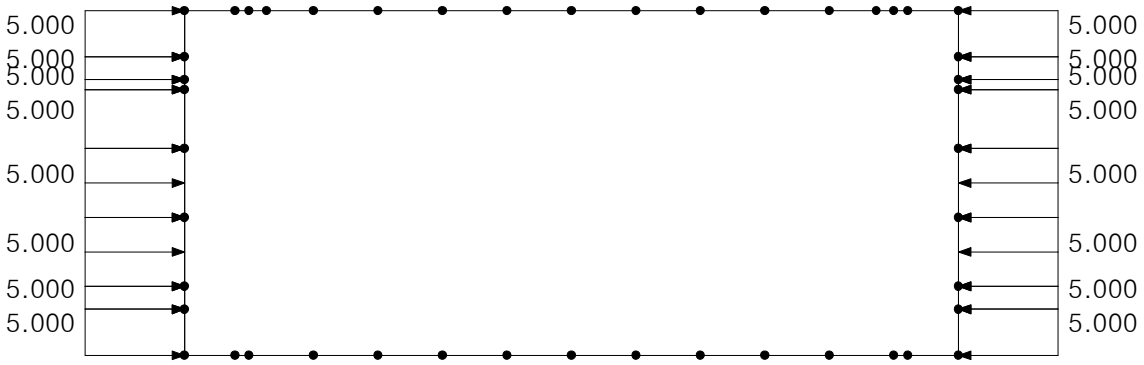
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



6) CASE6 - 지진시 상재활하중(LIVEAE)

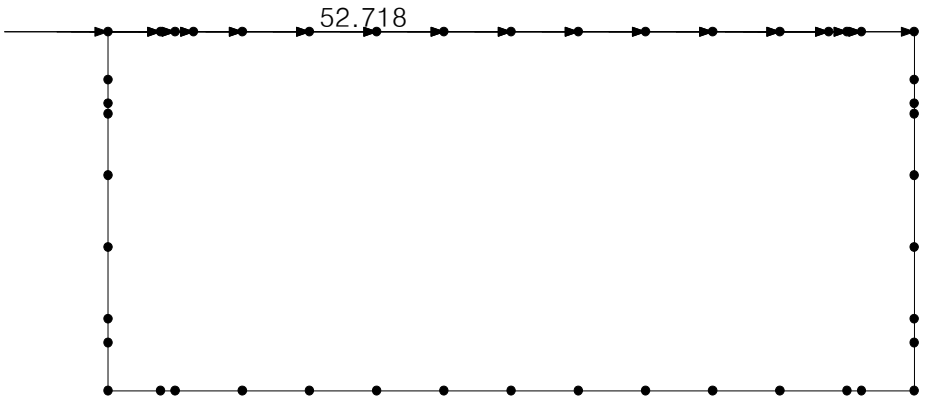


7) CASE7 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)

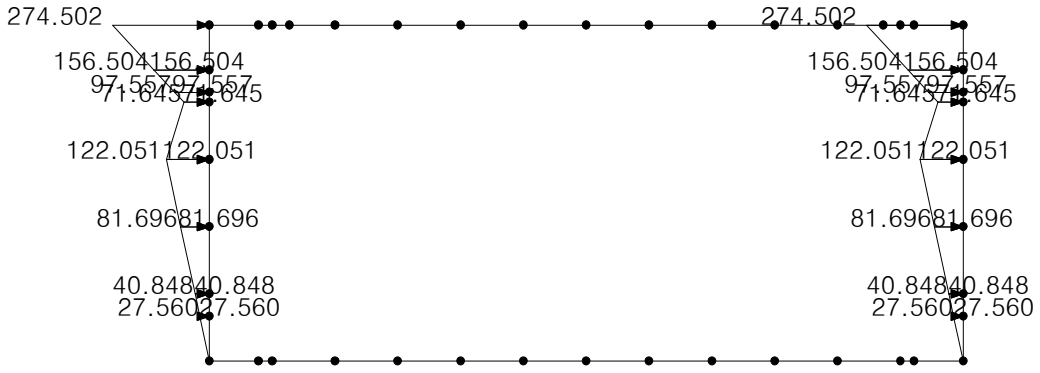


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

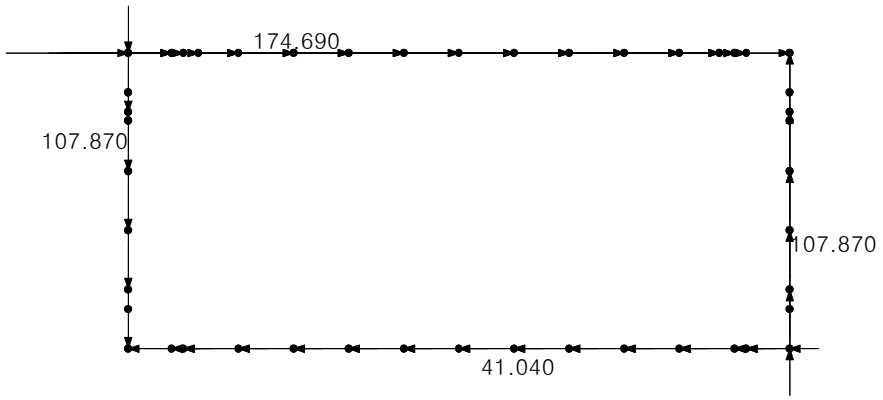
8) CASE8 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



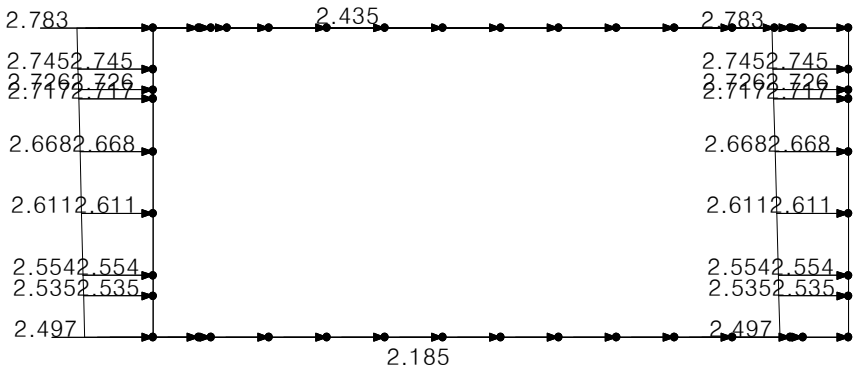
9) CASE9 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



10) CASE10 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

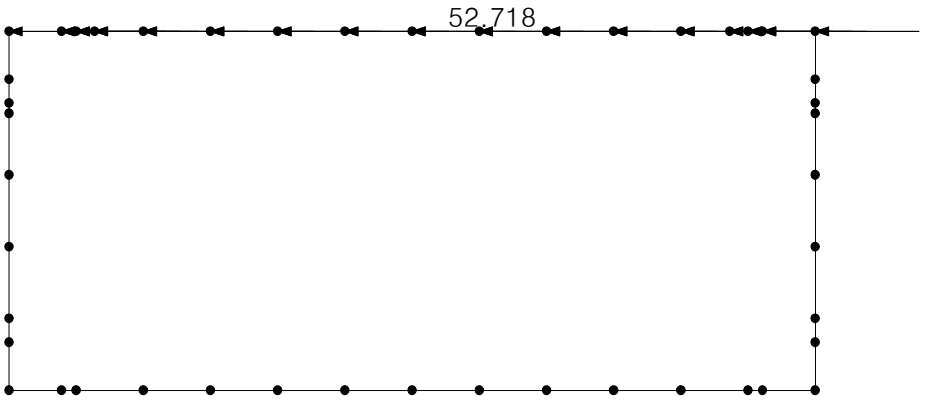


11) CASE11 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

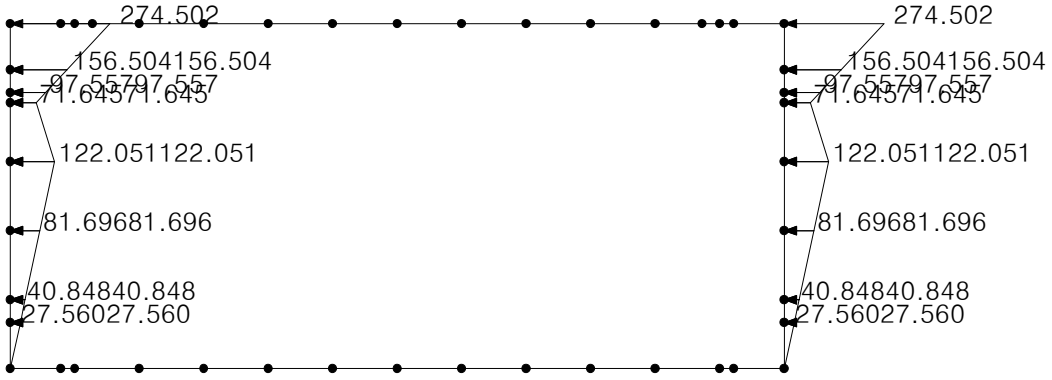


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

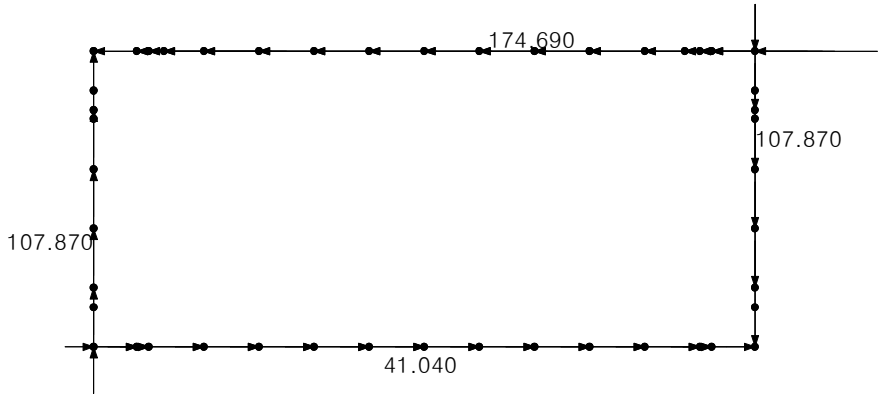
12) CASE12 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



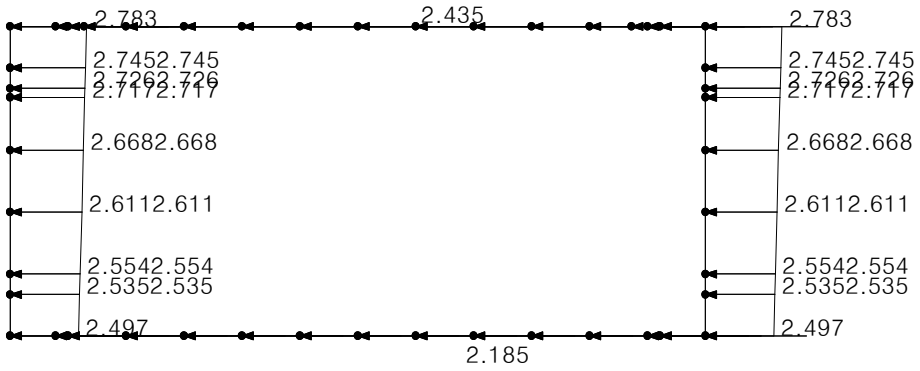
13) CASE13 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



14) CASE14 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

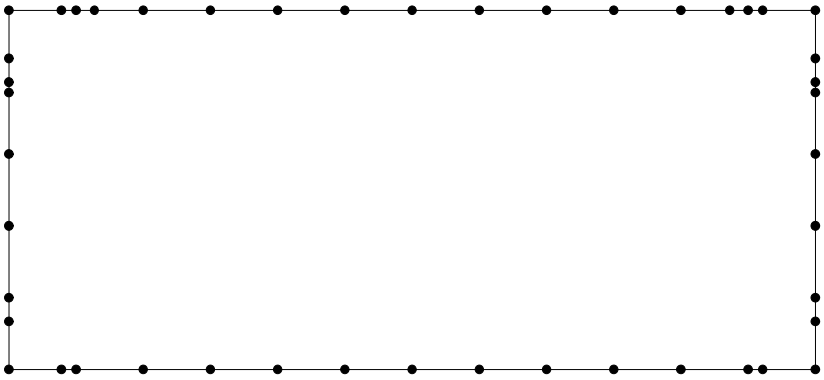


15) CASE15 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

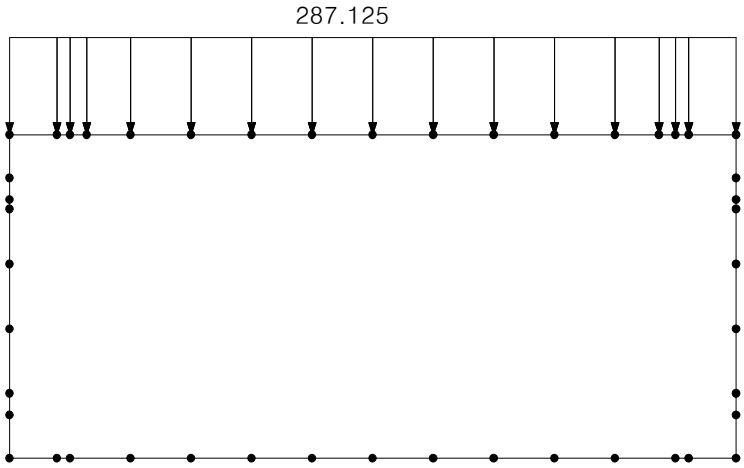


13. 하중 재하 (붕괴방지)

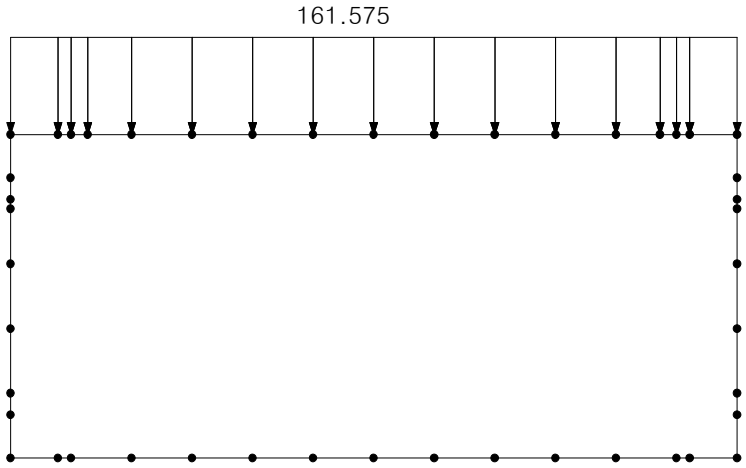
1) CASE1 - 구체자중(SW)



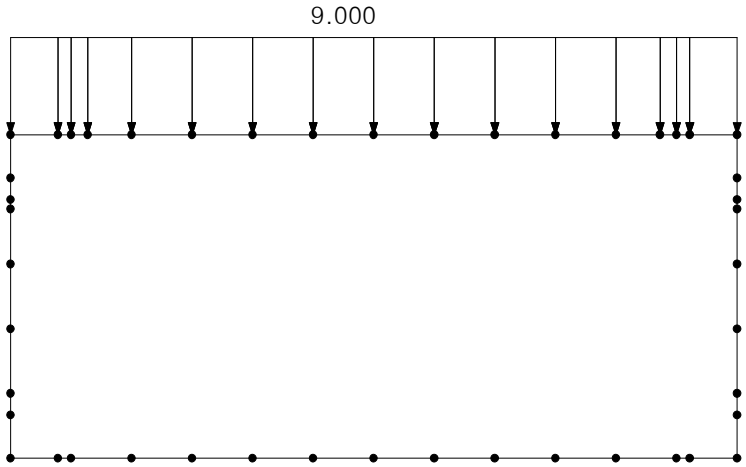
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



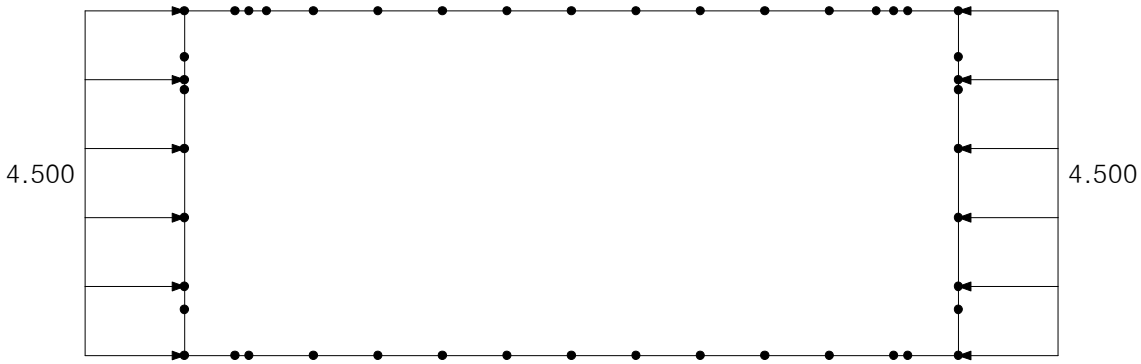
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



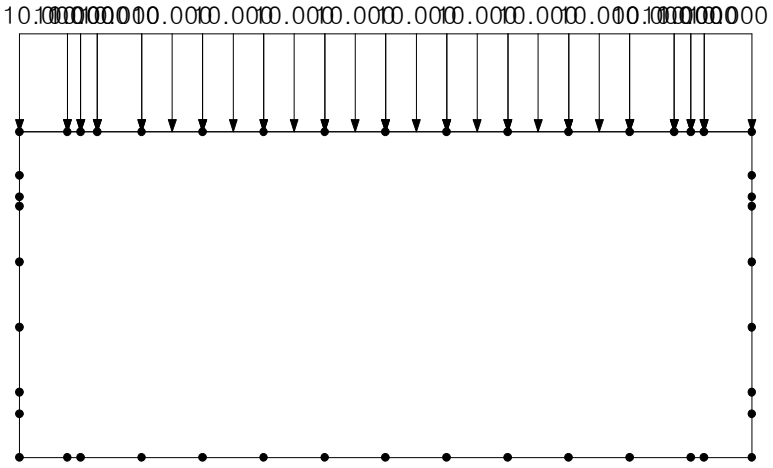
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



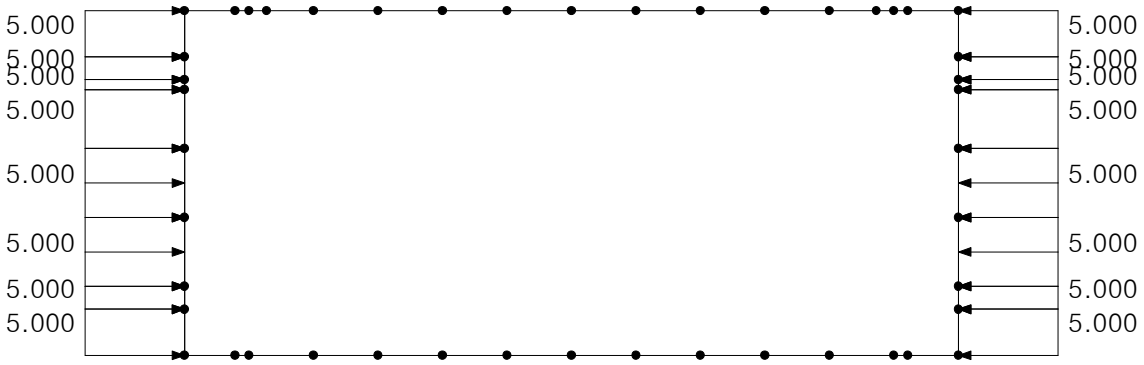
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



6) CASE6 - 지진시 상재활하중(LIVEAE)

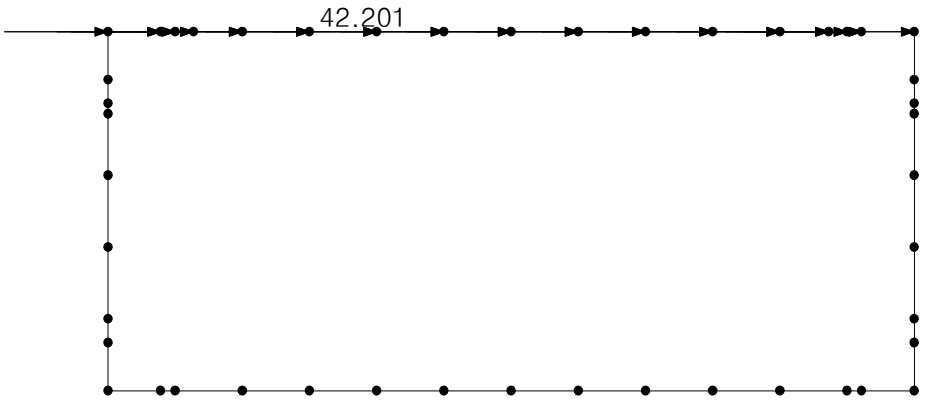


7) CASE7 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)

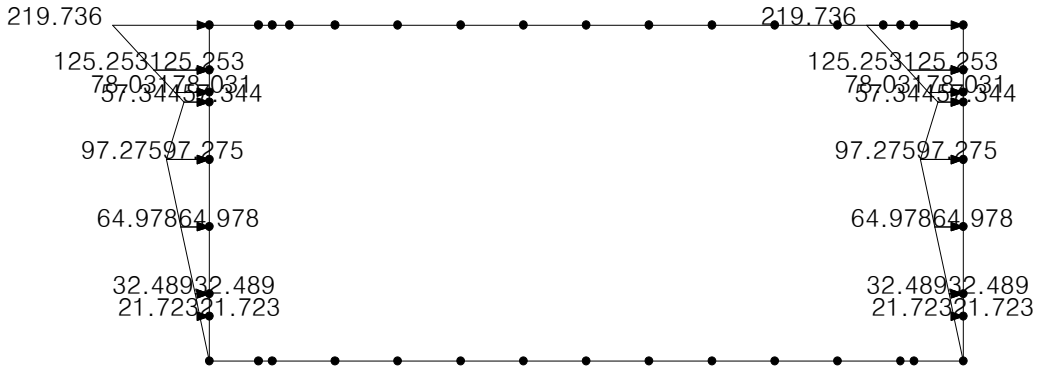


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

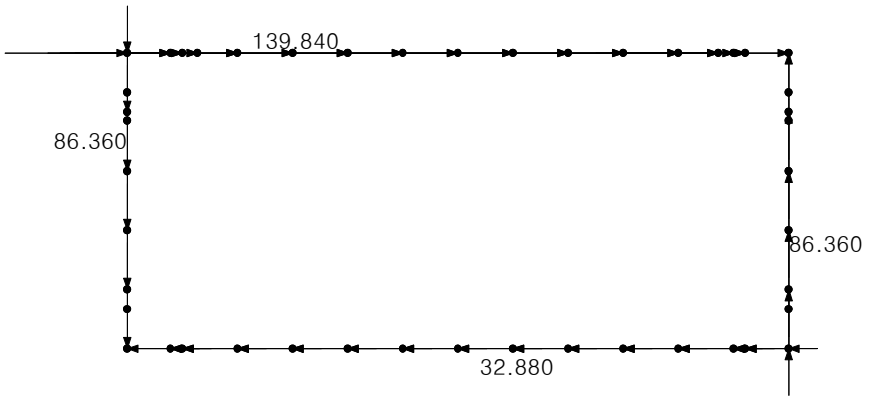
8) CASE8 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



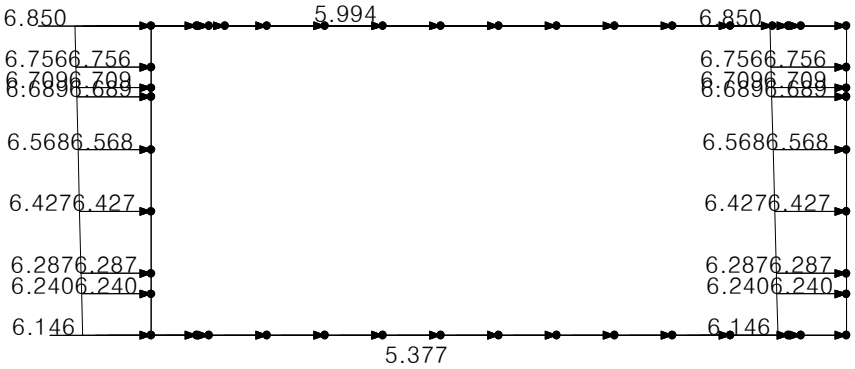
9) CASE9 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



10) CASE10 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

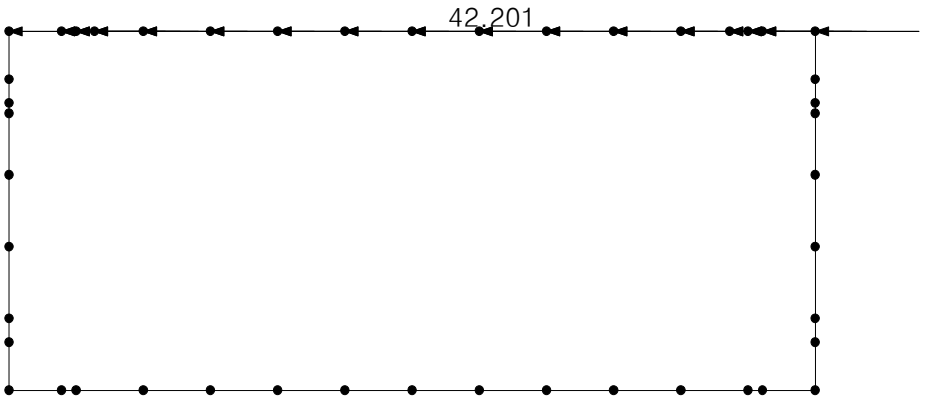


11) CASE11 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

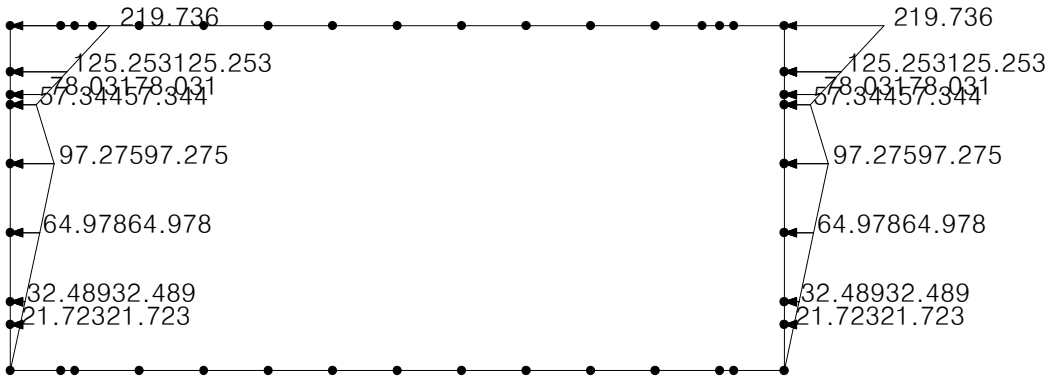


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

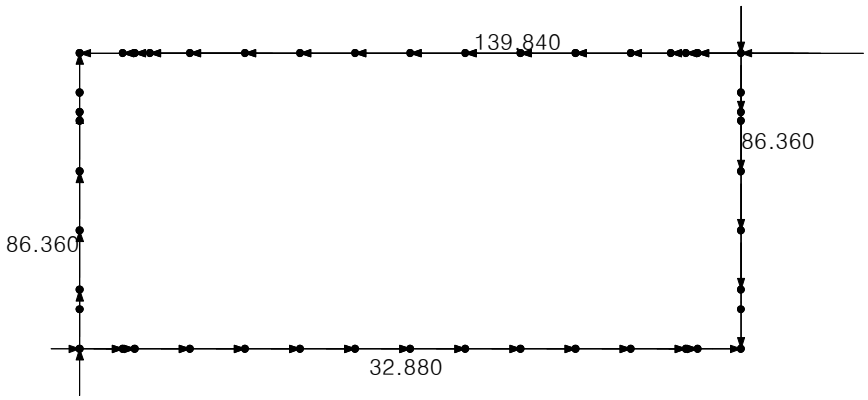
12) CASE12 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



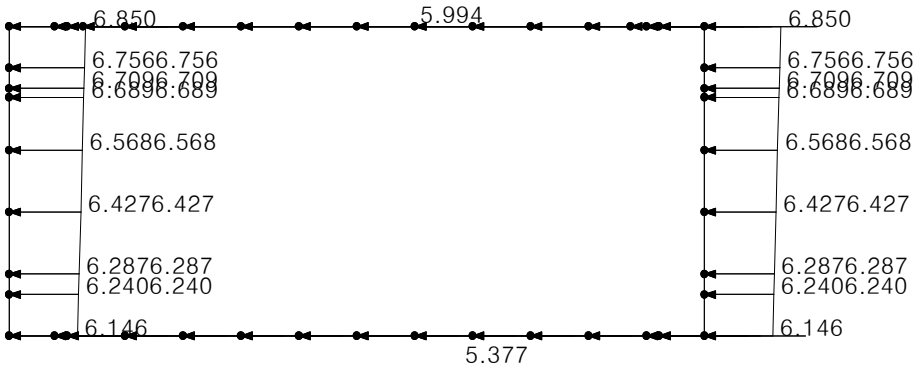
13) CASE13 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



14) CASE14 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



15) CASE15 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



14. 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) = 0.875, h = 15.000 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	지하수 고려
LC1	1.400					
LC2	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	
LC3	1.200		1.000			
LC4	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	
LC5	0.900	0.900		1.600		
LC6	0.900	0.900		0.800		
LC7	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	●
LC8	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600		●
LC10	0.900	0.900		0.800		●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	지하수 고려
LC1	1.000					
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
LC3	1.000		1.000			
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	
LC5	1.000	1.000		1.000		
LC6	1.000	1.000		0.500		
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000		●
LC10	1.000	1.000		0.500		●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000		1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500		1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000		1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500		1.000	●

4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000		1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500		1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000		1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500		1.000	●

15. INPUT DATA (상시)

```
; ACulvert SAP2000 데이터파일 : 평상시
;
SYSTEM
   DOF=UX,UZ,RY LENGTH=m FORCE=kN
JOINT
  1    X=     0.000 Y=     0.000 Z=     0.500
  2    X=     0.800 Y=     0.000 Z=     0.500
  3    X=     1.021 Y=     0.000 Z=     0.500
  4    X=     2.042 Y=     0.000 Z=     0.500
  5    X=     3.063 Y=     0.000 Z=     0.500
  6    X=     4.083 Y=     0.000 Z=     0.500
  7    X=     5.104 Y=     0.000 Z=     0.500
  8    X=     6.125 Y=     0.000 Z=     0.500
  9    X=     7.146 Y=     0.000 Z=     0.500
  10   X=     8.167 Y=     0.000 Z=     0.500
  11   X=     9.188 Y=     0.000 Z=     0.500
  12   X=    10.208 Y=     0.000 Z=     0.500
  13   X=    11.229 Y=     0.000 Z=     0.500
  14   X=    11.450 Y=     0.000 Z=     0.500
  15   X=    12.250 Y=     0.000 Z=     0.500
  16   X=    12.250 Y=     0.000 Z=     1.200
  17   X=    12.250 Y=     0.000 Z=     1.548
  18   X=    12.250 Y=     0.000 Z=     2.596
  19   X=    12.250 Y=     0.000 Z=     3.644
  20   X=    12.250 Y=     0.000 Z=     4.540
  21   X=    12.250 Y=     0.000 Z=     4.692
  22   X=    12.250 Y=     0.000 Z=     5.040
  23   X=    12.250 Y=     0.000 Z=     5.740
  24   X=    11.450 Y=     0.000 Z=     5.740
  25   X=    11.229 Y=     0.000 Z=     5.740
  26   X=    10.950 Y=     0.000 Z=     5.740
  27   X=    10.208 Y=     0.000 Z=     5.740
  28   X=     9.188 Y=     0.000 Z=     5.740
  29   X=     8.167 Y=     0.000 Z=     5.740
  30   X=     7.146 Y=     0.000 Z=     5.740
  31   X=     6.125 Y=     0.000 Z=     5.740
  32   X=     5.104 Y=     0.000 Z=     5.740
  33   X=     4.083 Y=     0.000 Z=     5.740
  34   X=     3.063 Y=     0.000 Z=     5.740
  35   X=     2.042 Y=     0.000 Z=     5.740
  36   X=     1.300 Y=     0.000 Z=     5.740
  37   X=     1.021 Y=     0.000 Z=     5.740
  38   X=     0.800 Y=     0.000 Z=     5.740
  39   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     5.740
  40   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     5.040
  41   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     4.692
  42   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     4.540
  43   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     3.644
  44   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     2.596
  45   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     1.548
  46   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     1.200
  47   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     0.000
  48   X=     1.021 Y=     0.000 Z=     0.000
  49   X=     2.042 Y=     0.000 Z=     0.000
  50   X=     3.063 Y=     0.000 Z=     0.000
  51   X=     4.083 Y=     0.000 Z=     0.000
  52   X=     5.104 Y=     0.000 Z=     0.000
  53   X=     6.125 Y=     0.000 Z=     0.000
  54   X=     7.146 Y=     0.000 Z=     0.000
  55   X=     8.167 Y=     0.000 Z=     0.000
  56   X=     9.188 Y=     0.000 Z=     0.000
  57   X=    10.208 Y=     0.000 Z=     0.000
  58   X=    11.229 Y=     0.000 Z=     0.000
  59   X=    12.250 Y=     0.000 Z=     0.000
RESTRAINT
  ADD=47 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=48 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=49 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=50 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=51 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=52 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=53 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=54 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=55 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=56 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=57 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=58 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=59 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
SPRING
  ADD=8 UX=1e+010
MATERIAL
  Name=1 M=2.54946 W=25
    E=2.6702e+007 U=0.167 A=9.99e-006
NLPROP
  NAME=1 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=34528.1 CE=0.99999 K=34528.1 OPEN=0
  NAME=2 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=26897.8 CE=0.99999 K=26897.8 OPEN=0
FRAME SECTION
  Name=1  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.4,1
  Name=2  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.6,1
  Name=3  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.752,1
  Name=4  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=2.1,1
  Name=5  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.9,1
  Name=6  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.67917,1
  Name=7  TYPE=NONPR SEC=2,3 EIVAR=1,1
  Name=8  TYPE=NONPR SEC=3,4 EIVAR=1,1
  Name=9  TYPE=NONPR SEC=5,6 EIVAR=1,1
  Name=10  TYPE=NONPR SEC=6,1 EIVAR=1,1
  Name=11  TYPE=NONPR SEC=1,6 EIVAR=1,1
  Name=12  TYPE=NONPR SEC=6,5 EIVAR=1,1
  Name=13  TYPE=NONPR SEC=4,3 EIVAR=1,1
  Name=14  TYPE=NONPR SEC=3,2 EIVAR=1,1
FRAME
     1 J=  1,   2 SEC= 1 IOFF=0.45 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
     2 J=  2,   3 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     3 J=  3,   4 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     4 J=  4,   5 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     5 J=  5,   6 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     6 J=  6,   7 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     7 J=  7,   8 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     8 J=  8,   9 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     9 J=  9,  10 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    10 J= 10,  11 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    11 J= 11,  12 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    12 J= 12,  13 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    13 J= 13,  14 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    14 J= 14,  15 SEC= 1 IOFF=0 JOFF=0.45 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
    15 J= 15,  16 SEC= 2 IOFF=0.3 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    16 J= 16,  17 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    17 J= 17,  18 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    18 J= 18,  19 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    19 J= 19,  20 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    20 J= 20,  21 SEC= 7 NSEG= 4 ANG=0
    21 J= 21,  22 SEC= 8 NSEG= 4 ANG=0
    22 J= 22,  23 SEC= 4 IOFF=0 JOFF=0.4 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    23 J= 23,  24 SEC= 5 IOFF=0.6 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    24 J= 24,  25 SEC= 9 NSEG= 4 ANG=0
    25 J= 25,  26 SEC=10 NSEG= 4 ANG=0
    26 J= 26,  27 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    27 J= 27,  28 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    28 J= 28,  29 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    29 J= 29,  30 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    30 J= 30,  31 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    31 J= 31,  32 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    32 J= 32,  33 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    33 J= 33,  34 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    34 J= 34,  35 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    35 J= 35,  36 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    36 J= 36,  37 SEC=11 NSEG= 4 ANG=0
    37 J= 37,  38 SEC=12 NSEG= 4 ANG=0
    38 J= 38,  39 SEC= 5 IOFF=0 JOFF=0.6 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    39 J= 39,  40 SEC= 4 IOFF=0.4 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
    40 J= 40,  41 SEC=13 NSEG= 4 ANG=180
    41 J= 41,  42 SEC=14 NSEG= 4 ANG=180
    42 J= 42,  43 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    43 J= 43,  44 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    44 J= 44,  45 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    45 J= 45,  46 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    46 J= 46,   1 SEC= 2 IOFF=0 JOFF=0.3 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
NLLINK
     1 J= 1,47 NLP=1 ANG=0
     2 J= 3,48 NLP=2 ANG=0
     3 J= 4,49 NLP=2 ANG=0
     4 J= 5,50 NLP=2 ANG=0
     5 J= 6,51 NLP=2 ANG=0
     6 J= 7,52 NLP=2 ANG=0
     7 J= 8,53 NLP=2 ANG=0
     8 J= 9,54 NLP=2 ANG=0
     9 J=10,55 NLP=2 ANG=0
    10 J=11,56 NLP=2 ANG=0
    11 J=12,57 NLP=2 ANG=0
    12 J=13,58 NLP=2 ANG=0
    13 J=15,59 NLP=1 ANG=0
LOAD
NAME=SW SW=1  ; 구체자중
NAME=PAVE  ; 상부고정하중 : 지하수無
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
```

```
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
NAME=PAVEW  ; 상부고정하중 : 지하수有
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
NAME=LIVEFU  ; 만재활하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-9, -9
NAME=LIVELE  ; 편재활하중(좌측)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-9, -9
NAME=LIVERI  ; 편재활하중(우측)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-9, -9
NAME=LIVEFUH  ; 만재활하중에 의한 수평하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=40 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=41 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=42 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=43 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=44 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=45 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=46 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=15 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=16 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=17 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=18 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=19 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=20 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=21 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=22 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
NAME=LIVELEH  ; 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=40 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=41 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=42 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=43 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=44 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=45 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=46 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
NAME=LIVERIH  ; 편재활하중에 의한 수평하중(우측)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=15 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=16 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=17 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=18 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=19 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=20 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=21 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=22 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
NAME=LIVEA  ; 상재활하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-10, -10
NAME=LIVEAH  ; 상재활하중에 의한 수평하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=40 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=41 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=42 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=43 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=44 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=45 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=46 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=15 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=16 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=17 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=18 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=19 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=20 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=21 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=22 RD=0,1 UX=-5, -5
NAME=SOILB  ; 양토압 : 지하수無
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=150.15, 156.8
      ADD=40 RD=0,1 UX=156.8, 160.106
      ADD=41 RD=0,1 UX=160.106, 161.55
      ADD=42 RD=0,1 UX=161.55, 170.062
      ADD=43 RD=0,1 UX=170.062, 180.018
      ADD=44 RD=0,1 UX=180.018, 189.974
      ADD=45 RD=0,1 UX=189.974, 193.28
      ADD=46 RD=0,1 UX=193.28, 199.93
      ADD=15 RD=0,1 UX=-199.93, -193.28
      ADD=16 RD=0,1 UX=-193.28, -189.974
      ADD=17 RD=0,1 UX=-189.974, -180.018
      ADD=18 RD=0,1 UX=-180.018, -170.062
      ADD=19 RD=0,1 UX=-170.062, -161.55
      ADD=20 RD=0,1 UX=-161.55, -160.106
      ADD=21 RD=0,1 UX=-160.106, -156.8
      ADD=22 RD=0,1 UX=-156.8, -150.15
NAME=SOILBW  ; 양토압 : 지하수有
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=84, 87.5
      ADD=40 RD=0,1 UX=87.5, 89.24
      ADD=41 RD=0,1 UX=89.24, 90
      ADD=42 RD=0,1 UX=90, 94.48
      ADD=43 RD=0,1 UX=94.48, 99.72
      ADD=44 RD=0,1 UX=99.72, 104.96
      ADD=45 RD=0,1 UX=104.96, 106.7
      ADD=46 RD=0,1 UX=106.7, 110.2
      ADD=15 RD=0,1 UX=-110.2, -106.7
      ADD=16 RD=0,1 UX=-106.7, -104.96
      ADD=17 RD=0,1 UX=-104.96, -99.72
      ADD=18 RD=0,1 UX=-99.72, -94.48
      ADD=19 RD=0,1 UX=-94.48, -90
      ADD=20 RD=0,1 UX=-90, -89.24
      ADD=21 RD=0,1 UX=-89.24, -87.5
      ADD=22 RD=0,1 UX=-87.5, -84
NAME=TEMPPLUS  ; 온도변화(+)
   TYPE=Temperature ELEM=FRAME
      ADD=15 T=10
      ADD=16 T=10
      ADD=17 T=10
      ADD=18 T=10
```

```
      ADD=19 T=10
      ADD=20 T=10
      ADD=21 T=10
      ADD=22 T=10
      ADD=23 T=10
      ADD=24 T=10
      ADD=25 T=10
      ADD=26 T=10
      ADD=27 T=10
      ADD=28 T=10
      ADD=29 T=10
      ADD=30 T=10
      ADD=31 T=10
      ADD=32 T=10
      ADD=33 T=10
      ADD=34 T=10
      ADD=35 T=10
      ADD=36 T=10
      ADD=37 T=10
      ADD=38 T=10
      ADD=39 T=10
      ADD=40 T=10
      ADD=41 T=10
      ADD=42 T=10
      ADD=43 T=10
      ADD=44 T=10
      ADD=45 T=10
      ADD=46 T=10
  NAME=TEMPMINU  ; 온도변화(-)
    TYPE=Temperature ELEM=FRAME
      ADD=15 T=-10
      ADD=16 T=-10
      ADD=17 T=-10
      ADD=18 T=-10
      ADD=19 T=-10
      ADD=20 T=-10
      ADD=21 T=-10
      ADD=22 T=-10
      ADD=23 T=-10
      ADD=24 T=-10
      ADD=25 T=-10
      ADD=26 T=-10
      ADD=27 T=-10
      ADD=28 T=-10
      ADD=29 T=-10
      ADD=30 T=-10
      ADD=31 T=-10
      ADD=32 T=-10
      ADD=33 T=-10
      ADD=34 T=-10
      ADD=35 T=-10
      ADD=36 T=-10
      ADD=37 T=-10
      ADD=38 T=-10
      ADD=39 T=-10
      ADD=40 T=-10
      ADD=41 T=-10
      ADD=42 T=-10
      ADD=43 T=-10
      ADD=44 T=-10
      ADD=45 T=-10
      ADD=46 T=-10
  NAME=SHRINK  ; 건조수축
    TYPE=Temperature ELEM=FRAME
      ADD=15 T=-15
      ADD=16 T=-15
      ADD=17 T=-15
      ADD=18 T=-15
      ADD=19 T=-15
      ADD=20 T=-15
      ADD=21 T=-15
      ADD=22 T=-15
      ADD=23 T=-15
      ADD=24 T=-15
      ADD=25 T=-15
      ADD=26 T=-15
      ADD=27 T=-15
      ADD=28 T=-15
      ADD=29 T=-15
      ADD=30 T=-15
      ADD=31 T=-15
      ADD=32 T=-15
      ADD=33 T=-15
      ADD=34 T=-15
      ADD=35 T=-15
      ADD=36 T=-15
      ADD=37 T=-15
      ADD=38 T=-15
      ADD=39 T=-15
      ADD=40 T=-15
      ADD=41 T=-15
      ADD=42 T=-15
      ADD=43 T=-15
      ADD=44 T=-15
      ADD=45 T=-15
      ADD=46 T=-15
  MODE
     TYPE=RITZ   N=100   TOL=0.00001
      LOAD=SW
      LOAD=PAVE
      LOAD=PAVEW
      LOAD=LIVEFU
      LOAD=LIVELE
      LOAD=LIVERI
      LOAD=LIVEFUH
      LOAD=LIVELEH
      LOAD=LIVERIH
      LOAD=LIVEA
      LOAD=LIVEAH
      LOAD=SOILB
      LOAD=SOILBW
      LOAD=TEMPPLUS
      LOAD=TEMPMINU
      LOAD=SHRINK
      NLLINK=*
  HISTORY
      NAME=UL01    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
        LOAD= SW              SF=1.400   AT=1
      NAME=UL02    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
        LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
        LOAD= PAVE            SF=1.400   AT=1
        LOAD= LIVEFU          SF=1.600   AT=1
        LOAD= LIVEFUH         SF=1.600   AT=1
        LOAD= LIVEA           SF=1.600   AT=1
        LOAD= LIVEAH          SF=1.600   AT=1
        LOAD= SOILB           SF=1.600   AT=1
        LOAD= TEMPPLUS        SF=1.200   AT=1
        LOAD= SHRINK          SF=1.200   AT=1
      NAME=UL03    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
        LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
        LOAD= PAVE            SF=1.400   AT=1
        LOAD= LIVEFU          SF=1.600   AT=1
        LOAD= LIVEFUH         SF=1.600   AT=1
        LOAD= LIVEA           SF=1.600   AT=1
        LOAD= LIVEAH          SF=1.600   AT=1
        LOAD= SOILB           SF=1.600   AT=1
        LOAD= TEMPMINU        SF=1.200   AT=1
        LOAD= SHRINK          SF=1.200   AT=1
      NAME=UL04    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
        LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
        LOAD= PAVE            SF=1.400   AT=1
        LOAD= LIVELE          SF=1.600   AT=1
        LOAD= LIVELEH         SF=1.600   AT=1
        LOAD= LIVEA           SF=1.600   AT=1
        LOAD= LIVEAH          SF=1.600   AT=1
        LOAD= SOILB           SF=1.600   AT=1
        LOAD= TEMPPLUS        SF=1.200   AT=1
        LOAD= SHRINK          SF=1.200   AT=1
      NAME=UL05    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
        LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
        LOAD= PAVE            SF=1.400   AT=1
        LOAD= LIVELE          SF=1.600   AT=1
        LOAD= LIVELEH         SF=1.600   AT=1
        LOAD= LIVEA           SF=1.600   AT=1
        LOAD= LIVEAH          SF=1.600   AT=1
        LOAD= SOILB           SF=1.600   AT=1
        LOAD= TEMPMINU        SF=1.200   AT=1
        LOAD= SHRINK          SF=1.200   AT=1
      NAME=UL06    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
        LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
        LOAD= PAVE            SF=1.400   AT=1
        LOAD= LIVERI          SF=1.600   AT=1
        LOAD= LIVERIH         SF=1.600   AT=1
        LOAD= LIVEA           SF=1.600   AT=1
        LOAD= LIVEAH          SF=1.600   AT=1
        LOAD= SOILB           SF=1.600   AT=1
        LOAD= TEMPPLUS        SF=1.200   AT=1
        LOAD= SHRINK          SF=1.200   AT=1
      NAME=UL07    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
        LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
        LOAD= PAVE            SF=1.400   AT=1
        LOAD= LIVERI          SF=1.600   AT=1
        LOAD= LIVERIH         SF=1.600   AT=1
        LOAD= LIVEA           SF=1.600   AT=1
        LOAD= LIVEAH          SF=1.600   AT=1
        LOAD= SOILB           SF=1.600   AT=1
        LOAD= TEMPMINU        SF=1.200   AT=1
        LOAD= SHRINK          SF=1.200   AT=1
      NAME=UL08    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
        LOAD= SW              SF=1.200   AT=1
```

```
   LOAD= LIVEFU          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.000    AT=1
NAME=UL09     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= LIVELE          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.000    AT=1
NAME=UL10     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= LIVERI          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.000    AT=1
NAME=UL11     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVEFU          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEFUH         SF=0.800    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=0.800    AT=1
   LOAD= SOILB           SF=0.800    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL12     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVEFU          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEFUH         SF=0.800    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=0.800    AT=1
   LOAD= SOILB           SF=0.800    AT=1
   LOAD= TEMPMINU        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL13     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVELE          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVELEH         SF=0.800    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=0.800    AT=1
   LOAD= SOILB           SF=0.800    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL14     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVELE          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVELEH         SF=0.800    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=0.800    AT=1
   LOAD= SOILB           SF=0.800    AT=1
   LOAD= TEMPMINU        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL15     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVERI          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVERIH         SF=0.800    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=0.800    AT=1
   LOAD= SOILB           SF=0.800    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL16     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVERI          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVERIH         SF=0.800    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=0.800    AT=1
   LOAD= SOILB           SF=0.800    AT=1
   LOAD= TEMPMINU        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL17     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=0.900    AT=1
   LOAD= PAVE            SF=0.900    AT=1
   LOAD= SOILB           SF=1.600    AT=1
NAME=UL18     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=0.900    AT=1
   LOAD= PAVE            SF=0.900    AT=1
   LOAD= SOILB           SF=0.800    AT=1
NAME=UL19     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVEFU          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEFUH         SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=1.600    AT=1
   LOAD= SOILBW          SF=1.600    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL20     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVEFU          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEFUH         SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=1.600    AT=1
   LOAD= SOILBW          SF=1.600    AT=1
   LOAD= TEMPMINU        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL21     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1     ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVELE          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVELEH         SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=1.600    AT=1
   LOAD= SOILBW          SF=1.600    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL22     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1     ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVELE          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVELEH         SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=1.600    AT=1
   LOAD= SOILBW          SF=1.600    AT=1
   LOAD= TEMPMINU        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL23     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1     ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVERI          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVERIH         SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=1.600    AT=1
   LOAD= SOILBW          SF=1.600    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL24     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1     ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVERI          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVERIH         SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=1.600    AT=1
   LOAD= SOILBW          SF=1.600    AT=1
   LOAD= TEMPMINU        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL25     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1     ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVEFU          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEFUH         SF=0.800    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=0.800    AT=1
   LOAD= SOILBW          SF=0.800    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL26     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1     ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVEFU          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEFUH         SF=0.800    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=0.800    AT=1
   LOAD= SOILBW          SF=0.800    AT=1
   LOAD= TEMPMINU        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL27     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1     ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVELE          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVELEH         SF=0.800    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=0.800    AT=1
   LOAD= SOILBW          SF=0.800    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL28     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1     ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVELE          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVELEH         SF=0.800    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=0.800    AT=1
   LOAD= SOILBW          SF=0.800    AT=1
   LOAD= TEMPMINU        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL29     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1     ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
```

```
   LOAD= PAVEW          SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=0.800    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.800    AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.800    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.200    AT=1
NAME=UL30    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=0.800    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.800    AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.800    AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.200    AT=1
NAME=UL31    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=0.900    AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=0.900    AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.600    AT=1
NAME=UL32    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=0.900    AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=0.900    AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.800    AT=1
NAME=SV01    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
NAME=SV02    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEFU         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEFUH        SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=1.000    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV03    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEFU         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEFUH        SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=1.000    AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV04    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVELE         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVELEH        SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=1.000    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV05    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVELE         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVELEH        SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=1.000    AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV06    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=1.000    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV07    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=1.000    AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV08    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEFU         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
NAME=SV09    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVELE         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
NAME=SV10    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
NAME=SV11    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEFU         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEFUH        SF=0.500    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=0.500    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV12    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEFU         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEFUH        SF=0.500    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=0.500    AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV13    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVELE         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVELEH        SF=0.500    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=0.500    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV14    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVELE         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVELEH        SF=0.500    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=0.500    AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV15    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=0.500    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=0.500    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV16    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=0.500    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=0.500    AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV17    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=1.000    AT=1
NAME=SV18    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=0.500    AT=1
NAME=SV19    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEFU         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEFUH        SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000    AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.000    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV20    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
```

```
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFU         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUH        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.000   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV21    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEH        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.000   AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV22    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEH        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.000   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV23    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.000   AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV24    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.000   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV25    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFU         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUH        SF=0.500   AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV26    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFU         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUH        SF=0.500   AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV27    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEH        SF=0.500   AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV28    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEH        SF=0.500   AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV29    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=0.500   AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV30    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=0.500   AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV31    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.000   AT=1
NAME=SV32    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.500   AT=1
COMBO
   NAME=ENVUSE  TYPE=ENVE
      HIST=SV01 SF=1
      HIST=SV02 SF=1
      HIST=SV03 SF=1
      HIST=SV04 SF=1
      HIST=SV05 SF=1
      HIST=SV06 SF=1
      HIST=SV07 SF=1
      HIST=SV08 SF=1
      HIST=SV09 SF=1
      HIST=SV10 SF=1
      HIST=SV11 SF=1
      HIST=SV12 SF=1
      HIST=SV13 SF=1
      HIST=SV14 SF=1
      HIST=SV15 SF=1
      HIST=SV16 SF=1
      HIST=SV17 SF=1
      HIST=SV18 SF=1
      HIST=SV19 SF=1
      HIST=SV20 SF=1
      HIST=SV21 SF=1
      HIST=SV22 SF=1
      HIST=SV23 SF=1
      HIST=SV24 SF=1
      HIST=SV25 SF=1
      HIST=SV26 SF=1
      HIST=SV27 SF=1
      HIST=SV28 SF=1
      HIST=SV29 SF=1
      HIST=SV30 SF=1
      HIST=SV31 SF=1
      HIST=SV32 SF=1
   NAME=ENVULT  TYPE=ENVE
      HIST=UL01 SF=1
      HIST=UL02 SF=1
      HIST=UL03 SF=1
      HIST=UL04 SF=1
      HIST=UL05 SF=1
      HIST=UL06 SF=1
      HIST=UL07 SF=1
      HIST=UL08 SF=1
      HIST=UL09 SF=1
      HIST=UL10 SF=1
      HIST=UL11 SF=1
      HIST=UL12 SF=1
      HIST=UL13 SF=1
      HIST=UL14 SF=1
      HIST=UL15 SF=1
      HIST=UL16 SF=1
      HIST=UL17 SF=1
      HIST=UL18 SF=1
      HIST=UL19 SF=1
      HIST=UL20 SF=1
      HIST=UL21 SF=1
      HIST=UL22 SF=1
      HIST=UL23 SF=1
      HIST=UL24 SF=1
      HIST=UL25 SF=1
      HIST=UL26 SF=1
      HIST=UL27 SF=1
      HIST=UL28 SF=1
      HIST=UL29 SF=1
```

```
      HIST=UL30 SF=1
      HIST=UL31 SF=1
      HIST=UL32 SF=1
OUTPUT
   ELEM=JOINT   TYPE=REAC,DISP,APP      LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
   ELEM=FRAME   TYPE=FORCE              LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
```

16. INPUT DATA (기능수행)

```
; ACulvert SAP2000 데이터파일 : 내진(기능)
;
SYSTEM
   DOF=UX,UZ,RY LENGTH=m FORCE=kN
JOINT
  1    X=     0.500 Y=     0.000 Z=     0.500
  2    X=     1.300 Y=     0.000 Z=     0.500
  3    X=     1.521 Y=     0.000 Z=     0.500
  4    X=     2.542 Y=     0.000 Z=     0.500
  5    X=     3.563 Y=     0.000 Z=     0.500
  6    X=     4.583 Y=     0.000 Z=     0.500
  7    X=     5.604 Y=     0.000 Z=     0.500
  8    X=     6.625 Y=     0.000 Z=     0.500
  9    X=     7.646 Y=     0.000 Z=     0.500
  10   X=     8.667 Y=     0.000 Z=     0.500
  11   X=     9.688 Y=     0.000 Z=     0.500
  12   X=    10.708 Y=     0.000 Z=     0.500
  13   X=    11.729 Y=     0.000 Z=     0.500
  14   X=    11.950 Y=     0.000 Z=     0.500
  15   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     0.500
  16   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     1.200
  17   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     1.548
  18   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     2.596
  19   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     3.644
  20   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     4.540
  21   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     4.692
  22   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     5.040
  23   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     5.740
  24   X=    11.950 Y=     0.000 Z=     5.740
  25   X=    11.729 Y=     0.000 Z=     5.740
  26   X=    11.450 Y=     0.000 Z=     5.740
  27   X=    10.708 Y=     0.000 Z=     5.740
  28   X=     9.688 Y=     0.000 Z=     5.740
  29   X=     8.667 Y=     0.000 Z=     5.740
  30   X=     7.646 Y=     0.000 Z=     5.740
  31   X=     6.625 Y=     0.000 Z=     5.740
  32   X=     5.604 Y=     0.000 Z=     5.740
  33   X=     4.583 Y=     0.000 Z=     5.740
  34   X=     3.563 Y=     0.000 Z=     5.740
  35   X=     2.542 Y=     0.000 Z=     5.740
  36   X=     1.800 Y=     0.000 Z=     5.740
  37   X=     1.521 Y=     0.000 Z=     5.740
  38   X=     1.300 Y=     0.000 Z=     5.740
  39   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     5.740
  40   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     5.040
  41   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     4.692
  42   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     4.540
  43   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     3.644
  44   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     2.596
  45   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     1.548
  46   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     1.200
  47   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     0.000
  48   X=     1.521 Y=     0.000 Z=     0.000
  49   X=     2.542 Y=     0.000 Z=     0.000
  50   X=     3.563 Y=     0.000 Z=     0.000
  51   X=     4.583 Y=     0.000 Z=     0.000
  52   X=     5.604 Y=     0.000 Z=     0.000
  53   X=     6.625 Y=     0.000 Z=     0.000
  54   X=     7.646 Y=     0.000 Z=     0.000
  55   X=     8.667 Y=     0.000 Z=     0.000
  56   X=     9.688 Y=     0.000 Z=     0.000
  57   X=    10.708 Y=     0.000 Z=     0.000
  58   X=    11.729 Y=     0.000 Z=     0.000
  59   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     0.000
  60   X=    13.250 Y=     0.000 Z=     0.500
  61   X=    13.250 Y=     0.000 Z=     1.548
  62   X=    13.250 Y=     0.000 Z=     2.596
  63   X=    13.250 Y=     0.000 Z=     3.644
  64   X=    13.250 Y=     0.000 Z=     4.692
  65   X=    13.250 Y=     0.000 Z=     5.740
  66   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     6.240
  67   X=    11.729 Y=     0.000 Z=     6.240
  68   X=    10.708 Y=     0.000 Z=     6.240
  69   X=     9.688 Y=     0.000 Z=     6.240
  70   X=     8.667 Y=     0.000 Z=     6.240
  71   X=     7.646 Y=     0.000 Z=     6.240
  72   X=     6.625 Y=     0.000 Z=     6.240
  73   X=     5.604 Y=     0.000 Z=     6.240
  74   X=     4.583 Y=     0.000 Z=     6.240
  75   X=     3.563 Y=     0.000 Z=     6.240
  76   X=     2.542 Y=     0.000 Z=     6.240
  77   X=     1.521 Y=     0.000 Z=     6.240
  78   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     6.240
  79   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     5.740
  80   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     4.692
  81   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     3.644
  82   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     2.596
  83   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     1.548
  84   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     0.500
RESTRAINT
  ADD=47 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=48 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=49 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=50 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=51 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=52 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=53 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=54 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=55 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=56 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=57 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=58 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=59 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=60 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=61 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=62 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=63 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=64 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=65 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=66 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=67 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=68 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=69 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=70 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=71 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=72 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=73 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=74 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=75 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=76 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=77 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=78 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=79 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=80 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=81 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=82 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=83 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=84 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
SPRING
  ADD=3 UX=96485.6
  ADD=4 UX=96485.6
  ADD=5 UX=96485.6
  ADD=6 UX=96485.6
  ADD=7 UX=96485.6
  ADD=8 UX=96485.6
  ADD=9 UX=96485.6
  ADD=10 UX=96485.6
  ADD=11 UX=96485.6
  ADD=12 UX=96485.6
  ADD=13 UX=96485.6
  ADD=17 UZ=171922
  ADD=18 UZ=171922
  ADD=19 UZ=171922
  ADD=21 UZ=36063.4
  ADD=25 UX=20239.4
  ADD=27 UX=20239.4
  ADD=28 UX=20239.4
  ADD=29 UX=20239.4
  ADD=30 UX=20239.4
  ADD=31 UX=20239.4
  ADD=32 UX=20239.4
  ADD=33 UX=20239.4
  ADD=34 UX=20239.4
  ADD=35 UX=20239.4
  ADD=37 UX=20239.4
  ADD=41 UZ=36063.4
  ADD=43 UZ=171922
  ADD=44 UZ=171922
  ADD=45 UZ=171922
MATERIAL
  Name=1 M=2.54946 W=25
    E=2.6702e+007 U=0.167 A=9.99e-006
NLPROP
  NAME=1 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=371569. CE=0.99999 K=371569. OPEN=0
  NAME=2 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=289457. CE=0.99999 K=289457. OPEN=0
  NAME=3 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=602383. CE=0.99999 K=602383. OPEN=0
  NAME=4 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=515766. CE=0.99999 K=515766. OPEN=0
  NAME=5 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=108190. CE=0.99999 K=108190. OPEN=0
  NAME=6 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=126359. CE=0.99999 K=126359. OPEN=0
  NAME=7 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
```

```
      DOF=U1 KE=77942.4 CE=0.99999 K=77942.4 OPEN=0
  NAME=8 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
      DOF=U1 KE=60718.2 CE=0.99999 K=60718.2 OPEN=0
FRAME SECTION
  Name=1  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.4,1
  Name=2  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.6,1
  Name=3  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.752,1
  Name=4  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=2.1,1
  Name=5  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.9,1
  Name=6  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.67917,1
  Name=7  TYPE=NONPR SEC=2,3 EIVAR=1,1
  Name=8  TYPE=NONPR SEC=3,4 EIVAR=1,1
  Name=9  TYPE=NONPR SEC=5,6 EIVAR=1,1
  Name=10  TYPE=NONPR SEC=6,1 EIVAR=1,1
  Name=11  TYPE=NONPR SEC=1,6 EIVAR=1,1
  Name=12  TYPE=NONPR SEC=6,5 EIVAR=1,1
  Name=13  TYPE=NONPR SEC=4,3 EIVAR=1,1
  Name=14  TYPE=NONPR SEC=3,2 EIVAR=1,1
FRAME
     1 J=  1,   2 SEC= 1 IOFF=0.45 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
     2 J=  2,   3 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     3 J=  3,   4 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     4 J=  4,   5 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     5 J=  5,   6 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     6 J=  6,   7 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     7 J=  7,   8 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     8 J=  8,   9 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     9 J=  9,  10 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    10 J= 10,  11 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    11 J= 11,  12 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    12 J= 12,  13 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    13 J= 13,  14 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    14 J= 14,  15 SEC= 1 IOFF=0 JOFF=0.45 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
    15 J= 15,  16 SEC= 2 IOFF=0.3 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    16 J= 16,  17 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    17 J= 17,  18 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    18 J= 18,  19 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    19 J= 19,  20 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    20 J= 20,  21 SEC= 7 NSEG= 4 ANG=0
    21 J= 21,  22 SEC= 8 NSEG= 4 ANG=0
    22 J= 22,  23 SEC= 4 IOFF=0 JOFF=0.4 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    23 J= 23,  24 SEC= 5 IOFF=0.6 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    24 J= 24,  25 SEC= 9 NSEG= 4 ANG=0
    25 J= 25,  26 SEC=10 NSEG= 4 ANG=0
    26 J= 26,  27 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    27 J= 27,  28 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    28 J= 28,  29 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    29 J= 29,  30 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    30 J= 30,  31 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    31 J= 31,  32 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    32 J= 32,  33 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    33 J= 33,  34 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    34 J= 34,  35 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    35 J= 35,  36 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    36 J= 36,  37 SEC=11 NSEG= 4 ANG=0
    37 J= 37,  38 SEC=12 NSEG= 4 ANG=0
    38 J= 38,  39 SEC= 5 IOFF=0 JOFF=0.6 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    39 J= 39,  40 SEC= 4 IOFF=0.4 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
    40 J= 40,  41 SEC=13 NSEG= 4 ANG=180
    41 J= 41,  42 SEC=14 NSEG= 4 ANG=180
    42 J= 42,  43 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    43 J= 43,  44 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    44 J= 44,  45 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    45 J= 45,  46 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    46 J= 46,   1 SEC= 2 IOFF=0 JOFF=0.3 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
NLLINK
     1 J= 1,47 NLP=1 ANG=0
     2 J= 3,48 NLP=2 ANG=0
     3 J= 4,49 NLP=2 ANG=0
     4 J= 5,50 NLP=2 ANG=0
     5 J= 6,51 NLP=2 ANG=0
     6 J= 7,52 NLP=2 ANG=0
     7 J= 8,53 NLP=2 ANG=0
     8 J= 9,54 NLP=2 ANG=0
     9 J=10,55 NLP=2 ANG=0
    10 J=11,56 NLP=2 ANG=0
    11 J=12,57 NLP=2 ANG=0
    12 J=13,58 NLP=2 ANG=0
    13 J=15,59 NLP=1 ANG=0
    14 J=15,60 NLP=3 ANG=0
    15 J=17,61 NLP=4 ANG=0
    16 J=18,62 NLP=4 ANG=0
    17 J=19,63 NLP=4 ANG=0
    18 J=21,64 NLP=5 ANG=0
    19 J=23,65 NLP=6 ANG=0
    20 J=23,66 NLP=7 ANG=0
    21 J=25,67 NLP=8 ANG=0
    22 J=27,68 NLP=8 ANG=0
    23 J=28,69 NLP=8 ANG=0
    24 J=29,70 NLP=8 ANG=0
    25 J=30,71 NLP=8 ANG=0
    26 J=31,72 NLP=8 ANG=0
    27 J=32,73 NLP=8 ANG=0
    28 J=33,74 NLP=8 ANG=0
    29 J=34,75 NLP=8 ANG=0
    30 J=35,76 NLP=8 ANG=0
    31 J=37,77 NLP=8 ANG=0
    32 J=39,78 NLP=7 ANG=0
    33 J=39,79 NLP=6 ANG=0
    34 J=41,80 NLP=5 ANG=0
    35 J=43,81 NLP=4 ANG=0
    36 J=44,82 NLP=4 ANG=0
    37 J=45,83 NLP=4 ANG=0
    38 J= 1,84 NLP=3 ANG=0
LOAD
NAME=SW SW=1  ; 구체자중
NAME=PAVE  ; 상부고정하중 : 지하수無
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
NAME=PAVEW  ; 상부고정하중 : 지하수有
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
NAME=LIVEFUE  ; 지진시 만재활하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-9, -9
NAME=LIVEFUHE  ; 지진시 만재활하중에 의한 수평하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=40 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=41 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=42 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=43 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=44 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=45 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=46 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=15 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=16 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=17 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=18 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=19 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=20 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=21 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=22 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
NAME=LIVEAE  ; 지진시 상재활하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
```

```
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-10, -10
NAME=LIVEAHE  ; 지진시 상재활하중에 의한 수평하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=40 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=41 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=42 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=43 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=44 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=45 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=46 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=15 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=16 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=17 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=18 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=19 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=20 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=21 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=22 RD=0,1 UX=-5, -5
NAME=FUNSLAB  ; 슬래브 지반변위(기능수행)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UX=52.718, 52.718
      ADD=24 RD=0,1 UX=52.718, 52.718
      ADD=25 RD=0,1 UX=52.718, 52.718
      ADD=26 RD=0,1 UX=52.718, 52.718
      ADD=27 RD=0,1 UX=52.718, 52.718
      ADD=28 RD=0,1 UX=52.718, 52.718
      ADD=29 RD=0,1 UX=52.718, 52.718
      ADD=30 RD=0,1 UX=52.718, 52.718
      ADD=31 RD=0,1 UX=52.718, 52.718
      ADD=32 RD=0,1 UX=52.718, 52.718
      ADD=33 RD=0,1 UX=52.718, 52.718
      ADD=34 RD=0,1 UX=52.718, 52.718
      ADD=35 RD=0,1 UX=52.718, 52.718
      ADD=36 RD=0,1 UX=52.718, 52.718
      ADD=37 RD=0,1 UX=52.718, 52.718
      ADD=38 RD=0,1 UX=52.718, 52.718
NAME=FUNWALL  ; 벽체 지반변위(기능수행)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=274.502, 156.504
      ADD=40 RD=0,1 UX=156.504, 97.557
      ADD=41 RD=0,1 UX=97.557, 71.645
      ADD=42 RD=0,1 UX=71.645, 122.051
      ADD=43 RD=0,1 UX=122.051, 81.696
      ADD=44 RD=0,1 UX=81.696, 40.848
      ADD=45 RD=0,1 UX=40.848, 27.56
      ADD=46 RD=0,1 UX=27.56, 0
      ADD=15 RD=0,1 UX=0, 27.56
      ADD=16 RD=0,1 UX=27.56, 40.848
      ADD=17 RD=0,1 UX=40.848, 81.696
      ADD=18 RD=0,1 UX=81.696, 122.051
      ADD=19 RD=0,1 UX=122.051, 71.645
      ADD=20 RD=0,1 UX=71.645, 97.557
      ADD=21 RD=0,1 UX=97.557, 156.504
      ADD=22 RD=0,1 UX=156.504, 274.502
NAME=FUNMS  ; 주면전단력(기능수행)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UX=174.69, 174.69
      ADD=24 RD=0,1 UX=174.69, 174.69
      ADD=25 RD=0,1 UX=174.69, 174.69
      ADD=26 RD=0,1 UX=174.69, 174.69
      ADD=27 RD=0,1 UX=174.69, 174.69
      ADD=28 RD=0,1 UX=174.69, 174.69
      ADD=29 RD=0,1 UX=174.69, 174.69
      ADD=30 RD=0,1 UX=174.69, 174.69
      ADD=31 RD=0,1 UX=174.69, 174.69
      ADD=32 RD=0,1 UX=174.69, 174.69
      ADD=33 RD=0,1 UX=174.69, 174.69
      ADD=34 RD=0,1 UX=174.69, 174.69
      ADD=35 RD=0,1 UX=174.69, 174.69
      ADD=36 RD=0,1 UX=174.69, 174.69
      ADD=37 RD=0,1 UX=174.69, 174.69
      ADD=38 RD=0,1 UX=174.69, 174.69
      ADD=39 RD=0,1 UZ=-107.87, -107.87
      ADD=40 RD=0,1 UZ=-107.87, -107.87
      ADD=41 RD=0,1 UZ=-107.87, -107.87
      ADD=42 RD=0,1 UZ=-107.87, -107.87
      ADD=43 RD=0,1 UZ=-107.87, -107.87
      ADD=44 RD=0,1 UZ=-107.87, -107.87
      ADD=45 RD=0,1 UZ=-107.87, -107.87
      ADD=46 RD=0,1 UZ=-107.87, -107.87
      ADD=15 RD=0,1 UZ=107.87, 107.87
      ADD=16 RD=0,1 UZ=107.87, 107.87
      ADD=17 RD=0,1 UZ=107.87, 107.87
      ADD=18 RD=0,1 UZ=107.87, 107.87
      ADD=19 RD=0,1 UZ=107.87, 107.87
      ADD=20 RD=0,1 UZ=107.87, 107.87
      ADD=21 RD=0,1 UZ=107.87, 107.87
      ADD=22 RD=0,1 UZ=107.87, 107.87
      ADD=1 RD=0,1 UX=-41.04, -41.04
      ADD=2 RD=0,1 UX=-41.04, -41.04
      ADD=3 RD=0,1 UX=-41.04, -41.04
      ADD=4 RD=0,1 UX=-41.04, -41.04
      ADD=5 RD=0,1 UX=-41.04, -41.04
      ADD=6 RD=0,1 UX=-41.04, -41.04
      ADD=7 RD=0,1 UX=-41.04, -41.04
      ADD=8 RD=0,1 UX=-41.04, -41.04
      ADD=9 RD=0,1 UX=-41.04, -41.04
      ADD=10 RD=0,1 UX=-41.04, -41.04
      ADD=11 RD=0,1 UX=-41.04, -41.04
      ADD=12 RD=0,1 UX=-41.04, -41.04
      ADD=13 RD=0,1 UX=-41.04, -41.04
      ADD=14 RD=0,1 UX=-41.04, -41.04
NAME=FUNINER  ; 구체 관성력(기능수행)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UX=2.435, 2.435
      ADD=24 RD=0,1 UX=2.435, 2.435
      ADD=25 RD=0,1 UX=2.435, 2.435
      ADD=26 RD=0,1 UX=2.435, 2.435
      ADD=27 RD=0,1 UX=2.435, 2.435
      ADD=28 RD=0,1 UX=2.435, 2.435
      ADD=29 RD=0,1 UX=2.435, 2.435
      ADD=30 RD=0,1 UX=2.435, 2.435
      ADD=31 RD=0,1 UX=2.435, 2.435
      ADD=32 RD=0,1 UX=2.435, 2.435
      ADD=33 RD=0,1 UX=2.435, 2.435
      ADD=34 RD=0,1 UX=2.435, 2.435
      ADD=35 RD=0,1 UX=2.435, 2.435
      ADD=36 RD=0,1 UX=2.435, 2.435
      ADD=37 RD=0,1 UX=2.435, 2.435
      ADD=38 RD=0,1 UX=2.435, 2.435
      ADD=39 RD=0,1 UX=2.783, 2.745
      ADD=40 RD=0,1 UX=2.745, 2.726
      ADD=41 RD=0,1 UX=2.726, 2.717
      ADD=42 RD=0,1 UX=2.717, 2.668
      ADD=43 RD=0,1 UX=2.668, 2.611
      ADD=44 RD=0,1 UX=2.611, 2.554
      ADD=45 RD=0,1 UX=2.554, 2.535
      ADD=46 RD=0,1 UX=2.535, 2.497
      ADD=15 RD=0,1 UX=2.497, 2.535
      ADD=16 RD=0,1 UX=2.535, 2.554
      ADD=17 RD=0,1 UX=2.554, 2.611
      ADD=18 RD=0,1 UX=2.611, 2.668
      ADD=19 RD=0,1 UX=2.668, 2.717
      ADD=20 RD=0,1 UX=2.717, 2.726
      ADD=21 RD=0,1 UX=2.726, 2.745
      ADD=22 RD=0,1 UX=2.745, 2.783
      ADD=1 RD=0,1 UX=2.185, 2.185
      ADD=2 RD=0,1 UX=2.185, 2.185
      ADD=3 RD=0,1 UX=2.185, 2.185
      ADD=4 RD=0,1 UX=2.185, 2.185
      ADD=5 RD=0,1 UX=2.185, 2.185
      ADD=6 RD=0,1 UX=2.185, 2.185
      ADD=7 RD=0,1 UX=2.185, 2.185
      ADD=8 RD=0,1 UX=2.185, 2.185
      ADD=9 RD=0,1 UX=2.185, 2.185
      ADD=10 RD=0,1 UX=2.185, 2.185
      ADD=11 RD=0,1 UX=2.185, 2.185
      ADD=12 RD=0,1 UX=2.185, 2.185
      ADD=13 RD=0,1 UX=2.185, 2.185
      ADD=14 RD=0,1 UX=2.185, 2.185
NAME=FUNSLAB2  ; 슬래브 지반변위(기능수행)2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UX=-52.718, -52.718
      ADD=24 RD=0,1 UX=-52.718, -52.718
      ADD=25 RD=0,1 UX=-52.718, -52.718
      ADD=26 RD=0,1 UX=-52.718, -52.718
      ADD=27 RD=0,1 UX=-52.718, -52.718
      ADD=28 RD=0,1 UX=-52.718, -52.718
      ADD=29 RD=0,1 UX=-52.718, -52.718
      ADD=30 RD=0,1 UX=-52.718, -52.718
      ADD=31 RD=0,1 UX=-52.718, -52.718
      ADD=32 RD=0,1 UX=-52.718, -52.718
      ADD=33 RD=0,1 UX=-52.718, -52.718
      ADD=34 RD=0,1 UX=-52.718, -52.718
```

```
      ADD=35 RD=0,1 UX=-52.718, -52.718
      ADD=36 RD=0,1 UX=-52.718, -52.718
      ADD=37 RD=0,1 UX=-52.718, -52.718
      ADD=38 RD=0,1 UX=-52.718, -52.718
NAME=FUNWALL2  ; 벽체 지반변위(기능수행)2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=-274.502, -156.504
      ADD=40 RD=0,1 UX=-156.504, -97.557
      ADD=41 RD=0,1 UX=-97.557, -71.645
      ADD=42 RD=0,1 UX=-71.645, -122.051
      ADD=43 RD=0,1 UX=-122.051, -81.696
      ADD=44 RD=0,1 UX=-81.696, -40.848
      ADD=45 RD=0,1 UX=-40.848, -27.56
      ADD=46 RD=0,1 UX=-27.56, -0
      ADD=15 RD=0,1 UX=-0, -27.56
      ADD=16 RD=0,1 UX=-27.56, -40.848
      ADD=17 RD=0,1 UX=-40.848, -81.696
      ADD=18 RD=0,1 UX=-81.696, -122.051
      ADD=19 RD=0,1 UX=-122.051, -71.645
      ADD=20 RD=0,1 UX=-71.645, -97.557
      ADD=21 RD=0,1 UX=-97.557, -156.504
      ADD=22 RD=0,1 UX=-156.504, -274.502
NAME=FUNMS2  ; 주면전단력(기능수행)2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UX=-174.69, -174.69
      ADD=24 RD=0,1 UX=-174.69, -174.69
      ADD=25 RD=0,1 UX=-174.69, -174.69
      ADD=26 RD=0,1 UX=-174.69, -174.69
      ADD=27 RD=0,1 UX=-174.69, -174.69
      ADD=28 RD=0,1 UX=-174.69, -174.69
      ADD=29 RD=0,1 UX=-174.69, -174.69
      ADD=30 RD=0,1 UX=-174.69, -174.69
      ADD=31 RD=0,1 UX=-174.69, -174.69
      ADD=32 RD=0,1 UX=-174.69, -174.69
      ADD=33 RD=0,1 UX=-174.69, -174.69
      ADD=34 RD=0,1 UX=-174.69, -174.69
      ADD=35 RD=0,1 UX=-174.69, -174.69
      ADD=36 RD=0,1 UX=-174.69, -174.69
      ADD=37 RD=0,1 UX=-174.69, -174.69
      ADD=38 RD=0,1 UX=-174.69, -174.69
      ADD=39 RD=0,1 UZ=107.87, 107.87
      ADD=40 RD=0,1 UZ=107.87, 107.87
      ADD=41 RD=0,1 UZ=107.87, 107.87
      ADD=42 RD=0,1 UZ=107.87, 107.87
      ADD=43 RD=0,1 UZ=107.87, 107.87
      ADD=44 RD=0,1 UZ=107.87, 107.87
      ADD=45 RD=0,1 UZ=107.87, 107.87
      ADD=46 RD=0,1 UZ=107.87, 107.87
      ADD=15 RD=0,1 UZ=-107.87, -107.87
      ADD=16 RD=0,1 UZ=-107.87, -107.87
      ADD=17 RD=0,1 UZ=-107.87, -107.87
      ADD=18 RD=0,1 UZ=-107.87, -107.87
      ADD=19 RD=0,1 UZ=-107.87, -107.87
      ADD=20 RD=0,1 UZ=-107.87, -107.87
      ADD=21 RD=0,1 UZ=-107.87, -107.87
      ADD=22 RD=0,1 UZ=-107.87, -107.87
      ADD=1 RD=0,1 UX=41.04, 41.04
      ADD=2 RD=0,1 UX=41.04, 41.04
      ADD=3 RD=0,1 UX=41.04, 41.04
      ADD=4 RD=0,1 UX=41.04, 41.04
      ADD=5 RD=0,1 UX=41.04, 41.04
      ADD=6 RD=0,1 UX=41.04, 41.04
      ADD=7 RD=0,1 UX=41.04, 41.04
      ADD=8 RD=0,1 UX=41.04, 41.04
      ADD=9 RD=0,1 UX=41.04, 41.04
      ADD=10 RD=0,1 UX=41.04, 41.04
      ADD=11 RD=0,1 UX=41.04, 41.04
      ADD=12 RD=0,1 UX=41.04, 41.04
      ADD=13 RD=0,1 UX=41.04, 41.04
      ADD=14 RD=0,1 UX=41.04, 41.04
NAME=FUNINER2  ; 구체 관성력(기능수행)2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UX=-2.435, -2.435
      ADD=24 RD=0,1 UX=-2.435, -2.435
      ADD=25 RD=0,1 UX=-2.435, -2.435
      ADD=26 RD=0,1 UX=-2.435, -2.435
      ADD=27 RD=0,1 UX=-2.435, -2.435
      ADD=28 RD=0,1 UX=-2.435, -2.435
      ADD=29 RD=0,1 UX=-2.435, -2.435
      ADD=30 RD=0,1 UX=-2.435, -2.435
      ADD=31 RD=0,1 UX=-2.435, -2.435
      ADD=32 RD=0,1 UX=-2.435, -2.435
      ADD=33 RD=0,1 UX=-2.435, -2.435
      ADD=34 RD=0,1 UX=-2.435, -2.435
      ADD=35 RD=0,1 UX=-2.435, -2.435
      ADD=36 RD=0,1 UX=-2.435, -2.435
      ADD=37 RD=0,1 UX=-2.435, -2.435
      ADD=38 RD=0,1 UX=-2.435, -2.435
      ADD=39 RD=0,1 UX=-2.783, -2.745
      ADD=40 RD=0,1 UX=-2.745, -2.726
      ADD=41 RD=0,1 UX=-2.726, -2.717
      ADD=42 RD=0,1 UX=-2.717, -2.668
      ADD=43 RD=0,1 UX=-2.668, -2.611
      ADD=44 RD=0,1 UX=-2.611, -2.554
      ADD=45 RD=0,1 UX=-2.554, -2.535
      ADD=46 RD=0,1 UX=-2.535, -2.497
      ADD=15 RD=0,1 UX=-2.497, -2.535
      ADD=16 RD=0,1 UX=-2.535, -2.554
      ADD=17 RD=0,1 UX=-2.554, -2.611
      ADD=18 RD=0,1 UX=-2.611, -2.668
      ADD=19 RD=0,1 UX=-2.668, -2.717
      ADD=20 RD=0,1 UX=-2.717, -2.726
      ADD=21 RD=0,1 UX=-2.726, -2.745
      ADD=22 RD=0,1 UX=-2.745, -2.783
      ADD=1 RD=0,1 UX=-2.185, -2.185
      ADD=2 RD=0,1 UX=-2.185, -2.185
      ADD=3 RD=0,1 UX=-2.185, -2.185
      ADD=4 RD=0,1 UX=-2.185, -2.185
      ADD=5 RD=0,1 UX=-2.185, -2.185
      ADD=6 RD=0,1 UX=-2.185, -2.185
      ADD=7 RD=0,1 UX=-2.185, -2.185
      ADD=8 RD=0,1 UX=-2.185, -2.185
      ADD=9 RD=0,1 UX=-2.185, -2.185
      ADD=10 RD=0,1 UX=-2.185, -2.185
      ADD=11 RD=0,1 UX=-2.185, -2.185
      ADD=12 RD=0,1 UX=-2.185, -2.185
      ADD=13 RD=0,1 UX=-2.185, -2.185
      ADD=14 RD=0,1 UX=-2.185, -2.185
MODE
   TYPE=RITZ   N=100   TOL=0.00001
      LOAD=SW
      LOAD=PAVE
      LOAD=PAVEW
      LOAD=LIVEFUE
      LOAD=LIVEFUHE
      LOAD=LIVEAE
      LOAD=LIVEAHE
      LOAD=FUNSLAB
      LOAD=FUNWALL
      LOAD=FUNMS
      LOAD=FUNINER
      LOAD=FUNSLAB2
      LOAD=FUNWALL2
      LOAD=FUNMS2
      LOAD=FUNINER2
      NLLINK=*
HISTORY
    NAME=UE01    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= PAVE           SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEFUHE       SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNSLAB        SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNWALL        SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNMS          SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
    NAME=UE02    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= PAVE           SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEFUHE       SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNSLAB2       SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNWALL2       SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNMS2         SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
    NAME=UE03    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= PAVE           SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEFUHE       SF=0.500   AT=1
       LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
       LOAD= FUNSLAB        SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNWALL        SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNMS          SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
    NAME=UE04    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= PAVE           SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEFUHE       SF=0.500   AT=1
       LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
       LOAD= FUNSLAB2       SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNWALL2       SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNMS2         SF=1.000   AT=1
```

```
   LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
NAME=UE05    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVE           SF=0.900   AT=1
   LOAD= FUNSLAB        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS          SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
NAME=UE06    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVE           SF=0.900   AT=1
   LOAD= FUNSLAB2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS2         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
NAME=UE07    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVE           SF=0.900   AT=1
   LOAD= FUNSLAB        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS          SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
NAME=UE08    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVE           SF=0.900   AT=1
   LOAD= FUNSLAB2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS2         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
NAME=UE09    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE       SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNSLAB        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS          SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
NAME=UE10    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
   LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE       SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNSLAB2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS2         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
NAME=UE11    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
   LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE       SF=0.500   AT=1
   LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
   LOAD= FUNSLAB        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS          SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
NAME=UE12    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
   LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE       SF=0.500   AT=1
   LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
   LOAD= FUNSLAB2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS2         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
NAME=UE13    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=0.900   AT=1
   LOAD= FUNSLAB        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS          SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
NAME=UE14    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=0.900   AT=1
   LOAD= FUNSLAB2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS2         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
NAME=UE15    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=0.900   AT=1
   LOAD= FUNSLAB        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS          SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
NAME=UE16    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=0.900   AT=1
   LOAD= FUNSLAB2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS2         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
COMBO
   NAME=ENVEQ  TYPE=ENVE
      HIST=UE01 SF=1
      HIST=UE02 SF=1
      HIST=UE03 SF=1
      HIST=UE04 SF=1
      HIST=UE05 SF=1
      HIST=UE06 SF=1
      HIST=UE07 SF=1
      HIST=UE08 SF=1
      HIST=UE09 SF=1
      HIST=UE10 SF=1
      HIST=UE11 SF=1
      HIST=UE12 SF=1
      HIST=UE13 SF=1
      HIST=UE14 SF=1
      HIST=UE15 SF=1
      HIST=UE16 SF=1
OUTPUT
   ELEM=JOINT   TYPE=REAC,DISP,APP      LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
   ELEM=FRAME   TYPE=FORCE              LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
```

17. INPUT DATA (붕괴방지)

```
; ACulvert SAP2000 데이터파일 : 내진(붕괴)
;
SYSTEM
   DOF=UX,UZ,RY LENGTH=m FORCE=kN
JOINT
  1    X=     0.500 Y=     0.000 Z=     0.500
  2    X=     1.300 Y=     0.000 Z=     0.500
  3    X=     1.521 Y=     0.000 Z=     0.500
  4    X=     2.542 Y=     0.000 Z=     0.500
  5    X=     3.563 Y=     0.000 Z=     0.500
  6    X=     4.583 Y=     0.000 Z=     0.500
  7    X=     5.604 Y=     0.000 Z=     0.500
  8    X=     6.625 Y=     0.000 Z=     0.500
  9    X=     7.646 Y=     0.000 Z=     0.500
  10   X=     8.667 Y=     0.000 Z=     0.500
  11   X=     9.688 Y=     0.000 Z=     0.500
  12   X=    10.708 Y=     0.000 Z=     0.500
  13   X=    11.729 Y=     0.000 Z=     0.500
  14   X=    11.950 Y=     0.000 Z=     0.500
  15   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     0.500
  16   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     1.200
  17   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     1.548
  18   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     2.596
  19   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     3.644
  20   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     4.540
  21   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     4.692
  22   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     5.040
  23   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     5.740
  24   X=    11.950 Y=     0.000 Z=     5.740
  25   X=    11.729 Y=     0.000 Z=     5.740
  26   X=    11.450 Y=     0.000 Z=     5.740
  27   X=    10.708 Y=     0.000 Z=     5.740
  28   X=     9.688 Y=     0.000 Z=     5.740
  29   X=     8.667 Y=     0.000 Z=     5.740
  30   X=     7.646 Y=     0.000 Z=     5.740
  31   X=     6.625 Y=     0.000 Z=     5.740
  32   X=     5.604 Y=     0.000 Z=     5.740
  33   X=     4.583 Y=     0.000 Z=     5.740
  34   X=     3.563 Y=     0.000 Z=     5.740
  35   X=     2.542 Y=     0.000 Z=     5.740
  36   X=     1.800 Y=     0.000 Z=     5.740
  37   X=     1.521 Y=     0.000 Z=     5.740
  38   X=     1.300 Y=     0.000 Z=     5.740
  39   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     5.740
  40   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     5.040
  41   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     4.692
  42   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     4.540
  43   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     3.644
  44   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     2.596
  45   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     1.548
  46   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     1.200
  47   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     0.000
  48   X=     1.521 Y=     0.000 Z=     0.000
  49   X=     2.542 Y=     0.000 Z=     0.000
  50   X=     3.563 Y=     0.000 Z=     0.000
  51   X=     4.583 Y=     0.000 Z=     0.000
  52   X=     5.604 Y=     0.000 Z=     0.000
  53   X=     6.625 Y=     0.000 Z=     0.000
  54   X=     7.646 Y=     0.000 Z=     0.000
  55   X=     8.667 Y=     0.000 Z=     0.000
  56   X=     9.688 Y=     0.000 Z=     0.000
  57   X=    10.708 Y=     0.000 Z=     0.000
  58   X=    11.729 Y=     0.000 Z=     0.000
  59   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     0.000
  60   X=    13.250 Y=     0.000 Z=     0.500
  61   X=    13.250 Y=     0.000 Z=     1.548
  62   X=    13.250 Y=     0.000 Z=     2.596
  63   X=    13.250 Y=     0.000 Z=     3.644
  64   X=    13.250 Y=     0.000 Z=     4.692
  65   X=    13.250 Y=     0.000 Z=     5.740
  66   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     6.240
  67   X=    11.729 Y=     0.000 Z=     6.240
  68   X=    10.708 Y=     0.000 Z=     6.240
  69   X=     9.688 Y=     0.000 Z=     6.240
  70   X=     8.667 Y=     0.000 Z=     6.240
  71   X=     7.646 Y=     0.000 Z=     6.240
  72   X=     6.625 Y=     0.000 Z=     6.240
  73   X=     5.604 Y=     0.000 Z=     6.240
  74   X=     4.583 Y=     0.000 Z=     6.240
  75   X=     3.563 Y=     0.000 Z=     6.240
  76   X=     2.542 Y=     0.000 Z=     6.240
  77   X=     1.521 Y=     0.000 Z=     6.240
  78   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     6.240
  79   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     5.740
  80   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     4.692
  81   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     3.644
  82   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     2.596
  83   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     1.548
  84   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     0.500
RESTRAINT
  ADD=47 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=48 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=49 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=50 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=51 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=52 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=53 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=54 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=55 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=56 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=57 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=58 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=59 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=60 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=61 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=62 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=63 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=64 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=65 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=66 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=67 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=68 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=69 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=70 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=71 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=72 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=73 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=74 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=75 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=76 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=77 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=78 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=79 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=80 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=81 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=82 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=83 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=84 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
SPRING
  ADD=3 UX=37689.6
  ADD=4 UX=37689.6
  ADD=5 UX=37689.6
  ADD=6 UX=37689.6
  ADD=7 UX=37689.6
  ADD=8 UX=37689.6
  ADD=9 UX=37689.6
  ADD=10 UX=37689.6
  ADD=11 UX=37689.6
  ADD=12 UX=37689.6
  ADD=13 UX=37689.6
  ADD=17 UZ=67156.9
  ADD=18 UZ=67156.9
  ADD=19 UZ=67156.9
  ADD=21 UZ=14087.2
  ADD=25 UX=7905.98
  ADD=27 UX=7905.98
  ADD=28 UX=7905.98
  ADD=29 UX=7905.98
  ADD=30 UX=7905.98
  ADD=31 UX=7905.98
  ADD=32 UX=7905.98
  ADD=33 UX=7905.98
  ADD=34 UX=7905.98
  ADD=35 UX=7905.98
  ADD=37 UX=7905.98
  ADD=41 UZ=14087.2
  ADD=43 UZ=67156.9
  ADD=44 UZ=67156.9
  ADD=45 UZ=67156.9
MATERIAL
  Name=1 M=2.54946 W=25
    E=2.6702e+007 U=0.167 A=9.99e-006
NLPROP
  NAME=1 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=145144. CE=0.99999 K=145144. OPEN=0
  NAME=2 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=113069. CE=0.99999 K=113069. OPEN=0
  NAME=3 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=235306. CE=0.99999 K=235306. OPEN=0
  NAME=4 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=201471. CE=0.99999 K=201471. OPEN=0
  NAME=5 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=42261.6 CE=0.99999 K=42261.6 OPEN=0
  NAME=6 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=49359. CE=0.99999 K=49359. OPEN=0
  NAME=7 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
```

```
        DOF=U1 KE=30446.2 CE=0.99999 K=30446.2 OPEN=0
  NAME=8 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
        DOF=U1 KE=23718. CE=0.99999 K=23718. OPEN=0
FRAME SECTION
  Name=1  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.4,1
  Name=2  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.6,1
  Name=3  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.752,1
  Name=4  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=2.1,1
  Name=5  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.9,1
  Name=6  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.67917,1
  Name=7  TYPE=NONPR SEC=2,3 EIVAR=1,1
  Name=8  TYPE=NONPR SEC=3,4 EIVAR=1,1
  Name=9  TYPE=NONPR SEC=5,6 EIVAR=1,1
  Name=10  TYPE=NONPR SEC=6,1 EIVAR=1,1
  Name=11  TYPE=NONPR SEC=1,6 EIVAR=1,1
  Name=12  TYPE=NONPR SEC=6,5 EIVAR=1,1
  Name=13  TYPE=NONPR SEC=4,3 EIVAR=1,1
  Name=14  TYPE=NONPR SEC=3,2 EIVAR=1,1
FRAME
     1 J=  1,   2 SEC= 1 IOFF=0.45 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
     2 J=  2,   3 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     3 J=  3,   4 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     4 J=  4,   5 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     5 J=  5,   6 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     6 J=  6,   7 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     7 J=  7,   8 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     8 J=  8,   9 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     9 J=  9,  10 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    10 J= 10,  11 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    11 J= 11,  12 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    12 J= 12,  13 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    13 J= 13,  14 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    14 J= 14,  15 SEC= 1 IOFF=0 JOFF=0.45 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
    15 J= 15,  16 SEC= 2 IOFF=0.3 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    16 J= 16,  17 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    17 J= 17,  18 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    18 J= 18,  19 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    19 J= 19,  20 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    20 J= 20,  21 SEC= 7 NSEG= 4 ANG=0
    21 J= 21,  22 SEC= 8 NSEG= 4 ANG=0
    22 J= 22,  23 SEC= 4 IOFF=0 JOFF=0.4 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    23 J= 23,  24 SEC= 5 IOFF=0.6 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    24 J= 24,  25 SEC= 9 NSEG= 4 ANG=0
    25 J= 25,  26 SEC=10 NSEG= 4 ANG=0
    26 J= 26,  27 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    27 J= 27,  28 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    28 J= 28,  29 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    29 J= 29,  30 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    30 J= 30,  31 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    31 J= 31,  32 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    32 J= 32,  33 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    33 J= 33,  34 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    34 J= 34,  35 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    35 J= 35,  36 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    36 J= 36,  37 SEC=11 NSEG= 4 ANG=0
    37 J= 37,  38 SEC=12 NSEG= 4 ANG=0
    38 J= 38,  39 SEC= 5 IOFF=0 JOFF=0.6 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    39 J= 39,  40 SEC= 4 IOFF=0.4 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
    40 J= 40,  41 SEC=13 NSEG= 4 ANG=180
    41 J= 41,  42 SEC=14 NSEG= 4 ANG=180
    42 J= 42,  43 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    43 J= 43,  44 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    44 J= 44,  45 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    45 J= 45,  46 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    46 J= 46,   1 SEC= 2 IOFF=0 JOFF=0.3 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
NLLINK
     1 J= 1,47 NLP=1 ANG=0
     2 J= 3,48 NLP=2 ANG=0
     3 J= 4,49 NLP=2 ANG=0
     4 J= 5,50 NLP=2 ANG=0
     5 J= 6,51 NLP=2 ANG=0
     6 J= 7,52 NLP=2 ANG=0
     7 J= 8,53 NLP=2 ANG=0
     8 J= 9,54 NLP=2 ANG=0
     9 J=10,55 NLP=2 ANG=0
    10 J=11,56 NLP=2 ANG=0
    11 J=12,57 NLP=2 ANG=0
    12 J=13,58 NLP=2 ANG=0
    13 J=15,59 NLP=1 ANG=0
    14 J=15,60 NLP=3 ANG=0
    15 J=17,61 NLP=4 ANG=0
    16 J=18,62 NLP=4 ANG=0
    17 J=19,63 NLP=4 ANG=0
    18 J=21,64 NLP=5 ANG=0
    19 J=23,65 NLP=6 ANG=0
    20 J=23,66 NLP=7 ANG=0
    21 J=25,67 NLP=8 ANG=0
    22 J=27,68 NLP=8 ANG=0
    23 J=28,69 NLP=8 ANG=0
    24 J=29,70 NLP=8 ANG=0
    25 J=30,71 NLP=8 ANG=0
    26 J=31,72 NLP=8 ANG=0
    27 J=32,73 NLP=8 ANG=0
    28 J=33,74 NLP=8 ANG=0
    29 J=34,75 NLP=8 ANG=0
    30 J=35,76 NLP=8 ANG=0
    31 J=37,77 NLP=8 ANG=0
    32 J=39,78 NLP=7 ANG=0
    33 J=39,79 NLP=6 ANG=0
    34 J=41,80 NLP=5 ANG=0
    35 J=43,81 NLP=4 ANG=0
    36 J=44,82 NLP=4 ANG=0
    37 J=45,83 NLP=4 ANG=0
    38 J= 1,84 NLP=3 ANG=0
LOAD
NAME=SW SW=1  ; 구체자중
NAME=PAVE  ; 상부고정하중 : 지하수無
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-287.125, -287.125
NAME=PAVEW  ; 상부고정하중 : 지하수有
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-161.575, -161.575
NAME=LIVEFUE  ; 지진시 만재활하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-9, -9
NAME=LIVEFUHE  ; 지진시 만재활하중에 의한 수평하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=40 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=41 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=42 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=43 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=44 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=45 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=46 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=15 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=16 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=17 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=18 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=19 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=20 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=21 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=22 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
NAME=LIVEAE  ; 지진시 상재활하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
```

```
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-10, -10
NAME=LIVEAHE  ; 지진시 상재활하중에 의한 수평하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=40 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=41 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=42 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=43 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=44 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=45 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=46 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=15 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=16 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=17 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=18 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=19 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=20 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=21 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=22 RD=0,1 UX=-5, -5
NAME=COLSLAB  ; 슬래브 지반변위(붕괴방지)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UX=42.201, 42.201
      ADD=24 RD=0,1 UX=42.201, 42.201
      ADD=25 RD=0,1 UX=42.201, 42.201
      ADD=26 RD=0,1 UX=42.201, 42.201
      ADD=27 RD=0,1 UX=42.201, 42.201
      ADD=28 RD=0,1 UX=42.201, 42.201
      ADD=29 RD=0,1 UX=42.201, 42.201
      ADD=30 RD=0,1 UX=42.201, 42.201
      ADD=31 RD=0,1 UX=42.201, 42.201
      ADD=32 RD=0,1 UX=42.201, 42.201
      ADD=33 RD=0,1 UX=42.201, 42.201
      ADD=34 RD=0,1 UX=42.201, 42.201
      ADD=35 RD=0,1 UX=42.201, 42.201
      ADD=36 RD=0,1 UX=42.201, 42.201
      ADD=37 RD=0,1 UX=42.201, 42.201
      ADD=38 RD=0,1 UX=42.201, 42.201
NAME=COLWALL  ; 벽체 지반변위(붕괴방지)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=219.736, 125.253
      ADD=40 RD=0,1 UX=125.253, 78.031
      ADD=41 RD=0,1 UX=78.031, 57.344
      ADD=42 RD=0,1 UX=57.344, 97.275
      ADD=43 RD=0,1 UX=97.275, 64.978
      ADD=44 RD=0,1 UX=64.978, 32.489
      ADD=45 RD=0,1 UX=32.489, 21.723
      ADD=46 RD=0,1 UX=21.723, 0
      ADD=15 RD=0,1 UX=0, 21.723
      ADD=16 RD=0,1 UX=21.723, 32.489
      ADD=17 RD=0,1 UX=32.489, 64.978
      ADD=18 RD=0,1 UX=64.978, 97.275
      ADD=19 RD=0,1 UX=97.275, 57.344
      ADD=20 RD=0,1 UX=57.344, 78.031
      ADD=21 RD=0,1 UX=78.031, 125.253
      ADD=22 RD=0,1 UX=125.253, 219.736
NAME=COLMS  ; 주면전단력(붕괴방지)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UX=139.84, 139.84
      ADD=24 RD=0,1 UX=139.84, 139.84
      ADD=25 RD=0,1 UX=139.84, 139.84
      ADD=26 RD=0,1 UX=139.84, 139.84
      ADD=27 RD=0,1 UX=139.84, 139.84
      ADD=28 RD=0,1 UX=139.84, 139.84
      ADD=29 RD=0,1 UX=139.84, 139.84
      ADD=30 RD=0,1 UX=139.84, 139.84
      ADD=31 RD=0,1 UX=139.84, 139.84
      ADD=32 RD=0,1 UX=139.84, 139.84
      ADD=33 RD=0,1 UX=139.84, 139.84
      ADD=34 RD=0,1 UX=139.84, 139.84
      ADD=35 RD=0,1 UX=139.84, 139.84
      ADD=36 RD=0,1 UX=139.84, 139.84
      ADD=37 RD=0,1 UX=139.84, 139.84
      ADD=38 RD=0,1 UX=139.84, 139.84
      ADD=39 RD=0,1 UZ=-86.36, -86.36
      ADD=40 RD=0,1 UZ=-86.36, -86.36
      ADD=41 RD=0,1 UZ=-86.36, -86.36
      ADD=42 RD=0,1 UZ=-86.36, -86.36
      ADD=43 RD=0,1 UZ=-86.36, -86.36
      ADD=44 RD=0,1 UZ=-86.36, -86.36
      ADD=45 RD=0,1 UZ=-86.36, -86.36
      ADD=46 RD=0,1 UZ=-86.36, -86.36
      ADD=15 RD=0,1 UZ=86.36, 86.36
      ADD=16 RD=0,1 UZ=86.36, 86.36
      ADD=17 RD=0,1 UZ=86.36, 86.36
      ADD=18 RD=0,1 UZ=86.36, 86.36
      ADD=19 RD=0,1 UZ=86.36, 86.36
      ADD=20 RD=0,1 UZ=86.36, 86.36
      ADD=21 RD=0,1 UZ=86.36, 86.36
      ADD=22 RD=0,1 UZ=86.36, 86.36
      ADD=1 RD=0,1 UX=-32.88, -32.88
      ADD=2 RD=0,1 UX=-32.88, -32.88
      ADD=3 RD=0,1 UX=-32.88, -32.88
      ADD=4 RD=0,1 UX=-32.88, -32.88
      ADD=5 RD=0,1 UX=-32.88, -32.88
      ADD=6 RD=0,1 UX=-32.88, -32.88
      ADD=7 RD=0,1 UX=-32.88, -32.88
      ADD=8 RD=0,1 UX=-32.88, -32.88
      ADD=9 RD=0,1 UX=-32.88, -32.88
      ADD=10 RD=0,1 UX=-32.88, -32.88
      ADD=11 RD=0,1 UX=-32.88, -32.88
      ADD=12 RD=0,1 UX=-32.88, -32.88
      ADD=13 RD=0,1 UX=-32.88, -32.88
      ADD=14 RD=0,1 UX=-32.88, -32.88
NAME=COLINER  ; 구체 관성력(붕괴방지)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UX=5.994, 5.994
      ADD=24 RD=0,1 UX=5.994, 5.994
      ADD=25 RD=0,1 UX=5.994, 5.994
      ADD=26 RD=0,1 UX=5.994, 5.994
      ADD=27 RD=0,1 UX=5.994, 5.994
      ADD=28 RD=0,1 UX=5.994, 5.994
      ADD=29 RD=0,1 UX=5.994, 5.994
      ADD=30 RD=0,1 UX=5.994, 5.994
      ADD=31 RD=0,1 UX=5.994, 5.994
      ADD=32 RD=0,1 UX=5.994, 5.994
      ADD=33 RD=0,1 UX=5.994, 5.994
      ADD=34 RD=0,1 UX=5.994, 5.994
      ADD=35 RD=0,1 UX=5.994, 5.994
      ADD=36 RD=0,1 UX=5.994, 5.994
      ADD=37 RD=0,1 UX=5.994, 5.994
      ADD=38 RD=0,1 UX=5.994, 5.994
      ADD=39 RD=0,1 UX=6.85, 6.756
      ADD=40 RD=0,1 UX=6.756, 6.709
      ADD=41 RD=0,1 UX=6.709, 6.689
      ADD=42 RD=0,1 UX=6.689, 6.568
      ADD=43 RD=0,1 UX=6.568, 6.427
      ADD=44 RD=0,1 UX=6.427, 6.287
      ADD=45 RD=0,1 UX=6.287, 6.24
      ADD=46 RD=0,1 UX=6.24, 6.146
      ADD=15 RD=0,1 UX=6.146, 6.24
      ADD=16 RD=0,1 UX=6.24, 6.287
      ADD=17 RD=0,1 UX=6.287, 6.427
      ADD=18 RD=0,1 UX=6.427, 6.568
      ADD=19 RD=0,1 UX=6.568, 6.689
      ADD=20 RD=0,1 UX=6.689, 6.709
      ADD=21 RD=0,1 UX=6.709, 6.756
      ADD=22 RD=0,1 UX=6.756, 6.85
      ADD=1 RD=0,1 UX=5.377, 5.377
      ADD=2 RD=0,1 UX=5.377, 5.377
      ADD=3 RD=0,1 UX=5.377, 5.377
      ADD=4 RD=0,1 UX=5.377, 5.377
      ADD=5 RD=0,1 UX=5.377, 5.377
      ADD=6 RD=0,1 UX=5.377, 5.377
      ADD=7 RD=0,1 UX=5.377, 5.377
      ADD=8 RD=0,1 UX=5.377, 5.377
      ADD=9 RD=0,1 UX=5.377, 5.377
      ADD=10 RD=0,1 UX=5.377, 5.377
      ADD=11 RD=0,1 UX=5.377, 5.377
      ADD=12 RD=0,1 UX=5.377, 5.377
      ADD=13 RD=0,1 UX=5.377, 5.377
      ADD=14 RD=0,1 UX=5.377, 5.377
NAME=COLSLAB2  ; 슬래브 지반변위(붕괴방지)2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UX=-42.201, -42.201
      ADD=24 RD=0,1 UX=-42.201, -42.201
      ADD=25 RD=0,1 UX=-42.201, -42.201
      ADD=26 RD=0,1 UX=-42.201, -42.201
      ADD=27 RD=0,1 UX=-42.201, -42.201
      ADD=28 RD=0,1 UX=-42.201, -42.201
      ADD=29 RD=0,1 UX=-42.201, -42.201
      ADD=30 RD=0,1 UX=-42.201, -42.201
      ADD=31 RD=0,1 UX=-42.201, -42.201
      ADD=32 RD=0,1 UX=-42.201, -42.201
      ADD=33 RD=0,1 UX=-42.201, -42.201
      ADD=34 RD=0,1 UX=-42.201, -42.201
```

```
      ADD=35 RD=0,1 UX=-42.201, -42.201
      ADD=36 RD=0,1 UX=-42.201, -42.201
      ADD=37 RD=0,1 UX=-42.201, -42.201
      ADD=38 RD=0,1 UX=-42.201, -42.201
NAME=COLWALL2  ; 벽체 지반변위(붕괴방지)2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=-219.736, -125.253
      ADD=40 RD=0,1 UX=-125.253, -78.031
      ADD=41 RD=0,1 UX=-78.031, -57.344
      ADD=42 RD=0,1 UX=-57.344, -97.275
      ADD=43 RD=0,1 UX=-97.275, -64.978
      ADD=44 RD=0,1 UX=-64.978, -32.489
      ADD=45 RD=0,1 UX=-32.489, -21.723
      ADD=46 RD=0,1 UX=-21.723, -0
      ADD=15 RD=0,1 UX=-0, -21.723
      ADD=16 RD=0,1 UX=-21.723, -32.489
      ADD=17 RD=0,1 UX=-32.489, -64.978
      ADD=18 RD=0,1 UX=-64.978, -97.275
      ADD=19 RD=0,1 UX=-97.275, -57.344
      ADD=20 RD=0,1 UX=-57.344, -78.031
      ADD=21 RD=0,1 UX=-78.031, -125.253
      ADD=22 RD=0,1 UX=-125.253, -219.736
NAME=COLMS2  ; 주면전단력(붕괴방지)2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UX=-139.84, -139.84
      ADD=24 RD=0,1 UX=-139.84, -139.84
      ADD=25 RD=0,1 UX=-139.84, -139.84
      ADD=26 RD=0,1 UX=-139.84, -139.84
      ADD=27 RD=0,1 UX=-139.84, -139.84
      ADD=28 RD=0,1 UX=-139.84, -139.84
      ADD=29 RD=0,1 UX=-139.84, -139.84
      ADD=30 RD=0,1 UX=-139.84, -139.84
      ADD=31 RD=0,1 UX=-139.84, -139.84
      ADD=32 RD=0,1 UX=-139.84, -139.84
      ADD=33 RD=0,1 UX=-139.84, -139.84
      ADD=34 RD=0,1 UX=-139.84, -139.84
      ADD=35 RD=0,1 UX=-139.84, -139.84
      ADD=36 RD=0,1 UX=-139.84, -139.84
      ADD=37 RD=0,1 UX=-139.84, -139.84
      ADD=38 RD=0,1 UX=-139.84, -139.84
      ADD=39 RD=0,1 UZ=86.36, 86.36
      ADD=40 RD=0,1 UZ=86.36, 86.36
      ADD=41 RD=0,1 UZ=86.36, 86.36
      ADD=42 RD=0,1 UZ=86.36, 86.36
      ADD=43 RD=0,1 UZ=86.36, 86.36
      ADD=44 RD=0,1 UZ=86.36, 86.36
      ADD=45 RD=0,1 UZ=86.36, 86.36
      ADD=46 RD=0,1 UZ=86.36, 86.36
      ADD=15 RD=0,1 UZ=-86.36, -86.36
      ADD=16 RD=0,1 UZ=-86.36, -86.36
      ADD=17 RD=0,1 UZ=-86.36, -86.36
      ADD=18 RD=0,1 UZ=-86.36, -86.36
      ADD=19 RD=0,1 UZ=-86.36, -86.36
      ADD=20 RD=0,1 UZ=-86.36, -86.36
      ADD=21 RD=0,1 UZ=-86.36, -86.36
      ADD=22 RD=0,1 UZ=-86.36, -86.36
      ADD=1 RD=0,1 UX=32.88, 32.88
      ADD=2 RD=0,1 UX=32.88, 32.88
      ADD=3 RD=0,1 UX=32.88, 32.88
      ADD=4 RD=0,1 UX=32.88, 32.88
      ADD=5 RD=0,1 UX=32.88, 32.88
      ADD=6 RD=0,1 UX=32.88, 32.88
      ADD=7 RD=0,1 UX=32.88, 32.88
      ADD=8 RD=0,1 UX=32.88, 32.88
      ADD=9 RD=0,1 UX=32.88, 32.88
      ADD=10 RD=0,1 UX=32.88, 32.88
      ADD=11 RD=0,1 UX=32.88, 32.88
      ADD=12 RD=0,1 UX=32.88, 32.88
      ADD=13 RD=0,1 UX=32.88, 32.88
      ADD=14 RD=0,1 UX=32.88, 32.88
NAME=COLINER2  ; 구체 관성력(붕괴방지)2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UX=-5.994, -5.994
      ADD=24 RD=0,1 UX=-5.994, -5.994
      ADD=25 RD=0,1 UX=-5.994, -5.994
      ADD=26 RD=0,1 UX=-5.994, -5.994
      ADD=27 RD=0,1 UX=-5.994, -5.994
      ADD=28 RD=0,1 UX=-5.994, -5.994
      ADD=29 RD=0,1 UX=-5.994, -5.994
      ADD=30 RD=0,1 UX=-5.994, -5.994
      ADD=31 RD=0,1 UX=-5.994, -5.994
      ADD=32 RD=0,1 UX=-5.994, -5.994
      ADD=33 RD=0,1 UX=-5.994, -5.994
      ADD=34 RD=0,1 UX=-5.994, -5.994
      ADD=35 RD=0,1 UX=-5.994, -5.994
      ADD=36 RD=0,1 UX=-5.994, -5.994
      ADD=37 RD=0,1 UX=-5.994, -5.994
      ADD=38 RD=0,1 UX=-5.994, -5.994
      ADD=39 RD=0,1 UX=-6.85, -6.756
      ADD=40 RD=0,1 UX=-6.756, -6.709
      ADD=41 RD=0,1 UX=-6.709, -6.689
      ADD=42 RD=0,1 UX=-6.689, -6.568
      ADD=43 RD=0,1 UX=-6.568, -6.427
      ADD=44 RD=0,1 UX=-6.427, -6.287
      ADD=45 RD=0,1 UX=-6.287, -6.24
      ADD=46 RD=0,1 UX=-6.24, -6.146
      ADD=15 RD=0,1 UX=-6.146, -6.24
      ADD=16 RD=0,1 UX=-6.24, -6.287
      ADD=17 RD=0,1 UX=-6.287, -6.427
      ADD=18 RD=0,1 UX=-6.427, -6.568
      ADD=19 RD=0,1 UX=-6.568, -6.689
      ADD=20 RD=0,1 UX=-6.689, -6.709
      ADD=21 RD=0,1 UX=-6.709, -6.756
      ADD=22 RD=0,1 UX=-6.756, -6.85
      ADD=1 RD=0,1 UX=-5.377, -5.377
      ADD=2 RD=0,1 UX=-5.377, -5.377
      ADD=3 RD=0,1 UX=-5.377, -5.377
      ADD=4 RD=0,1 UX=-5.377, -5.377
      ADD=5 RD=0,1 UX=-5.377, -5.377
      ADD=6 RD=0,1 UX=-5.377, -5.377
      ADD=7 RD=0,1 UX=-5.377, -5.377
      ADD=8 RD=0,1 UX=-5.377, -5.377
      ADD=9 RD=0,1 UX=-5.377, -5.377
      ADD=10 RD=0,1 UX=-5.377, -5.377
      ADD=11 RD=0,1 UX=-5.377, -5.377
      ADD=12 RD=0,1 UX=-5.377, -5.377
      ADD=13 RD=0,1 UX=-5.377, -5.377
      ADD=14 RD=0,1 UX=-5.377, -5.377
MODE
   TYPE=RITZ   N=100   TOL=0.00001
      LOAD=SW
      LOAD=PAVE
      LOAD=PAVEW
      LOAD=LIVEFUE
      LOAD=LIVEFUHE
      LOAD=LIVEAE
      LOAD=LIVEAHE
      LOAD=COLSLAB
      LOAD=COLWALL
      LOAD=COLMS
      LOAD=COLINER
      LOAD=COLSLAB2
      LOAD=COLWALL2
      LOAD=COLMS2
      LOAD=COLINER2
      NLLINK=*
HISTORY
    NAME=UE01    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= PAVE           SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEFUHE       SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
       LOAD= COLSLAB        SF=1.000   AT=1
       LOAD= COLWALL        SF=1.000   AT=1
       LOAD= COLMS          SF=1.000   AT=1
       LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
    NAME=UE02    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= PAVE           SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEFUHE       SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
       LOAD= COLSLAB2       SF=1.000   AT=1
       LOAD= COLWALL2       SF=1.000   AT=1
       LOAD= COLMS2         SF=1.000   AT=1
       LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
    NAME=UE03    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= PAVE           SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEFUHE       SF=0.500   AT=1
       LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
       LOAD= COLSLAB        SF=1.000   AT=1
       LOAD= COLWALL        SF=1.000   AT=1
       LOAD= COLMS          SF=1.000   AT=1
       LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
    NAME=UE04    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= PAVE           SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEFUHE       SF=0.500   AT=1
       LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
       LOAD= COLSLAB2       SF=1.000   AT=1
       LOAD= COLWALL2       SF=1.000   AT=1
       LOAD= COLMS2         SF=1.000   AT=1
```

```
   LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
NAME=UE05    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVE           SF=0.900   AT=1
   LOAD= COLSLAB        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS          SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
NAME=UE06    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVE           SF=0.900   AT=1
   LOAD= COLSLAB2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS2         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
NAME=UE07    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVE           SF=0.900   AT=1
   LOAD= COLSLAB        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS          SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
NAME=UE08    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVE           SF=0.900   AT=1
   LOAD= COLSLAB2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS2         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
NAME=UE09    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE       SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLSLAB        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS          SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
NAME=UE10    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
   LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE       SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLSLAB2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS2         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
NAME=UE11    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
   LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE       SF=0.500   AT=1
   LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
   LOAD= COLSLAB        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS          SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
NAME=UE12    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
   LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE       SF=0.500   AT=1
   LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
   LOAD= COLSLAB2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS2         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
NAME=UE13    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=0.900   AT=1
   LOAD= COLSLAB        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS          SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
NAME=UE14    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=0.900   AT=1
   LOAD= COLSLAB2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS2         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
NAME=UE15    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=0.900   AT=1
   LOAD= COLSLAB        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS          SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
NAME=UE16    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=0.900   AT=1
   LOAD= COLSLAB2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS2         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
COMBO
   NAME=ENVEQ  TYPE=ENVE
      HIST=UE01 SF=1
      HIST=UE02 SF=1
      HIST=UE03 SF=1
      HIST=UE04 SF=1
      HIST=UE05 SF=1
      HIST=UE06 SF=1
      HIST=UE07 SF=1
      HIST=UE08 SF=1
      HIST=UE09 SF=1
      HIST=UE10 SF=1
      HIST=UE11 SF=1
      HIST=UE12 SF=1
      HIST=UE13 SF=1
      HIST=UE14 SF=1
      HIST=UE15 SF=1
      HIST=UE16 SF=1
OUTPUT
   ELEM=JOINT   TYPE=REAC,DISP,APP      LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
   ELEM=FRAME   TYPE=FORCE              LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
```

18. OUTPUT DATA (상시)

1) 계수하중

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

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVULT MAX	0.56250	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MAX	0.67188	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MAX	0.78125	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MAX	0.89063	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MIN	0.56250	-746.96884	-2454.29500	-3760.91400
1	ENVULT MIN	0.67188	-746.96884	-2457.97000	-3546.00200
1	ENVULT MIN	0.78125	-746.96884	-2461.64500	-3330.76900
1	ENVULT MIN	0.89063	-746.96884	-2465.32000	-3115.21400
1	ENVULT MIN	1.00000	-746.96884	-2468.99500	-2899.33800
2	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MIN	0.00000	-746.96884	-2468.99500	-2899.33800
2	ENVULT MIN	0.25000	-746.96884	-2471.31500	-2762.86200
2	ENVULT MIN	0.50000	-746.96884	-2473.63600	-2626.25800
2	ENVULT MIN	0.75000	-746.96884	-2475.95600	-2489.52500
2	ENVULT MIN	1.00000	-746.96884	-2478.27700	-2352.66400
3	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	8.60938
3	ENVULT MIN	0.00000	-746.96884	-1917.16300	-2352.66400
3	ENVULT MIN	0.25000	-746.96884	-1927.88400	-1865.66000
3	ENVULT MIN	0.50000	-746.96884	-1938.60400	-1376.36700
3	ENVULT MIN	0.75000	-746.96884	-1949.32500	-884.33884
3	ENVULT MIN	1.00000	-746.96884	-1960.04500	-389.57383
4	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	8.60938
4	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	350.29841
4	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	713.39855
4	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	1079.23500
4	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	1447.80800
4	ENVULT MIN	0.00000	-746.96884	-1433.91500	-389.57383
4	ENVULT MIN	0.25000	-746.96884	-1444.63500	-147.98343
4	ENVULT MIN	0.50000	-746.96884	-1455.35600	0.00000
4	ENVULT MIN	0.75000	-746.96884	-1466.07600	0.00000
4	ENVULT MIN	1.00000	-746.96884	-1476.79700	0.00000
5	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	1447.80800
5	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	1694.92800
5	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	1944.77800
5	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	2197.36000
5	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	2452.67200
5	ENVULT MIN	0.00000	-746.96884	-986.76382	0.00000
5	ENVULT MIN	0.25000	-746.96884	-997.47382	0.00000
5	ENVULT MIN	0.50000	-746.96884	-1008.18400	0.00000
5	ENVULT MIN	0.75000	-746.96884	-1018.89400	0.00000
5	ENVULT MIN	1.00000	-746.96884	-1029.60400	0.00000
6	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	2452.67200
6	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	2595.66000
6	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	2741.38500
6	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	2889.84600
6	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	3041.04400
6	ENVULT MIN	0.00000	-746.96884	-569.97997	0.00000
6	ENVULT MIN	0.25000	-746.96884	-580.70047	0.00000
6	ENVULT MIN	0.50000	-746.96884	-591.42097	0.00000
6	ENVULT MIN	0.75000	-746.96884	-602.14147	0.00000
6	ENVULT MIN	1.00000	-746.96884	-612.86197	0.00000
7	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	3041.04400
7	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	3085.31000
7	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	3132.31300
7	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	3182.05200
7	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	3234.52800
7	ENVULT MIN	0.00000	-746.96884	-173.33353	0.00000
7	ENVULT MIN	0.25000	-746.96884	-184.05403	0.00000
7	ENVULT MIN	0.50000	-746.96884	-194.77453	0.00000
7	ENVULT MIN	0.75000	-746.96884	-205.49503	0.00000
7	ENVULT MIN	1.00000	-746.96884	-216.21553	0.00000
8	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	216.31143	3234.52800
8	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	205.59093	3182.02800
8	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	194.87043	3132.26500
8	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	184.14993	3085.23800
8	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	173.42943	3040.94800
8	ENVULT MIN	0.00000	-746.96871	0.00000	0.00000
8	ENVULT MIN	0.25000	-746.96871	0.00000	0.00000
8	ENVULT MIN	0.50000	-746.96871	0.00000	0.00000
8	ENVULT MIN	0.75000	-746.96871	0.00000	0.00000
8	ENVULT MIN	1.00000	-746.96871	0.00000	0.00000
9	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	612.95309	3040.94800
9	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	602.23259	2889.72800
9	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	591.51209	2741.24400
9	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	580.79159	2595.49700
9	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	570.07109	2452.48600
9	ENVULT MIN	0.00000	-746.96871	0.00000	0.00000
9	ENVULT MIN	0.25000	-746.96871	0.00000	0.00000
9	ENVULT MIN	0.50000	-746.96871	0.00000	0.00000
9	ENVULT MIN	0.75000	-746.96871	0.00000	0.00000
9	ENVULT MIN	1.00000	-746.96871	0.00000	0.00000
10	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	1029.68500	2452.48600
10	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	1018.96400	2196.90400
10	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	1008.24400	1944.05900
10	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	997.52343	1693.95000
10	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	986.80293	1446.57700
10	ENVULT MIN	0.00000	-746.96871	0.00000	0.00000
10	ENVULT MIN	0.25000	-746.96871	0.00000	0.00000
10	ENVULT MIN	0.50000	-746.96871	0.00000	0.00000
10	ENVULT MIN	0.75000	-746.96871	0.00000	0.00000
10	ENVULT MIN	1.00000	-746.96871	0.00000	0.00000
11	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	1476.85300	1446.57700
11	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	1466.14300	1078.34900
11	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	1455.43300	712.85248
11	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	1444.72300	350.08663
11	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	1434.01300	8.63978
11	ENVULT MIN	0.00000	-746.96871	0.00000	0.00000
11	ENVULT MIN	0.25000	-746.96871	0.00000	0.00000
11	ENVULT MIN	0.50000	-746.96871	0.00000	0.00000
11	ENVULT MIN	0.75000	-746.96871	0.00000	-148.11636
11	ENVULT MIN	1.00000	-746.96871	0.00000	-389.45785
12	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	1960.12000	8.63978
12	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	1949.39900	0.00000
12	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	1938.67900	0.00000
12	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	1927.95800	0.00000
12	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	1917.23800	0.00000
12	ENVULT MIN	0.00000	-746.96871	0.00000	-389.45785
12	ENVULT MIN	0.25000	-746.96871	0.00000	-884.24175
12	ENVULT MIN	0.50000	-746.96871	0.00000	-1376.28900
12	ENVULT MIN	0.75000	-746.96871	0.00000	-1865.60000
12	ENVULT MIN	1.00000	-746.96871	0.00000	-2352.62400
13	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	2478.32300	0.00000
13	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	2476.00200	0.00000
13	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	2473.68200	0.00000
13	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	2471.36100	0.00000
13	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	2469.04100	0.00000
13	ENVULT MIN	0.00000	-746.96871	0.00000	-2352.62400
13	ENVULT MIN	0.25000	-746.96871	0.00000	-2489.48800
13	ENVULT MIN	0.50000	-746.96871	0.00000	-2626.22300
13	ENVULT MIN	0.75000	-746.96871	0.00000	-2762.82900
13	ENVULT MIN	1.00000	-746.96871	0.00000	-2899.30800
14	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	2469.04100	0.00000
14	ENVULT MAX	0.10937	0.00000	2465.36600	0.00000
14	ENVULT MAX	0.21875	0.00000	2461.69100	0.00000
14	ENVULT MAX	0.32812	0.00000	2458.01600	0.00000
14	ENVULT MAX	0.43750	0.00000	2454.34100	0.00000
14	ENVULT MIN	0.00000	-746.96871	0.00000	-2899.30800
14	ENVULT MIN	0.10937	-746.96871	0.00000	-3115.18800
14	ENVULT MIN	0.21875	-746.96871	0.00000	-3330.74700
14	ENVULT MIN	0.32812	-746.96871	0.00000	-3545.98400
14	ENVULT MIN	0.43750	-746.96871	0.00000	-3760.90000
15	ENVULT MAX	0.42857	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MAX	0.57143	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MAX	0.71429	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MAX	0.85714	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MIN	0.42857	-3172.66900	-647.12631	-4678.33000
15	ENVULT MIN	0.57143	-3167.86900	-614.14951	-4651.45400
15	ENVULT MIN	0.71429	-3163.06900	-581.32471	-4626.22200
15	ENVULT MIN	0.85714	-3158.26900	-548.65191	-4602.62800
15	ENVULT MIN	1.00000	-3153.46900	-516.13111	-4580.66400
16	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MIN	0.00000	-3153.46900	-516.13111	-4580.66400
16	ENVULT MIN	0.25000	-3149.29300	-487.96166	-4562.87500
16	ENVULT MIN	0.50000	-3145.11700	-459.90725	-4546.30900
16	ENVULT MIN	0.75000	-3140.94100	-431.96790	-4530.96100
16	ENVULT MIN	1.00000	-3136.76500	-404.14359	-4516.82500
17	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	14.97622	0.00000
17	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	55.06023	0.00000
17	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	94.62255	0.00000

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	133.66317	0.00000
17	ENVULT MIN	0.00000	-3136.76500	-404.14359	-4516.82500
17	ENVULT MIN	0.25000	-3124.18900	-321.04579	-4481.53200
17	ENVULT MIN	0.50000	-3111.61300	-238.99137	-4457.05700
17	ENVULT MIN	0.75000	-3099.03700	-175.57429	-4443.26200
17	ENVULT MIN	1.00000	-3086.46100	-129.51469	-4440.01100
18	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	133.53926	0.00000
18	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	172.05819	0.00000
18	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	221.44062	0.00000
18	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	296.39169	0.00000
18	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	370.29938	0.00000
18	ENVULT MIN	0.00000	-3086.46100	-129.51469	-4440.01100
18	ENVULT MIN	0.25000	-3073.88500	-84.00425	-4447.16800
18	ENVULT MIN	0.50000	-3061.30900	-54.17611	-4464.59500
18	ENVULT MIN	0.75000	-3048.73300	-54.17611	-4514.43800
18	ENVULT MIN	1.00000	-3036.15700	-54.17611	-4583.00600
19	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	369.36771	0.00000
19	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	432.29388	0.00000
19	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	495.50489	0.00000
19	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	557.95322	0.00000
19	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	619.63888	0.00000
19	ENVULT MIN	0.00000	-3036.15700	-54.17611	-4583.00600
19	ENVULT MIN	0.25000	-3025.40500	-54.17611	-4649.45400
19	ENVULT MIN	0.50000	-3014.65300	-54.17611	-4723.02300
19	ENVULT MIN	0.75000	-3003.90100	-54.17611	-4803.63000
19	ENVULT MIN	1.00000	-2993.14900	-54.17611	-4891.18800
20	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	618.89760	0.00000
20	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	629.28647	0.00000
20	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	639.65339	0.00000
20	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	649.99835	0.00000
20	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	660.32137	0.00000
20	ENVULT MIN	0.00000	-2993.14900	-54.17611	-4891.18800
20	ENVULT MIN	0.25000	-2991.30300	-54.17611	-4906.72500
20	ENVULT MIN	0.50000	-2989.41400	-54.17611	-4922.46000
20	ENVULT MIN	0.75000	-2987.48200	-54.17611	-4938.39100
20	ENVULT MIN	1.00000	-2985.50600	-54.17611	-4954.51800
21	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	659.88544	0.00000
21	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	683.43707	0.00000
21	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	706.87366	0.00000
21	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	730.19519	0.00000
21	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	753.40167	0.00000
21	ENVULT MIN	0.00000	-2985.50600	-54.17611	-4954.51800
21	ENVULT MIN	0.25000	-2980.82000	-54.17611	-4992.17900
21	ENVULT MIN	0.50000	-2975.90700	-54.17611	-5030.86100
21	ENVULT MIN	0.75000	-2970.76600	-54.17611	-5070.56100
21	ENVULT MIN	1.00000	-2965.39900	-54.17611	-5111.27200
22	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	752.10901	0.00000
22	ENVULT MAX	0.10714	0.00000	772.02226	0.00000
22	ENVULT MAX	0.21429	0.00000	791.85001	0.00000
22	ENVULT MAX	0.32143	0.00000	811.59226	0.00000
22	ENVULT MAX	0.42857	0.00000	831.24901	0.00000
22	ENVULT MIN	0.00000	-2965.39900	-54.17611	-5111.27200
22	ENVULT MIN	0.10714	-2960.67400	-54.17611	-5147.17600
22	ENVULT MIN	0.21429	-2955.94900	-54.17611	-5183.82600
22	ENVULT MIN	0.32143	-2951.22400	-54.17611	-5221.21800
22	ENVULT MIN	0.42857	-2946.49900	-54.17611	-5259.34800
23	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	0.00000	0.00000
23	ENVULT MAX	0.81250	54.17611	0.00000	0.00000
23	ENVULT MAX	0.87500	54.17611	0.00000	0.00000
23	ENVULT MAX	0.93750	54.17611	0.00000	0.00000
23	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	0.00000	0.00000
23	ENVULT MIN	0.75000	-932.50812	-2627.67400	-3892.55700
23	ENVULT MIN	0.81250	-932.50812	-2603.20500	-3761.78500
23	ENVULT MIN	0.87500	-932.50812	-2578.73600	-3632.23600
23	ENVULT MIN	0.93750	-932.50812	-2554.26800	-3503.91100
23	ENVULT MIN	1.00000	-932.50812	-2529.79900	-3376.80900
24	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	0.00000	0.00000
24	ENVULT MIN	0.00000	-932.50812	-2529.79900	-3376.80900
24	ENVULT MIN	0.25000	-932.50812	-2502.80700	-3237.78400
24	ENVULT MIN	0.50000	-932.50812	-2475.90600	-3100.24800
24	ENVULT MIN	0.75000	-932.50812	-2449.09700	-2964.19500
24	ENVULT MIN	1.00000	-932.50812	-2422.37900	-2829.62100
25	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	0.00000	0.00000
25	ENVULT MIN	0.00000	-932.50812	-2422.37900	-2829.62100
25	ENVULT MIN	0.25000	-932.50812	-2388.78000	-2661.83300
25	ENVULT MIN	0.50000	-932.50812	-2355.32700	-2496.38300
25	ENVULT MIN	0.75000	-932.50812	-2322.02100	-2333.26100
25	ENVULT MIN	1.00000	-932.50812	-2288.86000	-2172.45700
26	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	0.00000	0.00000
26	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	0.00000	0.00000
26	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	0.00000	0.00000
26	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	0.00000	59.07933
26	ENVULT MIN	0.00000	-932.50812	-2288.86000	-2172.45700
26	ENVULT MIN	0.25000	-932.50812	-2200.86300	-1759.33900
26	ENVULT MIN	0.50000	-932.50812	-2112.86700	-1367.04900
26	ENVULT MIN	0.75000	-932.50812	-2024.87000	-990.58593
26	ENVULT MIN	1.00000	-932.50812	-1936.87400	-629.95119
27	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	0.00000	59.07934
27	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	0.00000	346.38130
27	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	0.00000	730.54384
27	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	0.00000	1141.88000
27	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	0.00000	1522.36900
27	ENVULT MIN	0.00000	-932.50812	-1936.87400	-629.95119
27	ENVULT MIN	0.25000	-932.50812	-1815.90800	-175.14376
27	ENVULT MIN	0.50000	-932.50812	-1694.94200	0.00000
27	ENVULT MIN	0.75000	-932.50812	-1573.97700	0.00000
27	ENVULT MIN	1.00000	-932.50812	-1453.01100	0.00000
28	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	0.00000	1522.36900
28	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	0.00000	1872.34000
28	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	0.00000	2191.40400
28	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	0.00000	2481.25300
28	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	0.00000	2743.96000
28	ENVULT MIN	0.00000	-932.50812	-1453.01100	0.00000
28	ENVULT MIN	0.25000	-932.50812	-1331.92700	0.00000
28	ENVULT MIN	0.50000	-932.50812	-1210.84300	0.00000
28	ENVULT MIN	0.75000	-932.50812	-1089.75900	0.00000
28	ENVULT MIN	1.00000	-932.50812	-968.67436	0.00000
29	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	0.00000	2743.96000
29	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	0.00000	2975.76100
29	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	0.00000	3176.65500
29	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	0.00000	3346.64200
29	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	0.00000	3485.72300
29	ENVULT MIN	0.00000	-932.50812	-968.67436	0.00000
29	ENVULT MIN	0.25000	-932.50812	-847.59014	0.00000
29	ENVULT MIN	0.50000	-932.50812	-727.83371	0.00000
29	ENVULT MIN	0.75000	-932.50812	-610.42509	0.00000
29	ENVULT MIN	1.00000	-932.50812	-493.01647	0.00000
30	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	0.00000	3485.72300
30	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	0.00000	3593.89700
30	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	0.00000	3671.16400
30	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	0.00000	3717.52400
30	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	30.10669	3732.97800
30	ENVULT MIN	0.00000	-932.50812	-493.01647	0.00000
30	ENVULT MIN	0.25000	-932.50812	-375.60785	0.00000
30	ENVULT MIN	0.50000	-932.50812	-258.19923	0.00000
30	ENVULT MIN	0.75000	-932.50812	-140.79061	0.00000
30	ENVULT MIN	1.00000	-932.50812	-23.38199	0.00000
31	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	23.38110	3732.97800
31	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	140.78951	3717.52400
31	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	258.19812	3671.16400
31	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	375.60674	3593.89800
31	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	493.01536	3485.72400
31	ENVULT MIN	0.00000	-932.50812	-30.10815	0.00000
31	ENVULT MIN	0.25000	-932.50812	0.00000	0.00000
31	ENVULT MIN	0.50000	-932.50812	0.00000	0.00000
31	ENVULT MIN	0.75000	-932.50812	0.00000	0.00000
31	ENVULT MIN	1.00000	-932.50812	0.00000	0.00000
32	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	493.01536	3485.72400
32	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	610.42398	3346.64400
32	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	727.83260	3176.65700
32	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	847.58900	2975.76300
32	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	968.67322	2743.96300
32	ENVULT MIN	0.00000	-932.50812	0.00000	0.00000
32	ENVULT MIN	0.25000	-932.50812	0.00000	0.00000
32	ENVULT MIN	0.50000	-932.50812	0.00000	0.00000
32	ENVULT MIN	0.75000	-932.50812	0.00000	0.00000
32	ENVULT MIN	1.00000	-932.50812	0.00000	0.00000
33	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	968.67322	2743.96300
33	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	1089.63900	2481.52800
33	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	1210.60400	2192.00200
33	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	1331.57000	1873.32600
33	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	1452.53600	1523.80400
33	ENVULT MIN	0.00000	-932.50812	0.00000	0.00000
33	ENVULT MIN	0.25000	-932.50812	0.00000	0.00000
33	ENVULT MIN	0.50000	-932.50812	0.00000	0.00000
33	ENVULT MIN	0.75000	-932.50812	0.00000	0.00000
33	ENVULT MIN	1.00000	-932.50812	0.00000	0.00000
34	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	1452.53600	1523.80400
34	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	1573.62000	1143.04800
34	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	1694.70400	731.38448
34	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	1815.78800	346.66422
34	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	1936.87300	59.08329
34	ENVULT MIN	0.00000	-932.50812	0.00000	0.00000
34	ENVULT MIN	0.25000	-932.50812	0.00000	0.00000
34	ENVULT MIN	0.50000	-932.50812	0.00000	0.00000
34	ENVULT MIN	0.75000	-932.50812	0.00000	-174.86777
34	ENVULT MIN	1.00000	-932.50812	0.00000	-629.94646
35	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	1936.87300	59.08329

26	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	0.00000	0.00000
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
35	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	2112.86600	0.00000
35	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	2200.86200	0.00000
35	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	2288.85900	0.00000
35	ENVULT MIN	0.00000	-932.50812	0.00000	-629.94646
35	ENVULT MIN	0.25000	-932.50812	0.00000	-990.58098
35	ENVULT MIN	0.50000	-932.50812	0.00000	-1367.04300
35	ENVULT MIN	0.75000	-932.50812	0.00000	-1759.33400
35	ENVULT MIN	1.00000	-932.50812	0.00000	-2172.45200
36	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	2288.85900	0.00000
36	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	2322.02000	0.00000
36	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	2355.32600	0.00000
36	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	2388.77900	0.00000
36	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	2422.37800	0.00000
36	ENVULT MIN	0.00000	-932.50812	0.00000	-2172.45200
36	ENVULT MIN	0.25000	-932.50812	0.00000	-2333.25500
36	ENVULT MIN	0.50000	-932.50812	0.00000	-2496.37700
36	ENVULT MIN	0.75000	-932.50812	0.00000	-2661.82700
36	ENVULT MIN	1.00000	-932.50812	0.00000	-2829.61500
37	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	2422.37800	0.00000
37	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	2449.09500	0.00000
37	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	2475.90500	0.00000
37	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	2502.80500	0.00000
37	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	2529.79800	0.00000
37	ENVULT MIN	0.00000	-932.50812	0.00000	-2829.61500
37	ENVULT MIN	0.25000	-932.50812	0.00000	-2964.18900
37	ENVULT MIN	0.50000	-932.50812	0.00000	-3100.24100
37	ENVULT MIN	0.75000	-932.50812	0.00000	-3237.77800
37	ENVULT MIN	1.00000	-932.50812	0.00000	-3376.80300
38	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	2529.79800	0.00000
38	ENVULT MAX	0.06250	54.17611	2554.26600	0.00000
38	ENVULT MAX	0.12500	54.17611	2578.73500	0.00000
38	ENVULT MAX	0.18750	54.17611	2603.20400	0.00000
38	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	2627.67300	0.00000
38	ENVULT MIN	0.00000	-932.50812	0.00000	-3376.80300
38	ENVULT MIN	0.06250	-932.50812	0.00000	-3503.90500
38	ENVULT MIN	0.12500	-932.50812	0.00000	-3632.23000
38	ENVULT MIN	0.18750	-932.50812	0.00000	-3761.77800
38	ENVULT MIN	0.25000	-932.50812	0.00000	-3892.55000
39	ENVULT MAX	0.57143	0.00000	54.17611	0.00000
39	ENVULT MAX	0.67857	0.00000	54.17611	0.00000
39	ENVULT MAX	0.78571	0.00000	54.17611	0.00000
39	ENVULT MAX	0.89286	0.00000	54.17611	0.00000
39	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	54.17611	0.00000
39	ENVULT MIN	0.57143	-2946.49800	-831.24806	-5259.34000
39	ENVULT MIN	0.67857	-2951.22300	-811.59131	-5221.21000
39	ENVULT MIN	0.78571	-2955.94800	-791.84906	-5183.81900
39	ENVULT MIN	0.89286	-2960.67300	-772.02131	-5147.16900
39	ENVULT MIN	1.00000	-2965.39800	-752.10806	-5111.26400
40	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	54.17611	0.00000
40	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	54.17611	0.00000
40	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	54.17611	0.00000
40	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	54.17611	0.00000
40	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	54.17611	0.00000
40	ENVULT MIN	0.00000	-2965.39800	-753.40062	-5111.26400
40	ENVULT MIN	0.25000	-2970.76500	-730.19414	-5070.55300
40	ENVULT MIN	0.50000	-2975.90500	-706.87260	-5030.85400
40	ENVULT MIN	0.75000	-2980.81900	-683.43602	-4992.17100
40	ENVULT MIN	1.00000	-2985.50500	-659.88439	-4954.51100
41	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	54.17611	0.00000
41	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	54.17611	0.00000
41	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	54.17611	0.00000
41	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	54.17611	0.00000
41	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	54.17611	0.00000
41	ENVULT MIN	0.00000	-2985.50500	-660.32029	-4954.51100
41	ENVULT MIN	0.25000	-2987.48100	-649.99727	-4938.38300
41	ENVULT MIN	0.50000	-2989.41300	-639.65230	-4922.45200
41	ENVULT MIN	0.75000	-2991.30200	-629.28539	-4906.71800
41	ENVULT MIN	1.00000	-2993.14800	-618.89652	-4891.18100
42	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	54.17611	0.00000
42	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	54.17611	0.00000
42	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	54.17611	0.00000
42	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	54.17611	0.00000
42	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	54.17611	0.00000
42	ENVULT MIN	0.00000	-2993.14800	-619.63773	-4891.18100
42	ENVULT MIN	0.25000	-3003.90000	-557.95207	-4803.62200
42	ENVULT MIN	0.50000	-3014.65200	-495.50374	-4723.01600
42	ENVULT MIN	0.75000	-3025.40400	-432.29273	-4649.44600
42	ENVULT MIN	1.00000	-3036.15600	-369.36670	-4582.99900
43	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	54.17611	0.00000
43	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	54.17611	0.00000
43	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	54.17611	0.00000
43	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	84.00438	0.00000
43	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	129.51483	0.00000
43	ENVULT MIN	0.00000	-3036.15600	-370.29829	-4582.99900
43	ENVULT MIN	0.25000	-3048.73200	-296.39061	-4514.43100
43	ENVULT MIN	0.50000	-3061.30800	-221.43953	-4464.58900
43	ENVULT MIN	0.75000	-3073.88400	-172.05713	-4447.16100

35	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	2024.86900	0.00000
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
44	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	175.57443	0.00000
44	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	238.99151	0.00000
44	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	321.04592	0.00000
44	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	404.14373	0.00000
44	ENVULT MIN	0.00000	-3086.46000	-133.66205	-4440.00400
44	ENVULT MIN	0.25000	-3099.03600	-94.62143	-4443.25500
44	ENVULT MIN	0.50000	-3111.61200	-55.05911	-4457.05000
44	ENVULT MIN	0.75000	-3124.18800	-14.97511	-4481.52600
44	ENVULT MIN	1.00000	-3136.76400	0.00000	-4516.81900
45	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	404.14373	0.00000
45	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	431.96804	0.00000
45	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	459.90739	0.00000
45	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	487.96179	0.00000
45	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	516.13124	0.00000
45	ENVULT MIN	0.00000	-3136.76400	0.00000	-4516.81900
45	ENVULT MIN	0.25000	-3140.94000	0.00000	-4530.95400
45	ENVULT MIN	0.50000	-3145.11600	0.00000	-4546.30200
45	ENVULT MIN	0.75000	-3149.29200	0.00000	-4562.86900
45	ENVULT MIN	1.00000	-3153.46800	0.00000	-4580.65700
46	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	516.13124	0.00000
46	ENVULT MAX	0.14286	0.00000	548.65204	0.00000
46	ENVULT MAX	0.28571	0.00000	581.32484	0.00000
46	ENVULT MAX	0.42857	0.00000	614.14964	0.00000
46	ENVULT MAX	0.57143	0.00000	647.12644	0.00000
46	ENVULT MIN	0.00000	-3153.46800	0.00000	-4580.65700
46	ENVULT MIN	0.14286	-3158.26800	0.00000	-4602.62200
46	ENVULT MIN	0.28571	-3163.06800	0.00000	-4626.21600
46	ENVULT MIN	0.42857	-3167.86800	0.00000	-4651.44700
46	ENVULT MIN	0.57143	-3172.66800	0.00000	-4678.32400

43	ENVULT MIN	1.00000	-3086.46000	-133.53820	-4440.00400
44	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	129.51483	0.00000

2) 사용하중

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

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVUSE MAX	0.56250	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MAX	0.67188	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MAX	0.78125	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MAX	0.89063	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MIN	0.56250	-484.64572	-1787.94900	-2764.50200
1	ENVUSE MIN	0.67188	-484.64572	-1791.01100	-2607.92300
1	ENVUSE MIN	0.78125	-484.64572	-1794.07400	-2451.07500
1	ENVUSE MIN	0.89063	-484.64572	-1797.13600	-2293.96000
1	ENVUSE MIN	1.00000	-484.64572	-1800.19900	-2136.57600
2	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MIN	0.00000	-484.64572	-1800.19900	-2136.57600
2	ENVUSE MIN	0.25000	-484.64572	-1802.13300	-2037.06200
2	ENVUSE MIN	0.50000	-484.64572	-1804.06600	-1937.44100
2	ENVUSE MIN	0.75000	-484.64572	-1806.00000	-1837.71300
2	ENVUSE MIN	1.00000	-484.64572	-1807.93400	-1737.87800
3	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	46.26222
3	ENVUSE MIN	0.00000	-484.64572	-1395.34700	-1737.87800
3	ENVUSE MIN	0.25000	-484.64572	-1404.28000	-1382.90000
3	ENVUSE MIN	0.50000	-484.64572	-1413.21400	-1025.92200
3	ENVUSE MIN	0.75000	-484.64572	-1422.14800	-666.66438
3	ENVUSE MIN	1.00000	-484.64572	-1431.08200	-305.12618
4	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	46.26222
4	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	293.34446
4	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	543.10874
4	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	795.15337
4	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	1052.40600
4	ENVUSE MIN	0.00000	-484.64572	-1043.53500	-305.12618
4	ENVUSE MIN	0.25000	-484.64572	-1052.46900	-133.56013
4	ENVUSE MIN	0.50000	-484.64572	-1061.40300	0.00000
4	ENVUSE MIN	0.75000	-484.64572	-1070.33600	0.00000
4	ENVUSE MIN	1.00000	-484.64572	-1079.27000	0.00000
5	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	1052.40600
5	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	1231.93600
5	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	1413.74100
5	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	1597.82200
5	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	1784.17900
5	ENVUSE MIN	0.00000	-484.64572	-717.68443	0.00000
5	ENVUSE MIN	0.25000	-484.64572	-726.60943	0.00000
5	ENVUSE MIN	0.50000	-484.64572	-735.53443	0.00000
5	ENVUSE MIN	0.75000	-484.64572	-744.45943	0.00000
5	ENVUSE MIN	1.00000	-484.64572	-753.38443	0.00000
6	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	1784.17900
6	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	1887.87900
6	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	1993.85800
6	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	2102.11800
6	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	2212.65900
6	ENVUSE MIN	0.00000	-484.64572	-413.71693	0.00000
6	ENVUSE MIN	0.25000	-484.64572	-422.65068	0.00000
6	ENVUSE MIN	0.50000	-484.64572	-431.58443	0.00000
6	ENVUSE MIN	0.75000	-484.64572	-440.51818	0.00000
6	ENVUSE MIN	1.00000	-484.64572	-449.45193	0.00000
7	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	2212.65900
7	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	2244.46500
7	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	2278.55100
7	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	2314.91700
7	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	2353.56400
7	ENVUSE MIN	0.00000	-484.64572	-124.28539	0.00000
7	ENVUSE MIN	0.25000	-484.64572	-133.21914	0.00000
7	ENVUSE MIN	0.50000	-484.64572	-142.15289	0.00000
7	ENVUSE MIN	0.75000	-484.64572	-151.08664	0.00000
7	ENVUSE MIN	1.00000	-484.64572	-160.02039	0.00000
8	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	160.09131	2353.56400
8	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	151.15756	2314.90000
8	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	142.22381	2278.51600
8	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	133.29006	2244.41200
8	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	124.35631	2212.58800
8	ENVUSE MIN	0.00000	-484.64564	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MIN	0.25000	-484.64564	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MIN	0.50000	-484.64564	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MIN	0.75000	-484.64564	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MIN	1.00000	-484.64564	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	449.51935	2212.58800
9	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	440.58560	2102.03100
9	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	422.71810	1887.75800
9	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	413.78435	1784.04100
9	ENVUSE MIN	0.00000	-484.64564	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MIN	0.25000	-484.64564	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MIN	0.50000	-484.64564	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MIN	0.75000	-484.64564	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MIN	1.00000	-484.64564	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	753.44450	1784.04100
10	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	744.51075	1597.48800
10	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	735.57700	1413.21500
10	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	726.64325	1231.22200
10	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	717.70950	1051.50900
10	ENVUSE MIN	0.00000	-484.64564	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MIN	0.25000	-484.64564	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MIN	0.50000	-484.64564	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MIN	0.75000	-484.64564	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MIN	1.00000	-484.64564	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	1079.30700	1051.50900
11	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	1070.38200	794.54531
11	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	1061.45700	542.73529
11	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	1052.53200	293.20114
11	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	1043.60700	46.34347
11	ENVUSE MIN	0.00000	-484.64564	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MIN	0.25000	-484.64564	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MIN	0.50000	-484.64564	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MIN	0.75000	-484.64564	0.00000	-133.65737
11	ENVUSE MIN	1.00000	-484.64564	0.00000	-305.04083
12	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	1431.13600	46.34348
12	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	1422.20300	0.00000
12	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	1413.26900	0.00000
12	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	1404.33500	0.00000
12	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	1395.40100	0.00000
12	ENVUSE MIN	0.00000	-484.64564	0.00000	-305.04083
12	ENVUSE MIN	0.25000	-484.64564	0.00000	-666.59292
12	ENVUSE MIN	0.50000	-484.64564	0.00000	-1025.86500
12	ENVUSE MIN	0.75000	-484.64564	0.00000	-1382.85600
12	ENVUSE MIN	1.00000	-484.64564	0.00000	-1737.84800
13	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	1807.96700	0.00000
13	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	1806.03400	0.00000
13	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	1804.10000	0.00000
13	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	1802.16600	0.00000
13	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	1800.23200	0.00000
13	ENVUSE MIN	0.00000	-484.64564	0.00000	-1737.84800
13	ENVUSE MIN	0.25000	-484.64564	0.00000	-1837.68500
13	ENVUSE MIN	0.50000	-484.64564	0.00000	-1937.41500
13	ENVUSE MIN	0.75000	-484.64564	0.00000	-2037.03800
13	ENVUSE MIN	1.00000	-484.64564	0.00000	-2136.55400
14	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	1800.23200	0.00000
14	ENVUSE MAX	0.10937	0.00000	1797.17000	0.00000
14	ENVUSE MAX	0.21875	0.00000	1794.10700	0.00000
14	ENVUSE MAX	0.32812	0.00000	1791.04500	0.00000
14	ENVUSE MAX	0.43750	0.00000	1787.98200	0.00000
14	ENVUSE MIN	0.00000	-484.64564	0.00000	-2136.55400
14	ENVUSE MIN	0.10937	-484.64564	0.00000	-2293.94100
14	ENVUSE MIN	0.21875	-484.64564	0.00000	-2451.05900
14	ENVUSE MIN	0.32812	-484.64564	0.00000	-2607.90900
14	ENVUSE MIN	0.43750	-484.64564	0.00000	-2764.49200
15	ENVUSE MAX	0.42857	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MAX	0.57143	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MAX	0.71429	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MAX	0.85714	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MIN	0.42857	-2311.99200	-422.24414	-3445.97200
15	ENVUSE MIN	0.57143	-2307.99200	-401.63364	-3427.39500
15	ENVUSE MIN	0.71429	-2303.99200	-381.11814	-3409.84600
15	ENVUSE MIN	0.85714	-2299.99200	-360.69764	-3393.32100
15	ENVUSE MIN	1.00000	-2295.99200	-340.37214	-3377.81400
16	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	7.39615	0.00000
16	ENVUSE MIN	0.00000	-2295.99200	-340.37214	-3377.81400
16	ENVUSE MIN	0.25000	-2292.51200	-322.76623	-3365.14800
16	ENVUSE MIN	0.50000	-2289.03200	-305.23223	-3353.24700
16	ENVUSE MIN	0.75000	-2285.55200	-287.77013	-3342.10600
16	ENVUSE MIN	1.00000	-2282.07200	-270.37994	-3331.72400
17	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	7.50720	0.00000
17	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	32.23077	0.00000
17	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	56.62827	0.00000
17	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	80.69972	0.00000
17	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	104.44511	0.00000

9	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	431.65185	1993.75400
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVUSE MIN	0.25000	-2271.59200	-218.44381	-3305.00500
17	ENVUSE MIN	0.50000	-2261.11200	-167.15980	-3285.04700
17	ENVUSE MIN	0.75000	-2250.63200	-137.45264	-3271.76400
17	ENVUSE MIN	1.00000	-2240.15200	-108.66539	-3265.07100
18	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	104.79630	0.00000
18	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	128.21563	0.00000
18	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	155.64552	0.00000
18	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	201.17994	0.00000
18	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	246.06225	0.00000
18	ENVUSE MIN	0.00000	-2240.15200	-108.66539	-3265.07100
18	ENVUSE MIN	0.25000	-2229.67200	-80.22136	-3264.88300
18	ENVUSE MIN	0.50000	-2219.19200	-52.12055	-3271.11400
18	ENVUSE MIN	0.75000	-2208.71200	-38.69722	-3302.24700
18	ENVUSE MIN	1.00000	-2198.23200	-38.69722	-3346.90100
19	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	246.07684	0.00000
19	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	283.93239	0.00000
19	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	321.31127	0.00000
19	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	358.21348	0.00000
19	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	394.74714	0.00000
19	ENVUSE MIN	0.00000	-2198.23200	-38.69722	-3346.90100
19	ENVUSE MIN	0.25000	-2189.27200	-38.69722	-3389.96900
19	ENVUSE MIN	0.50000	-2180.31200	-38.69722	-3437.48800
19	ENVUSE MIN	0.75000	-2171.35200	-38.69722	-3489.40600
19	ENVUSE MIN	1.00000	-2162.39200	-38.69722	-3545.66800
20	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	394.63177	0.00000
20	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	400.76381	0.00000
20	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	407.15520	0.00000
20	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	413.62080	0.00000
20	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	420.07269	0.00000
20	ENVUSE MIN	0.00000	-2162.39200	-38.69722	-3545.66800
20	ENVUSE MIN	0.25000	-2160.85400	-38.69722	-3555.63900
20	ENVUSE MIN	0.50000	-2159.28000	-38.69722	-3565.73400
20	ENVUSE MIN	0.75000	-2157.67000	-38.69722	-3575.95200
20	ENVUSE MIN	1.00000	-2156.02300	-38.69722	-3586.29300
21	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	419.73662	0.00000
21	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	434.45639	0.00000
21	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	449.10425	0.00000
21	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	463.68021	0.00000
21	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	478.18426	0.00000
21	ENVUSE MIN	0.00000	-2156.02300	-38.69722	-3586.29300
21	ENVUSE MIN	0.25000	-2152.11800	-38.69722	-3610.42800
21	ENVUSE MIN	0.50000	-2148.02400	-38.69722	-3635.20200
21	ENVUSE MIN	0.75000	-2143.74000	-38.69722	-3660.61200
21	ENVUSE MIN	1.00000	-2139.26700	-38.69722	-3686.65400
22	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	477.16607	0.00000
22	ENVUSE MAX	0.10714	0.00000	489.61185	0.00000
22	ENVUSE MAX	0.21429	0.00000	502.00419	0.00000
22	ENVUSE MAX	0.32143	0.00000	514.34310	0.00000
22	ENVUSE MAX	0.42857	0.00000	526.62857	0.00000
22	ENVUSE MIN	0.00000	-2139.26700	-38.69722	-3686.65400
22	ENVUSE MIN	0.10714	-2135.33000	-38.69722	-3709.60900
22	ENVUSE MIN	0.21429	-2131.39200	-38.69722	-3733.03000
22	ENVUSE MIN	0.32143	-2127.45500	-38.69722	-3756.91500
22	ENVUSE MIN	0.42857	-2123.51700	-38.69722	-3781.26100
23	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	0.00000	0.00000
23	ENVUSE MAX	0.81250	38.69722	0.00000	0.00000
23	ENVUSE MAX	0.87500	38.69722	0.00000	0.00000
23	ENVUSE MAX	0.93750	38.69722	0.00000	0.00000
23	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	0.00000	0.00000
23	ENVUSE MIN	0.75000	-589.68479	-1890.34200	-2772.33800
23	ENVUSE MIN	0.81250	-589.68479	-1872.66100	-2678.26300
23	ENVUSE MIN	0.87500	-589.68479	-1854.98000	-2585.07200
23	ENVUSE MIN	0.93750	-589.68479	-1837.29800	-2492.76500
23	ENVUSE MIN	1.00000	-589.68479	-1819.61700	-2401.34200
24	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MIN	0.00000	-589.68479	-1819.61700	-2401.34200
24	ENVUSE MIN	0.25000	-589.68479	-1800.11700	-2301.34800
24	ENVUSE MIN	0.50000	-589.68479	-1780.69400	-2202.42800
24	ENVUSE MIN	0.75000	-589.68479	-1761.34700	-2104.57900
24	ENVUSE MIN	1.00000	-589.68479	-1742.07600	-2007.79800
25	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MIN	0.00000	-589.68479	-1742.07600	-2007.79800
25	ENVUSE MIN	0.25000	-589.68479	-1717.85700	-1887.13300
25	ENVUSE MIN	0.50000	-589.68479	-1693.75900	-1768.15400
25	ENVUSE MIN	0.75000	-589.68479	-1669.78300	-1650.85100
25	ENVUSE MIN	1.00000	-589.68479	-1645.92900	-1535.21600
26	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	0.00000	0.00000
17	ENVUSE MIN	0.00000	-2282.07200	-270.37994	-3331.72400
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
26	ENVUSE MIN	0.00000	-589.68479	-1645.92900	-1535.21600
26	ENVUSE MIN	0.25000	-589.68479	-1582.65000	-1237.83000
26	ENVUSE MIN	0.50000	-589.68479	-1519.37100	-954.99800
26	ENVUSE MIN	0.75000	-589.68479	-1456.09300	-693.20266
26	ENVUSE MIN	1.00000	-589.68479	-1392.81400	-443.68403
27	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	0.00000	88.76012
27	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	0.00000	296.47898
27	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	0.00000	576.62588
27	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	0.00000	872.93211
27	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	0.00000	1147.05700
27	ENVUSE MIN	0.00000	-589.68479	-1392.81400	-443.68403
27	ENVUSE MIN	0.25000	-589.68479	-1305.82700	-119.03602
27	ENVUSE MIN	0.50000	-589.68479	-1218.84000	0.00000
27	ENVUSE MIN	0.75000	-589.68479	-1131.85300	0.00000
27	ENVUSE MIN	1.00000	-589.68479	-1044.86600	0.00000
28	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	0.00000	1147.05700
28	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	0.00000	1399.23600
28	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	0.00000	1629.19000
28	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	0.00000	1837.97500
28	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	0.00000	2026.88900
28	ENVUSE MIN	0.00000	-589.68479	-1044.86600	0.00000
28	ENVUSE MIN	0.25000	-589.68479	-957.79416	0.00000
28	ENVUSE MIN	0.50000	-589.68479	-870.72201	0.00000
28	ENVUSE MIN	0.75000	-589.68479	-783.64985	0.00000
28	ENVUSE MIN	1.00000	-589.68479	-696.57770	0.00000
29	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	0.00000	2026.88900
29	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	0.00000	2193.57800
29	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	0.00000	2338.04200
29	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	0.00000	2460.28000
29	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	0.00000	2560.29400
29	ENVUSE MIN	0.00000	-589.68479	-696.57770	0.00000
29	ENVUSE MIN	0.25000	-589.68479	-609.50554	0.00000
29	ENVUSE MIN	0.50000	-589.68479	-523.26325	0.00000
29	ENVUSE MIN	0.75000	-589.68479	-438.48834	0.00000
29	ENVUSE MIN	1.00000	-589.68479	-353.71343	0.00000
30	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	0.00000	2560.29400
30	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	0.00000	2638.08200
30	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	0.00000	2693.64500
30	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	0.00000	2726.98300
30	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	19.61800	2738.09600
30	ENVUSE MIN	0.00000	-589.68479	-353.71343	0.00000
30	ENVUSE MIN	0.25000	-589.68479	-268.93853	0.00000
30	ENVUSE MIN	0.50000	-589.68479	-184.16362	0.00000
30	ENVUSE MIN	0.75000	-589.68479	-99.38871	0.00000
30	ENVUSE MIN	1.00000	-589.68479	-14.61381	0.00000
31	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	14.61316	2738.09600
31	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	99.38791	2726.98300
31	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	184.16282	2693.64500
31	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	268.93772	2638.08300
31	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	353.71263	2560.29500
31	ENVUSE MIN	0.00000	-589.68479	-19.61905	0.00000
31	ENVUSE MIN	0.25000	-589.68479	0.00000	0.00000
31	ENVUSE MIN	0.50000	-589.68479	0.00000	0.00000
31	ENVUSE MIN	0.75000	-589.68479	0.00000	0.00000
31	ENVUSE MIN	1.00000	-589.68479	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	353.71263	2560.29500
32	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	438.48754	2460.28100
32	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	523.26244	2338.04300
32	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	609.50471	2193.58000
32	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	696.57687	2026.89100
32	ENVUSE MIN	0.00000	-589.68479	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MIN	0.25000	-589.68479	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MIN	0.50000	-589.68479	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MIN	0.75000	-589.68479	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MIN	1.00000	-589.68479	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	696.57687	2026.89100
33	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	783.56375	1838.17300
33	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	870.55062	1629.62000
33	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	957.53750	1399.94600
33	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	1044.52400	1148.09000
33	ENVUSE MIN	0.00000	-589.68479	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MIN	0.25000	-589.68479	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MIN	0.50000	-589.68479	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MIN	0.75000	-589.68479	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MIN	1.00000	-589.68479	0.00000	0.00000
34	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	1044.52400	1148.09000
34	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	1131.59700	873.77348
34	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	1218.66900	577.23137
34	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	1305.74100	296.68372
34	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	1392.81300	88.76296
34	ENVUSE MIN	0.00000	-589.68479	0.00000	0.00000
34	ENVUSE MIN	0.25000	-589.68479	0.00000	0.00000
34	ENVUSE MIN	0.50000	-589.68479	0.00000	0.00000
34	ENVUSE MIN	0.75000	-589.68479	0.00000	-118.72939
34	ENVUSE MIN	1.00000	-589.68479	0.00000	-443.68058
35	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	1392.81300	88.76296
35	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	1456.09200	0.00000

26	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	0.00000	88.76012
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
35	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	1645.92800	0.00000
35	ENVUSE MIN	0.00000	-589.68479	0.00000	-443.68058
35	ENVUSE MIN	0.25000	-589.68479	0.00000	-693.19905
35	ENVUSE MIN	0.50000	-589.68479	0.00000	-954.99422
35	ENVUSE MIN	0.75000	-589.68479	0.00000	-1237.82600
35	ENVUSE MIN	1.00000	-589.68479	0.00000	-1535.21200
36	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	1645.92800	0.00000
36	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	1669.78200	0.00000
36	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	1693.75800	0.00000
36	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	1717.85600	0.00000
36	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	1742.07500	0.00000
36	ENVUSE MIN	0.00000	-589.68479	0.00000	-1535.21200
36	ENVUSE MIN	0.25000	-589.68479	0.00000	-1650.84700
36	ENVUSE MIN	0.50000	-589.68479	0.00000	-1768.15000
36	ENVUSE MIN	0.75000	-589.68479	0.00000	-1887.12900
36	ENVUSE MIN	1.00000	-589.68479	0.00000	-2007.79300
37	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	1742.07500	0.00000
37	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	1761.34600	0.00000
37	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	1780.69300	0.00000
37	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	1800.11700	0.00000
37	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	1819.61600	0.00000
37	ENVUSE MIN	0.00000	-589.68479	0.00000	-2007.79300
37	ENVUSE MIN	0.25000	-589.68479	0.00000	-2104.57500
37	ENVUSE MIN	0.50000	-589.68479	0.00000	-2202.42300
37	ENVUSE MIN	0.75000	-589.68479	0.00000	-2301.34300
37	ENVUSE MIN	1.00000	-589.68479	0.00000	-2401.33800
38	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	1819.61600	0.00000
38	ENVUSE MAX	0.06250	38.69722	1837.29800	0.00000
38	ENVUSE MAX	0.12500	38.69722	1854.97900	0.00000
38	ENVUSE MAX	0.18750	38.69722	1872.66000	0.00000
38	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	1890.34100	0.00000
38	ENVUSE MIN	0.00000	-589.68479	0.00000	-2401.33800
38	ENVUSE MIN	0.06250	-589.68479	0.00000	-2492.76100
38	ENVUSE MIN	0.12500	-589.68479	0.00000	-2585.06800
38	ENVUSE MIN	0.18750	-589.68479	0.00000	-2678.25900
38	ENVUSE MIN	0.25000	-589.68479	0.00000	-2772.33400
39	ENVUSE MAX	0.57143	0.00000	38.69722	0.00000
39	ENVUSE MAX	0.67857	0.00000	38.69722	0.00000
39	ENVUSE MAX	0.78571	0.00000	38.69722	0.00000
39	ENVUSE MAX	0.89286	0.00000	38.69722	0.00000
39	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	38.69722	0.00000
39	ENVUSE MIN	0.57143	-2123.51600	-526.62787	-3781.25600
39	ENVUSE MIN	0.67857	-2127.45400	-514.34240	-3756.90900
39	ENVUSE MIN	0.78571	-2131.39100	-502.00349	-3733.02500
39	ENVUSE MIN	0.89286	-2135.32900	-489.61115	-3709.60400
39	ENVUSE MIN	1.00000	-2139.26600	-477.16537	-3686.64800
40	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	38.69722	0.00000
40	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	38.69722	0.00000
40	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	38.69722	0.00000
40	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	38.69722	0.00000
40	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	38.69722	0.00000
40	ENVUSE MIN	0.00000	-2139.26600	-478.18349	-3686.64800
40	ENVUSE MIN	0.25000	-2143.73900	-463.67943	-3660.60600
40	ENVUSE MIN	0.50000	-2148.02300	-449.10348	-3635.19700
40	ENVUSE MIN	0.75000	-2152.11700	-434.45561	-3610.42300
40	ENVUSE MIN	1.00000	-2156.02300	-419.73584	-3586.28700
41	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	38.69722	0.00000
41	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	38.69722	0.00000
41	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	38.69722	0.00000
41	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	38.69722	0.00000
41	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	38.69722	0.00000
41	ENVUSE MIN	0.00000	-2156.02300	-420.07189	-3586.28700
41	ENVUSE MIN	0.25000	-2157.66900	-413.62001	-3575.94700
41	ENVUSE MIN	0.50000	-2159.27900	-407.15440	-3565.72900
41	ENVUSE MIN	0.75000	-2160.85300	-400.76305	-3555.63400
41	ENVUSE MIN	1.00000	-2162.39100	-394.63101	-3545.66200
42	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	38.69722	0.00000
42	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	38.69722	0.00000
42	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	38.69722	0.00000
42	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	38.69722	0.00000
42	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	38.69722	0.00000
42	ENVUSE MIN	0.00000	-2162.39100	-394.74629	-3545.66200
42	ENVUSE MIN	0.25000	-2171.35100	-358.21267	-3489.40000
42	ENVUSE MIN	0.50000	-2180.31100	-321.31046	-3437.48300
42	ENVUSE MIN	0.75000	-2189.27100	-283.93158	-3389.96300
42	ENVUSE MIN	1.00000	-2198.23100	-246.07603	-3346.89600
43	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	38.69722	0.00000
43	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	38.69722	0.00000
43	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	52.12063	0.00000
43	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	80.22144	0.00000
43	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	108.66547	0.00000
43	ENVUSE MIN	0.00000	-2198.23100	-246.06138	-3346.89600
43	ENVUSE MIN	0.25000	-2208.71100	-201.17907	-3302.24100
43	ENVUSE MIN	0.50000	-2219.19100	-155.64465	-3271.10900
43	ENVUSE MIN	0.75000	-2229.67100	-128.21476	-3264.87800
43	ENVUSE MIN	1.00000	-2240.15100	-104.79543	-3265.06600
35	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	1519.37000	0.00000
35	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	1582.64900	0.00000
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
44	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	218.44390	0.00000
44	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	270.38003	0.00000
44	ENVUSE MIN	0.00000	-2240.15100	-104.44420	-3265.06600
44	ENVUSE MIN	0.25000	-2250.63100	-80.69881	-3271.75900
44	ENVUSE MIN	0.50000	-2261.11100	-56.62736	-3285.04200
44	ENVUSE MIN	0.75000	-2271.59100	-32.22986	-3305.00000
44	ENVUSE MIN	1.00000	-2282.07100	-7.50629	-3331.71900
45	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	270.38003	0.00000
45	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	287.77022	0.00000
45	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	305.23232	0.00000
45	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	322.76632	0.00000
45	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	340.37222	0.00000
45	ENVUSE MIN	0.00000	-2282.07100	-7.39523	-3331.71900
45	ENVUSE MIN	0.25000	-2285.55100	0.00000	-3342.10200
45	ENVUSE MIN	0.50000	-2289.03100	0.00000	-3353.24200
45	ENVUSE MIN	0.75000	-2292.51100	0.00000	-3365.14400
45	ENVUSE MIN	1.00000	-2295.99100	0.00000	-3377.80900
46	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	340.37222	0.00000
46	ENVUSE MAX	0.14286	0.00000	360.69772	0.00000
46	ENVUSE MAX	0.28571	0.00000	381.11822	0.00000
46	ENVUSE MAX	0.42857	0.00000	401.63372	0.00000
46	ENVUSE MAX	0.57143	0.00000	422.24422	0.00000
46	ENVUSE MIN	0.00000	-2295.99100	0.00000	-3377.80900
46	ENVUSE MIN	0.14286	-2299.99100	0.00000	-3393.31600
46	ENVUSE MIN	0.28571	-2303.99100	0.00000	-3409.84100
46	ENVUSE MIN	0.42857	-2307.99100	0.00000	-3427.39000
46	ENVUSE MIN	0.57143	-2311.99100	0.00000	-3445.96700

44	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	108.66547	0.00000
44	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	137.45272	0.00000
44	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	167.15989	0.00000

19. OUTPUT DATA (기능수행)

1) 계수하중

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

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVEQ MAX	0.56250	304.60318	0.00000	784.03445
1	ENVEQ MAX	0.67188	301.20336	0.00000	791.18285
1	ENVEQ MAX	0.78125	297.80355	0.00000	798.57243
1	ENVEQ MAX	0.89063	294.40374	0.00000	806.20383
1	ENVEQ MAX	1.00000	291.00393	0.00000	814.07658
1	ENVEQ MIN	0.56250	-536.85437	-1288.85700	-1982.32800
1	ENVEQ MIN	0.67188	-533.45456	-1292.53200	-1869.39200
1	ENVEQ MIN	0.78125	-530.05475	-1296.20700	-1756.13500
1	ENVEQ MIN	0.89063	-526.65494	-1299.88200	-1642.55600
1	ENVEQ MIN	1.00000	-523.25512	-1303.55700	-1529.52800
2	ENVEQ MAX	0.00000	291.00404	0.00000	814.07658
2	ENVEQ MAX	0.25000	288.85730	0.00000	819.17189
2	ENVEQ MAX	0.50000	286.71056	0.00000	824.36335
2	ENVEQ MAX	0.75000	284.56382	0.00000	829.65096
2	ENVEQ MAX	1.00000	282.41708	0.00000	835.03473
2	ENVEQ MIN	0.00000	-523.25458	-1303.55700	-1529.52800
2	ENVEQ MIN	0.25000	-521.10784	-1305.87700	-1472.74300
2	ENVEQ MIN	0.50000	-518.96111	-1308.19800	-1415.83000
2	ENVEQ MIN	0.75000	-516.81437	-1310.51800	-1364.25700
2	ENVEQ MIN	1.00000	-514.66763	-1312.83900	-1316.34700
3	ENVEQ MAX	0.00000	283.10925	81.71139	835.03473
3	ENVEQ MAX	0.25000	273.19152	73.67101	815.53608
3	ENVEQ MAX	0.50000	263.27378	65.63064	846.43605
3	ENVEQ MAX	0.75000	253.35604	57.59026	899.63092
3	ENVEQ MAX	1.00000	243.43830	49.54989	955.56220
3	ENVEQ MIN	0.00000	-499.42171	-830.91191	-1316.34700
3	ENVEQ MIN	0.25000	-489.50398	-841.63241	-1158.01200
3	ENVEQ MIN	0.50000	-479.58624	-852.35291	-997.62528
3	ENVEQ MIN	0.75000	-469.66850	-863.07341	-835.18582
3	ENVEQ MIN	1.00000	-459.75076	-873.79391	-670.69405
4	ENVEQ MAX	0.00000	244.82436	136.12193	955.56220
4	ENVEQ MAX	0.25000	234.90662	128.08155	952.23849
4	ENVEQ MAX	0.50000	224.98888	120.04118	951.65118
4	ENVEQ MAX	0.75000	215.07114	112.00080	953.80122
4	ENVEQ MAX	1.00000	205.15340	103.96043	958.68988
4	ENVEQ MIN	0.00000	-445.76841	-489.01410	-670.69405
4	ENVEQ MIN	0.25000	-435.85067	-499.73460	-564.67103
4	ENVEQ MIN	0.50000	-425.93293	-510.45510	-456.59571
4	ENVEQ MIN	0.75000	-416.01519	-521.17560	-346.46808
4	ENVEQ MIN	1.00000	-406.09745	-531.89610	-234.28815
5	ENVEQ MAX	0.00000	207.13238	139.62998	958.68988
5	ENVEQ MAX	0.25000	197.22435	131.59748	933.96174
5	ENVEQ MAX	0.50000	187.31633	123.56498	911.96559
5	ENVEQ MAX	0.75000	177.40830	115.53248	892.70049
5	ENVEQ MAX	1.00000	167.50028	107.49998	876.16644
5	ENVEQ MIN	0.00000	-393.23765	-257.99839	-234.28815
5	ENVEQ MIN	0.25000	-383.32962	-268.70839	-169.13566
5	ENVEQ MIN	0.50000	-373.42160	-279.41839	-101.93488
5	ENVEQ MIN	0.75000	-363.51357	-290.12839	-32.68581
5	ENVEQ MIN	1.00000	-353.60555	-300.83839	0.00000
6	ENVEQ MAX	0.00000	169.97240	124.23501	876.16644
6	ENVEQ MAX	0.25000	160.05466	114.81078	847.24001
6	ENVEQ MAX	0.50000	150.13693	106.77040	821.04998
6	ENVEQ MAX	0.75000	140.21919	98.73003	797.59637
6	ENVEQ MAX	1.00000	130.30145	90.68965	776.88813
6	ENVEQ MIN	0.00000	-341.72891	-146.12779	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.25000	-331.81117	-154.16817	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.50000	-321.89343	-162.20854	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.75000	-311.97569	-170.24892	0.00000
6	ENVEQ MIN	1.00000	-302.05795	-180.50482	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.00000	133.16924	114.35208	776.88813
7	ENVEQ MAX	0.25000	123.25150	103.63158	750.02722
7	ENVEQ MAX	0.50000	113.33377	94.98386	725.90272
7	ENVEQ MAX	0.75000	103.41603	86.94349	704.51462
7	ENVEQ MAX	1.00000	96.66215	78.90311	685.87713
7	ENVEQ MIN	0.00000	-291.02964	-92.17464	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.25000	-281.11190	-100.21502	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.50000	-271.19417	-108.25539	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.75000	-261.27643	-116.29577	0.00000
7	ENVEQ MIN	1.00000	-251.35869	-125.77156	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.00000	96.66477	125.78708	685.87713
8	ENVEQ MAX	0.25000	103.41305	116.30863	704.52554
8	ENVEQ MAX	0.50000	113.33079	108.26825	725.91036
8	ENVEQ MAX	0.75000	123.24853	100.22788	750.03159
8	ENVEQ MAX	1.00000	133.16627	92.18750	776.88922
8	ENVEQ MIN	0.00000	-251.35727	-78.89451	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.25000	-261.27501	-86.93489	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.50000	-271.19275	-94.97526	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.75000	-281.11049	-103.62025	0.00000
8	ENVEQ MIN	1.00000	-291.02823	-114.34075	0.00000
9	ENVEQ MAX	0.00000	130.29812	180.52208	776.88922
9	ENVEQ MAX	0.25000	140.21586	170.26439	797.59609
9	ENVEQ MAX	0.50000	150.13359	162.22401	821.04829
9	ENVEQ MAX	0.75000	160.05133	154.18364	847.23690
9	ENVEQ MAX	1.00000	169.96907	146.14326	876.16192
9	ENVEQ MIN	0.00000	-302.05664	-90.68627	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.25000	-311.97437	-98.72665	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.50000	-321.89211	-106.76702	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.75000	-331.80985	-114.80740	0.00000
9	ENVEQ MIN	1.00000	-341.72759	-124.22954	0.00000
10	ENVEQ MAX	0.00000	167.49658	300.84924	876.16192
10	ENVEQ MAX	0.25000	177.41432	290.12874	892.71483
10	ENVEQ MAX	0.50000	187.33205	279.40824	912.00414
10	ENVEQ MAX	0.75000	197.24979	268.68774	934.02986
10	ENVEQ MAX	1.00000	207.16753	257.96724	958.79293
10	ENVEQ MIN	0.00000	-353.60432	-107.50255	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.25000	-363.52206	-115.54292	-32.80252
10	ENVEQ MIN	0.50000	-373.43980	-123.58330	-102.12031
10	ENVEQ MIN	0.75000	-383.35754	-131.62367	-169.38580
10	ENVEQ MIN	1.00000	-393.27528	-139.66405	-234.59898
11	ENVEQ MAX	0.00000	205.18872	531.95496	958.79293
11	ENVEQ MAX	0.25000	215.09674	521.24496	953.90090
11	ENVEQ MAX	0.50000	225.00477	510.53496	951.74215
11	ENVEQ MAX	0.75000	234.91279	499.82496	952.31537
11	ENVEQ MAX	1.00000	244.82082	489.11496	955.61964
11	ENVEQ MIN	0.00000	-406.13619	-103.96697	-234.59898
11	ENVEQ MIN	0.25000	-416.04421	-111.99947	-346.67708
11	ENVEQ MIN	0.50000	-425.95224	-120.03197	-456.70689
11	ENVEQ MIN	0.75000	-435.86026	-128.06447	-564.68841
11	ENVEQ MIN	1.00000	-445.76829	-136.09697	-670.62165
12	ENVEQ MAX	0.00000	243.43438	873.87216	955.61964
12	ENVEQ MAX	0.25000	253.35212	863.15166	899.67511
12	ENVEQ MAX	0.50000	263.26986	852.43116	846.46699
12	ENVEQ MAX	0.75000	273.18759	841.71066	815.53760
12	ENVEQ MAX	1.00000	283.10533	830.99016	835.03155
12	ENVEQ MIN	0.00000	-459.75070	-49.53194	-670.62165
12	ENVEQ MIN	0.25000	-469.66843	-57.57232	-835.12530
12	ENVEQ MIN	0.50000	-479.58617	-65.61269	-997.57666
12	ENVEQ MIN	0.75000	-489.50391	-73.65307	-1157.97600
12	ENVEQ MIN	1.00000	-499.42165	-81.69344	-1316.32200
13	ENVEQ MAX	0.00000	282.41277	1312.89700	835.03155
13	ENVEQ MAX	0.25000	284.55951	1310.57600	829.64704
13	ENVEQ MAX	0.50000	286.70625	1308.25600	824.35868
13	ENVEQ MAX	0.75000	288.85299	1305.93500	819.16648
13	ENVEQ MAX	1.00000	290.99972	1303.61500	814.07043
13	ENVEQ MIN	0.00000	-514.66762	0.00000	-1316.32200
13	ENVEQ MIN	0.25000	-516.81436	0.00000	-1364.23400
13	ENVEQ MIN	0.50000	-518.96110	0.00000	-1415.80600
13	ENVEQ MIN	0.75000	-521.10784	0.00000	-1472.72200
13	ENVEQ MIN	1.00000	-523.25457	0.00000	-1529.50900
14	ENVEQ MAX	0.00000	290.99961	1303.61500	814.07043
14	ENVEQ MAX	0.10937	294.39943	1299.94000	806.19650
14	ENVEQ MAX	0.21875	297.79924	1296.26500	798.56393
14	ENVEQ MAX	0.32812	301.19905	1292.59000	791.17317
14	ENVEQ MAX	0.43750	304.59886	1288.91500	784.02359
14	ENVEQ MIN	0.00000	-523.25511	0.00000	-1529.50900
14	ENVEQ MIN	0.10937	-526.65493	0.00000	-1642.54200
14	ENVEQ MIN	0.21875	-530.05474	0.00000	-1756.12600
14	ENVEQ MIN	0.32812	-533.45455	0.00000	-1869.38800
14	ENVEQ MIN	0.43750	-536.85436	0.00000	-1982.32900
15	ENVEQ MAX	0.42857	0.00000	321.63488	722.25933
15	ENVEQ MAX	0.57143	0.00000	320.48028	712.89207
15	ENVEQ MAX	0.71429	0.00000	318.93143	703.70748
15	ENVEQ MAX	0.85714	0.00000	316.98831	694.74499
15	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	314.65094	686.04402
15	ENVEQ MIN	0.42857	-1892.87800	-551.60466	-2522.78000
15	ENVEQ MIN	0.57143	-1877.29100	-549.97506	-2511.43500
15	ENVEQ MIN	0.71429	-1861.70400	-547.95120	-2500.36700
15	ENVEQ MIN	0.85714	-1846.11700	-545.53309	-2489.84000
15	ENVEQ MIN	1.00000	-1830.53000	-542.72072	-2480.52400
16	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	314.65084	686.04402
16	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	312.30111	678.71745
16	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	309.66195	671.64385
16	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	306.73337	664.84840
16	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	303.51536	658.35628
16	ENVEQ MIN	0.00000	-1830.53000	-542.72168	-2480.52400
16	ENVEQ MIN	0.25000	-1816.96900	-539.95870	-2472.72400
16	ENVEQ MIN	0.50000	-1803.40900	-536.90629	-2465.21300
16	ENVEQ MIN	0.75000	-1789.84800	-533.56446	-2458.01500
16	ENVEQ MIN	1.00000	-1776.28700	-529.93320	-2451.15700
17	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	673.13716	658.35628
17	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	661.67070	560.65362
17	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	647.52496	466.63222
17	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	630.69994	376.99405

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	611.19564	292.44108
17	ENVEQ MIN	0.00000	-2093.97600	-529.69232	-2451.15700
17	ENVEQ MIN	0.25000	-2053.13800	-516.98136	-2432.75100
17	ENVEQ MIN	0.50000	-2012.30000	-501.59112	-2418.35100
17	ENVEQ MIN	0.75000	-1971.46200	-483.52160	-2408.66100
17	ENVEQ MIN	1.00000	-1930.62400	-462.77281	-2404.38300
18	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1350.53000	292.44108
18	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1328.36200	53.34553
18	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1303.54800	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1276.81500	0.00000
18	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1247.95100	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.00000	-2256.80000	-462.48718	-2404.38300
18	ENVEQ MIN	0.25000	-2215.96200	-439.07525	-2406.13400
18	ENVEQ MIN	0.50000	-2229.60600	-413.01634	-2414.69200
18	ENVEQ MIN	0.75000	-2245.29200	-384.31044	-2430.75100
18	ENVEQ MIN	1.00000	-2260.97800	-352.95756	-2455.00300
19	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	2319.17900	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2294.78000	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	2273.20100	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	2254.44200	0.00000
19	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	2238.50300	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.00000	-2645.39400	-352.88672	-2455.00300
19	ENVEQ MIN	0.25000	-2658.80500	-326.35966	-2722.01600
19	ENVEQ MIN	0.50000	-2672.21600	-302.65260	-3233.04700
19	ENVEQ MIN	0.75000	-2685.62700	-281.76552	-3739.32200
19	ENVEQ MIN	1.00000	-2699.03800	-263.69844	-4241.47200
20	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	2238.50300	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2235.91500	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	2233.08100	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	2230.00000	0.00000
20	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	2226.67400	0.00000
20	ENVEQ MIN	0.00000	-2699.03800	-263.69844	-4241.47200
20	ENVEQ MIN	0.25000	-2701.29100	-260.74956	-4326.29200
20	ENVEQ MIN	0.50000	-2703.50200	-257.55443	-4411.00200
20	ENVEQ MIN	0.75000	-2705.66800	-254.11305	-4495.59300
20	ENVEQ MIN	1.00000	-2707.79200	-250.42542	-4580.05600
21	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	2497.50500	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2488.96600	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	2479.14400	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	2468.03900	0.00000
21	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	2455.65200	0.00000
21	ENVEQ MIN	0.00000	-2790.78200	-250.66828	-4580.05600
21	ENVEQ MIN	0.25000	-2795.48000	-241.30241	-4796.46300
21	ENVEQ MIN	0.50000	-2799.95200	-230.65402	-5012.03400
21	ENVEQ MIN	0.75000	-2804.19600	-218.72312	-5226.66000
21	ENVEQ MIN	1.00000	-2808.21300	-205.50971	-5440.22800
22	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	2455.65200	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.10714	0.00000	2443.94700	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.21429	0.00000	2431.29300	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.32143	0.00000	2417.69100	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.42857	0.00000	2403.14000	0.00000
22	ENVEQ MIN	0.00000	-2808.21300	-208.00997	-5440.22800
22	ENVEQ MIN	0.10714	-2811.57800	-195.59204	-5623.40400
22	ENVEQ MIN	0.21429	-2814.94400	-182.22561	-5805.63900
22	ENVEQ MIN	0.32143	-2818.30900	-167.91068	-5986.86300
22	ENVEQ MIN	0.42857	-2821.67400	-152.64724	-6167.00500
23	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	247.08831
23	ENVEQ MAX	0.81250	0.00000	0.00000	278.32946
23	ENVEQ MAX	0.87500	0.00000	0.00000	309.15661
23	ENVEQ MAX	0.93750	0.00000	0.00000	340.08371
23	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	370.54038
23	ENVEQ MIN	0.75000	-2487.14600	-2587.28500	-5480.98000
23	ENVEQ MIN	0.81250	-2475.65400	-2566.25800	-5352.14100
23	ENVEQ MIN	0.87500	-2464.16100	-2545.23000	-5224.35400
23	ENVEQ MIN	0.93750	-2452.66900	-2524.20300	-5097.61800
23	ENVEQ MIN	1.00000	-2441.17700	-2503.17500	-4971.93400
24	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	370.54038
24	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	403.64851
24	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	436.18605
24	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	468.15677
24	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	499.56448
24	ENVEQ MIN	0.00000	-2441.17700	-2503.17500	-4971.93400
24	ENVEQ MIN	0.25000	-2428.47800	-2479.98600	-4834.27500
24	ENVEQ MIN	0.50000	-2415.78000	-2456.88700	-4697.89400
24	ENVEQ MIN	0.75000	-2403.08100	-2433.88100	-4562.78700
24	ENVEQ MIN	1.00000	-2390.38200	-2410.96600	-4428.94800
25	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	499.56448
25	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	538.41775
25	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	576.38739
25	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	613.48104
25	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	649.70633
25	ENVEQ MIN	0.00000	-2441.95700	-2410.95100	-4428.94800
25	ENVEQ MIN	0.25000	-2425.92600	-2382.15300	-4261.79000
25	ENVEQ MIN	0.50000	-2409.89400	-2353.50100	-4096.63500
25	ENVEQ MIN	0.75000	-2393.86300	-2324.99500	-3933.47300
25	ENVEQ MIN	1.00000	-2377.83100	-2296.63500	-3772.29400
26	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	649.70633
26	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	741.85556
26	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	907.90054
26	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	981.80357
26	ENVEQ MIN	0.00000	-2377.83100	-2296.63500	-3772.29400
26	ENVEQ MIN	0.25000	-2335.19500	-2221.40500	-3353.24700
26	ENVEQ MIN	0.50000	-2292.55900	-2146.17600	-2948.16400
26	ENVEQ MIN	0.75000	-2249.92300	-2070.94600	-2557.05000
26	ENVEQ MIN	1.00000	-2207.28800	-1995.71700	-2179.89300
27	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	981.80357
27	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	1073.46600
27	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	1214.61800
27	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	1484.36300
27	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	1727.73800
27	ENVEQ MIN	0.00000	-2260.11600	-1995.69300	-2179.89300
27	ENVEQ MIN	0.25000	-2201.50600	-1892.27800	-1684.20800
27	ENVEQ MIN	0.50000	-2142.89600	-1788.86300	-1278.52000
27	ENVEQ MIN	0.75000	-2084.28600	-1685.44800	-1036.31800
27	ENVEQ MIN	1.00000	-2025.67600	-1582.03200	-805.61941
28	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	1727.73800
28	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	1944.93300
28	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	2135.70600
28	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	2300.05600
28	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	2437.98300
28	ENVEQ MIN	0.00000	-2079.68700	-1582.00100	-805.61941
28	ENVEQ MIN	0.25000	-2021.02000	-1478.48400	-586.21021
28	ENVEQ MIN	0.50000	-1962.35300	-1374.96700	-378.32765
28	ENVEQ MIN	0.75000	-1903.68500	-1271.45100	-181.97171
28	ENVEQ MIN	1.00000	-1845.01800	-1167.93400	0.00000
29	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	2437.98300
29	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	24.27762	2549.47800
29	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	69.43581	2634.55000
29	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	114.59400	2693.19900
29	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	159.75219	2725.42600
29	ENVEQ MIN	0.00000	-1900.11400	-1167.89600	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.25000	-1841.44700	-1064.37900	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.50000	-1782.77900	-960.86262	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.75000	-1724.11200	-857.34598	0.00000
29	ENVEQ MIN	1.00000	-1665.44400	-753.82935	0.00000
30	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	159.72121	2725.42600
30	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	204.87940	2731.21900
30	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	250.03759	2710.59000
30	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	295.19578	2663.53800
30	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	340.35397	2590.06400
30	ENVEQ MIN	0.00000	-1721.52600	-753.78677	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.25000	-1662.85900	-650.27013	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.50000	-1604.19100	-546.75349	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.75000	-1545.52400	-443.23686	0.00000
30	ENVEQ MIN	1.00000	-1543.82400	-340.33915	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	340.33745	2590.06400
31	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	443.23339	2663.53900
31	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	546.75003	2710.59200
31	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	650.26667	2731.22200
31	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	753.78330	2725.43000
31	ENVEQ MIN	0.00000	-1543.82500	-340.35568	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.25000	-1545.52300	-295.19748	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.50000	-1604.19000	-250.03929	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.75000	-1662.85800	-204.88110	0.00000
31	ENVEQ MIN	1.00000	-1721.52500	-159.72291	0.00000
32	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	753.82588	2725.43000
32	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	857.34252	2693.20400
32	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	960.85916	2634.55500
32	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1064.37600	2549.48400
32	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1167.89200	2437.99000
32	ENVEQ MIN	0.00000	-1665.44300	-159.75389	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.25000	-1724.11100	-114.59570	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.50000	-1782.77800	-69.43751	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.75000	-1841.44600	-24.27932	0.00000
32	ENVEQ MIN	1.00000	-1900.11300	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1167.93100	2437.99000
33	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1271.34600	2300.21100
33	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1374.76100	2136.06200
33	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1478.17600	1945.54200
33	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1581.59200	1728.65100
33	ENVEQ MIN	0.00000	-1845.01700	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.25000	-1903.62700	0.00000	-181.78132
33	ENVEQ MIN	0.50000	-1962.23700	0.00000	-377.92758
33	ENVEQ MIN	0.75000	-2020.84700	0.00000	-585.57791
33	ENVEQ MIN	1.00000	-2079.45700	0.00000	-804.73230
34	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1581.62300	1728.65100
34	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1685.14000	1485.12900
34	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1788.65700	1215.18500
34	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1892.17300	1073.55700
34	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1995.69000	981.81072
34	ENVEQ MIN	0.00000	-2025.44400	0.00000	-804.73230
34	ENVEQ MIN	0.25000	-2084.11100	0.00000	-1035.61700
34	ENVEQ MIN	0.50000	-2142.77900	0.00000	-1278.02800
34	ENVEQ MIN	0.75000	-2201.44600	0.00000	-1683.72200
34	ENVEQ MIN	1.00000	-2260.11400	0.00000	-2179.87900
35	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1995.71300	981.81072

26	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	827.91701
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
35	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	2146.17200	827.92479
35	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	2221.40200	741.86365
35	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	2296.63100	649.71474
35	ENVEQ MIN	0.00000	-2207.28600	0.00000	-2179.87900
35	ENVEQ MIN	0.25000	-2249.92200	0.00000	-2557.03500
35	ENVEQ MIN	0.50000	-2292.55700	0.00000	-2948.14800
35	ENVEQ MIN	0.75000	-2335.19300	0.00000	-3353.23100
35	ENVEQ MIN	1.00000	-2377.82900	0.00000	-3772.27800
36	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	2296.63100	649.71474
36	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2324.99100	613.48957
36	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	2353.49700	576.39605
36	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	2382.15000	538.42653
36	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	2410.94800	499.57337
36	ENVEQ MIN	0.00000	-2377.82900	0.00000	-3772.27800
36	ENVEQ MIN	0.25000	-2393.86100	0.00000	-3933.45600
36	ENVEQ MIN	0.50000	-2409.89200	0.00000	-4096.61700
36	ENVEQ MIN	0.75000	-2425.92400	0.00000	-4261.77200
36	ENVEQ MIN	1.00000	-2441.95500	0.00000	-4428.93100
37	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	2410.96200	499.57337
37	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2433.87700	468.16576
37	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	2456.88400	436.19513
37	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	2479.98200	403.65769
37	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	2503.17200	370.54965
37	ENVEQ MIN	0.00000	-2390.38000	0.00000	-4428.93100
37	ENVEQ MIN	0.25000	-2403.07900	0.00000	-4562.76900
37	ENVEQ MIN	0.50000	-2415.77800	0.00000	-4697.87600
37	ENVEQ MIN	0.75000	-2428.47600	0.00000	-4834.25600
37	ENVEQ MIN	1.00000	-2441.17500	0.00000	-4971.91500
38	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	2503.17200	370.54965
38	ENVEQ MAX	0.06250	0.00000	2524.19900	340.09306
38	ENVEQ MAX	0.12500	0.00000	2545.22700	309.16605
38	ENVEQ MAX	0.18750	0.00000	2566.25400	278.33900
38	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2587.28200	247.09794
38	ENVEQ MIN	0.00000	-2441.17500	0.00000	-4971.91500
38	ENVEQ MIN	0.06250	-2452.66700	0.00000	-5097.60000
38	ENVEQ MIN	0.12500	-2464.16000	0.00000	-5224.33500
38	ENVEQ MIN	0.18750	-2475.65200	0.00000	-5352.12200
38	ENVEQ MIN	0.25000	-2487.14400	0.00000	-5480.96100
39	ENVEQ MAX	0.57143	0.00000	152.64729	0.00000
39	ENVEQ MAX	0.67857	0.00000	167.91073	0.00000
39	ENVEQ MAX	0.78571	0.00000	182.22566	0.00000
39	ENVEQ MAX	0.89286	0.00000	195.59209	0.00000
39	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	208.01002	0.00000
39	ENVEQ MIN	0.57143	-2821.67100	-2403.13800	-6166.98400
39	ENVEQ MIN	0.67857	-2818.30600	-2417.68900	-5986.84300
39	ENVEQ MIN	0.78571	-2814.94000	-2431.29200	-5805.61900
39	ENVEQ MIN	0.89286	-2811.57500	-2443.94600	-5623.38300
39	ENVEQ MIN	1.00000	-2808.21000	-2455.65100	-5440.20800
40	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	205.50975	0.00000
40	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	218.72316	0.00000
40	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	230.65406	0.00000
40	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	241.30245	0.00000
40	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	250.66832	0.00000
40	ENVEQ MIN	0.00000	-2808.21000	-2455.65100	-5440.20800
40	ENVEQ MIN	0.25000	-2804.19200	-2468.03800	-5226.64000
40	ENVEQ MIN	0.50000	-2799.94800	-2479.14200	-5012.01400
40	ENVEQ MIN	0.75000	-2795.47700	-2488.96400	-4796.44300
40	ENVEQ MIN	1.00000	-2790.77800	-2497.50400	-4580.03600
41	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	250.42542	0.00000
41	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	254.11305	0.00000
41	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	257.55443	0.00000
41	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	260.74956	0.00000
41	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	263.69844	0.00000
41	ENVEQ MIN	0.00000	-2707.78700	-2226.67300	-4580.03600
41	ENVEQ MIN	0.25000	-2705.66300	-2229.99900	-4495.57400
41	ENVEQ MIN	0.50000	-2703.49700	-2233.08000	-4410.98300
41	ENVEQ MIN	0.75000	-2701.28700	-2235.91400	-4326.27200
41	ENVEQ MIN	1.00000	-2699.03300	-2238.50200	-4241.45200
42	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	263.69844	0.00000
42	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	281.76553	0.00000
42	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	302.65260	0.00000
42	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	326.35967	0.00000
42	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	352.88673	0.00000
42	ENVEQ MIN	0.00000	-2699.03300	-2238.50200	-4241.45200
42	ENVEQ MIN	0.25000	-2685.62200	-2254.44100	-3739.30200
42	ENVEQ MIN	0.50000	-2672.21100	-2273.20000	-3233.02800
42	ENVEQ MIN	0.75000	-2658.80100	-2294.77900	-2721.99700
42	ENVEQ MIN	1.00000	-2645.39000	-2319.17800	-2454.98000
43	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	352.95756	0.00000
43	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	384.31045	0.00000
43	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	413.01635	0.00000
43	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	439.07526	53.35583
43	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	462.48719	292.45169
43	ENVEQ MIN	0.00000	-2260.96600	-1247.95300	-2454.98000
43	ENVEQ MIN	0.25000	-2245.28000	-1276.81700	-2430.72700
43	ENVEQ MIN	0.50000	-2229.59500	-1303.55000	-2414.66800
43	ENVEQ MIN	0.75000	-2215.94600	-1328.36500	-2406.11000
35	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2070.94300	907.90800
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
44	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	483.52161	377.00536
44	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	501.59113	466.64422
44	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	516.98137	560.66632
44	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	529.69233	658.36967
44	ENVEQ MIN	0.00000	-1930.59900	-611.20122	-2404.35800
44	ENVEQ MIN	0.25000	-1971.43700	-630.70552	-2408.63600
44	ENVEQ MIN	0.50000	-2012.27500	-647.53054	-2418.32600
44	ENVEQ MIN	0.75000	-2053.11300	-661.67628	-2432.72500
44	ENVEQ MIN	1.00000	-2093.95100	-673.14274	-2451.13100
45	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	529.93320	658.36967
45	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	533.56446	664.86208
45	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	536.90630	671.65782
45	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	539.95870	678.73172
45	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	542.72168	686.05858
45	ENVEQ MIN	0.00000	-1776.25200	-303.52219	-2451.13100
45	ENVEQ MIN	0.25000	-1789.81200	-306.74020	-2457.98900
45	ENVEQ MIN	0.50000	-1803.37300	-309.66878	-2465.18600
45	ENVEQ MIN	0.75000	-1816.93400	-312.30794	-2472.69800
45	ENVEQ MIN	1.00000	-1830.49400	-314.65766	-2480.49800
46	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	542.72072	686.05858
46	ENVEQ MAX	0.14286	0.00000	545.53309	694.75988
46	ENVEQ MAX	0.28571	0.00000	547.95121	703.72270
46	ENVEQ MAX	0.42857	0.00000	549.97506	712.90763
46	ENVEQ MAX	0.57143	0.00000	551.60466	722.27523
46	ENVEQ MIN	0.00000	-1830.49400	-314.65777	-2480.49800
46	ENVEQ MIN	0.14286	-1846.08100	-316.99514	-2489.81400
46	ENVEQ MIN	0.28571	-1861.66800	-318.93825	-2500.34000
46	ENVEQ MIN	0.42857	-1877.25500	-320.48711	-2511.40800
46	ENVEQ MIN	0.57143	-1892.84200	-321.64171	-2522.75300

43	ENVEQ MIN	1.00000	-2256.78400	-1350.53200	-2404.35800
44	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	462.77281	292.45169

20. OUTPUT DATA (붕괴방지)

1) 계수하중

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

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVEQ MAX	0.56250	319.12239	0.00000	752.83891
1	ENVEQ MAX	0.67188	316.71588	0.00000	777.43797
1	ENVEQ MAX	0.78125	314.30936	0.00000	802.27820
1	ENVEQ MAX	0.89063	311.90285	0.00000	827.35960
1	ENVEQ MAX	1.00000	309.49634	0.00000	852.68217
1	ENVEQ MIN	0.56250	-625.38026	-1487.82300	-2738.29200
1	ENVEQ MIN	0.67188	-622.97375	-1491.49800	-2607.94900
1	ENVEQ MIN	0.78125	-620.56724	-1495.17300	-2477.28400
1	ENVEQ MIN	0.89063	-618.16072	-1498.84800	-2346.29700
1	ENVEQ MIN	1.00000	-615.75421	-1502.52300	-2214.98900
2	ENVEQ MAX	0.00000	309.29731	0.00000	852.68217
2	ENVEQ MAX	0.25000	307.77777	0.00000	868.79579
2	ENVEQ MAX	0.50000	306.25823	0.00000	885.00556
2	ENVEQ MAX	0.75000	304.73868	0.00000	901.31149
2	ENVEQ MAX	1.00000	303.21914	0.00000	917.71357
2	ENVEQ MIN	0.00000	-615.75397	-1502.52300	-2214.98900
2	ENVEQ MIN	0.25000	-614.23443	-1504.84400	-2131.91200
2	ENVEQ MIN	0.50000	-612.71489	-1507.16400	-2048.70600
2	ENVEQ MIN	0.75000	-611.19535	-1509.48500	-1965.37200
2	ENVEQ MIN	1.00000	-609.67581	-1511.80500	-1881.91000
3	ENVEQ MAX	0.00000	277.71881	0.00000	917.71357
3	ENVEQ MAX	0.25000	270.69867	0.00000	940.54287
3	ENVEQ MAX	0.50000	263.67852	0.00000	965.42549
3	ENVEQ MAX	0.75000	256.65838	0.00000	1020.63300
3	ENVEQ MAX	1.00000	249.63824	0.00000	1164.10500
3	ENVEQ MIN	0.00000	-574.63359	-1103.55800	-1881.91000
3	ENVEQ MIN	0.25000	-567.61344	-1114.27900	-1598.86100
3	ENVEQ MIN	0.50000	-560.59330	-1124.99900	-1323.96100
3	ENVEQ MIN	0.75000	-553.57316	-1135.72000	-1135.28000
3	ENVEQ MIN	1.00000	-546.55302	-1146.44000	-953.21730
4	ENVEQ MAX	0.00000	224.27127	32.91318	1164.10500
4	ENVEQ MAX	0.25000	217.25113	24.87280	1229.48800
4	ENVEQ MAX	0.50000	210.23099	16.83243	1297.60800
4	ENVEQ MAX	0.75000	203.21085	8.79205	1368.46400
4	ENVEQ MAX	1.00000	196.19071	0.75168	1442.05700
4	ENVEQ MIN	0.00000	-512.08773	-791.98092	-953.21730
4	ENVEQ MIN	0.25000	-505.06759	-802.70142	-816.72291
4	ENVEQ MIN	0.50000	-498.04745	-813.42192	-678.17621
4	ENVEQ MIN	0.75000	-491.02731	-824.14242	-537.57720
4	ENVEQ MIN	1.00000	-484.00717	-834.86292	-394.92589
5	ENVEQ MAX	0.00000	171.04855	104.60150	1442.05700
5	ENVEQ MAX	0.25000	164.03528	96.56900	1459.54500
5	ENVEQ MAX	0.50000	157.02202	88.53650	1479.76500
5	ENVEQ MAX	0.75000	150.00875	80.50400	1502.71500
5	ENVEQ MAX	1.00000	142.99549	72.47150	1528.39700
5	ENVEQ MIN	0.00000	-450.05460	-546.74428	-394.92589
5	ENVEQ MIN	0.25000	-443.04133	-557.45428	-292.27648
5	ENVEQ MIN	0.50000	-436.02807	-568.16428	-187.57877
5	ENVEQ MIN	0.75000	-429.01480	-578.87428	-80.83278
5	ENVEQ MIN	1.00000	-422.00154	-589.58428	0.00000
6	ENVEQ MAX	0.00000	118.01719	154.55421	1528.39700
6	ENVEQ MAX	0.25000	110.99705	146.51384	1512.66300
6	ENVEQ MAX	0.50000	103.97691	138.47346	1499.66600
6	ENVEQ MAX	0.75000	96.95677	130.43309	1489.40500
6	ENVEQ MAX	1.00000	89.93663	122.39271	1481.88100
6	ENVEQ MIN	0.00000	-388.49739	-364.62746	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.25000	-381.47725	-375.34796	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.50000	-374.45711	-386.06846	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.75000	-367.43697	-396.78896	0.00000
6	ENVEQ MIN	1.00000	-360.41683	-407.50946	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.00000	65.06280	198.86471	1481.88100
7	ENVEQ MAX	0.25000	58.04265	190.82433	1439.89200
7	ENVEQ MAX	0.50000	51.02251	182.78396	1400.63800
7	ENVEQ MAX	0.75000	44.00237	174.74358	1364.12100
7	ENVEQ MAX	1.00000	36.98223	166.70321	1330.35000
7	ENVEQ MIN	0.00000	-327.29817	-231.80613	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.25000	-320.27803	-242.52663	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.50000	-313.25789	-253.24713	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.75000	-306.23775	-263.96763	0.00000
7	ENVEQ MIN	1.00000	-299.21761	-274.68813	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.00000	36.97972	274.71681	1330.35000
8	ENVEQ MAX	0.25000	43.99986	263.99631	1364.12400
8	ENVEQ MAX	0.50000	51.02000	253.27581	1400.63400
8	ENVEQ MAX	0.75000	58.04014	242.55531	1439.88000
8	ENVEQ MAX	1.00000	65.06029	231.83481	1481.86300
8	ENVEQ MIN	0.00000	-299.21517	-166.68794	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.25000	-306.23531	-174.72831	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.50000	-313.25545	-182.76869	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.75000	-320.27559	-190.80906	0.00000
8	ENVEQ MIN	1.00000	-327.29573	-198.84944	0.00000
9	ENVEQ MAX	0.00000	89.93445	407.53747	1481.86300
9	ENVEQ MAX	0.25000	96.95459	396.81697	1489.38100
9	ENVEQ MAX	0.50000	103.97473	386.09647	1499.63600
9	ENVEQ MAX	0.75000	110.99488	375.37597	1512.62700
9	ENVEQ MAX	1.00000	118.01502	364.65547	1528.35500
9	ENVEQ MIN	0.00000	-360.41418	-122.38001	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.25000	-367.43432	-130.42039	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.50000	-374.45446	-138.46076	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.75000	-381.47460	-146.50114	0.00000
9	ENVEQ MIN	1.00000	-388.49474	-154.54151	0.00000
10	ENVEQ MAX	0.00000	142.99383	589.60854	1528.35500
10	ENVEQ MAX	0.25000	150.01397	578.88804	1502.64500
10	ENVEQ MAX	0.50000	157.03411	568.16754	1479.67200
10	ENVEQ MAX	0.75000	164.05425	557.44704	1459.43500
10	ENVEQ MAX	1.00000	171.07439	546.72654	1441.93400
10	ENVEQ MIN	0.00000	-421.99867	-72.46233	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.25000	-429.01881	-80.50271	-80.98737
10	ENVEQ MIN	0.50000	-436.03895	-88.54308	-187.83932
10	ENVEQ MIN	0.75000	-443.05909	-96.58346	-292.63895
10	ENVEQ MIN	1.00000	-450.07923	-104.62383	-395.38628
11	ENVEQ MAX	0.00000	196.21706	834.90151	1441.93400
11	ENVEQ MAX	0.25000	203.23033	824.19151	1368.40300
11	ENVEQ MAX	0.50000	210.24359	813.48151	1297.60400
11	ENVEQ MAX	0.75000	217.25686	802.77151	1229.53500
11	ENVEQ MAX	1.00000	224.27012	792.06151	1164.19700
11	ENVEQ MIN	0.00000	-484.03204	-0.74755	-395.38628
11	ENVEQ MIN	0.25000	-491.04530	-8.78005	-537.90097
11	ENVEQ MIN	0.50000	-498.05857	-16.81255	-678.36738
11	ENVEQ MIN	0.75000	-505.07183	-24.84505	-816.78549
11	ENVEQ MIN	1.00000	-512.08510	-32.87755	-953.15532
12	ENVEQ MAX	0.00000	249.63721	1146.50700	1164.19700
12	ENVEQ MAX	0.25000	256.65735	1135.78700	1020.71000
12	ENVEQ MAX	0.50000	263.67749	1125.06600	965.45010
12	ENVEQ MAX	0.75000	270.69763	1114.34600	940.55989
12	ENVEQ MAX	1.00000	277.71778	1103.62500	917.72300
12	ENVEQ MIN	0.00000	-546.55013	0.00000	-953.15532
12	ENVEQ MIN	0.25000	-553.57027	0.00000	-1135.22600
12	ENVEQ MIN	0.50000	-560.59041	0.00000	-1323.90200
12	ENVEQ MIN	0.75000	-567.61055	0.00000	-1598.79900
12	ENVEQ MIN	1.00000	-574.63069	0.00000	-1881.86400
13	ENVEQ MAX	0.00000	303.21842	1511.85800	917.72300
13	ENVEQ MAX	0.25000	304.73796	1509.53700	901.31963
13	ENVEQ MAX	0.50000	306.25750	1507.21700	885.01243
13	ENVEQ MAX	0.75000	307.77704	1504.89600	868.80138
13	ENVEQ MAX	1.00000	309.29658	1502.57600	852.68648
13	ENVEQ MIN	0.00000	-609.67265	0.00000	-1881.86400
13	ENVEQ MIN	0.25000	-611.19219	0.00000	-1965.32900
13	ENVEQ MIN	0.50000	-612.71173	0.00000	-2048.66600
13	ENVEQ MIN	0.75000	-614.23127	0.00000	-2131.87400
13	ENVEQ MIN	1.00000	-615.75081	0.00000	-2214.95500
14	ENVEQ MAX	0.00000	309.49562	1502.57600	852.68648
14	ENVEQ MAX	0.10937	311.90213	1498.90100	827.36188
14	ENVEQ MAX	0.21875	314.30864	1495.22600	802.27845
14	ENVEQ MAX	0.32812	316.71515	1491.55100	777.43620
14	ENVEQ MAX	0.43750	319.12167	1487.87600	752.83512
14	ENVEQ MIN	0.00000	-615.75106	0.00000	-2214.95500
14	ENVEQ MIN	0.10937	-618.15757	0.00000	-2346.26700
14	ENVEQ MIN	0.21875	-620.56408	0.00000	-2477.25900
14	ENVEQ MIN	0.32812	-622.97059	0.00000	-2607.92800
14	ENVEQ MIN	0.43750	-625.37711	0.00000	-2738.27600
15	ENVEQ MAX	0.42857	0.00000	493.14094	551.27882
15	ENVEQ MAX	0.57143	0.00000	491.91049	525.26520
15	ENVEQ MAX	0.71429	0.00000	490.36837	499.43771
15	ENVEQ MAX	0.85714	0.00000	488.51458	473.82751
15	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	486.34911	448.46578
15	ENVEQ MIN	0.42857	-1977.44000	-634.42963	-3313.65300
15	ENVEQ MIN	0.57143	-1964.00400	-632.72418	-3284.14800
15	ENVEQ MIN	0.71429	-1950.56800	-630.70706	-3255.81600
15	ENVEQ MIN	0.85714	-1937.13200	-628.37827	-3227.94700
15	ENVEQ MIN	1.00000	-1923.69600	-625.73780	-3200.37400
16	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	486.34911	448.46578
16	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	484.21199	426.62741
16	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	481.83969	405.02116
16	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	479.23220	383.66748
16	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	476.38953	362.58684
16	ENVEQ MIN	0.00000	-1923.69600	-625.73818	-3200.37400
16	ENVEQ MIN	0.25000	-1912.00700	-623.18781	-3176.65000
16	ENVEQ MIN	0.50000	-1900.31800	-620.40226	-3153.19400
16	ENVEQ MIN	0.75000	-1888.62800	-617.38152	-3130.02800
16	ENVEQ MIN	1.00000	-1876.93900	-614.12560	-3107.17000
17	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	832.24324	362.58684
17	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	822.25983	215.73074
17	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	810.13922	72.09633
17	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	795.88141	0.00000

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	779.48640	0.00000
17	ENVEQ MIN	0.00000	-2134.06000	-614.04818	-3107.17000
17	ENVEQ MIN	0.25000	-2098.85700	-602.82026	-3040.40600
17	ENVEQ MIN	0.50000	-2063.65500	-589.45515	-2977.19000
17	ENVEQ MIN	0.75000	-2028.45300	-573.95284	-2918.08200
17	ENVEQ MIN	1.00000	-2019.08300	-556.31333	-2863.64100
18	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1334.25700	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1315.73100	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1295.08000	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1273.23500	0.00000
18	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1249.57900	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.00000	-2349.88200	-556.22843	-2863.64100
18	ENVEQ MIN	0.25000	-2359.93300	-536.45797	-2814.42800
18	ENVEQ MIN	0.50000	-2369.98300	-514.56283	-2770.99900
18	ENVEQ MIN	0.75000	-2380.03300	-490.54300	-2733.91000
18	ENVEQ MIN	1.00000	-2390.08400	-464.39847	-3058.01300
19	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1965.92600	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1945.90800	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1928.11900	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1912.55900	0.00000
19	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1899.22900	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.00000	-2724.78700	-464.38761	-3058.01300
19	ENVEQ MIN	0.25000	-2733.37900	-442.24146	-3495.60600
19	ENVEQ MIN	0.50000	-2741.97200	-422.32467	-3928.72700
19	ENVEQ MIN	0.75000	-2750.56500	-404.63723	-4357.87400
19	ENVEQ MIN	1.00000	-2759.15700	-389.17916	-4783.54700
20	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1899.22900	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1897.05900	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1894.69200	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1892.12700	0.00000
20	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1889.36700	0.00000
20	ENVEQ MIN	0.00000	-2759.15700	-389.17916	-4783.54700
20	ENVEQ MIN	0.25000	-2760.59300	-386.64755	-4855.44900
20	ENVEQ MIN	0.50000	-2761.98600	-383.91922	-4927.25800
20	ENVEQ MIN	0.75000	-2763.33500	-380.99418	-4998.96700
20	ENVEQ MIN	1.00000	-2764.64100	-377.87241	-5070.56700
21	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	2059.35500	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2052.29500	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	2044.20700	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	2035.09100	0.00000
21	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	2024.94700	0.00000
21	ENVEQ MIN	0.00000	-2835.79300	-377.87241	-5070.56700
21	ENVEQ MIN	0.25000	-2838.62000	-369.98598	-5248.83800
21	ENVEQ MIN	0.50000	-2841.22000	-361.07145	-5426.41500
21	ENVEQ MIN	0.75000	-2843.59300	-351.12882	-5603.20700
21	ENVEQ MIN	1.00000	-2845.73900	-340.15809	-5779.12500
22	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	2024.94700	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.10714	0.00000	2015.37900	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.21429	0.00000	2005.05100	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.32143	0.00000	1993.96300	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.42857	0.00000	1982.11500	0.00000
22	ENVEQ MIN	0.00000	-2845.73900	-340.15809	-5779.12500
22	ENVEQ MIN	0.10714	-2847.49100	-329.87742	-5930.00900
22	ENVEQ MIN	0.21429	-2849.24300	-318.83675	-6080.12000
22	ENVEQ MIN	0.32143	-2850.99500	-307.03609	-6229.40100
22	ENVEQ MIN	0.42857	-2852.74700	-294.47544	-6377.79600
23	ENVEQ MAX	0.75000	104.10078	0.00000	431.45666
23	ENVEQ MAX	0.81250	94.69903	0.00000	462.11086
23	ENVEQ MAX	0.87500	85.29728	0.00000	492.29465
23	ENVEQ MAX	0.93750	75.89553	0.00000	522.00802
23	ENVEQ MAX	1.00000	66.49378	0.00000	551.25097
23	ENVEQ MIN	0.75000	-1991.65600	-2609.76100	-5512.92900
23	ENVEQ MIN	0.81250	-1982.25400	-2588.73300	-5382.96600
23	ENVEQ MIN	0.87500	-1972.85200	-2567.70600	-5254.05500
23	ENVEQ MIN	0.93750	-1963.45100	-2546.67800	-5126.19600
23	ENVEQ MIN	1.00000	-1954.04900	-2525.65100	-4999.38800
24	ENVEQ MAX	0.00000	69.03701	0.00000	551.25097
24	ENVEQ MAX	0.25000	58.64807	0.00000	583.01796
24	ENVEQ MAX	0.50000	48.25914	0.00000	614.21434
24	ENVEQ MAX	0.75000	37.87021	0.00000	644.84391
24	ENVEQ MAX	1.00000	27.48127	0.00000	674.91047
24	ENVEQ MIN	0.00000	-1954.04900	-2525.65100	-4999.38800
24	ENVEQ MIN	0.25000	-1943.66000	-2502.46100	-4860.48700
24	ENVEQ MIN	0.50000	-1933.27100	-2479.36300	-4722.86400
24	ENVEQ MIN	0.75000	-1922.88200	-2456.35600	-4586.51600
24	ENVEQ MIN	1.00000	-1912.49300	-2433.44100	-4451.43600
25	ENVEQ MAX	0.00000	64.03782	0.00000	674.91047
25	ENVEQ MAX	0.25000	50.92238	0.00000	712.06989
25	ENVEQ MAX	0.50000	37.80694	0.00000	748.34568
25	ENVEQ MAX	0.75000	24.69150	0.00000	783.74547
25	ENVEQ MAX	1.00000	11.57606	0.00000	818.27691
25	ENVEQ MIN	0.00000	-1944.59400	-2433.44100	-4451.43600
25	ENVEQ MIN	0.25000	-1931.47800	-2404.64300	-4282.70900
25	ENVEQ MIN	0.50000	-1918.36300	-2375.99100	-4115.98500
25	ENVEQ MIN	0.75000	-1905.24700	-2347.48500	-3951.25600
25	ENVEQ MIN	1.00000	-1892.13200	-2319.12500	-3788.50900
26	ENVEQ MAX	0.00000	13.49256	0.00000	818.27691
26	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	905.92138
26	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	1062.95400
26	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	1132.34000
26	ENVEQ MIN	0.00000	-1892.13200	-2319.12500	-3788.50900
26	ENVEQ MIN	0.25000	-1857.25100	-2243.89500	-3365.29100
26	ENVEQ MIN	0.50000	-1822.37100	-2168.66500	-2956.02800
26	ENVEQ MIN	0.75000	-1787.49000	-2093.43600	-2560.72000
26	ENVEQ MIN	1.00000	-1752.61000	-2018.20600	-2179.36900
27	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	1132.34000
27	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	1217.78600
27	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	1388.81100
27	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	1652.73800
27	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	1890.29500
27	ENVEQ MIN	0.00000	-1785.09900	-2018.20600	-2179.36900
27	ENVEQ MIN	0.25000	-1737.15000	-1914.79100	-1677.92100
27	ENVEQ MIN	0.50000	-1689.20200	-1811.37600	-1314.55700
27	ENVEQ MIN	0.75000	-1641.25300	-1707.96100	-1066.11900
27	ENVEQ MIN	1.00000	-1593.30400	-1604.54500	-829.18574
28	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	1890.29500
28	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	2101.67400
28	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	2286.63100
28	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	2445.16500
28	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	5.79419	2577.27700
28	ENVEQ MIN	0.00000	-1626.15800	-1604.54500	-829.18574
28	ENVEQ MIN	0.25000	-1578.16200	-1501.02900	-603.53944
28	ENVEQ MIN	0.50000	-1530.16600	-1397.51200	-389.41977
28	ENVEQ MIN	0.75000	-1482.17000	-1293.99500	-186.82673
28	ENVEQ MIN	1.00000	-1434.17400	-1190.47900	0.00000
29	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	3.45948	2577.27700
29	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	48.61767	2682.96600
29	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	93.77587	2762.23300
29	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	138.93406	2815.07700
29	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	184.09225	2841.49800
29	ENVEQ MIN	0.00000	-1467.35800	-1190.47900	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.25000	-1419.36200	-1086.96200	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.50000	-1371.36600	-983.44558	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.75000	-1323.37000	-879.92895	0.00000
29	ENVEQ MIN	1.00000	-1275.37400	-776.41231	0.00000
30	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	184.08566	2841.49800
30	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	229.24385	2841.49700
30	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	274.40204	2815.07300
30	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	319.56023	2762.22600
30	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	364.71843	2682.95700
30	ENVEQ MIN	0.00000	-1308.85500	-776.41231	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.25000	-1260.85900	-672.89567	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.50000	-1212.86300	-569.37903	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.75000	-1164.86700	-465.86240	0.00000
30	ENVEQ MIN	1.00000	-1150.61700	-364.71596	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	364.71357	2682.95700
31	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	465.85729	2762.22800
31	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	569.37392	2815.07600
31	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	672.89056	2841.50100
31	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	776.40720	2841.50400
31	ENVEQ MIN	0.00000	-1150.61300	-364.72082	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.25000	-1164.87000	-319.56262	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.50000	-1212.86600	-274.40443	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.75000	-1260.86200	-229.24624	0.00000
31	ENVEQ MIN	1.00000	-1308.85800	-184.08805	0.00000
32	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	776.40720	2841.50400
32	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	879.92384	2815.08400
32	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	983.44047	2762.24100
32	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1086.95700	2682.97600
32	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1190.47400	2577.28800
32	ENVEQ MIN	0.00000	-1275.37700	-184.09464	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.25000	-1323.37300	-138.93645	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.50000	-1371.36900	-93.77825	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.75000	-1419.36500	-48.62006	0.00000
32	ENVEQ MIN	1.00000	-1467.36100	-3.46187	0.00000
33	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1190.47400	2577.28800
33	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1293.88900	2445.32000
33	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1397.30400	2286.98100
33	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1500.71900	2102.27100
33	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1604.13500	1891.19000
33	ENVEQ MIN	0.00000	-1434.17600	-5.79459	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.25000	-1482.12500	0.00000	-186.62900
33	ENVEQ MIN	0.50000	-1530.07400	0.00000	-389.00609
33	ENVEQ MIN	0.75000	-1578.02300	0.00000	-602.88724
33	ENVEQ MIN	1.00000	-1625.97200	0.00000	-828.27245
34	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1604.13500	1891.19000
34	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1707.65100	1653.49300
34	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1811.16800	1389.37300
34	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1914.68500	1217.87400
34	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	2018.20100	1132.35000
34	ENVEQ MIN	0.00000	-1593.11700	0.00000	-828.27245
34	ENVEQ MIN	0.25000	-1641.11300	0.00000	-1065.39800
34	ENVEQ MIN	0.50000	-1689.10900	0.00000	-1314.05100
34	ENVEQ MIN	0.75000	-1737.10500	0.00000	-1677.42400
34	ENVEQ MIN	1.00000	-1785.10100	0.00000	-2179.34900
35	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	2018.20100	1132.35000

26	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	987.47972
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
35	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	2168.66000	987.49090
35	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	2243.89000	905.93300
35	ENVEQ MAX	1.00000	13.49552	2319.11900	818.28897
35	ENVEQ MIN	0.00000	-1752.61100	0.00000	-2179.34900
35	ENVEQ MIN	0.25000	-1787.49200	0.00000	-2560.69900
35	ENVEQ MIN	0.50000	-1822.37200	0.00000	-2956.00500
35	ENVEQ MIN	0.75000	-1857.25300	0.00000	-3365.26700
35	ENVEQ MIN	1.00000	-1892.13300	0.00000	-3788.48500
36	ENVEQ MAX	0.00000	11.57902	2319.11900	818.28897
36	ENVEQ MAX	0.25000	24.69446	2347.48000	783.75770
36	ENVEQ MAX	0.50000	37.80990	2375.98600	748.35808
36	ENVEQ MAX	0.75000	50.92534	2404.63800	712.08246
36	ENVEQ MAX	1.00000	64.04078	2433.43600	674.92320
36	ENVEQ MIN	0.00000	-1892.13300	0.00000	-3788.48500
36	ENVEQ MIN	0.25000	-1905.24900	0.00000	-3951.23100
36	ENVEQ MIN	0.50000	-1918.36400	0.00000	-4115.96100
36	ENVEQ MIN	0.75000	-1931.48000	0.00000	-4282.68400
36	ENVEQ MIN	1.00000	-1944.59500	0.00000	-4451.41000
37	ENVEQ MAX	0.00000	27.48436	2433.43600	674.92320
37	ENVEQ MAX	0.25000	37.87330	2456.35100	644.85678
37	ENVEQ MAX	0.50000	48.26223	2479.35800	614.22734
37	ENVEQ MAX	0.75000	58.65116	2502.45600	583.03109
37	ENVEQ MAX	1.00000	69.04010	2525.64600	551.26423
37	ENVEQ MIN	0.00000	-1912.49500	0.00000	-4451.41000
37	ENVEQ MIN	0.25000	-1922.88400	0.00000	-4586.49000
37	ENVEQ MIN	0.50000	-1933.27300	0.00000	-4722.83800
37	ENVEQ MIN	0.75000	-1943.66100	0.00000	-4860.46000
37	ENVEQ MIN	1.00000	-1954.05000	0.00000	-4999.36100
38	ENVEQ MAX	0.00000	66.49686	2525.64600	551.26423
38	ENVEQ MAX	0.06250	75.89861	2546.67300	522.02140
38	ENVEQ MAX	0.12500	85.30036	2567.70100	492.30815
38	ENVEQ MAX	0.18750	94.70211	2588.72800	462.12448
38	ENVEQ MAX	0.25000	104.10386	2609.75600	431.47040
38	ENVEQ MIN	0.00000	-1954.05000	0.00000	-4999.36100
38	ENVEQ MIN	0.06250	-1963.45200	0.00000	-5126.16900
38	ENVEQ MIN	0.12500	-1972.85400	0.00000	-5254.02800
38	ENVEQ MIN	0.18750	-1982.25500	0.00000	-5382.93900
38	ENVEQ MIN	0.25000	-1991.65700	0.00000	-5512.90100
39	ENVEQ MAX	0.57143	0.00000	294.47859	0.00000
39	ENVEQ MAX	0.67857	0.00000	307.03925	0.00000
39	ENVEQ MAX	0.78571	0.00000	318.83991	0.00000
39	ENVEQ MAX	0.89286	0.00000	329.88057	0.00000
39	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	340.16124	0.00000
39	ENVEQ MIN	0.57143	-2852.74200	-1982.11400	-6377.76500
39	ENVEQ MIN	0.67857	-2850.99000	-1993.96200	-6229.37100
39	ENVEQ MIN	0.78571	-2849.23800	-2005.05100	-6080.09000
39	ENVEQ MIN	0.89286	-2847.48600	-2015.37900	-5929.97800
39	ENVEQ MIN	1.00000	-2845.73400	-2024.94700	-5779.09500
40	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	340.16124	0.00000
40	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	351.13198	0.00000
40	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	361.07461	0.00000
40	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	369.98914	0.00000
40	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	377.87557	0.00000
40	ENVEQ MIN	0.00000	-2845.73400	-2024.94700	-5779.09500
40	ENVEQ MIN	0.25000	-2843.58800	-2035.09100	-5603.17600
40	ENVEQ MIN	0.50000	-2841.21500	-2044.20700	-5426.38400
40	ENVEQ MIN	0.75000	-2838.61500	-2052.29500	-5248.80800
40	ENVEQ MIN	1.00000	-2835.78800	-2059.35500	-5070.53700
41	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	377.87557	0.00000
41	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	380.99733	0.00000
41	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	383.92238	0.00000
41	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	386.65071	0.00000
41	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	389.18232	0.00000
41	ENVEQ MIN	0.00000	-2764.63500	-1889.36600	-5070.53700
41	ENVEQ MIN	0.25000	-2763.32900	-1892.12600	-4998.93600
41	ENVEQ MIN	0.50000	-2761.97900	-1894.69000	-4927.22800
41	ENVEQ MIN	0.75000	-2760.58600	-1897.05800	-4855.41900
41	ENVEQ MIN	1.00000	-2759.15000	-1899.22800	-4783.51700
42	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	389.18232	0.00000
42	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	404.64039	0.00000
42	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	422.32782	0.00000
42	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	442.24461	0.00000
42	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	464.39077	0.00000
42	ENVEQ MIN	0.00000	-2759.15000	-1899.22800	-4783.51700
42	ENVEQ MIN	0.25000	-2750.55800	-1912.55800	-4357.84400
42	ENVEQ MIN	0.50000	-2741.96500	-1928.11800	-3928.69700
42	ENVEQ MIN	0.75000	-2733.37300	-1945.90600	-3495.57700
42	ENVEQ MIN	1.00000	-2724.78000	-1965.92500	-3057.98300
43	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	464.40163	0.00000
43	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	490.54615	0.00000
43	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	514.56598	0.00000
43	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	536.46113	0.00000
43	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	556.23158	0.00000
43	ENVEQ MIN	0.00000	-2390.06900	-1249.57700	-3057.98300
43	ENVEQ MIN	0.25000	-2380.01800	-1273.23200	-2733.88900
43	ENVEQ MIN	0.50000	-2369.96800	-1295.07700	-2770.97900
43	ENVEQ MIN	0.75000	-2359.91800	-1315.72800	-2814.40900

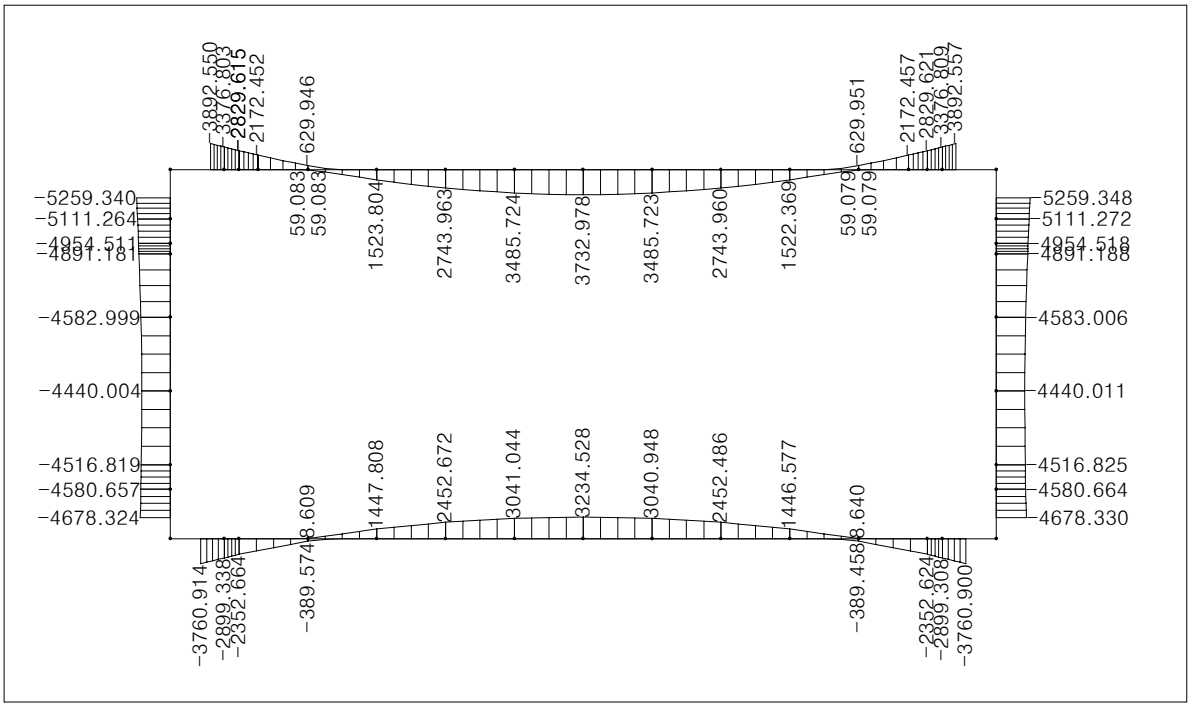
35	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2093.43100	1062.96400
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
44	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	573.95600	0.00000
44	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	589.45831	72.11042
44	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	602.82342	215.74473
44	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	614.05133	362.60073
44	ENVEQ MIN	0.00000	-2019.06000	-779.48392	-2863.62400
44	ENVEQ MIN	0.25000	-2028.42800	-795.87893	-2918.06600
44	ENVEQ MIN	0.50000	-2063.63100	-810.13674	-2977.17500
44	ENVEQ MIN	0.75000	-2098.83300	-822.25735	-3040.39200
44	ENVEQ MIN	1.00000	-2134.03500	-832.24076	-3107.15700
45	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	614.12875	362.60073
45	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	617.38467	383.68140
45	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	620.40541	405.03510
45	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	623.19097	426.64138
45	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	625.74134	448.47977
45	ENVEQ MIN	0.00000	-1876.90600	-476.38825	-3107.15700
45	ENVEQ MIN	0.25000	-1888.59500	-479.23092	-3130.01500
45	ENVEQ MIN	0.50000	-1900.28500	-481.83841	-3153.18300
45	ENVEQ MIN	0.75000	-1911.97400	-484.21072	-3176.63900
45	ENVEQ MIN	1.00000	-1923.66300	-486.34784	-3200.36300
46	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	625.74096	448.47977
46	ENVEQ MAX	0.14286	0.00000	628.38142	473.84154
46	ENVEQ MAX	0.28571	0.00000	630.71022	499.45177
46	ENVEQ MAX	0.42857	0.00000	632.72734	525.27929
46	ENVEQ MAX	0.57143	0.00000	634.43279	551.29295
46	ENVEQ MIN	0.00000	-1923.66300	-486.34784	-3200.36300
46	ENVEQ MIN	0.14286	-1937.09900	-488.51330	-3227.93600
46	ENVEQ MIN	0.28571	-1950.53500	-490.36710	-3255.80600
46	ENVEQ MIN	0.42857	-1963.97100	-491.90922	-3284.13900
46	ENVEQ MIN	0.57143	-1977.40700	-493.13967	-3313.64400

43	ENVEQ MIN	1.00000	-2349.86700	-1334.25400	-2863.62400
44	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	556.31649	0.00000

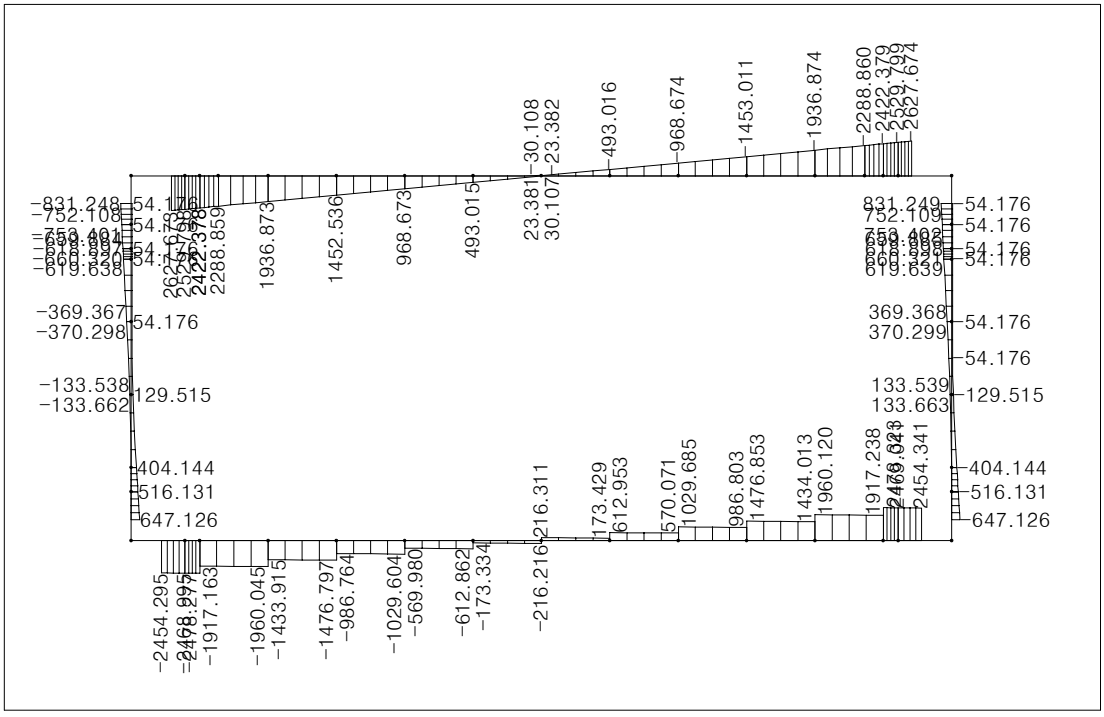
21. 단면력정리

21.1 상시

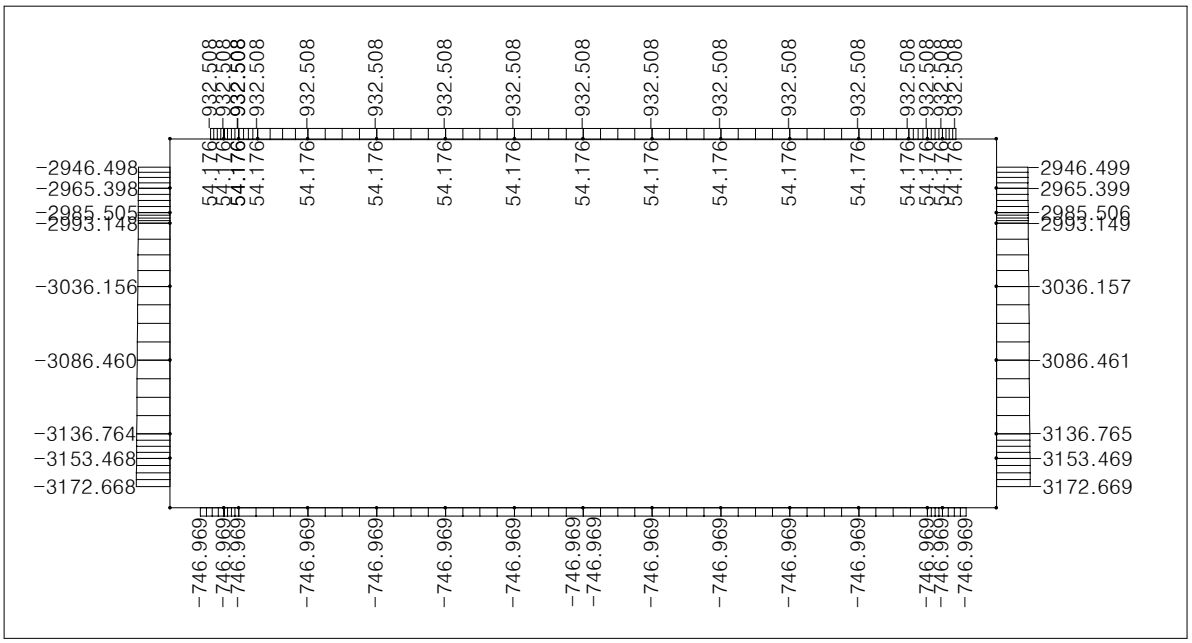
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



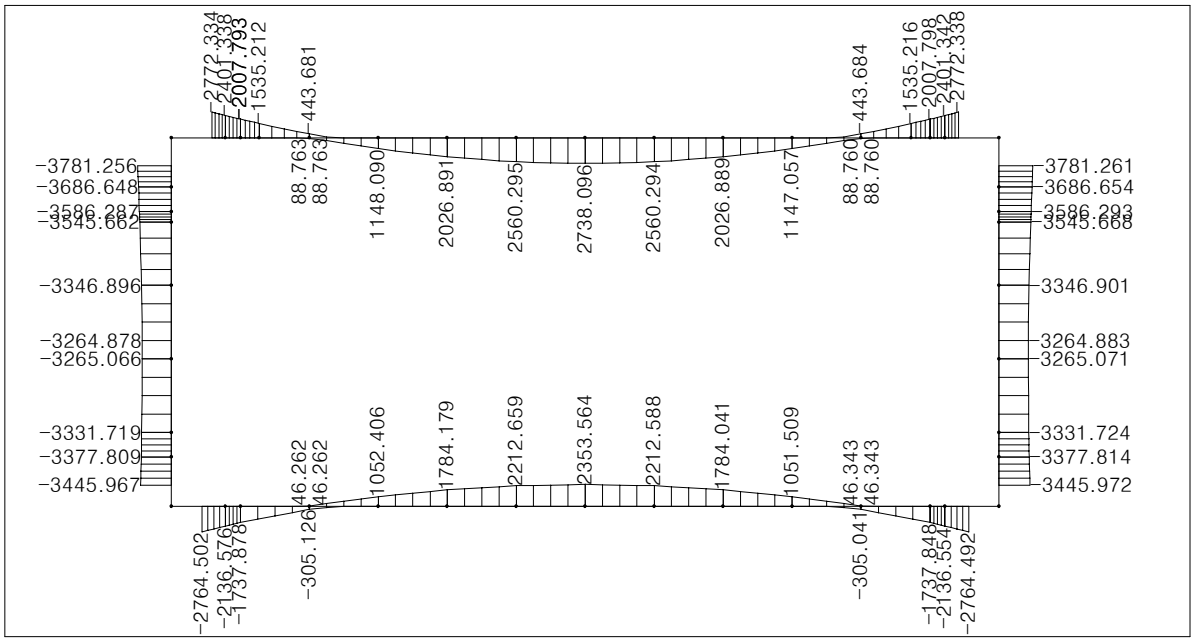
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

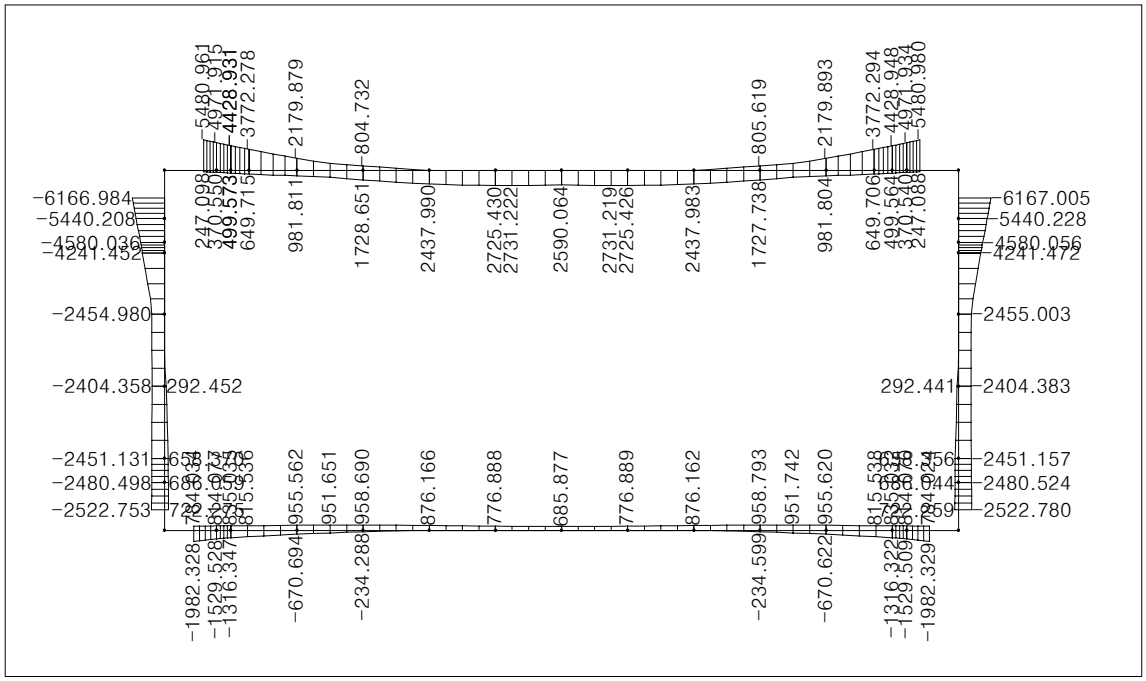


5) 단면력 정리

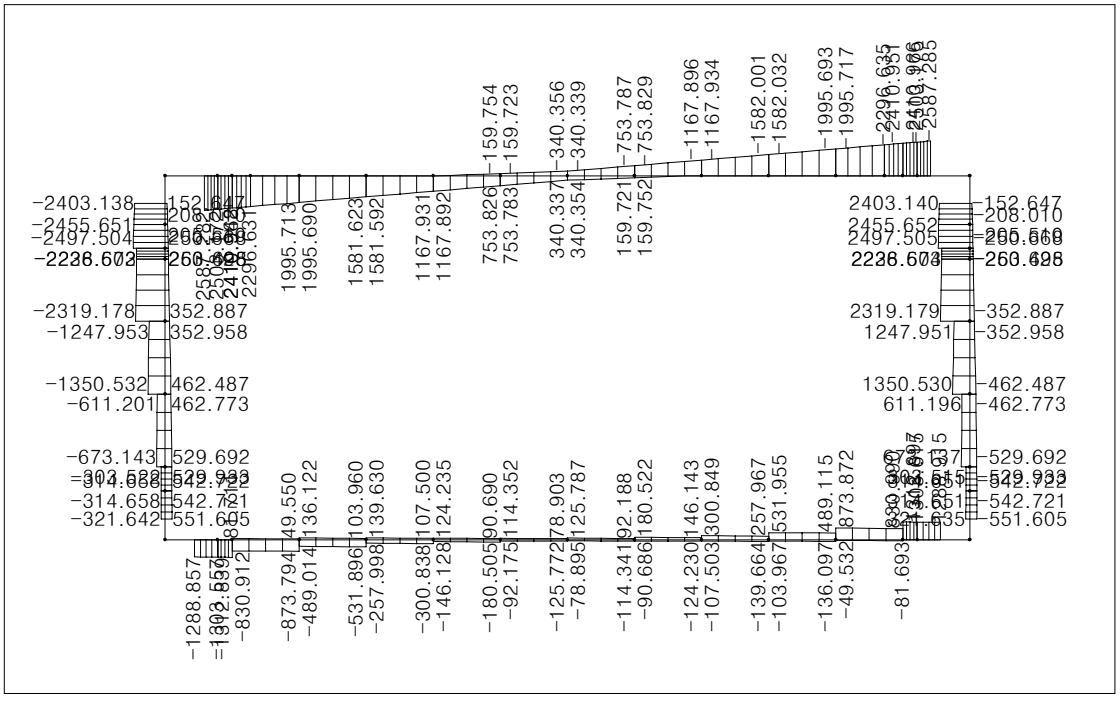
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	3376.80	1909.20	932.51	2401.34	1000.00	1566.67	
		좌측 (하면)	2	0.00	1909.20	932.51	0.00	1000.00	1400.00	
		중앙부	3	3732.98	30.11	932.51	2738.10	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	4	3376.81	1909.23	932.51	2401.34	1000.00	1566.67	
		우측 (하면)	5	0.00	1909.23	932.51	0.00	1000.00	1400.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	0.00	1436.37	746.97	0.00	1000.00	1400.00	
		좌측 (하면)	7	2899.34	1436.37	746.97	2136.58	1000.00	1400.00	
		중앙부	8	3234.53	216.31	746.97	2353.56	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	9	0.00	1436.46	746.97	0.00	1000.00	1400.00	
		우측 (하면)	10	2899.31	1436.46	746.97	2136.55	1000.00	1400.00	
좌측 벽체	1 층	상부	11	5111.26	340.96	2965.40	3686.65	1000.00	1766.67	
		중앙부 (외측)	12	4516.82	404.14	3136.76	3331.72	1000.00	1600.00	
		중앙부 (내측)	13	0.00	404.14	3136.76	0.00	1000.00	1600.00	
		하부 (외측)	14	4580.66	148.83	3153.47	3377.81	1000.00	1600.00	
		하부 (내측)	15	0.00	148.83	3153.47	0.00	1000.00	1600.00	
우측 벽체	1 층	상부	16	5111.27	340.96	2965.40	3686.65	1000.00	1756.00	
		중앙부 (외측)	17	4516.83	404.14	3136.77	3331.72	1000.00	1600.00	
		중앙부 (내측)	18	0.00	404.14	3136.77	0.00	1000.00	1600.00	
		하부 (외측)	19	4580.66	148.83	3153.47	3377.81	1000.00	1600.00	
		하부 (내측)	20	0.00	148.83	3153.47	0.00	1000.00	1600.00	

21.2 지진시(기능수행)

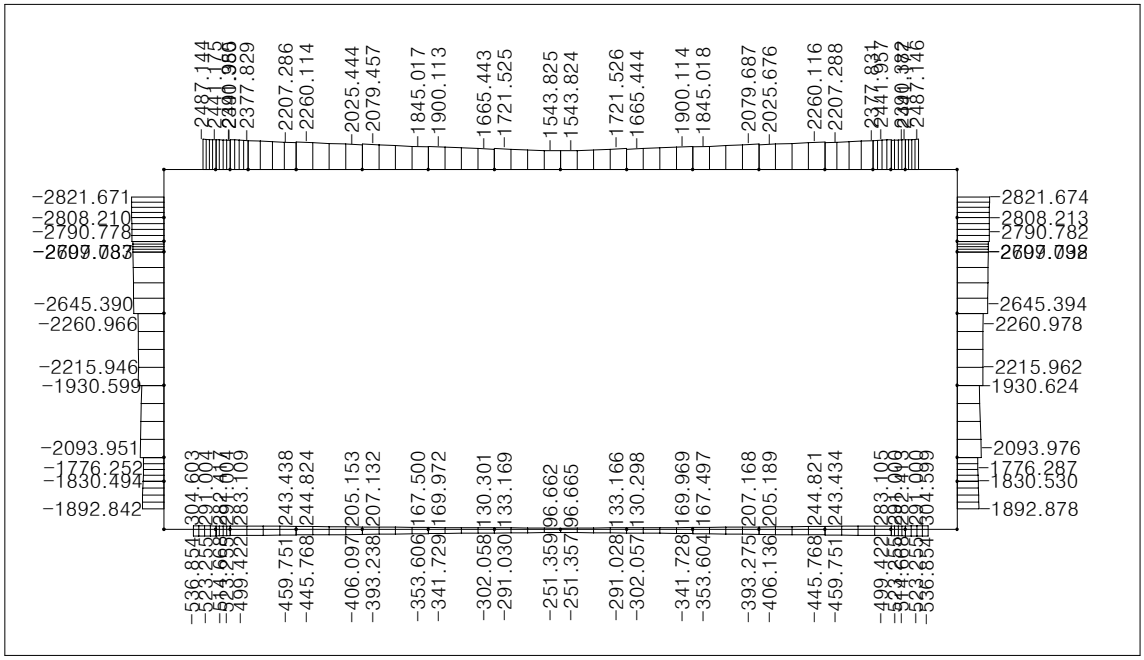
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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



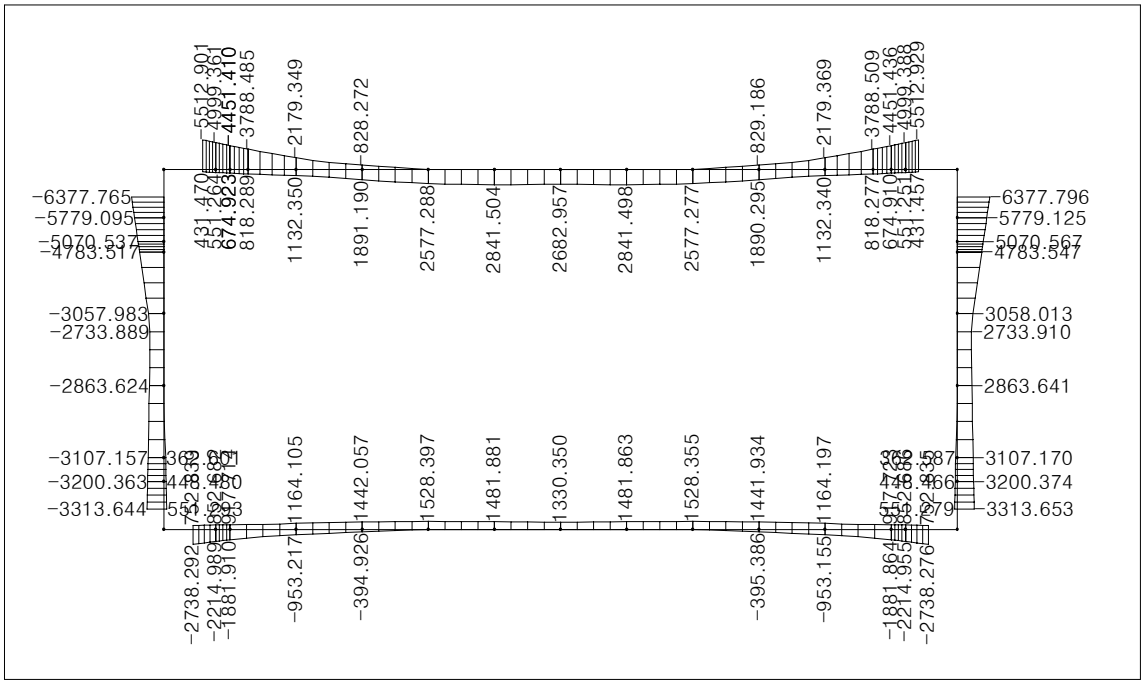
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	4971.92	1972.03	2441.18	1000.00	1566.67	
		좌측 (하면)	2	370.55	1972.03	2441.18	1000.00	1400.00	
		중앙부	3	2590.06	340.36	1543.82	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	4	4971.93	1972.06	2441.18	1000.00	1566.67	
		우측 (하면)	5	370.54	1972.06	2441.18	1000.00	1400.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	814.08	491.46	523.26	1000.00	1400.00	
		좌측 (하면)	7	1529.53	491.46	523.26	1000.00	1400.00	
		중앙부	8	685.88	125.79	251.36	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	9	814.07	491.56	523.26	1000.00	1400.00	
		우측 (하면)	10	1529.51	491.56	523.26	1000.00	1400.00	
좌측 벽체	1 층	상부	11	5440.21	1259.41	2808.21	1000.00	1766.67	
		중앙부 (외측)	12	2451.13	673.14	2093.95	1000.00	1600.00	
		중앙부 (내측)	13	658.37	673.14	2093.95	1000.00	1600.00	
		하부 (외측)	14	2480.50	1341.73	1830.49	1000.00	1600.00	
		하부 (내측)	15	686.06	1341.73	1830.49	1000.00	1600.00	

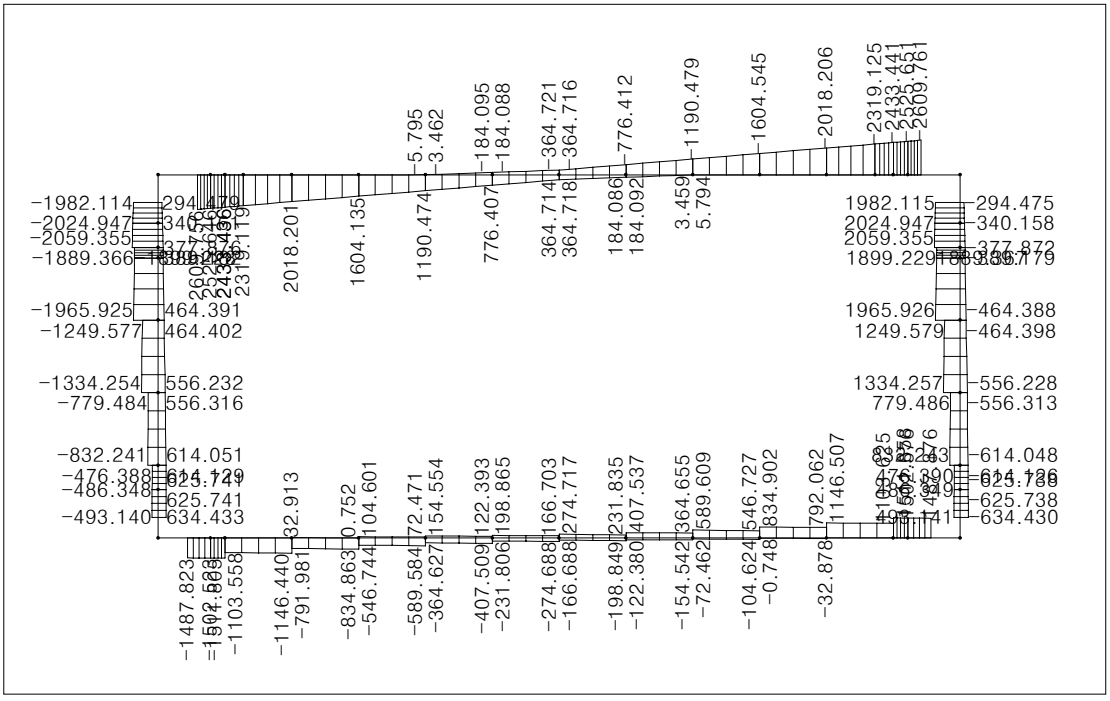
우측 벽체	1 층	상부	16	5440.23	1259.41	2808.21	1000.00	1756.00	
		중앙부 (외측)	17	2451.16	673.14	1776.29	1000.00	1600.00	
		중앙부 (내측)	18	658.36	673.14	1776.29	1000.00	1600.00	
		하부 (외측)	19	2480.52	1341.73	1830.53	1000.00	1600.00	
		하부 (내측)	20	686.04	1341.73	1830.53	1000.00	1600.00	

21.3 지진시(붕괴방지)

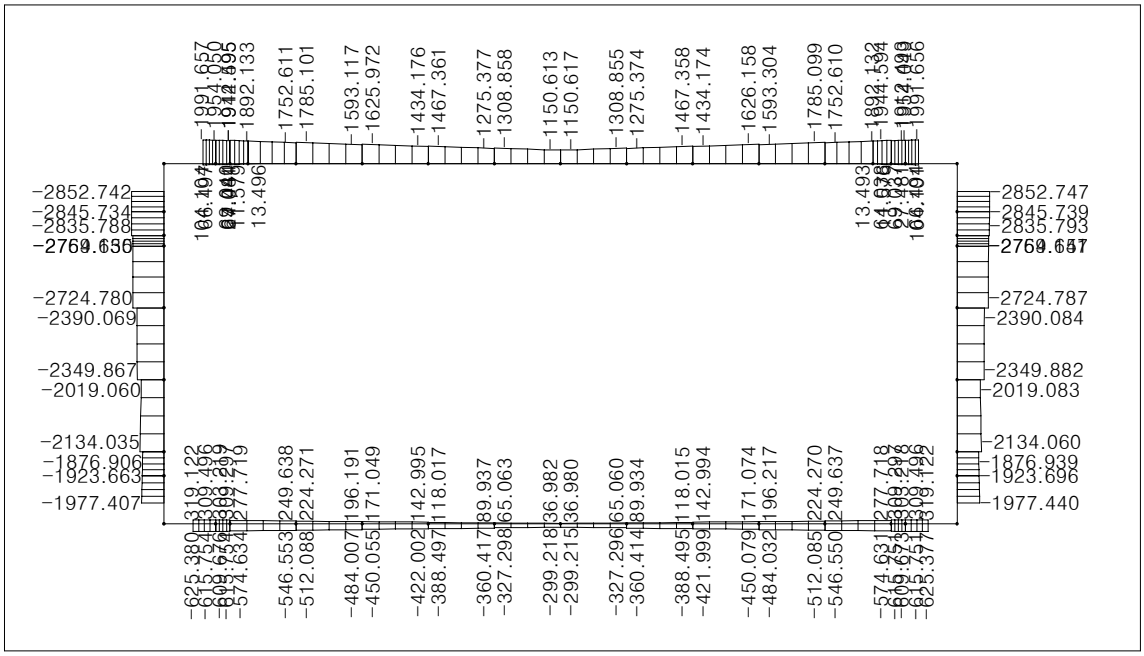
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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 (상면)	1	4999.36	1994.54	1954.05	1000.00	1566.67	
		좌측 (하면)	2	551.26	1994.54	1954.05	1000.00	1400.00	
		중앙부	3	2682.96	364.72	1150.62	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	4	4999.39	1994.57	1954.05	1000.00	1566.67	
		우측 (하면)	5	551.25	1994.57	1954.05	1000.00	1400.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	852.68	794.43	615.75	1000.00	1400.00	
		좌측 (하면)	7	2214.99	794.43	615.75	1000.00	1400.00	
		중앙부	8	1330.35	274.72	299.22	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	9	852.69	794.51	615.75	1000.00	1400.00	
		우측 (하면)	10	2214.96	794.51	615.75	1000.00	1400.00	
좌측 벽체	1 층	상부	11	5779.10	1258.97	2845.73	1000.00	1766.67	
		중앙부 (외측)	12	3107.16	832.24	2134.04	1000.00	1600.00	
		중앙부 (내측)	13	362.60	832.24	2134.04	1000.00	1600.00	
		하부 (외측)	14	3200.36	1326.90	1923.66	1000.00	1600.00	
		하부 (내측)	15	448.48	1326.90	1923.66	1000.00	1600.00	

우측 벽체	1 층	상부	16	5779.13	1258.97	2845.74	1000.00	1756.00	
		중앙부 (외측)	17	3107.17	832.24	1876.94	1000.00	1600.00	
		중앙부 (내측)	18	362.59	832.24	1876.94	1000.00	1600.00	
		하부 (외측)	19	3200.37	1326.90	1923.70	1000.00	1600.00	
		하부 (내측)	20	448.47	1326.90	1923.70	1000.00	1600.00	

21.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-3376.80	-	-4999.36	-4971.92	-4999.36	
		좌측 (하면)	2	-	-	551.26	370.55	551.26	
		중앙부	3	3732.98	-	2682.96	2590.06	3732.98	
		우측 (상면)	4	-3376.81	-	-4999.39	-4971.93	-4999.39	
		우측 (하면)	5	-	-	551.25	370.54	551.25	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-	-	852.68	814.08	852.68	
		좌측 (하면)	7	-2899.34	-	-2214.99	-1529.53	-2899.34	
		중앙부	8	3234.53	-	1330.35	685.88	3234.53	
		우측 (상면)	9	-	-	852.69	814.07	852.69	
		우측 (하면)	10	-2899.31	-	-2214.96	-1529.51	-2899.31	
좌측 벽체	1 층	상부	11	-5111.26	-	-5779.10	-5440.21	-5779.10	
		중앙부 (외측)	12	-4516.82	-	-3107.16	-2451.13	-4516.82	
		중앙부 (내측)	13	-	-	362.60	658.37	658.37	
		하부 (외측)	14	-4580.66	-	-3200.36	-2480.50	-4580.66	
		하부 (내측)	15	-	-	448.48	686.06	686.06	
우측 벽체	1 층	상부	16	-5111.27	-	-5779.13	-5440.23	-5779.13	
		중앙부 (외측)	17	-4516.83	-	-3107.17	-2451.16	-4516.83	
		중앙부 (내측)	18	-	-	362.59	658.36	658.36	
		하부 (외측)	19	-4580.66	-	-3200.37	-2480.52	-4580.66	
		하부 (내측)	20	-	-	448.47	686.04	686.04	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1909.20	-	1994.54	1972.03	1994.54	
		좌측 (하면)	2	1909.20	-	1994.54	1972.03	1994.54	
		중앙부	3	-30.11	-	-364.72	-340.36	-364.72	
		우측 (상면)	4	-1909.23	-	-1994.57	-1972.06	-1994.57	
		우측 (하면)	5	-1909.23	-	-1994.57	-1972.06	-1994.57	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-1436.37	-	-794.43	-491.46	-1436.37	
		좌측 (하면)	7	-1436.37	-	-794.43	-491.46	-1436.37	
		중앙부	8	216.31	-	274.72	125.79	274.72	
		우측 (상면)	9	1436.46	-	794.51	491.56	1436.46	
		우측 (하면)	10	1436.46	-	794.51	491.56	1436.46	
좌측 벽체	1 층	상부	11	-340.96	-	-1258.97	-1259.41	-1259.41	
		중앙부 (외측)	12	404.14	-	-832.24	-673.14	-832.24	
		중앙부 (내측)	13	404.14	-	-832.24	-673.14	-832.24	
		하부 (외측)	14	-148.83	-	-1326.90	-1341.73	-1341.73	
		하부 (내측)	15	-148.83	-	-1326.90	-1341.73	-1341.73	
우측 벽체	1 층	상부	16	340.96	-	1258.97	1259.41	1259.41	
		중앙부 (외측)	17	-404.14	-	832.24	673.14	832.24	
		중앙부 (내측)	18	-404.14	-	832.24	673.14	832.24	
		하부 (외측)	19	148.83	-	1326.90	1341.73	1341.73	
		하부 (내측)	20	148.83	-	1326.90	1341.73	1341.73	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-932.51	-	-1954.05	-2441.18	-2441.18	
		좌측 (하면)	2	-932.51	-	-1954.05	-2441.18	-2441.18	
		중앙부	3	-932.51	-	-1150.62	-1543.82	-1543.82	
		우측 (상면)	4	-932.51	-	-1954.05	-2441.18	-2441.18	
		우측 (하면)	5	-932.51	-	-1954.05	-2441.18	-2441.18	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-746.97	-	-615.75	-523.26	-746.97	
		좌측 (하면)	7	-746.97	-	-615.75	-523.26	-746.97	
		중앙부	8	-746.97	-	-299.22	-251.36	-746.97	
		우측 (상면)	9	-746.97	-	-615.75	-523.26	-746.97	
		우측 (하면)	10	-746.97	-	-615.75	-523.26	-746.97	
좌측 벽체	1 층	상부	11	-2965.40	-	-2845.73	-2808.21	-2965.40	
		중앙부 (외측)	12	-3136.76	-	-2134.04	-2093.95	-3136.76	
		중앙부 (내측)	13	-3136.76	-	-2134.04	-2093.95	-3136.76	
		하부 (외측)	14	-3153.47	-	-1923.66	-1830.49	-3153.47	
		하부 (내측)	15	-3153.47	-	-1923.66	-1830.49	-3153.47	
우측 벽체	1 층	상부	16	-2965.40	-	-2845.74	-2808.21	-2965.40	
		중앙부 (외측)	17	-3136.77	-	-1876.94	-1776.29	-3136.77	
		중앙부 (내측)	18	-3136.77	-	-1876.94	-1776.29	-3136.77	
		하부 (외측)	19	-3153.47	-	-1923.70	-1830.53	-3153.47	
		하부 (내측)	20	-3153.47	-	-1923.70	-1830.53	-3153.47	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-2401.34	-	-	-	-2401.34	
		좌측 (하면)	2	-	-	-	-	-	
		중앙부	3	2738.10	-	-	-	2738.10	
		우측 (상면)	4	-2401.34	-	-	-	-2401.34	
		우측 (하면)	5	-	-	-	-	-	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	7	-2136.58	-	-	-	-2136.58	
		중앙부	8	2353.56	-	-	-	2353.56	
		우측 (상면)	9	-	-	-	-	-	
		우측 (하면)	10	-2136.55	-	-	-	-2136.55	
좌측 벽체	1 층	상부	11	-3686.65	-	-	-	-3686.65	
		중앙부 (외측)	12	-3331.72	-	-	-	-3331.72	
		중앙부 (내측)	13	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	14	-3377.81	-	-	-	-3377.81	
		하부 (내측)	15	-	-	-	-	-	
우측 벽체	1 층	상부	16	-3686.65	-	-	-	-3686.65	
		중앙부 (외측)	17	-3331.72	-	-	-	-3331.72	
		중앙부 (내측)	18	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	19	-3377.81	-	-	-	-3377.81	
		하부 (내측)	20	-	-	-	-	-	

22. 단면검토 및 철근량

22.1 상부슬래브 좌측(상면)

22.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm	· 헌치 =	50	cm
· Mu =	4999.361	kN.m	· Vu =	1994.541	kN	· M =	2401.338	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	146.7 cm	· 전단력 d =	125.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 102.731 cm^2 [p = 0.00700]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 51.333 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 47.667 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 19.583 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 51.333 cm^2 > 19.583 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 136.975 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072 cm^2	[p = 0.008664	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.012 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5858.211 kN.m > Mu = 4999.36 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 811.9 kN < Vu = 1994.541 kN

· 1/2·Φv Vc = 405.95 kN < Vu = 1994.541 kN

[∵ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 4.731 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 4.731 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 811.9 + 1432.5 = 2244.4 kN > Vu = 1994.54 kN

Rm = Md / Mu = 1.17 Rs = Φv Vn / Vu = 1.1253

22.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.008664 + √ [2 × 0.061 + 0.061 ²] = 0.293

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.293 / 3 = 0.902

fs = M / [As·d·j]

= 2401.338 × 1000 / [127.072 × 146.7 × 0.902] = 142.85 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 142.9) − 2.5 x 84 = 341 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 142.9) = 441 mm > 125 mm ∴ O.K.

22.2 상부슬래브 좌측(하면)

22.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	140	cm	· 헌치 =	50	cm			
· Mu =	551.264	kN.m	· Vu =	1994.541	kN						
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	148.7	cm	· 전단력 d =	127.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 11.172 cm^2 [p = 0.00075]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 52.033 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 48.317 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 19.583 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 52.033 cm^2 > 19.583 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 14.896 cm^2

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

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.0085474]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0122 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5944.62 kN.m > Mu = 551.26 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 824.89 kN < Vu = 1994.541 kN

· 1/2·Φv Vc = 412.45 kN < Vu = 1994.541 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 4.605 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 4.605 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 824.89 + 1455.42 = 2280.31 kN > Vu = 1994.54 kN

Rm = Md / Mu = 10.78 Rs = Φv Vn / Vu = 1.1433

22.3 상부슬래브 중앙부

22.3.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	140	cm				
·	Mu =	3732.978	kN.m	·	Vu =	364.721	kN	· M =	2738.096	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	2	단	
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	132.0	cm	· 전단력 d =	127.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 85.466 cm^2 [p = 0.00647]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 46.2 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 42.9 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 17.5 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 46.2 cm^2 > 17.5 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 113.955 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	TOTAL				=	127.072	cm^2	[p = 0.0096267]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0122 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5224.545 kN.m > Mu = 3732.98 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 824.89 kN > Vu = 364.721 kN

· 1/2·Φv Vc = 412.45 kN > Vu = 364.721 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 824.89 + 727.71 = 1552.6 kN > Vu = 364.72 kN

Rm = Md / Mu = 1.4 Rs = Φv Vn / Vu = 4.257

22.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.0096267 + √ [2 × 0.067 + 0.067 ^{2}] = 0.306

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.306 / 3 = 0.898

fs = M / [As·d·j]

= 2738.096 × 1000 / [127.072 × 132 × 0.898] = 181.78 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 181.8) − 2.5 x 64 = 273 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 181.8) = 347 mm > 125 mm ∴ O.K.

22.4 상부슬래브 우측(상면)

22.4.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	140	cm	· 헌치 =	50	cm			
· Mu =	4999.388	kN.m	· Vu =	1994.570	kN	· M =	2401.342	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	146.7	cm	· 전단력 d =	125.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 102.731 cm^2 [p = 0.00700]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 51.333 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 47.667 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 19.583 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 51.333 cm^2 > 19.583 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 136.975 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	TOTAL				=	127.072	cm^2	[p = 0.008664	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.012 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5858.211 kN.m > Mu = 4999.39 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 811.9 kN < Vu = 1994.57 kN

· 1/2·Φv Vc = 405.95 kN < Vu = 1994.57 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 4.731 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 4.731 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 811.9 + 1432.5 = 2244.4 kN > Vu = 1994.57 kN

Rm = Md / Mu = 1.17 Rs = Φv Vn / Vu = 1.1253

22.4.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.008664 + √ [2 × 0.061 + 0.061 ^{2}] = 0.293

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.293 / 3 = 0.902

fs = M / [As·d·j]

= 2401.342 × 1000 / [127.072 × 146.7 × 0.902] = 142.85 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 142.9) − 2.5 x 84 = 341 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 142.9) = 441 mm > 125 mm ∴ O.K.

22.5 상부슬래브 우측(하면)

22.5.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	140	cm	· 헌치 =	50	cm			
· Mu =	551.251	kN.m	· Vu =	1994.570	kN						
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	148.7	cm	· 전단력 d =	127.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 11.171 cm^2 [p = 0.00075]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 52.033 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 48.317 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 19.583 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 52.033 cm^2 > 19.583 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 14.895 cm^2

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

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.0085474]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0122 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5944.62 kN.m > Mu = 551.25 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 824.89 kN < Vu = 1994.57 kN

· 1/2·Φv Vc = 412.45 kN < Vu = 1994.57 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 4.605 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 4.605 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 824.89 + 1455.42 = 2280.31 kN > Vu = 1994.57 kN

Rm = Md / Mu = 10.78 Rs = Φv Vn / Vu = 1.1433

22.6 하부슬래브 좌측(상면)

22.6.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	140	cm				
·	Mu =	852.682	kN.m	·	Vu =	1436.365	kN				
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	3	단	
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	132.0	cm	· 전단력 d =	122.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 19.522 cm^2 [p = 0.00148]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 46.2 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 42.9 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 17.5 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 46.2 cm^2 > 17.5 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 26.029 cm^2

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

∴ USE As =	H	32	@	125	=	31.768	cm^2	[4.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	25	@	125	=	20.268	cm^2	[4.0	EA/m]
				TOTAL	=	115.572	cm^2	[p = 0.0087555	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 20.143 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 23.698 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0137 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4791.117 kN.m > Mu = 852.68 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 792.41 kN < Vu = 1436.365 kN

· 1/2·Φv Vc = 396.21 kN < Vu = 1436.365 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 2.639 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 2.639 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 792.41 + 969.17 = 1761.58 kN > Vu = 1436.37 kN

Rm = Md / Mu = 5.62 Rs = Φv Vn / Vu = 1.2264

22.7 하부슬래브 좌측(하면)

22.7.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	140	cm				
·	Mu =	2899.338	kN.m	·	Vu =	1436.365	kN	· M =	2136.576	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	2	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	130.0	cm	· 전단력 d =	125.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 67.937 cm^2 [p = 0.00523]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 45.5 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 42.25 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 17.5 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 45.5 cm^2 > 17.5 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 90.583 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.0097748	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.012 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5138.136 kN.m > Mu = 2899.34 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 811.9 kN < Vu = 1436.365 kN

· 1/2·Φv Vc = 405.95 kN < Vu = 1436.365 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 2.498 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 2.498 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 811.9 + 993 = 1804.9 kN > Vu = 1436.37 kN

Rm = Md / Mu = 1.77 Rs = Φv Vn / Vu = 1.2566

22.7.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.0097748 + √ [2 × 0.068 + 0.068 ²] = 0.308

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.308 / 3 = 0.897

fs = M / [As·d·j]

= 2136.576 × 1000 / [127.072 × 130 × 0.897] = 144.19 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 144.2) − 2.5 x 84 = 336 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 144.2) = 437 mm > 125 mm ∴ O.K.

22.8 하부슬래브 중앙부

22.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	3234.528	kN.m	· Vu =	274.717	kN	· M =	2353.564	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	132.0 cm	· 전단력 d =	122.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 74.603 cm^2 [p = 0.00565]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 46.2 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 42.9 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 17.5 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 46.2 cm^2 > 17.5 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 99.471 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	31.768	cm^2	[4.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	31.768	cm^2	[4.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.0096267]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/c = 0.0122 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5224.545 kN.m > Mu = 3234.53 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 792.41 kN > Vu = 274.717 kN

· 1/2·Φv Vc = 396.21 kN > Vu = 274.717 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 792.41 + 484.58 = 1276.99 kN > Vu = 274.72 kN

Rm = Md / Mu = 1.62 Rs = Φv Vn / Vu = 4.6484

22.8.2 철근의 응력 산정

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

= - 7 × 0.0096267 + √ [2 × 0.067 + 0.067 ^{2}] = 0.306

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.306 / 3 = 0.898

fs = M / [As·d·j]

= 2353.564 × 1000 / [127.072 × 132 × 0.898] = 156.25 MPa

s = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 156.3) - 2.5 x 64 = 344 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 156.3) = 403 mm > 125 mm ∴ O.K.

22.9 하부슬래브 우측(상면)

22.9.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	140	cm				
·	Mu =	852.686	kN.m	·	Vu =	1436.461	kN				
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	3	단	
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	132.0	cm	· 전단력 d =	122.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 19.522 cm^2 [p = 0.00148]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 46.2 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 42.9 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 17.5 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 46.2 cm^2 > 17.5 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 26.029 cm^2

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

∴ USE As =	H	32	@	125	=	31.768	cm^2	[4.0	EA/m]
	H	29	@	125	=	25.696	cm^2	[4.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	25	@	125	=	20.268	cm^2	[4.0	EA/m]
				TOTAL	=	141.268	cm^2	[p =	0.0107021]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 24.622 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 28.967 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0107 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5748.797 kN.m > Mu = 852.69 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 792.41 kN < Vu = 1436.461 kN

· 1/2·Φv Vc = 396.21 kN < Vu = 1436.461 kN

[∵ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 2.640 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 2.640 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 792.41 + 969.17 = 1761.58 kN > Vu = 1436.46 kN

Rm = Md / Mu = 6.74 Rs = Φv Vn / Vu = 1.2263

22.10 하부슬래브 우측(하면)

22.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	140	cm						
· Mu =	2899.308	kN.m	· Vu =	1436.461	kN	· M =	2136.554	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	130.0	cm	· 전단력 d =	125.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 67.936 cm^2 [p = 0.00523]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 45.5 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 42.25 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 17.5 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 45.5 cm^2 > 17.5 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 90.581 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	TOTAL				=	127.072	cm^2	[p = 0.0097748	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.012 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5138.136 kN.m > Mu = 2899.31 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 811.9 kN < Vu = 1436.461 kN

· 1/2·Φv Vc = 405.95 kN < Vu = 1436.461 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 2.498 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 2.498 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 811.9 + 993 = 1804.9 kN > Vu = 1436.46 kN

Rm = Md / Mu = 1.77 Rs = Φv Vn / Vu = 1.2565

22.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.0097748 + √ [2 × 0.068 + 0.068 ^{2}] = 0.308

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.308 / 3 = 0.897

fs = M / [As·d·j]

= 2136.554 × 1000 / [127.072 × 130 × 0.897] = 144.19 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 144.2) − 2.5 x 84 = 336 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 144.2) = 437 mm > 125 mm ∴ O.K.

22.11 좌측벽체 상부

22.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	벽체				
· B =	100	cm	· H =	160	cm	· 헌치 =	50	cm			
· Mu =	5779.095	kN.m	· Vu =	1259.410	kN	· M =	3686.648	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	166.7	cm	· 전단력 d =	145.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 104.801 cm^2 [p = 0.00629]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 58.333 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 54.167 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 22.083 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 58.333 cm^2 > 22.083 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 139.735 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	TOTAL				=	127.072	cm^2	[p = 0.0076243	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0143 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 6722.3 kN.m > Mu = 5779.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 941.8 kN < Vu = 1259.41 kN

· 1/2·Φv Vc = 470.9 kN < Vu = 1259.41 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 1.095 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.095 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 941.8 + 1151.88 = 2093.68 kN > Vu = 1259.41 kN

Rm = Md / Mu = 1.16 Rs = Φv Vn / Vu = 1.6624

22.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.0076243 + √ [2 × 0.053 + 0.053 ^{2}] = 0.278

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.278 / 3 = 0.907

fs = M / [As·d·j]

= 3686.648 × 1000 / [127.072 × 166.7 × 0.907] = 191.92 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 191.9) − 2.5 x 84 = 200 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 191.9) = 328 mm > 125 mm ∴ O.K.

22.12 좌측벽체 중앙부(외측)

22.12.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	벽체		
·	B =	100	cm	·	H =	160	cm				
·	Mu =	4516.819	kN.m	·	Vu =	832.241	kN	· M =	3331.719	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	2	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	150.0	cm	· 전단력 d =	145.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 91.292 cm^2 [p = 0.00609]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 52.5 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 48.75 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 20 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 52.5 cm^2 > 20 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 121.723 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.0084715	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/c = 0.0143 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 6002.226 kN.m > Mu = 4516.82 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 941.8 kN > Vu = 832.241 kN

· 1/2·Φv Vc = 470.9 kN < Vu = 832.241 kN

[∵ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30 cm

0.35 b0 s / fy = 2.625 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 2.625 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 941.8 + 575.94 = 1517.74 kN > Vu = 832.24 kN

Rm = Md / Mu = 1.33 Rs = Φv Vn / Vu = 1.8237

22.12.2 철근의 응력 산정

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

= - 7 × 0.0084715 + √ [2 × 0.059 + 0.059 ^{2}] = 0.29

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.29 / 3 = 0.903

fs = M / [As·d·j]

= 3331.719 × 1000 / [127.072 × 150 × 0.903] = 193.57 MPa

s = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 193.6) - 2.5 x 84 = 197 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 193.6) = 325 mm > 125 mm ∴ O.K.

22.13 좌측벽체 하부(외측)

22.13.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	벽체		
·	B =	100	cm	·	H =	160	cm				
·	Mu =	4580.657	kN.m	·	Vu =	1341.733	kN	· M =	3377.809	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	2	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	150.0	cm	· 전단력 d =	145.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 92.582 cm^2 [p = 0.00617]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 52.5 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 48.75 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 20 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 52.5 cm^2 > 20 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 123.443 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.0084715	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0143 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 6002.226 kN.m > Mu = 4580.66 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 941.8 kN < Vu = 1341.733 kN

· 1/2·Φv Vc = 470.9 kN < Vu = 1341.733 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 1.379 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.379 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 941.8 + 1151.88 = 2093.68 kN > Vu = 1341.73 kN

Rm = Md / Mu = 1.31 Rs = Φv Vn / Vu = 1.5604

22.13.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.0084715 + √ [2 × 0.059 + 0.059 ^{2}] = 0.29

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.29 / 3 = 0.903

fs = M / [As·d·j]

= 3377.809 × 1000 / [127.072 × 150 × 0.903] = 196.25 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 196.3) − 2.5 x 84 = 191 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 196.3) = 321 mm > 125 mm ∴ O.K.

22.14 좌측벽체 하부(내측)

22.14.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	벽체	
· B =	100	cm	· H =	160	cm			
· Mu =	686.059	kN.m	· Vu =	1341.733	kN			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	152.0 cm	· 전단력 d =	152.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 13.678 cm^2 [p = 0.00090]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 53.2 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 49.4 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 20 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 53.2 cm^2 > 20 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 18.237 cm^2

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

∴ USE As = H 25 @ 125 = 40.536 cm^2 [8.0 EA/m]

TOTAL = 40.536 cm^2 [p = 0.0026668]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 7.065 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 8.312 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0519 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2046.215 kN.m > Mu = 686.06 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 987.27 kN < Vu = 1341.733 kN

· 1/2·Φv Vc = 493.64 kN < Vu = 1341.733 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 1.166 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.166 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 987.27 + 1207.49 = 2194.76 kN > Vu = 1341.73 kN

Rm = Md / Mu = 2.98 Rs = Φv Vn / Vu = 1.6358

22.15 우측벽체 상부(외측)

22.15.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	벽체				
· B =	100	cm	· H =	160	cm	· 헌치 =	50	cm			
· Mu =	5779.125	kN.m	· Vu =	1259.408	kN	· M =	3686.654	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	166.7	cm	· 전단력 d =	145.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 104.802 cm^2 [p = 0.00629]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 58.333 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 54.167 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 22.083 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 58.333 cm^2 > 22.083 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 139.736 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	TOTAL				=	127.072	cm^2	[p = 0.0076243	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0143 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 6722.3 kN.m > Mu = 5779.13 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 941.8 kN < Vu = 1259.408 kN

· 1/2·Φv Vc = 470.9 kN < Vu = 1259.408 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 1.095 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.095 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 941.8 + 1151.88 = 2093.68 kN > Vu = 1259.41 kN

Rm = Md / Mu = 1.16 Rs = Φv Vn / Vu = 1.6624

22.15.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.0076243 + √ [2 × 0.053 + 0.053 ^{2}] = 0.278

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.278 / 3 = 0.907

fs = M / [As·d·j]

= 3686.654 × 1000 / [127.072 × 166.7 × 0.907] = 191.92 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 191.9) − 2.5 x 84 = 200 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 191.9) = 328 mm > 125 mm ∴ O.K.

22.16 우측벽체 중앙부(외측)

22.16.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	벽체		
·	B =	100	cm	·	H =	160	cm				
·	Mu =	4516.825	kN.m	·	Vu =	832.243	kN	· M =	3331.724	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	2	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	150.0	cm	· 전단력 d =	145.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 91.292 cm^2 [p = 0.00609]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 52.5 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 48.75 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 20 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 52.5 cm^2 > 20 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 121.723 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.0084715	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/c = 0.0143 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 6002.226 kN.m > Mu = 4516.83 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 941.8 kN > Vu = 832.243 kN

· 1/2·Φv Vc = 470.9 kN < Vu = 832.243 kN

[∵ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30 cm

0.35 b0 s / fy = 2.625 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 2.625 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 941.8 + 575.94 = 1517.74 kN > Vu = 832.24 kN

Rm = Md / Mu = 1.33 Rs = Φv Vn / Vu = 1.8237

22.16.2 철근의 응력 산정

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

= - 7 × 0.0084715 + √ [2 × 0.059 + 0.059 ^{2}] = 0.29

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.29 / 3 = 0.903

fs = M / [As·d·j]

= 3331.724 × 1000 / [127.072 × 150 × 0.903] = 193.57 MPa

s = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 193.6) - 2.5 x 84 = 197 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 193.6) = 325 mm > 125 mm ∴ O.K.

22.17 우측벽체 하부(외측)

22.17.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	벽체		
·	B =	100	cm	·	H =	160	cm				
·	Mu =	4580.664	kN.m	·	Vu =	1341.730	kN	· M =	3377.814	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	2	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	150.0	cm	· 전단력 d =	145.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 92.582 cm^2 [p = 0.00617]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	= 0.0035	⇒ MIN	As =	52.5 cm^2	
Pmin2	= 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒ MIN	As =	48.75 cm^2	
Pmin3	= 0.0025·B·t		⇒ MIN	As =	20 cm^2	[일면 As]
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	= 0.0035	⇒ MIN	As =	52.5 cm^2	> 20 cm^2
		4/3·Req As	⇒ MIN	As =	123.443 cm^2	

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.0084715]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0143 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 6002.226 kN.m > Mu = 4580.66 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 941.8 kN < Vu = 1341.73 kN

· 1/2·Φv Vc = 470.9 kN < Vu = 1341.73 kN

[∵ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 1.379 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.379 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 941.8 + 1151.88 = 2093.68 kN > Vu = 1341.73 kN

Rm = Md / Mu = 1.31 Rs = Φv Vn / Vu = 1.5604

22.17.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.0084715 + √ [2 × 0.059 + 0.059 ²] = 0.29

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.29 / 3 = 0.903

fs = M / [As·d·j]

= 3377.814 × 1000 / [127.072 × 150 × 0.903] = 196.25 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 196.3) − 2.5 x 84 = 191 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 196.3) = 321 mm > 125 mm ∴ O.K.

22.18 우측벽체 하부(내측)

22.18.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	벽체	
·	B =	100	cm	·	H =	160	cm			
·	Mu =	686.044	kN.m	·	Vu =	1341.730	kN			
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	152.0	cm	· 전단력 d =	152.0	cm		

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 13.678 cm^2 [p = 0.00090]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 53.2 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 49.4 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 20 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 53.2 cm^2 > 20 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 18.237 cm^2

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

∴ USE As = H 25 @ 125 = 40.536 cm^2 [8.0 EA/m]

TOTAL = 40.536 cm^2 [p = 0.0026668]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 7.065 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 8.312 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/c = 0.0519 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2046.215 kN.m > Mu = 686.04 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 987.27 kN < Vu = 1341.73 kN

· 1/2·Φv Vc = 493.64 kN < Vu = 1341.73 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 1.166 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.166 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 987.27 + 1207.49 = 2194.76 kN > Vu = 1341.73 kN

Rm = Md / Mu = 2.98 Rs = Φv Vn / Vu = 1.6358

22.19【 우측벽체 - 소화전함 중앙외측 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1155.000	100.000	955.000	3136.770	4516.830	1439.962

㉯ 철근비 검토

As = 19060.800 mm² (인장중심 = 200.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H32- 8.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0200) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1155.0 x 1000.0 = 26507250.0 N

Cs = As x fy = 7624320.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (26507250.0 x 577.50 + 7624320.0 x 200.000 + 1621440.0 x 1075.000) / 35753010.0
= 519.560 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 573.000 mm, ab = k1 x cb = 487.050 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 487050.000 = 11177.797 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 7624.320 kN

Pb = 11177.797 + 1528.410 - 7624.320 = 5081.887 kN

Mb = Cc x 276.035 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7666.112 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 1508.517 mm, e = Mu/Pu = 1439.962 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 577.181 mm, a = k1 x c = 490.604 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 490603.829 = 11259.358 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 7486.248 kN

Pn = 11259.358 + 1528.410 - 7486.248 = 5301.520 kN

Mn = Cc x 274.259 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7633.947 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1439.954)| = 0.0077 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1155.00 - 100.00 = 1055.000 mm

c = 577.181 mm, a = k1 x c = 490.604 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1055.00-577.18) / 577.18 = 0.00248

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.68 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0025-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.682

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28178.028 kN ≥ Pn = 5301.520 kN

ΦPn = 0.68 x 5301.520 = 3616.891 kN ≥ Pu = 3136.770 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.440 = 5208.186 kN.m ≥ Mu = 4516.830 kN.m ∴ O.K

㈐ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 955.00 = 740.619 kN

< Vu (= 832.240 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (832.240 - 740.619) x 300.00 / (400.0 x 955.00 x Φ) = 95.938 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 955.00 / 300.00 = 322.663 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 955.00 = 3308.217 kN ≥ 322.663 kN ∴ O.K

s = 300.000 ≤ 477.500 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (987.492 + 322.663) = 982.616 kN ≥ 832.240 kN ∴ O.K

22.20【 우측벽체 - 소화전함 중앙내측 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1155.000	80.000	1075.000	3136.770	658.370	209.888

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 19060.800 mm² (압축중심 = 200.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H32- 8.0EA, d1 = 300.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0200) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1155.0 x 1000.0 = 26507250.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 7624320.0 N

Xp = (26507250.0 x 577.50 + 1621440.0 x 80.000 + 7624320.0 x 955.000) / 35753010.0

= 635.440 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 645.000 mm, ab = k1 x cb = 548.250 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 548250.000 = 12582.338 kN, ∑Csi = 7186.875 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 12582.338 + 7186.875 - 1621.440 = 18147.772 kN

Mb = Cc x 361.315 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6285.404 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 346.346 mm, e = Mu/Pu = 209.888 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 888.602 mm, a = k1 x c = 755.312 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 755311.918 = 17334.409 kN

∑Csi = 7186.875 kN, ∑Tsi = 510.182 kN

Pn = 17334.409 + 7186.875 - 510.182 = 24011.101 kN

Mn = Cc x 257.784 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5039.846 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=209.896)| = 0.0086 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1155.00 - 80.00 = 1075.000 mm

c = 888.602 mm, a = k1 x c = 755.312 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1075.00-888.60) / 888.60 = 0.00063

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

㉮ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28178.028 kN ≥ Pn = 24011.101 kN

ΦPn = 0.65 x 24011.101 = 15607.216 kN ≥ Pu = 3136.770 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.210 = 3275.765 kN.m ≥ Mu = 658.370 kN.m ∴ O.K

㉯ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1075.00 = 833.681 kN

≥ Vu (= 832.240 kN) , 전단보강 불필요.

23. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 5958.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K
H16 - 13.3EA (차도부 수평철근)

9) 하부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 5296.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K
H16 - 6.7EA (차도부 수평철근)

10) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 5296.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K
H16 - 6.7EA (차도부 수평철근)

11) 좌측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

12) 좌측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

13) 좌측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

14) 좌측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

15) 좌측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

16) 우측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

17) 우측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

18) 우측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

19) 우측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

20) 우측벽체 : 하부_내측

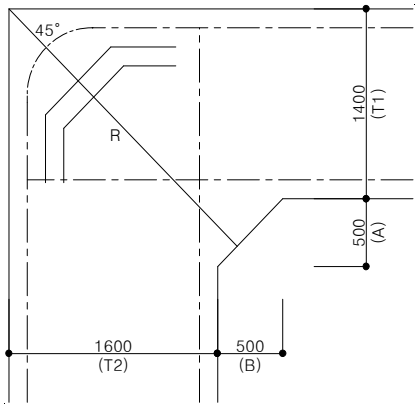
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

24. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3781.256 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 3781.256 kN.m

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

$$= 2474.874 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3781.26 \times 10^6}{2474.874^2 \times 1000} = 3.087 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3781.26 \times 10^6}{2474.874 \times 180} = 16976.202 \text{ mm}$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 16976.202 mm² - 6353.600 mm²

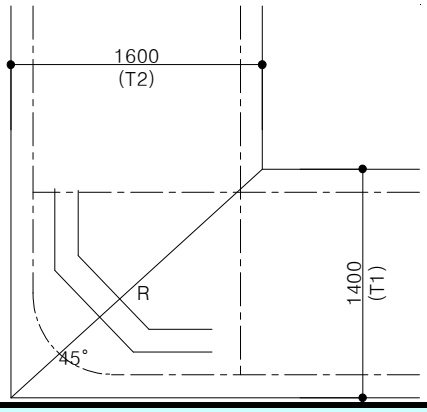
= 10622.602 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8EA

∴ Total As = 12707.200 mm² > Req'd As (= 10622.602 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3445.967 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 3445.967 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2126.029$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3445.97 \times 10^6}{2126.029^2 \times 1000} = 3.812 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3445.97 \times 10^6}{2126.029 \times 180} = 18009.406 \text{ mm}$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 18009.406 mm² - 6353.600 mm²

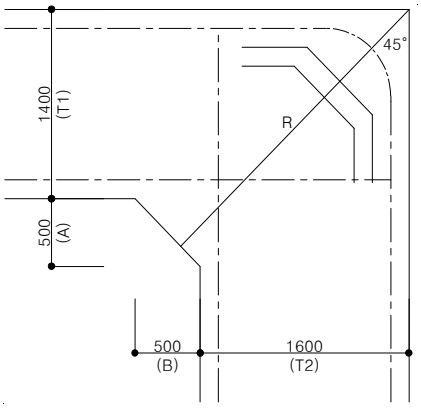
= 11655.806 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8EA

∴ Total As = 12707.200 mm² > Req'd As (= 11655.806 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3781.261 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 3781.261 kN.m

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

$$= 2474.874 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3781.26 \times 10^6}{2474.874^2 \times 1000} = 3.087 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3781.26 \times 10^6}{2474.874 \times 180} = 16976.224 \text{ mm}$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 16976.224 mm² - 6353.600 mm²

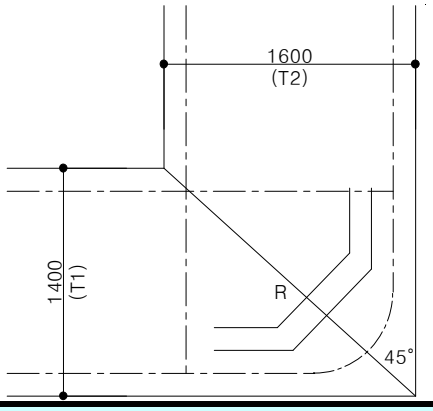
= 10622.624 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8EA

∴ Total As = 12707.200 mm² > Req'd As (= 10622.624 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3445.972 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 3445.972 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2126.029$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3445.97 \times 10^6}{2126.029^2 \times 1000} = 3.812 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3445.97 \times 10^6}{2126.029 \times 180} = 18009.432 \text{ mm}$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 18009.432 mm² - 6353.600 mm²

= 11655.832 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8EA

∴ Total As = 12707.200 mm² > Req'd As (= 11655.832 mm²) ----------> O.K !!!

25. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1417	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	321.892	O.K	2.575
		좌측 (하면)	1	1270	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	1270	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	256.072	O.K	2.049
		우측 (상면)	3	1417	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	321.891	O.K	2.575
		우측 (하면)	3	1270	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1217	H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	4	1250	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	314.420	O.K	2.515
		중앙부	5	1140	H32 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA	125	272.255	O.K	2.178
		우측 (상면)	6	1180	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	6	1250	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	314.426	O.K	2.515
좌측벽체	1층	상부	7	1617	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	187.685	O.K	1.501
		중앙부	8	1450	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	182.794	O.K	1.462
		중앙부	8	1520	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	9	1450	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	177.435	O.K	1.419
		하부	9	1520	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	10	1606	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	184.947	O.K	1.480
		중앙부	11	1450	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	182.794	O.K	1.462
		중앙부	11	1520	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	12	1450	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	177.434	O.K	1.419
		하부	12	1520	H25 - 8.0EA	-	-	-	-

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2401.338 x 1000000 / [12707.200 x (1416.667 - 420.891/3)]
= 148.056 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1416.7/(7x12707.200)]
= 420.891 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 148.06) - 2.5 x 84.00 = 321.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 148.06) = 425.51 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 321.89 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 321.89 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2738.096 x 1000000 / [12707.200 x (1270.000 - 394.626/3)]
= 189.270 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1270.0/(7x12707.200)]
= 394.626 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 189.27) - 2.5 x 64.00 = 256.07 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 189.27) = 332.86 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 256.07 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 256.07 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2401.342 x 1000000 / [12707.200 x (1416.667 - 420.891/3)]
= 148.057 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1416.7/(7x12707.200)]
= 420.891 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 148.06) - 2.5 x 84.00 = 321.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 148.06) = 425.51 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 321.89 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 321.89 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2136.576 x 1000000 / [12707.200 x (1250.000 - 390.933/3)]
= 150.166 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1250.0/(7x12707.200)]
= 390.933 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 150.17) - 2.5 x 84.00 = 314.42 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 150.17) = 419.54 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 314.42 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 314.42 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2353.564 x 1000000 / [12707.200 x (1140.000 - 370.091/3)]
= 182.184 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1140.0/(7x12707.200)]
= 370.091 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 260.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)
3단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 182.18) - 2.5 x 64.00 = 272.26 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 182.18) = 345.80 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 272.26 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 272.26 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2136.554 x 1000000 / [12707.200 x (1250.000 - 390.933/3)]
= 150.164 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1250.0/(7x12707.200)]
= 390.933 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 150.16) - 2.5 x 84.00 = 314.43 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 150.16) = 419.54 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 314.43 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 314.43 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3686.648 x 1000000 / [12707.200 x (1616.667 - 454.666/3)]
= 198.021 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1616.7/(7x12707.200)]
= 454.666 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 198.02) - 2.5 x 84.00 = 187.69 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 198.02) = 318.15 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 187.69 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 187.69 mm) ∴ O.K

8) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3331.719 x 1000000 / [12707.200 x (1450.000 - 426.674/3)]
= 200.487 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1450.0/(7x12707.200)]
= 426.674 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 200.49) - 2.5 x 84.00 = 182.79 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 200.49) = 314.24 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 182.79 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 182.79 mm) ∴ O.K

9) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3377.809 x 1000000 / [12707.200 x (1450.000 - 426.674/3)]
= 203.260 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1450.0/(7x12707.200)]
= 426.674 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 203.26) - 2.5 x 84.00 = 177.43 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 203.26) = 309.95 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 177.43 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 177.43 mm) ∴ O.K

10) 우측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3686.654 x 1000000 / [12707.200 x (1606.000 - 452.918/3)]
= 199.394 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1606.0/(7x12707.200)]
= 452.918 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 199.39) - 2.5 x 84.00 = 184.95 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 199.39) = 315.96 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 184.95 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 184.95 mm) ∴ O.K

11) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3331.724 x 1000000 / [12707.200 x (1450.000 - 426.674/3)]
= 200.487 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1450.0/(7x12707.200)]
= 426.674 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 200.49) - 2.5 x 84.00 = 182.79 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 200.49) = 314.24 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 182.79 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 182.79 mm) ∴ O.K

12) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3377.814 x 1000000 / [12707.200 x (1450.000 - 426.674/3)]
= 203.260 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1450.0/(7x12707.200)]
= 426.674 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 203.26) - 2.5 x 84.00 = 177.43 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 203.26) = 309.95 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 177.43 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 177.43 mm) ∴ O.K

13) 소화전함_외측벽체

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3331.720 x 1000000 / [19060.800 x (955.000 - 388.729/3)]
= 211.763 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x19060.800/1000.0 + 7x19060.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x955.0/(7x19060.800)]
= 388.729 mm

사용철근량 = 19060.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 211.76) - 2.5 x 84.00 = 161.88 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 211.76) = 297.50 mm
Sa는 작은 값인 161.88 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 161.88 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 12.250 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.40 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
T = 12.250 / 28
T = 0.438 m < 1.400 m ----------> O.K

26. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

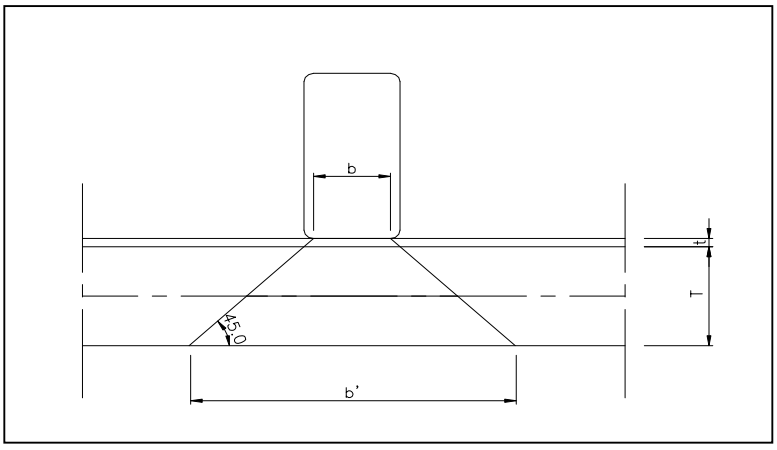
1) 고정하중

- 구체자중 = 1282.950 / 13.850 = 92.632 kN/m²
- 상부연직하중 = 287.125 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 9.000 kN/m²
- 상재활하중 = 10.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

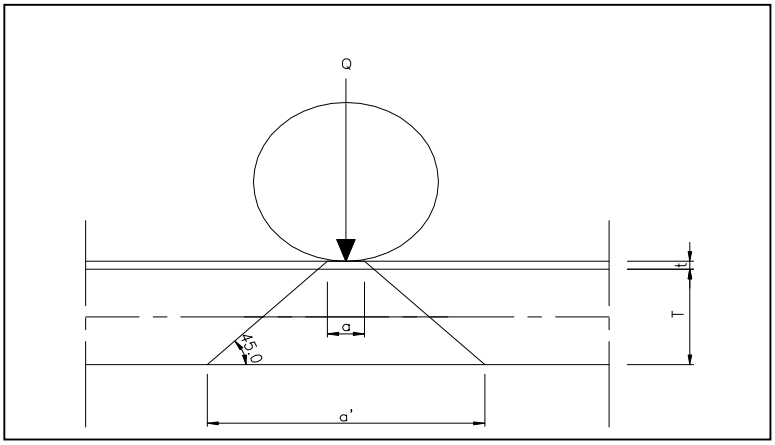


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 1400 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.400 + 0.080) × cot 45°

= 3.460 m



a' = 0.200 + 2 × (1.400 + 0.080) × cot 45°

= 3.160 m

Qz = 96.0 / (3.460 × 3.160)= 8.780 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 92.63 + 287.13 + 19.00 + 1.84 + 8.78

= 409.377 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력 : Terzaghi식 사용

$Qu = \alpha\ c\ Nc + q\ Nq + \beta\ r1\ B'\ Nr$

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)

α,β : 기초의 형상계수 (직사각형, $\alpha = 1 + 0.3\ B'/ L$, $\beta = 0.5 - 0.1\ B'/ L$)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수 (Nc=90.599, Nq=75.671, Nr=88.997)

c = 0.000 kN/m² r1 = 10.000 kN/m³ r2 = 10.000 kN/m³

Df = 1.000 m B = 13.850 m q = 10.000 kN/m²

L = 39.990 m

$\Phi = 15 + \sqrt{12N} = 39.495$, N = 50

$Nq = a^2 / (2\cos^2 (45+\Phi/2))$, $a = e^{[(0.75\pi-\Phi/2)\tan\Phi]}$

$Nc = (Nq-1)\cot\Phi$

$Nr = \tan\Phi/2 \times (Kpr/\cos^2\ \Phi - 1)$

Qu = 1.104 × 0.000 × 90.599 + 10.000 × 75.671 + 0.465 × 10.000 × 13.850 × 88.9

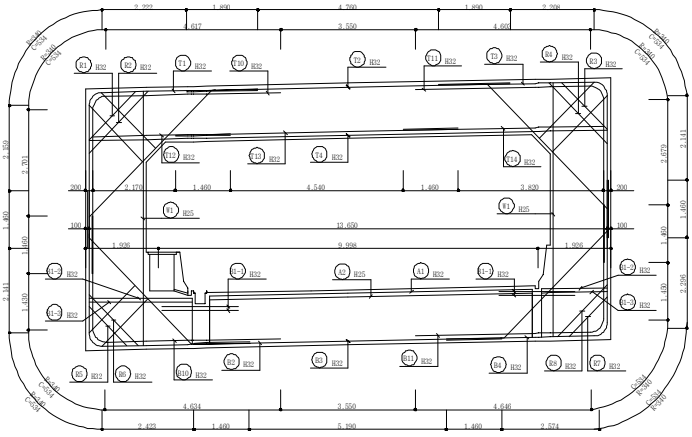
= 6492.860 kN/m²

Qa = Qu / 3 = 6492.860 / 3 = 2164.287 kN/m² > 600.000 kN/m²

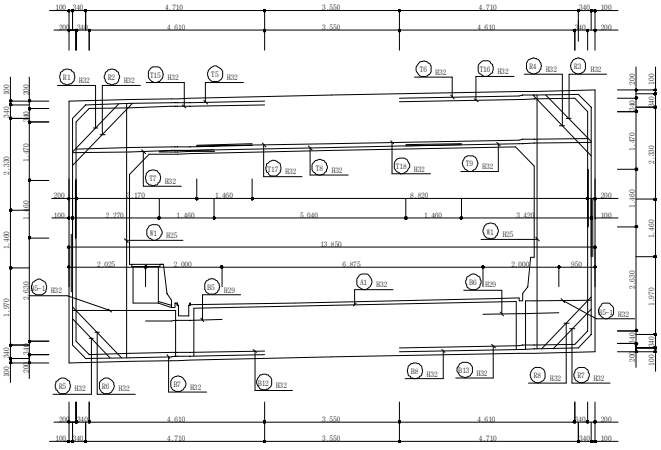
Qa' = 600.000 kN/m² > Qmax = 409.377 kN/m² ..... O.K !!!

27. 주철근 조립도

CYCLE-1 (@250)



CYCLE-2 (@250)



28. 물분무시설 보강철근

☐ 시점측 물분무시설 BOX-7(우측벽체) Block-out 보강철근량 적정성 검토

(1) Block-out에 의해 공제되는 철근

- 주철근	:	H	25	-	35	ea	=	17734.50	㎟
- 배력철근	:	H	16	-	17	ea	=	3376.20	㎟
철근량산정							=	**21110.70**	㎟

(2) Block-out부 보강 철근

- 보강(수평)	:	H	25	-	18	ea	=	9120.60	㎟
- 보강(수직)	:	H	25	-	36	ea	=	18241.20	㎟
철근량산정							=	**27361.80**	㎟

(3) 보강 철근량 검토

보강철근량(27361.8㎟) > 공제철근량(21110.7㎟) ……O.K

▨ 구조 설계 요약

멘트 = kN·m 전단력 = kN

구 조 계 산 서									
부 재		작용력(모멘트)		작용력(전단력)		저 항 력		안전율	
		상 시	지 진 시	상 시	지 진 시	모멘트	전단력	모멘트	전단력
상부슬래브	좌측단부	2244.2	2522.0	1216.0	662.3	5138.14	1949.29	2.04	1.60
	우측단부	2090.4	1907.6	1125.8	585.0	5138.14	1949.29	2.46	1.73
	중앙부	1321.9	1233.5	143.5	221.7	2839.90	889.84	2.15	4.01
중간슬래브	좌측단부	3698.1	4615.0	1887.3	1807.8	4922.11	3823.97	1.07	2.03
	우측단부	4279.2	2962.6	3258.8	1513.5	7024.37	3823.97	1.64	1.17
	중앙부	3204.7	2380.5	394.1	825.1	5008.52	857.37	1.56	1.04
하부슬래브	좌측단부	5399.2	2667.2	3180.5	1018.0	7024.37	3823.97	1.30	1.20
	우측단부	5744.5	2594.8	2925.5	989.6	7024.37	3823.97	1.22	1.31
	중앙부	4747.7	1521.0	68.8	510.9	5008.52	824.89	1.05	1.61
2층 좌측 벽체 (공기정화시설)	상단부	2244.2	2522.0	1150.3	865.2	4490.07	3529.82	1.78	3.07
	중앙부	1401.1	2123.7	268.9	979.6	2515.86	792.41	1.18	0.81
	하단부	698.2	2403.6	1098.8	979.6	4490.07	3529.82	1.87	3.21
1층 좌측 벽체 (본체)	상단부	4149.5	2507.3	909.2	808.0	5786.20	2165.88	1.39	2.38
	중앙부	0.1	13.1	0.1	605.6	2046.22	987.27	156.30	1.63
	하단부	5399.2	2667.2	1499.2	605.6	8320.50	2165.88	1.54	1.44
2층 우측 벽체 (공기정화시설)	상단부	2090.4	1907.6	1150.3	762.2	3193.93	2647.37	1.53	2.30
	중앙부	1548.4	1800.4	273.3	937.0	2203.37	597.56	1.22	0.64
	하단부	669.2	1592.9	1107.8	937.0	3280.34	2706.20	2.06	2.44
1층 우측 벽체 (본체)	상단부	4279.2	2962.6	900.3	910.2	8320.50	2165.88	1.94	2.38
	중앙부	0.1	16.1	0.1	699.6	2046.22	987.27	127.13	1.41
	하단부	5744.5	2594.8	1513.3	699.6	8450.12	2194.76	1.47	1.45

1. 설계조건 (상 시)

1) 형　　식 : 철근 콘크리트

2) 기 초 형 식 : 직 접 기 초

3) 토 질 정 수 :

① 단 위 체 적 중 량 : γs = 19.00 kN/m³ (지하수 비고려시)
: γs' = 10.00 kN/m³ (지하수 고려시)
② 뒷채움재 내부마찰각 : Φ = 30 °
③ 기초지반의 내부마찰각 : Φ = 42.4 °
④ 기 초 부 N 치 : N = 50
⑤ 토 압 계 수 : 정지토압계수 적용
Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin 30 = 0.500

4) 하 중

① 고정하중
* 철근 콘크리트 : γc = 25.00 kN/m³
* 무근 콘크리트 : γc = 23.50 kN/m³
* 포 장 , 아스팔트 : γc = 23.00 kN/m³

② 활 하 중 : DB-24 하중으로 충격을 포함시키며 토피에 따른 활하중(충격포함), L은 다음과 같다.

토피고(D,m)	노면활하중(Pvℓ,kN/㎡)	비　　고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

③ 수 압

단 위 체 적 중 량 : γw = 10.00 kN/m³

* 지하수위고 : GL = -1.000 m

5) 강도감소계수

* 휨 : Φf = 0.85

* 전 단 : Φv = 0.75

6) 사 용 재 료

① 콘 크 리 트 강 도 : fck = 27 MPa

② 콘크리트 탄성계수 : Ec = 26702 MPa ---도.설 2.3.3

③ 철 근 항 복 강 도 : fy = 400 MPa

④ 철 근 탄성계수 : Es = 200000 MPa ---콘.구 P67

7) 지진시 수평력

① 내진등급 : 1 등급

② 위험도계수 : 1.4

③ 지진구역 : 0.11

④ 가속도계수 : A = 0.154

⑤ 지반계수 : S = 1.2

⑥ 지진시 하중 : 응답변위법 적용

8) 설 계 방 법

① 안 정 성 검 토 : 극한강도 설계법

② 사 용 성 검 토 : 허용응력 설계법

처 짐 검 토

균 열 검 토

피 로 응 력 검 토

③ 설계피복두께(mm)

	슬래브	벽체	기초	중간 슬래브	비 고
내 벽	80	80	80	80	
외 벽	100	100	100(100)	80	( ) 버림콘크리트 시공시

9) 참 고 서 적

① 도로교설계기준 [2010] ----- 국토해양부

② 도로교설계기준·해설 [2008] ----- 건설교통부

③ 콘크리트구조기준 [2012] ----- 국토해양부

④ 도로설계편람 ----- 건설교통부

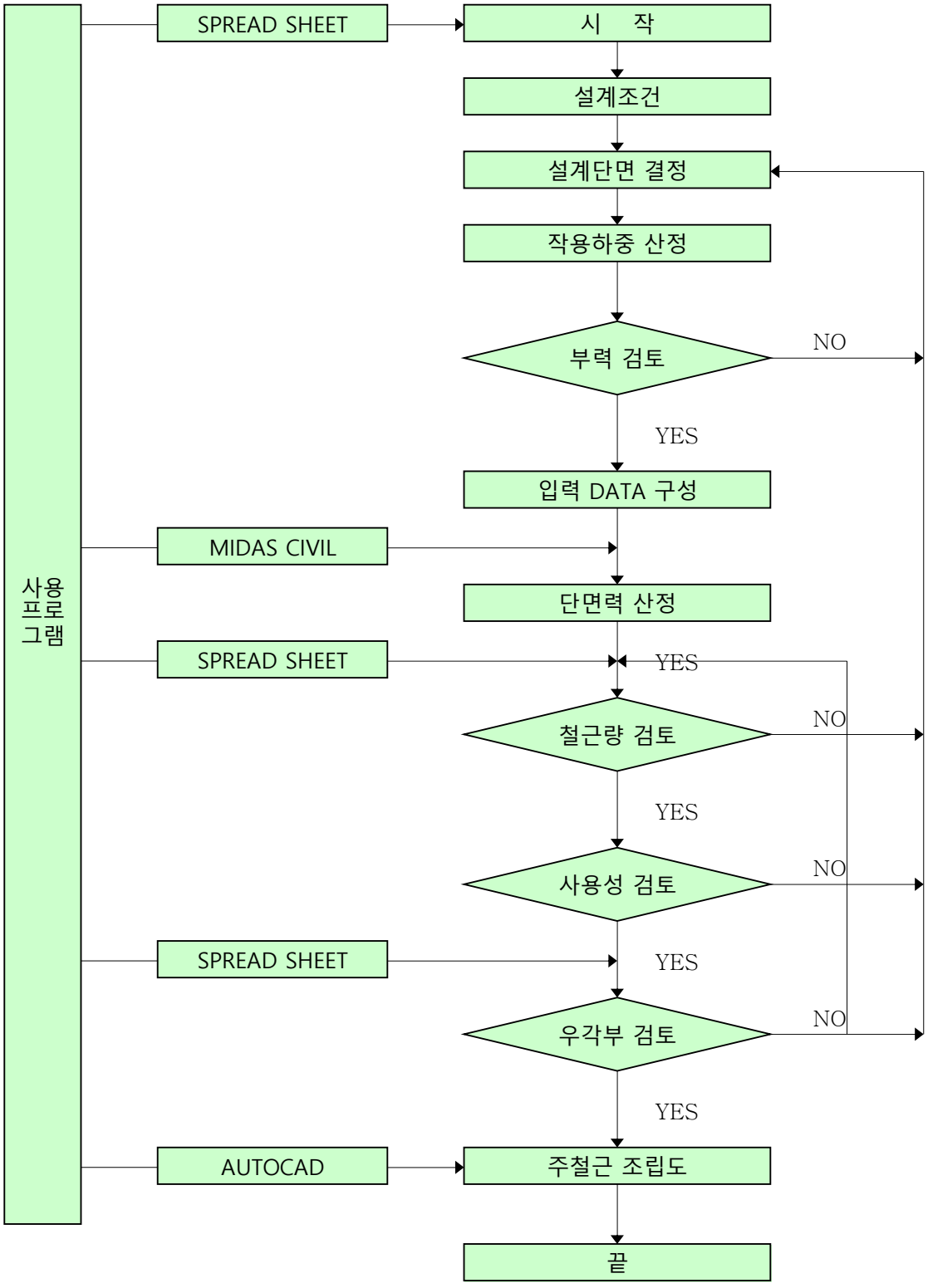
⑤ 지중구조물의 내진설계 ----- 한국지진공학회

⑥ 구조물 기초설계기준·해설 [2009] ----- 건설교통부

10) 사용 프로그램

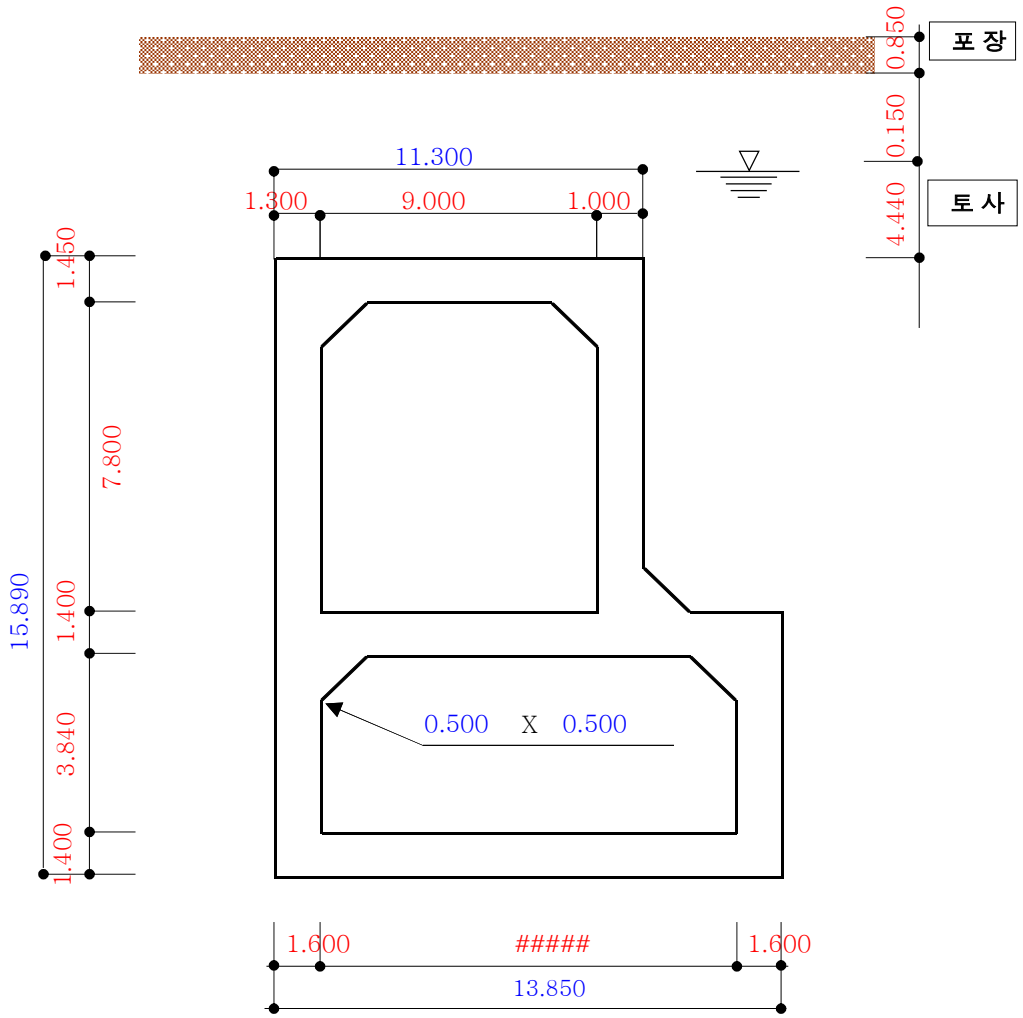
- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

11) 설계흐름도



2. 단면가정

철근 콘크리트



3. 하 중

1) 고정하중 - 자 중

①	상부슬라브	:	1.450	x	11.300	x	25.00				=	409.625	kN
②	측벽1	:	7.800	x	1.300	x	25.00	x	2 ea		=	507.000	kN
②	측벽2	:	1.600	x	3.840	x	25.00	x	2 ea		=	307.200	kN
④	중간슬라브	:	1.400	x	13.850	x	25.00				=	484.750	kN
③	하부슬라브	:	1.400	x	13.850	x	25.00				=	484.750	kN
④	헌 치	:	0.500	x	0.500	x	1/2	x	25.00	x 5 ea	=	15.625	kN
										Σ	=	2208.950	KN

2) 2차 고정하중 - 기계하중

변압실 기계하중/(기계면적)

기계하중 : 1910.0 / 9.90 = 192.929 kN/m^2

2) 연직토압(Hv)

① 지하수 없을때 (CASE-1)

· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	4.590	x	19.000	=	87.210 kN/㎡
					∑ Wt1	=	106.760 kN/㎡

- 하부반력산정 : 106.760 KN

② 지하수 있을때 (CASE-2)

· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	0.150	x	19.000	=	2.850 kN/㎡
· 수중토사 :	1.0	x	4.440	x	10.000	=	44.400 kN/㎡
					∑ Wt2	=	66.800 kN/㎡

- 하부반력산정 : 66.800 KN

3) 노면 활하중 (CASE-3)

- 토피 / B ≥ 0.5

토피고(D,m)	노면활하중(Pvℓ,kN/㎡)	비 고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

노면 활하중 : = 15.00 kN/㎡

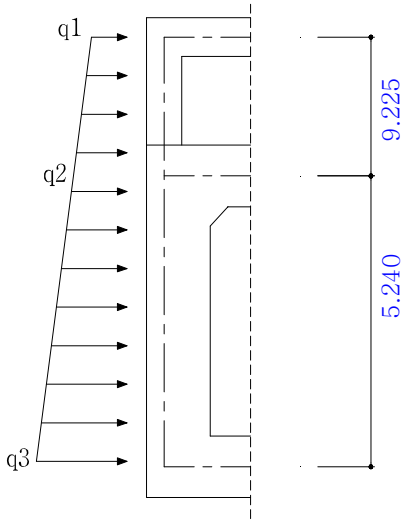
하부반력산정 : = 15.00 kN/㎡

4) 노면 활하중에 의한 측벽 토압

상재하중 q x Ko = 15.000 x 0.500 = 7.500 kN/㎡

3) 토 압

* 정지토압계수 Ko = 1 - sin 30 = 0.500



[토압 작용 단면도]

(1) 지하수 비고려시 (CASE-1)

q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 4.590 x 19.00) = 53.380 kN/㎡

q2 = 53.38 + 0.500 x 9.225 x 19.00 = 141.018 kN/㎡

q3 = 141.02 + 0.500 x 5.240 x 19.00 = 190.798 kN/㎡

(2) 지하수 고려시 (CASE-2)

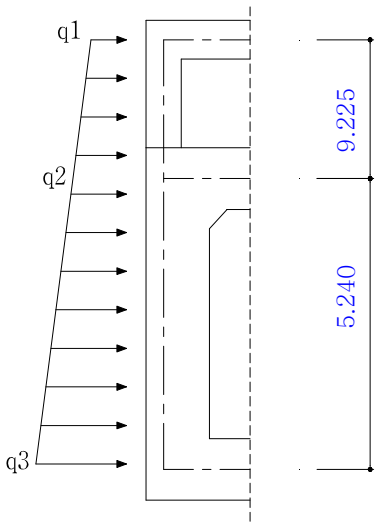
q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 0.150 x 19.00) = 32.650 kN/㎡

+ 4.290 x 10.00)

q2 = 32.65 + 0.500 x 9.225 x 10.00 = 78.775 kN/㎡

q3 = 78.78 + 0.500 x 5.240 x 10.00 = 104.975 kN/㎡

5) 수 압



[수압 작용 단면도]

(1) 연직수압 - 상부슬래브 (CASE-6)

qwt1 = 4.290 x 10.000 = 42.900 kN/㎡

(1) 수평수압 - 벽 체 (CASE-4)

qw1 = 4.290 x 10.000 = 42.900 kN/㎡

qw2 = 42.900 + 9.225 x 10.000 = 135.150 kN/㎡

qw3 = 135.150 + 5.240 x 10.000 = 187.550 kN/㎡

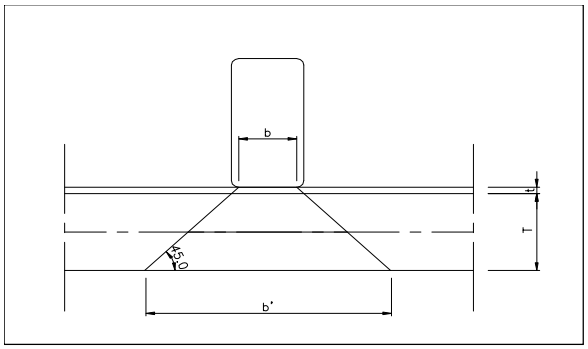
(3) 연직수압 - 하부슬래브 (CASE-5)

qwb = 187.55 + 0.700 x 10.000 = 194.550 kN/㎡

6) 내부 활 하 중

BOX 내부 군중하중(지지력검토시) = 5.000 kN

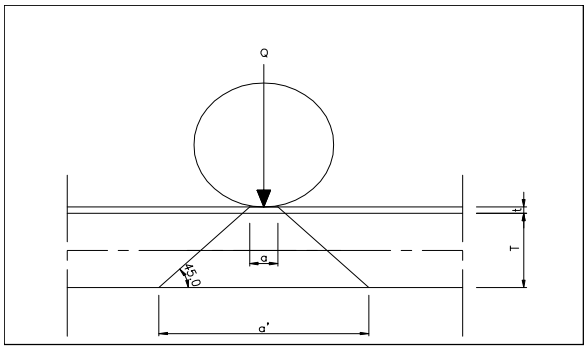
BOX 내부 활하중(지지력검토시)



t = 0.040 m

T = 1.200 m

b' = 0.500 + 2 x (1.200 + 0.040) x cot 45° = 2.980 m



a' = 0.200 + 2 x (1.200 + 0.040) x cot 45° = 2.680 m

Qz = 96.00 / (2.980 x 2.680)

= 12.020 kN/m²

7) 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

8) 지지력 및 부력에 대한 안정성 검토 (사용하중 적용)

(1) 지하수 비고려시

* 상부 작용하중 (위하중 참조)

①	상 부 슬 라 브 :			=	409.625	kN
②	측 벽 :			=	814.200	kN
③	하 부 슬 라 브 :			=	484.750	kN
④	헌치			=	15.625	kN
④	중 간 슬 라 브 :			=	484.750	KN
⑤	벽 체 :			=	0.000	KN
-	연 직 토 압 :	106.760 x	13.850	=	1478.626	kN
-	상 부 활 하 중 :	15.000 x	13.850	=	207.750	kN
-	내 부 활 하 중 :	5.000 x	10.650	=	53.250	kN
				Σ =	3948.576	kN

Qmax1 = 3948.576 / 13.850 + 12.020 = 297.116 kN/m²

(2) 지하수 고려시

①	상 부 슬 라 브 :			=	409.625	kN
②	측 벽 :			=	814.200	kN
③	하 부 슬 라 브 :			=	484.750	kN
④	헌치			=	15.625	kN
④	중 간 슬 라 브 :			=	484.750	kN
⑤	벽 체 :			=	0.000	KN
-	연 직 하 중 :	66.800 x	13.850	=	925.180	KN
-	상 부 활 하 중 :			=	207.750	kN
-	내 부 활 하 중 :			=	53.250	kN
				Σ =	3395.130	kN

Qmax1 = 3395.130 / 13.850 + 12.020 = 257.156 kN/m²

∵ Qmax = 297.116 kN/m²

(3) 지지력 판정

Qmax = 297.116 kN/m² < Qa = 816.420 kN/m² --- O.K !

(4) 부력검토

① 상재하중 3395.130

② 측면마찰력

지하수위이상

$$0.500 \times 19.000 \times 1.000^{2} \times \tan(30 \times 2/3)$$

$$= 3.458 \text{ kN/m}$$

지하수위이하

$$0.500 \times \times(2 \times 1.000 \times 1.000 \times 19.000 + 1.000^{2} \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$$

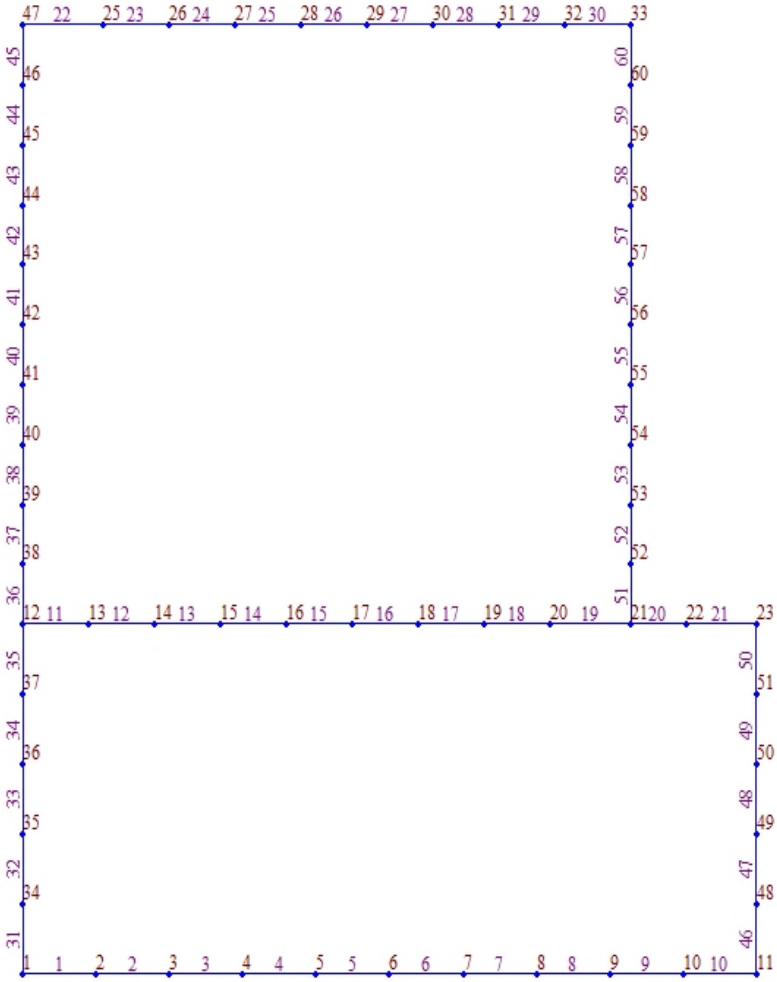
$$= 8.735 \text{ kN/m}$$

② 하부 부력(수압참조) : 194.550 x 13.850 = 2694.518 kN/m

$$F.S = \frac{3407.32}{2694.518} = 1.265 > 1.05 \text{ --- O.K !}$$

4. 입력 DATA

1) 모 델 링 (상시)



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.000	1.450	1.450	0.2540521	26702	22 ~ 30
측 벽	1.000	1.300	1.300	0.1830833	26702	36 ~ 45
	1.000	1.600	1.600	0.3413333	26702	31 ~ 35
	1.000	1.000	1.000	0.0833333	26702	51 ~ 60
	1.000	1.600	1.600	0.3413333	26702	46 ~ 50
하부슬래브	1.000	1.400	1.400	0.2286667	26702	1 ~ 10
중간 슬래브	1.000	1.400	1.400	0.2286667	26702	11 ~ 21

5. 지반반력계수산정

1) 상 시 (연직지반 반력계수)

① 지반의 변형계수

Eo = = 50000.0 KN/m²

② 연직방향 지반반력계수 (α = 1)

Kvc = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1 x 50000 = 166666.67 KN/m²

③ 환산재하폭

$Bh = \sqrt{13.850 \times 40.000} = 23.537$ m

④ 형상계수 : 암거폭의 정사각형의 지반반력계수 K를 산정후 암거폭과 연장에 따라 형상계수를 산출하여 적용. 형상계수가 1보다 클 경우 1을 적용.

$\beta = (1 + B / L) / 2$

$= (1 + 13.9 / 40.0) / 1.5 = 0.898 < 1$

$\therefore \beta = 0.898$

⑤ 환산재하폭을 고려한 지반반력계수

$Kv = \beta \times Kvo \times (Bv / 0)^{-3/4}$

$= 0.898 \times 166667 \times (23.537 / 0)^{-3/4} = 5674$ kN/m³

Kz(1) = 5674 x 1.0 x (1.048 / 2 + 1.225 / 2) = 6449 kN/m³

Kz(11) = 5674 x 1.0 x (1.048 / 2 + 1.225 / 2) = 6449 kN/m³

Kz(2~10) = 5674 x 1.0 x (1.225 / 2 + 1.225 / 2) = 6951 kN/m³

6. 하중조합 --- 콘.구 3.3.2

1) 하중조합

* 토피에 따른 보정 계수 산정

h ≤ 2m 에 대해서 α_H = 1.0

h > 2m 에 대해서 α_H = 1.05 - 0.025 h ≥ 0.875

∴ α_H = 0.903

(상 시)

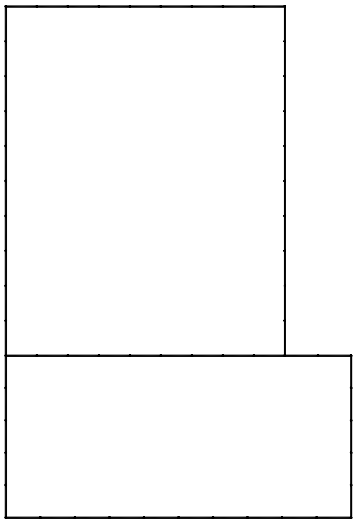
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		건조수축		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	+15°C	-15°C	
COMB 1	지하수 비고려시	1.2	1.6	1.445	1.6			1.2		3.3.2
COMB 2		1.2	1.6	1.445	1.6				1.2	3.3.2
COMB 3		1.2	1							3.3.3
COMB 4		1.2	1.6	1.445	0.8			1.2		3.3.6
COMB 5		1.2	1.6	1.445	0.8				1.2	3.3.6
COMB 6		0.9		0.9	1.6					3.3.7
COMB 7		0.9		0.9	0.8					3.3.7
COMB 8	지하수 고려시	1.2	1.6	1.445	1.6	1.4	1.6	1.2		3.3.2
COMB 9		1.2	1.6	1.445	1.6	1.4	1.6		1.2	3.3.2
COMB 10		1.2	1.6	1.445	0.8	1.4	0.8	1.2		3.3.6
COMB 11		1.2	1.6	1.445	0.8	1.4	0.8		1.2	3.3.6
COMB 12		0.9		0.9	1.6	0.9	1.6			3.3.7
COMB 13		0.9		0.9	0.8	0.9	0.8			3.3.7

* 사용하중 검토시 => 하중계수=1.0, 반토압계수=0.5 적용

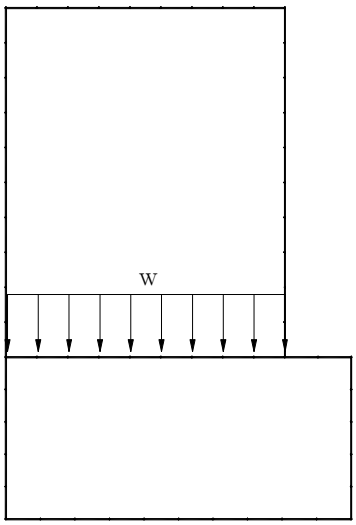
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		건조수축		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	+15°C	-15°C	
COMB 14	지하수 비고려시	1	1	1	1			1		3.3.2
COMB 15		1	1	1	1				1	3.3.2
COMB 16		1	1							3.3.3
COMB 17		1	1	1	0.5			1		3.3.6
COMB 18		1	1	1	0.5				1	3.3.6
COMB 19		0.9		0.9	1					3.3.7
COMB 20		0.9		0.9	0.5					3.3.7
COMB 21	지하수 고려시	1	1	1	1	1	1	1		3.3.2
COMB 22		1	1	1	1	1	1		1	3.3.2
COMB 23		1	1	1	0.5	1	0.5	1		3.3.6
COMB 24		1	1	1	0.5	1	0.5		1	3.3.6
COMB 25		0.9		0.9	1	0.9	1			3.3.7
COMB 26		0.9		0.9	0.5	0.9	0.5			3.3.7

7. 하중 재하도

1) 고정하중 (자 중) - PROGRAM 내에서 자동고려

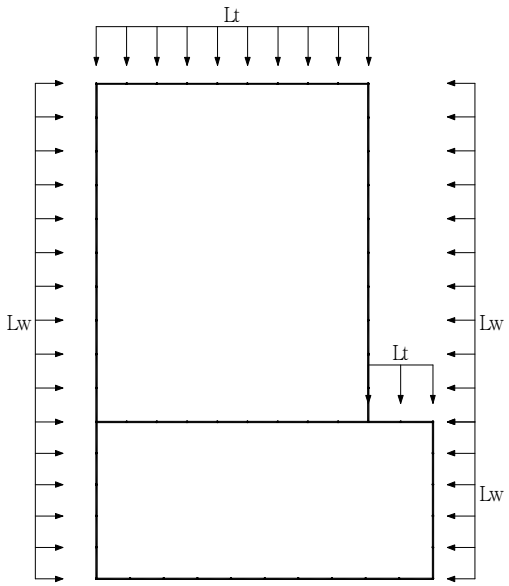


2) CASE 1 - 2차고정하중(기계하중)



w = 192.93 kN/㎡

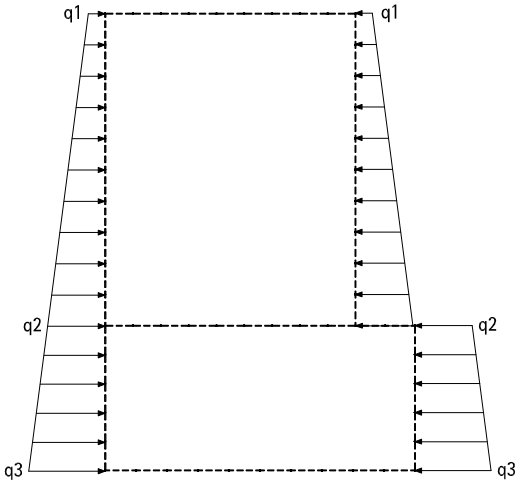
3) CASE 1 - 노면활하중



Lt = 15.00 kN/㎡

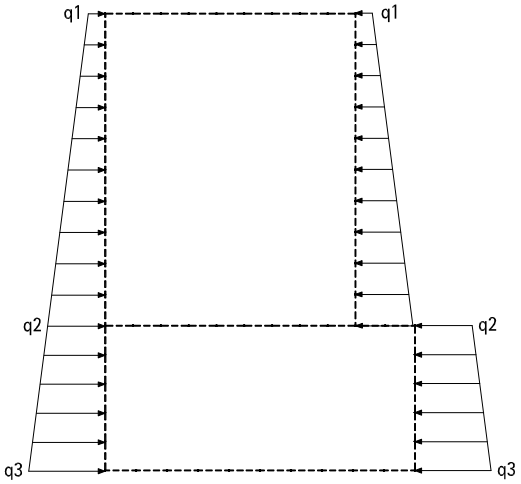
Lw = 7.50 kN/㎡

4) CASE 2 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)



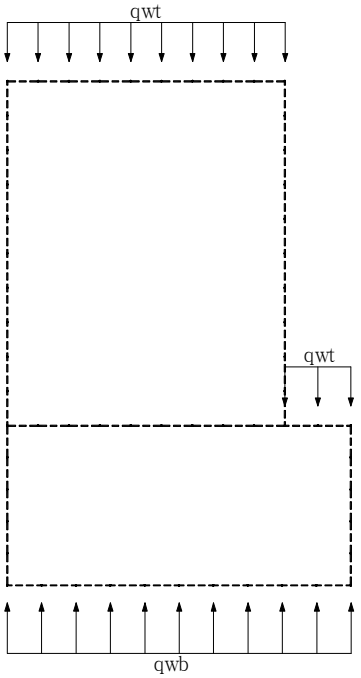
q1 = 53.38 kN/㎡
q2 = 141.02 kN/㎡
q3 = 190.80 kN/㎡

5) CASE 3 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



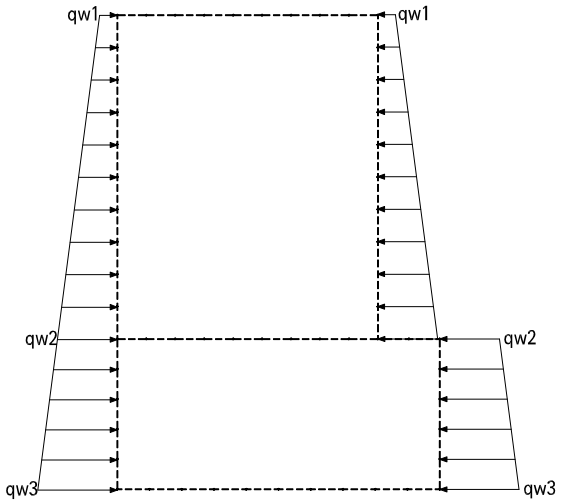
q1 = 32.65 kN/㎡
q2 = 78.78 kN/㎡
q3 = 104.98 kN/㎡

6) CASE 4 - 연 직 수 압



qwt = 42.90 kN/㎡
qwb = 194.55 kN/㎡

7) CASE 5 - 횡 수 압

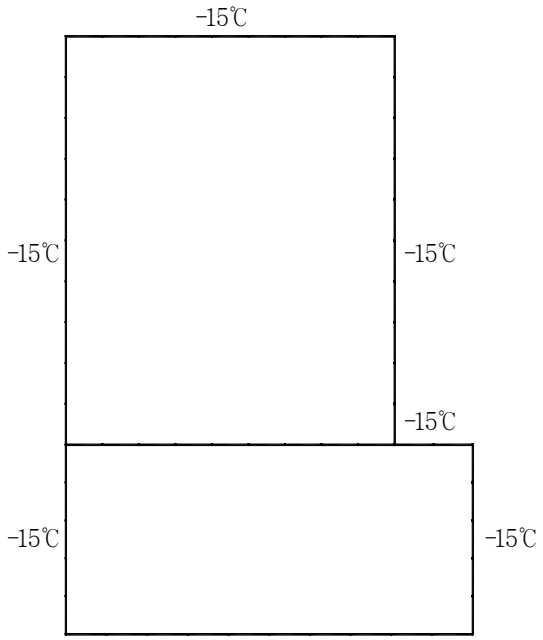


qw1 = 42.90 kN/㎡

qw2 = 135.15 kN/㎡

qw3 = 187.55 kN/㎡

8) CASE 6 - 건조수축



건조수축

-15 ℃

8. 설계조건 (지진시)

1) 설계조건 및 적용계수

① 내진적용등급 : 내진 1 등급 - 지역계수 : 1 구역

응답변위법에 의한 해석

지반종류(상부 30m 에 대한 평균 지반 특성) : Sc- 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반

γ_t : 20.0 kN/m^3

② 위험도계수(I)

재현주기(년)	50	100	200	500	1000
위험도계수	0.4	**0.57**	0.73	1	**1.4**

④ 지진구역계수(Z)

지진구역	1구역	2구역	비고
구역계수, Z(g값)	0.11	0.07	

⑤ 지진계수

구분	Ca	Cv
지반종류	Sc	Sc
지진계수	0.13	0.18

⑥ 지층별 평균 N치

구분	N 값	구분	N 값
성토재	0	풍화토	50
매립토	6	풍화암	50
퇴적토	10	연암	50

2) 구조물 제원 및 상재토 제원

⑦ 구조물 제원

상부슬라브의 중심축 위치 : 6.165 m 중간슬래브의 중심축 위치 : 15.390 m

하부슬라브의 중심축 위치 : 20.630 m

구조물이 위치한 층의 N치 : ▼ 50

구조물 저판폭 : 13.850 m 구조물 길이 : 40.000 m

구조물 높이 : 15.890 m

구조물 두께 : (상부슬래브) 1.450 m (측 벽 -1) 1.300 m (중간슬래브) 1.400 m

(측 벽 -2) 1.600 m (하부슬래브) 1.400 m

⑧ 상재토 제원

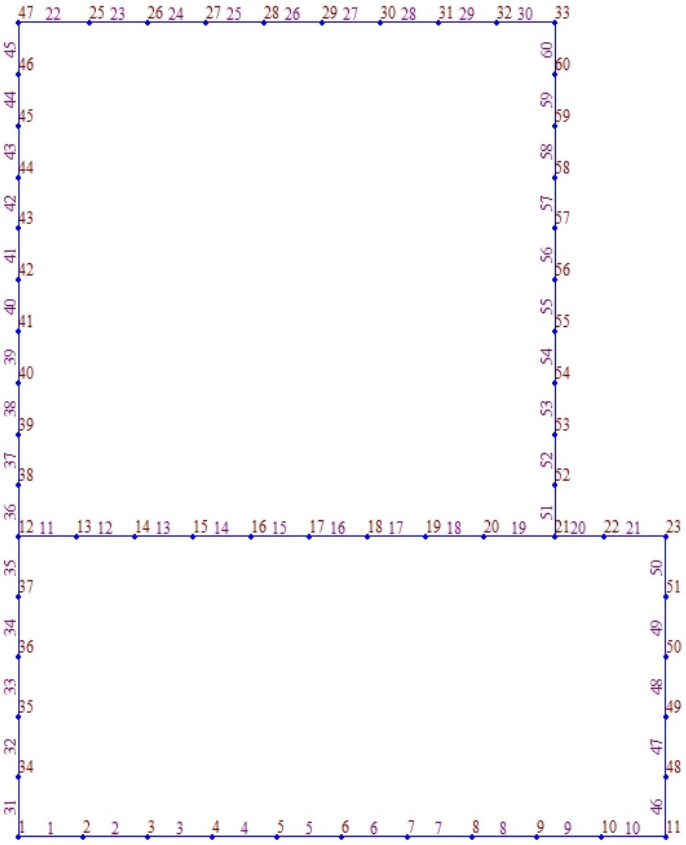
포장두께	0.850	m
입도조정	0.000	m
보조기층	0.000	m
동방층	0.000	m
토사층	4.590	m
전체토피	5.440	m

내부마찰각 30 °

9. 입력 DATA

1) 모 델 링 (지진시)

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.



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.45	1.450	0.2540521	26702	22 ~ 30
측 벽	1.0	1.30	1.300	0.1830833	26702	36 ~ 45
	1.0	1.60	1.600	0.3413333	26702	31 ~ 35
	1.0	1.30	1.300	0.1830833	26702	51 ~ 60
	1.0	1.60	1.600	0.3413333	26702	46 ~ 50
하부슬래브	1.0	1.40	1.400	0.2286667	26702	1 ~ 10
중간 슬래브	1.0	1.40	1.400	0.2286667	26702	11 ~ 21

10. 지반반력계수산정

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 매립토 N= 6

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 6 $^{1/3}$ = 145.4 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × V(0.8 × 145.4 = 116.32 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 20.0 / 9.81 × 116.3 ^{2} = 27585.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 27585.0 = 72824.4 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 6 $^{1/3}$ = 145.4 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × V(0.5 × 145.4 = 72.7 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 20.0 / 9.81 × 72.7 ^{2} = 10775.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 10775.0 = 28446 kN/m²

(2) 퇴적토 N= 10

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 10 $^{1/3}$ = 172.4 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × V(0.8 × 172.4 = 137.92 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 21.0 / 9.81 × 137.9 ^{2} = 40720.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 40720.0 = 107500.8 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 10 $^{1/3}$ = 172.4 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × V(0.5 × 172.4 = 86.2 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 21.0 / 9.81 × 86.2 ^{2} = 15906.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 15906.0 = 41991.84 kN/m²

(3) 풍화암 N= 50

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × V(0.8 × 294.7 = 235.76 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 23.0 / 9.81 × 235.8 ^{2} = 130316.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.4) × 130316.0 = 364884.8 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × V(0.5 × 294.7 = 147.4 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 23.0 / 9.81 × 147.4 ^{2} = 50939.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.4) × 50939.0 = 142629.2 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.85 × 40.00) = 23.537 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 72824.4 = 242748.00 kN/m³

Kv = 242748.00 × (13.85 / 0.3)^(-3 / 4) = 9208.32 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 9208.32 = 3069.44 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.85 × 40.00) = 23.537 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 107500.8 = 358336.00 kN/m³

Kv = 358336.00 × (13.85 / 0.3)^(-3 / 4) = 13593.00 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 13593.00 = 4531.00 kN/m³

(3) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(15.89 × 40.00) = 25.211 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 107500.8 = 358336.00 kN/m³

Kh = 358336.00 × (15.89 / 0.3)^(-3 / 4) = 12910.33 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 12910.33 = 4303.44 kN/m³

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(8.30 × 40.00) = 18.221 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 107500.8 = 358336.00 kN/m³

Kv = 358336.00 × (8.3 / 0.3)^(-3 / 4) = 16470.42 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 16470.42 = 5490.14 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

상부슬래브

Kv(47)=	9208	x (	1.300	/	2	+	1.350	/	2	) =	12201	kN/m³
Kvs(47)=	3069	x (	1.300	/	2	+	1.350	/	2	) =	4067	kN/m³
Kv(33)=	9208	x (	1.000	/	2	+	1.100	/	2	) =	9669	kN/m³
Kvs(33)=	3069	x (	1.000	/	2	+	1.100	/	2	) =	3223	kN/m³
Kv(25)=	9208	x (	1.350	/	2	+	1.100	/	2	) =	11280	kN/m³
Kvs(25)=	3069	x (	1.350	/	2	+	1.100	/	2	) =	3760	kN/m³
Kv(26~32)=	9208	x (	1.100	/	2	+	1.100	/	2	) =	10129	kN/m³
Kvs(26~32)=	3069	x (	1.100	/	2	+	1.100	/	2	) =	3376	kN/m³

- 측 벽

Kh(34~37)=	12910	x (	1.048	/	2	+	1.048	/	2	) =	13530	kN/m³
Khs(34~37)=	4303	x (	1.048	/	2	+	1.048	/	2	) =	4510	kN/m³
Kh(38~46)=	12910	x (	0.900	/	2	+	0.900	/	2	) =	11619	kN/m³
Khs(38~46)=	4303	x (	0.900	/	2	+	0.900	/	2	) =	3873	kN/m³
Kh(48~51)=	12910	x (	1.048	/	2	+	1.048	/	2	) =	13530	kN/m³
Khs(48~51)=	4303	x (	1.048	/	2	+	1.048	/	2	) =	4510	kN/m³
Kh(52~60)=	12910	x (	0.900	/	2	+	0.900	/	2	) =	11619	kN/m³
Khs(52~60)=	4303	x (	0.900	/	2	+	0.900	/	2	) =	3873	kN/m³
Kh(12,23)=	12910	x (	0.900	/	2	+	1.048	/	2	) =	12575	kN/m³
Khs(12,23)=	4303	x (	0.900	/	2	+	1.048	/	2	) =	4192	kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,11)=	13593	x (	1.048	/	2	+	1.225	/	2	) =	15448	kN/m³
Kvs(1,11)=	4531	x (	1.048	/	2	+	1.225	/	2	) =	5149	kN/m³
Kv(2~10)=	13593	x (	1.225	/	2	+	1.225	/	2	) =	16651	kN/m³
Kvs(2~10)=	4531	x (	1.225	/	2	+	1.225	/	2	) =	5550	kN/m³

- 중간슬래브

Kv(21)=	16470	x (	1.350	/	2	+	0.925	/	2	) =	18735	kN/m³
Kvs(21)=	5490	x (	1.350	/	2	+	0.925	/	2	) =	6245	kN/m³
Kv(22)=	16470	x (	0.925	/	2	+	1.175	/	2	) =	17294	kN/m³
Kvs(22)=	5490	x (	0.925	/	2	+	1.175	/	2	) =	5765	kN/m³

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.85 × 40.00) = 23.537 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 28446 = 94820.00 kN/m³

Kv = 94820.00 × (13.85 / 0.3)^(-3 / 4) = 3596.87 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 3596.87 = 1198.96 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.85 × 40.00) = 23.537 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 41991.84 = 139972.80 kN/m³

Kv = 139972.80 × (13.85 / 0.3)^(-3 / 4) = 5309.68 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 5309.68 = 1769.89 kN/m³

(3) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × H) = √(13.85 × 15.89) = 14.835 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 41991.84 = 139972.80 kN/m³

Kh = 139972.80 × (7.942 / 0.3)^(-3 / 4) = 7506.19 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kv = 1/3.0 × 7506.19 = 2502.06 kN/m³

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(8.30 × 40.00) = 18.221 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 41991.84 = 139972.80 kN/m³

Kv = 139972.80 × (8.3 / 0.3)^(-3 / 4) = 6433.66 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 6433.66 = 2144.55 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

상부슬래브

Kv(47)=	3597	x (	1.300	/	2	+	1.350	/	2	) =	4766	kN/m³
Kvs(47)=	1199	x (	1.300	/	2	+	1.350	/	2	) =	1589	kN/m³
Kv(33)=	3597	x (	1.000	/	2	+	1.100	/	2	) =	3777	kN/m³
Kvs(33)=	1199	x (	1.000	/	2	+	1.100	/	2	) =	1259	kN/m³
Kv(25)=	3597	x (	1.350	/	2	+	1.100	/	2	) =	4406	kN/m³
Kvs(25)=	1199	x (	1.350	/	2	+	1.100	/	2	) =	1469	kN/m³
Kv(26~32)=	3597	x (	1.100	/	2	+	1.100	/	2	) =	3957	kN/m³
Kvs(26~32)=	1199	x (	1.100	/	2	+	1.100	/	2	) =	1319	kN/m³

- 측 벽

Kh(34~37)=	7506	x (	1.048	/	2	+	1.048	/	2	) =	7866	kN/m³
Khs(34~37)=	2502	x (	1.048	/	2	+	1.048	/	2	) =	2622	kN/m³
Kh(38~46)=	7506	x (	0.900	/	2	+	0.900	/	2	) =	6756	kN/m³
Khs(38~46)=	2502	x (	0.900	/	2	+	0.900	/	2	) =	2252	kN/m³
Kh(48~51)=	7506	x (	1.048	/	2	+	1.048	/	2	) =	7866	kN/m³
Khs(48~51)=	2502	x (	1.048	/	2	+	1.048	/	2	) =	2622	kN/m³
Kh(52~60)=	7506	x (	0.900	/	2	+	0.900	/	2	) =	6756	kN/m³
Khs(52~60)=	2502	x (	0.900	/	2	+	0.900	/	2	) =	2252	kN/m³
Kh(12,23)=	7506	x (	0.900	/	2	+	1.048	/	2	) =	7311	kN/m³
Khs(12,23)=	2502	x (	0.900	/	2	+	1.048	/	2	) =	2437	kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,11)=	5310	x (	1.048	/	2	+	1.225	/	2	) =	6034	kN/m³
Kvs(1,11)=	1770	x (	1.048	/	2	+	1.225	/	2	) =	2011	kN/m³
Kv(2~10)=	5310	x (	1.225	/	2	+	1.225	/	2	) =	6504	kN/m³
Kvs(2~10)=	1770	x (	1.225	/	2	+	1.225	/	2	) =	2168	kN/m³

- 중간슬래브

Kv(21)=	6434	x (	1.350	/	2	+	0.925	/	2	) =	7318	kN/m³
Kvs(21)=	2145	x (	1.350	/	2	+	0.925	/	2	) =	2439	kN/m³
Kv(22)=	6434	x (	0.925	/	2	+	1.175	/	2	) =	6755	kN/m³
Kvs(22)=	2145	x (	0.925	/	2	+	1.175	/	2	) =	2252	kN/m³

11. 지진력 산정

1) 고유주기(Tg)

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

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		ɣ	Tg'(sec)	
		기능수행	붕괴방지	kN/m³	기능수행수준	붕괴방지수준
매립토	2.618	116.296	72.685	19.000	0.090	0.144
퇴적토	16.991	137.884	86.177	19.000	0.493	0.789
연암	4.000	235.778	147.361	23.000	0.068	0.109
계	23.609	152.075	95.047		0.651	1.041

■ 지반의 특성값(Tg) = 1.25 × Tg'

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25 × 0.651 = 0.814	1.25 × 1.041 = 1.302

2) 통제주기(Ts)

■ Ts = Cv / (2.5 × Ca), To = 0.2 × Ts

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	0.18 / (2.5 × 0.13) = 0.554	0.18 / (2.5 × 0.13) = 0.554
To(sec)	0.2 × 0.554 = 0.111	0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1 - 붕괴방지수준 : h = 0.2

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

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667
VSDi	122.000	63.000

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

지표면~기반암의 두께	전단파속도	기능수행수준		붕괴방지수준	
H (m)	Vs(m/sec)	H/Vs	G_D	H/Vs	G_D
23.609	152.075 , 95.047	0.15525	30376	0.24840	8100

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.18 \times 9.8 \times 0.57 \times 0.800}{0.814} = 0.988$
붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.18 \times 9.8 \times 1.4 \times 0.667}{1.302} = 1.265$

5) 속도 응답스펙트럼(Sv)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = (Tg / 2π) × Sa	Sv = (Tg / 2π) × Sa
$\frac{0.814 \times 0.988}{2 \times \pi} = 0.128$	$\frac{1.302 \times 1.265}{2 \times \pi} = 0.262$

6) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 심도 = 6.165 m
- 하부슬래브 심도 = 20.630 m
- 기반암 심도(H) = 23.609 m

① 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.814 \times \cos(\pi \times 6.165 / (2 \times 23.6))$

$= 0.01936$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.814 \times \cos(\pi \times 20.630 / (2 \times 23.6))$

$= 0.00416$

② 붕괴방지 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.302 \times \cos(\pi \times 6.165 / (2 \times 23.6))$

$= 0.06339$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.302 \times \cos(\pi \times 20.630 / (2 \times 23.6))$

$= 0.01361$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준							
Po =	3069.44	× (	0.01936	-	0.00416	) =	46.669 kN/m²
붕괴방지수준							
Po =	1198.96	× (	0.06339	-	0.01361	) =	59.683 kN/m²

7) 측벽 지반변위 하중

① 지반의 변위진폭 산정 Uh(z)

② 지진시 수평하중

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \bullet Sv \bullet Tg \bullet \cos\frac{\pi z}{2H}$$

구분	z(m)	기 능 수 행 수 준			붕 괴 방 지 수 준		
		Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)	Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)
q1	6.165	0.0194	0.0149	192.301	0.0634	0.0488	366.050
q2	7.065	0.0188	0.0144	185.348	0.0616	0.0470	352.815
q3	7.965	0.0182	0.0138	177.524	0.0596	0.0450	337.922
q4	8.865	0.0175	0.0131	168.857	0.0574	0.0428	321.424
q5	9.765	0.0168	0.0123	159.377	0.0550	0.0404	303.380
q6	10.665	0.0160	0.0116	149.120	0.0524	0.0378	283.855
q7	11.565	0.0152	0.0107	138.122	0.0497	0.0350	262.919
q8	12.465	0.0143	0.0098	126.422	0.0467	0.0321	240.647
q9	13.365	0.0133	0.0088	114.061	0.0436	0.0289	217.119
q10	14.265	0.0123	0.0078	101.086	0.0403	0.0256	192.420
q11	15.165	0.0112	0.0068	87.541	0.0368	0.0222	166.637
q12	16.213	0.0100	0.0055	71.116	0.0327	0.0180	135.372
q13	17.261	0.0087	0.0042	54.066	0.0283	0.0137	102.916
q14	18.309	0.0073	0.0028	36.472	0.0239	0.0092	69.426
q15	19.357	0.0059	0.0014	18.421	0.0193	0.0047	35.065
q16	20.405	0.0045	0.0000	0.000	0.0146	0.0000	0.000

8) 주면 전단력

① 기능수행수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 15.11$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 42.18$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 28.64$$

② 붕괴방지수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 13.19$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 36.83$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 25.01$$

여기서 , Vu : 지진시 상판에 작용하는 주면전단력(kN/㎡) Sv : 기반면에서의 지진계수당 응답속도(m/sec)

Vb : 지진시 저판에 작용하는 주면전단력(kN/㎡) G_D : 지반의 동적전단 탄성계수

Vs : 지진시 측벽에 작용하는 주면전단력(kN/㎡)

9) 구체 관성력

지진시 자체 중량에 의한 관성력는

- fi = Ai × rcon'c × Khu × (1 - 0.015 × Zi)
- 콘크리트 단위중량 = 25.0 kN/m^3
- Khu(기능수행수준) = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- Khu(붕괴방지수준) = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

- 상부슬래브

① 기능수행수준

fu = 1.450 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 6.17)
= 2.430 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 1.450 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 6.17)
= 5.990 kN/m

- 하부슬래브

① 기능수행수준

fb = 1.400 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 20.63)
= 1.790 kN/m

② 붕괴방지수준

fb = 1.400 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 20.63)
= 4.400 kN/m

- 측벽1

① 기능수행수준

fw = 1.300 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 13.40)
= 1.920 kN/m

② 붕괴방지수준

fw = 1.300 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 13.40)
= 4.730 kN/m

- 측벽2

① 기능수행수준

fw = 1.600 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 17.01)
= 2.200 kN/m

② 붕괴방지수준

fw = 1.600 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 17.01)
= 5.420 kN/m

- 중간슬래브

① 기능수행수준

fs = 1.400 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 15.39)
= 1.990 kN/m

② 붕괴방지수준

fs = 1.400 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 15.39)
= 4.900 kN/m

12. 하중조합 및 하중재하도(지진시)

---콘.구 3.3.2

12.1 하중조합

1) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000
LC3	0.900	0.900		1.000		1.000
LC4	0.900	0.900		0.500		1.000

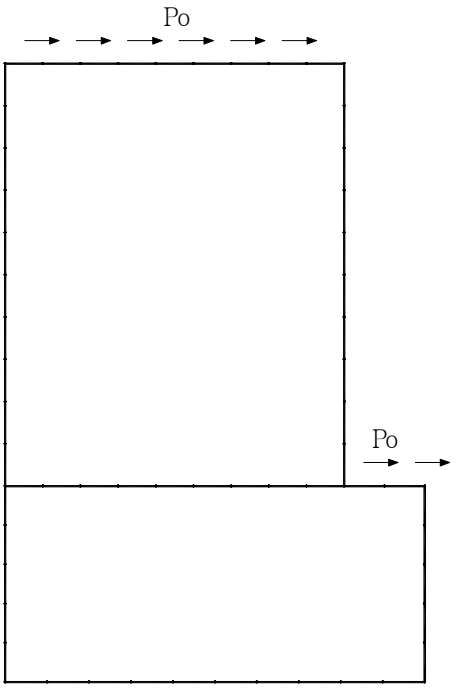
2) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000
LC3	0.900	0.900		1.000		1.000
LC4	0.900	0.900		0.500		1.000

12.2. 하중 재하도 (지진시)

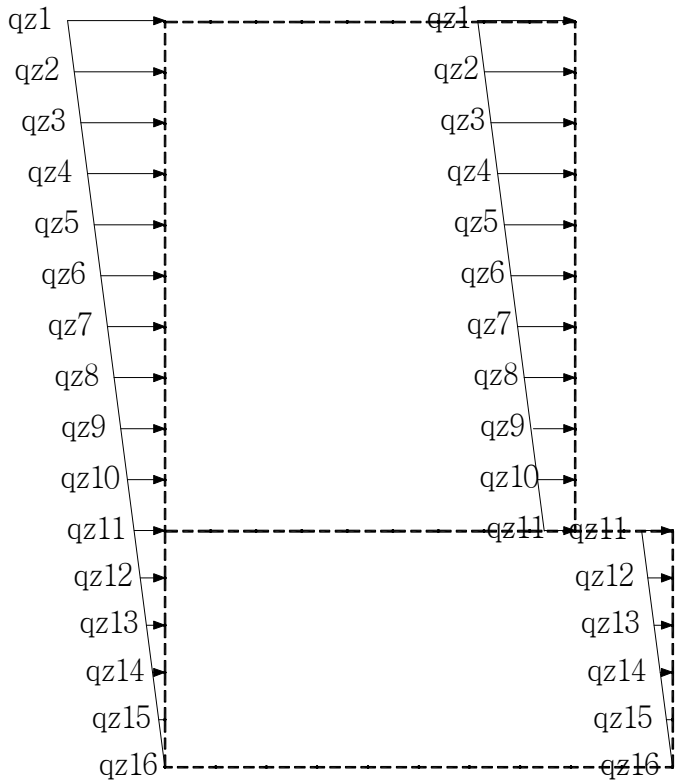
*** 연직하중(지하수 무시), 활하중은 (상시) 참조**

1) CASE 1 - 상부슬래브 지반변위 하중(기능수행수준)



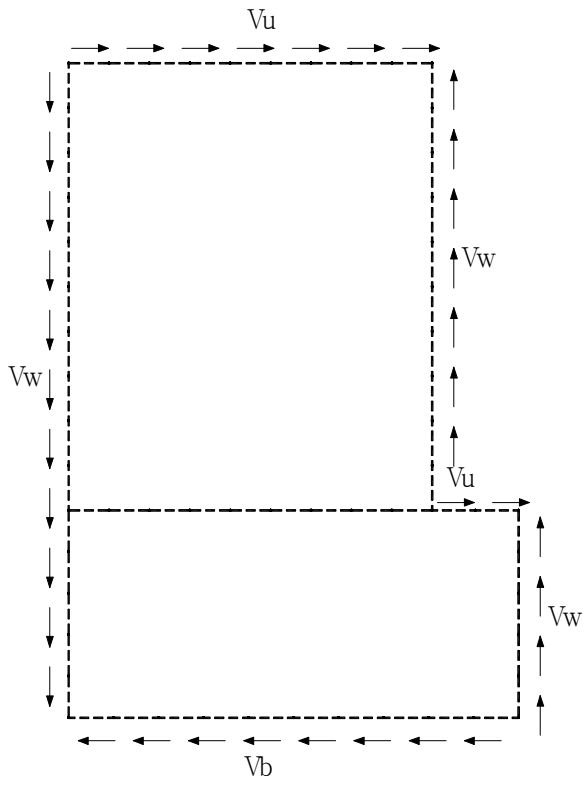
Po = 46.669 kN/㎡

2) CASE 1 - 측벽 지반변위 하중 (기능수행수준)



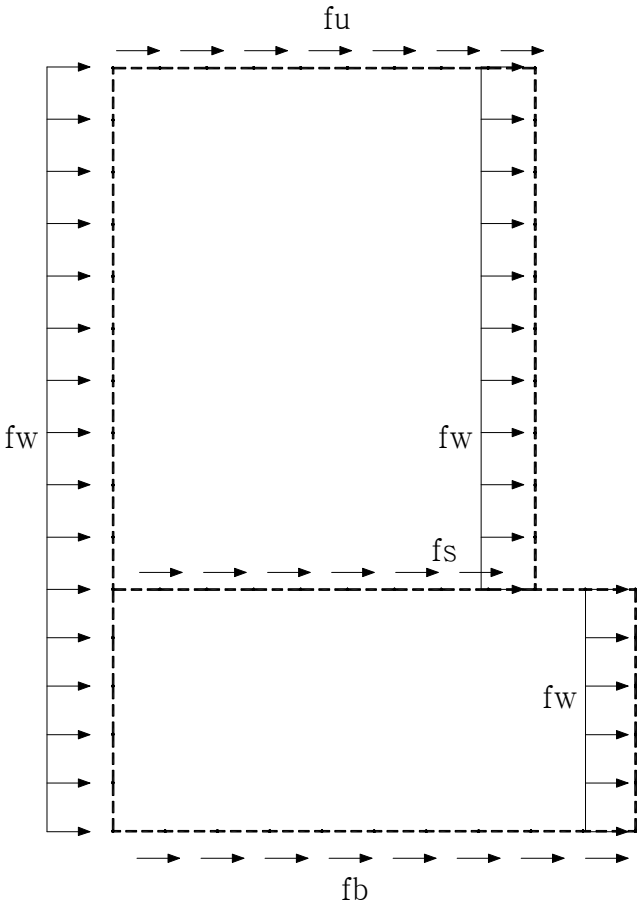
qz1	=	192.301	kN/㎡
qz2	=	185.348	kN/㎡
qz3	=	177.524	kN/㎡
qz4	=	168.857	kN/㎡
qz5	=	159.377	kN/㎡
qz6	=	149.120	kN/㎡
qz7	=	138.122	kN/㎡
qz8	=	126.422	kN/㎡
qz9	=	114.061	kN/㎡
qz10	=	101.086	kN/㎡
qz11	=	87.541	kN/㎡
qz12	=	71.116	kN/㎡
qz13	=	54.066	kN/㎡
qz14	=	36.472	kN/㎡
qz15	=	18.421	kN/㎡
qz16	=	0.000	kN/㎡

3) CASE 2 - 주면전단력 (기능수행수준)



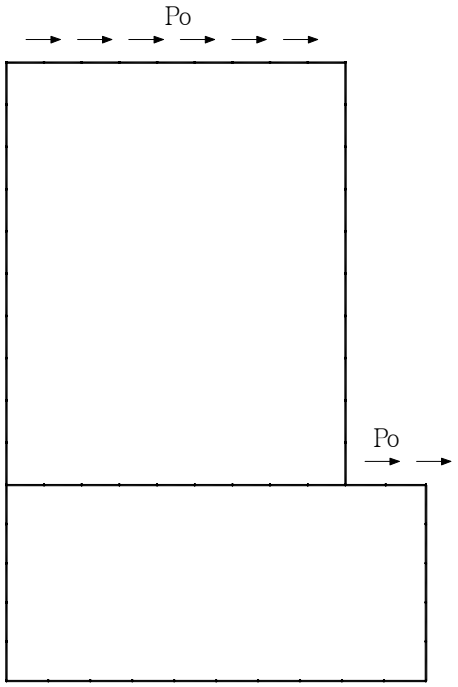
Vu = 15.109 kN/㎡
Vb = 42.181 kN/㎡
Vw = 28.645 kN/㎡

4) CASE 3 - 관성력 (기능수행수준)



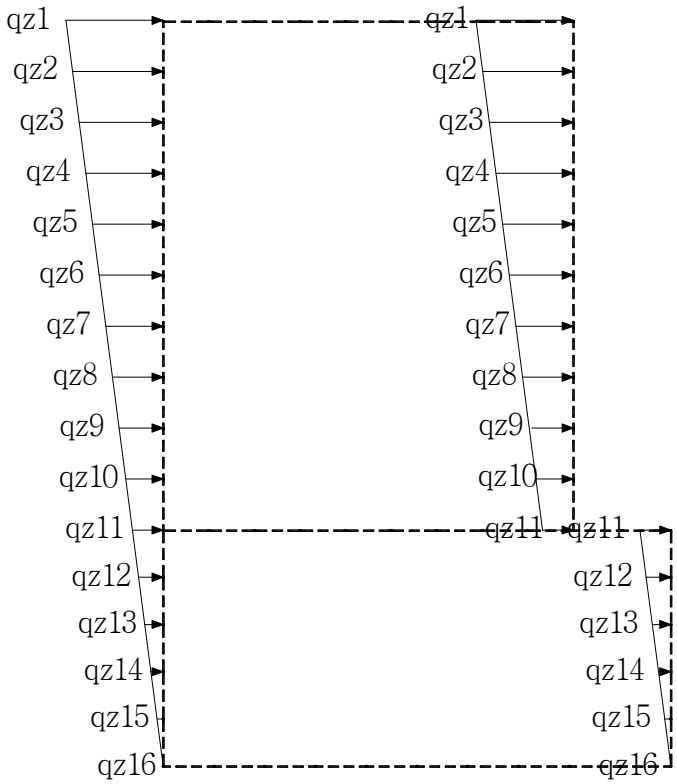
fu = 2.430 kN/m
fb = 1.790 kN/m
fw = 1.920 kN/m
fw1 = 2.200 kN/m
fs = 1.990 kN/m

5) CASE 5 - 상부슬래브 지반변위 하중(붕괴방지수준)



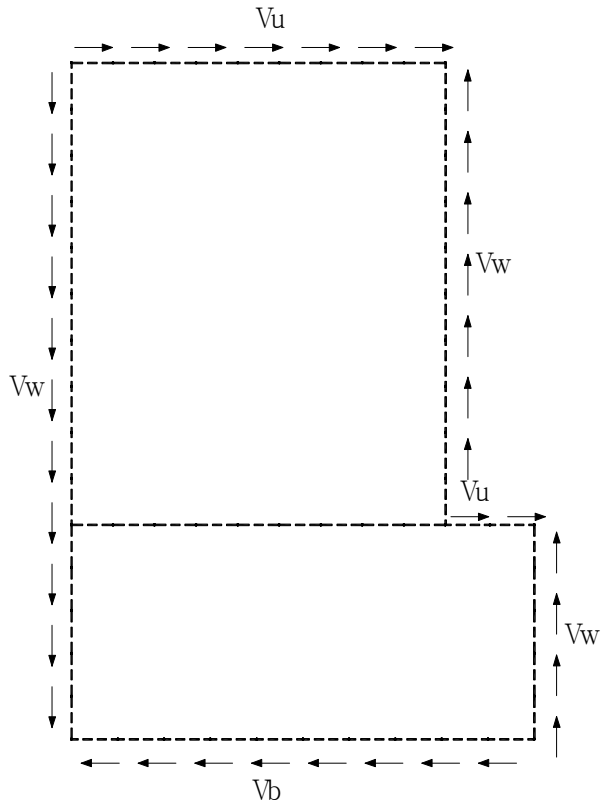
Po = 59.683 kN/㎡

6) CASE 4 - 측벽 지반변위 하중 (붕괴방지수준)



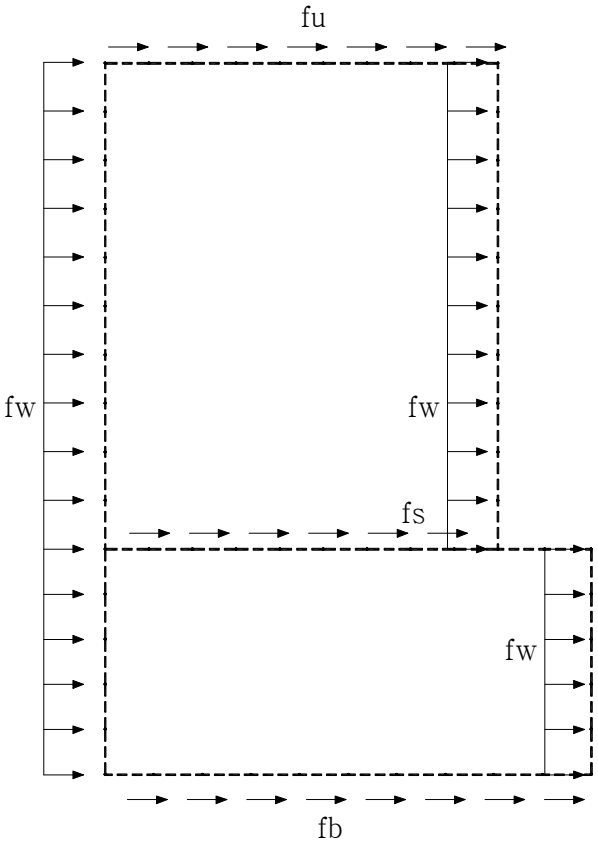
qz1	=	366.050	kN/㎡
qz2	=	352.815	kN/㎡
qz3	=	337.922	kN/㎡
qz4	=	321.424	kN/㎡
qz5	=	303.380	kN/㎡
qz6	=	283.855	kN/㎡
qz7	=	262.919	kN/㎡
qz8	=	240.647	kN/㎡
qz9	=	217.119	kN/㎡
qz10	=	192.420	kN/㎡
qz11	=	166.637	kN/㎡
qz12	=	135.372	kN/㎡
qz13	=	102.916	kN/㎡
qz14	=	69.426	kN/㎡
qz15	=	35.065	kN/㎡
qz16	=	0.000	kN/㎡

7) CASE 5 - 주면전단력 (붕괴방지수준)



Vu = 13.191 kN/㎡
Vb = 36.826 kN/㎡
Vw = 25.008 kN/㎡

8) CASE 6 - 관성력 (붕괴방지수준)



fu = 5.990 kN/m
fb = 4.400 kN/m
fw = 4.730 kN/m
fw1 = 5.420 kN/m
fs = 4.900 kN/m

13. 부재력 요약

13.1 부재력 집계

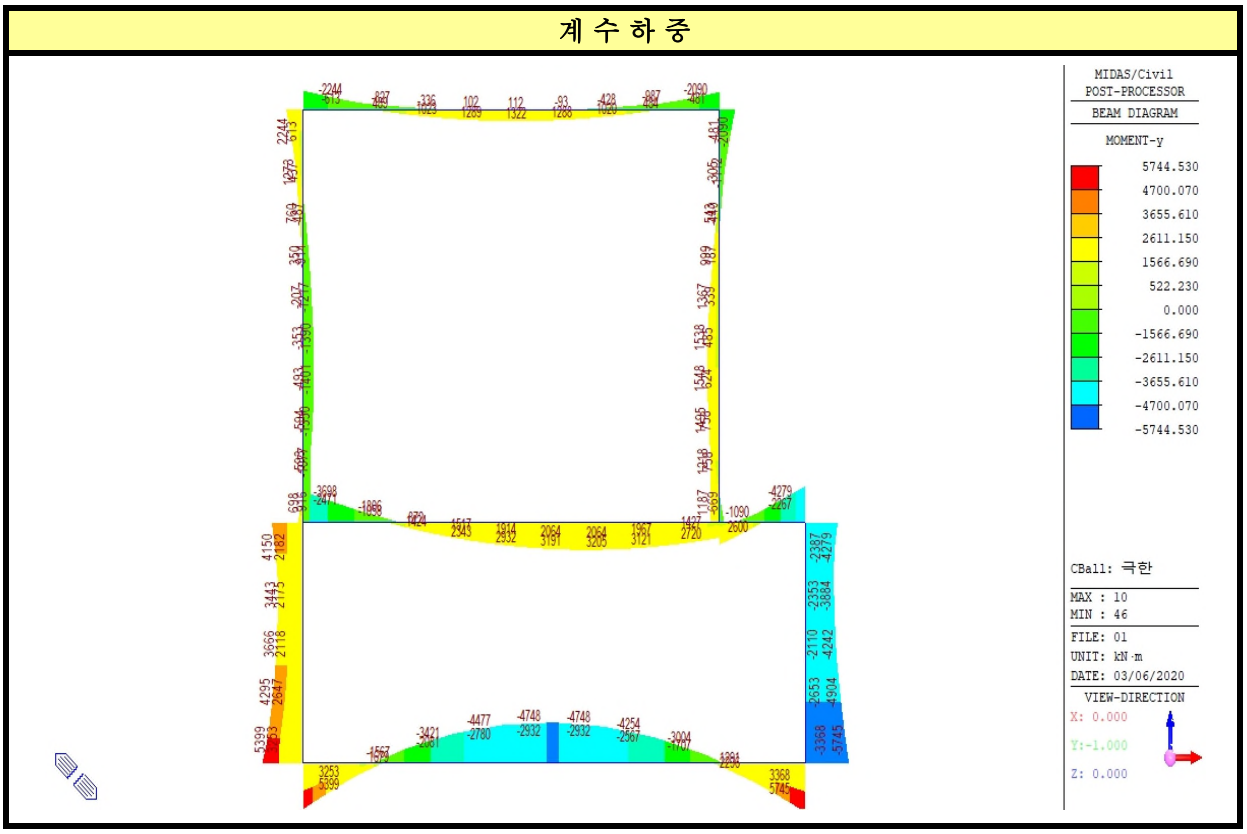
부 재 력 / 부 재	상시			지진시				적용		
				기능 수행 수준		붕괴 방지 수준				
	Mu	Vu	Mo	Mu	Vu	Mu	Vu	Mu	Vu	Mo
	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)
본 구조물										
1	상부슬래브 좌측단부	#####	#####	#####	#####	662.3	#####	650.0	#####	#####	#####
2	상부슬래브 우측단부	#####	#####	#####	#####	411.8	#####	585.0	#####	#####	#####
3	상부슬래브 중앙부	#####	143.5	952.7	878.9	221.7	#####	193.4	#####	221.7	952.7
4	중간슬래브 좌측단부	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####
5	중간슬래브 우측단부	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####
6	중간슬래브 중앙부	#####	394.1	#####	#####	701.3	#####	825.1	#####	825.1	#####
7	하부슬래브 좌측단부	#####	#####	#####	#####	#####	#####	969.3	#####	#####	#####
8	하부슬래브 우측단부	#####	#####	#####	#####	989.6	#####	936.2	#####	#####	#####
9	하부슬래브 중앙부	#####	68.8	#####	#####	255.3	#####	510.9	#####	510.9	#####
10	2층 좌측벽체 상단부	#####	#####	#####	#####	662.3	#####	865.2	#####	#####	#####
11	2층 좌측벽체 중앙부	#####	268.9	971.2	#####	893.3	#####	979.6	#####	979.6	971.2
12	2층 좌측벽체 하단부	698.2	#####	173.2	#####	893.3	#####	979.6	#####	#####	173.2
13	1층 좌측벽체 상단부	#####	909.2	#####	#####	567.5	#####	808.0	#####	909.2	#####
14	1층 좌측벽체 중앙부	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	13.1	605.6	13.1	605.6	0.1
15	1층 좌측벽체 하단부	#####	#####	#####	#####	577.2	#####	605.6	#####	#####	#####
16	2층 우측벽체 상단부	#####	#####	#####	#####	574.1	#####	762.2	#####	#####	#####
17	2층 우측벽체 중앙부	#####	273.3	#####	#####	828.8	#####	937.0	#####	937.0	#####
18	2층 우측벽체 하단부	669.2	#####	10.7	#####	828.8	#####	937.0	#####	#####	10.7
19	1층 우측벽체 상단부	#####	900.3	#####	#####	655.4	#####	910.2	#####	910.2	#####
20	1층 우측벽체 중앙부	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	16.1	699.6	16.1	699.6	0.1
21	1층 우측벽체 하단부	#####	#####	#####	#####	660.1	#####	699.6	#####	#####	#####

14. 단면력도

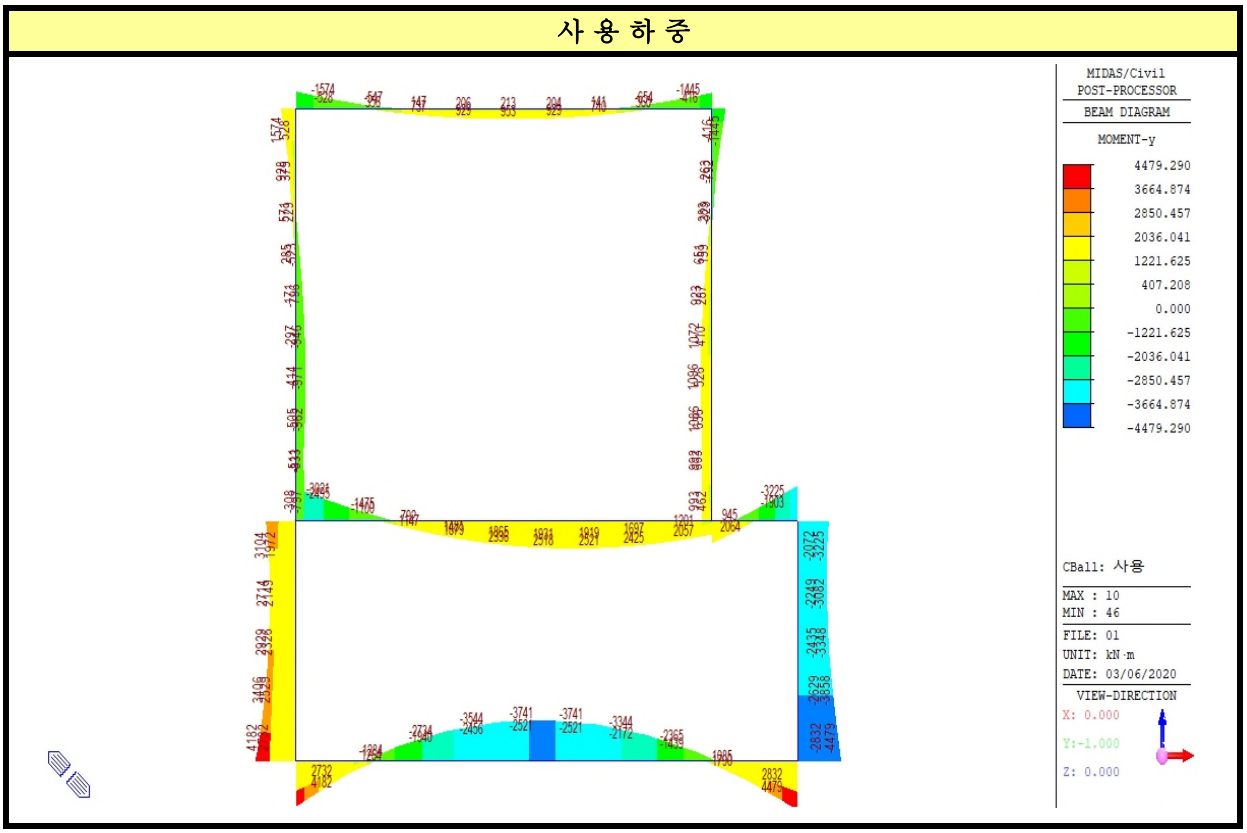
1) 상시

- 모멘트도

계 수 하 중

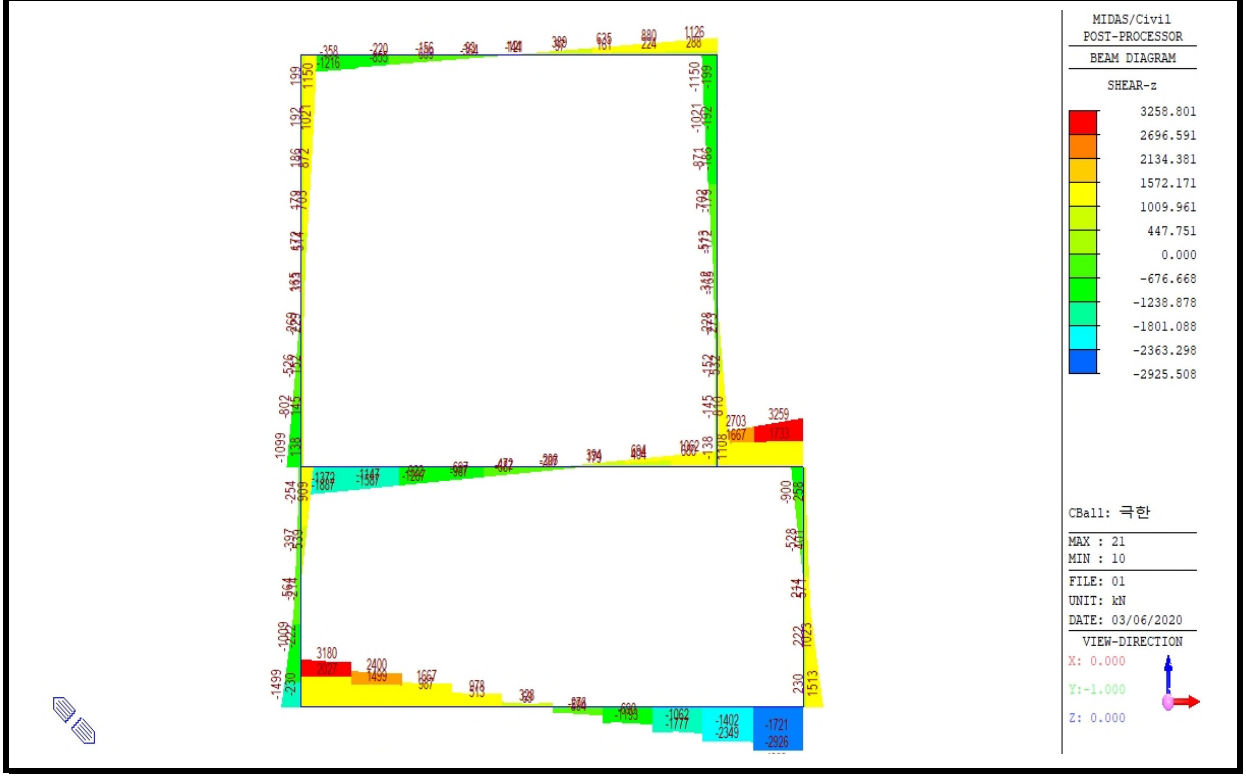


사 용 하 중



- 전단력도

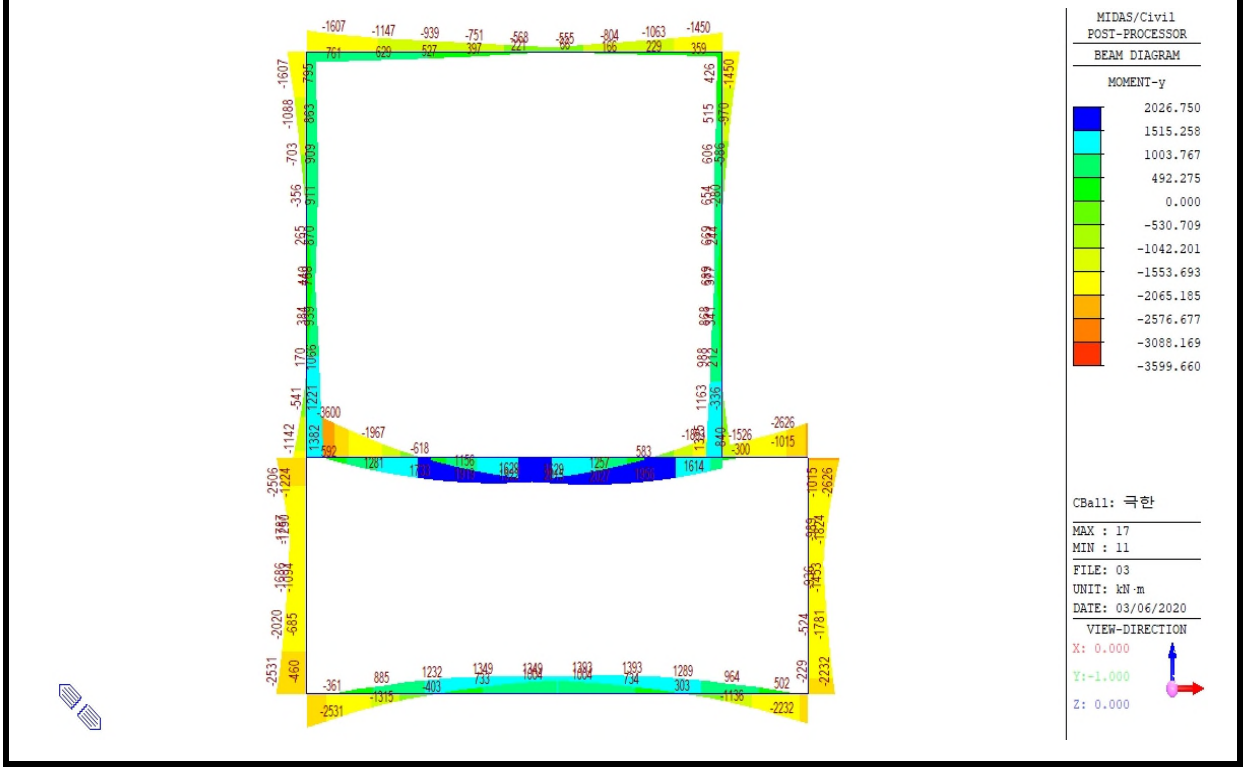
계 수 하 중


MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
SHEAR-z
3258.801
2696.591
2134.381
1572.171
1009.961
447.751
0.000
-676.668
-1238.878
-1801.088
-2363.298
-2925.508
CBall: 극한
MAX : 21
MIN : 10
FILE: 01
UNIT: kN
DATE: 03/06/2020
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y:-1.000
Z: 0.000

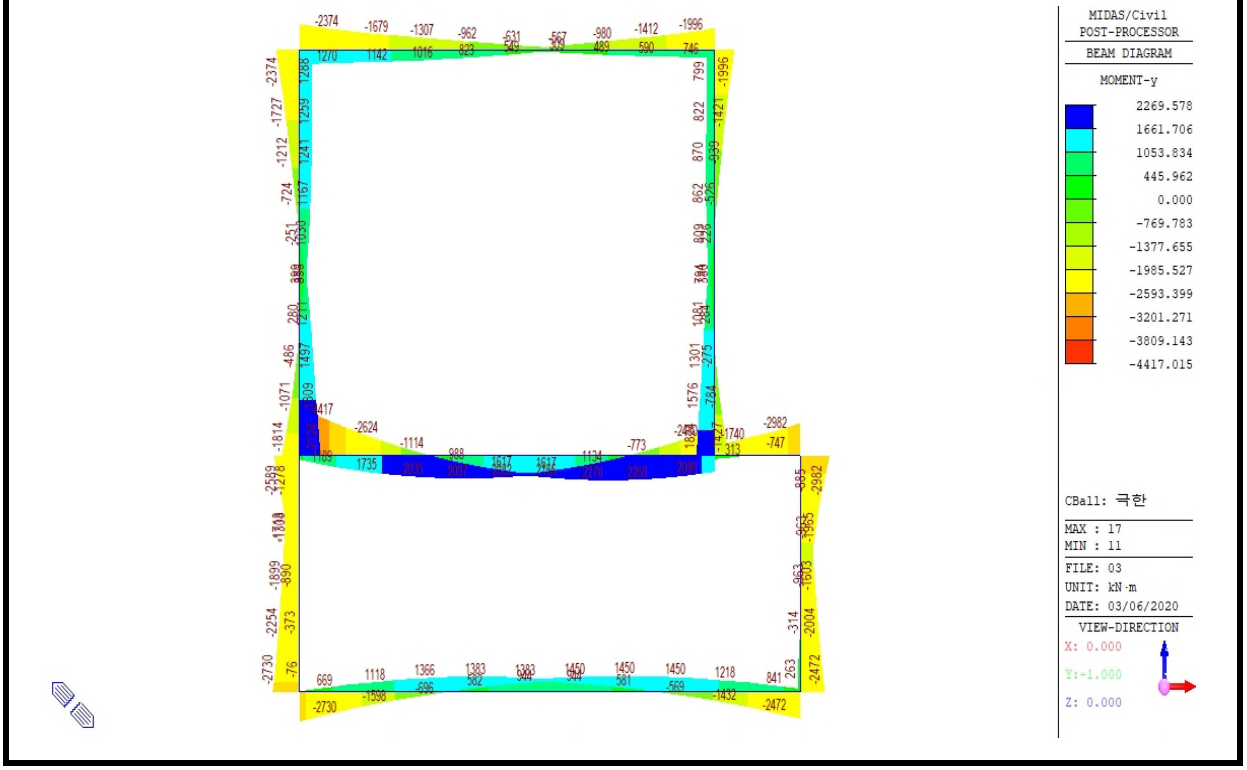
2) 지진시

- 모멘트도

기능 수행 수준

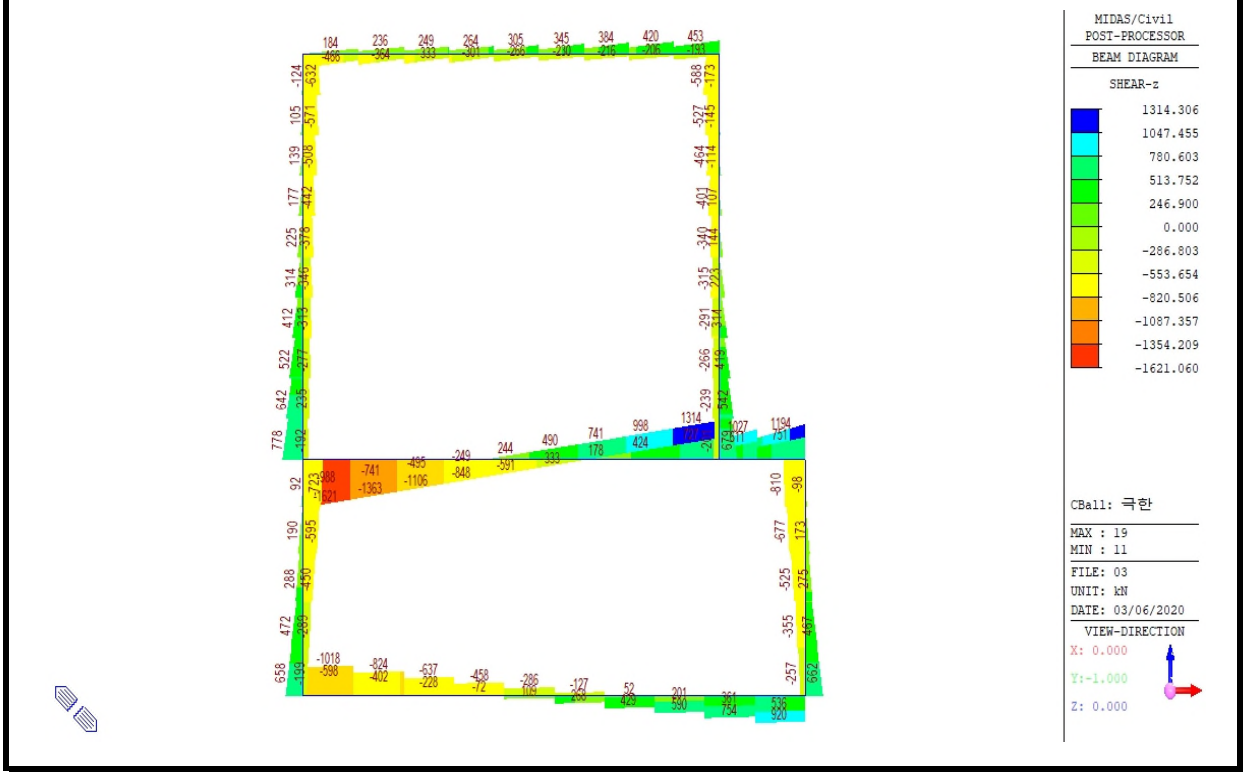


붕괴 방지 수준

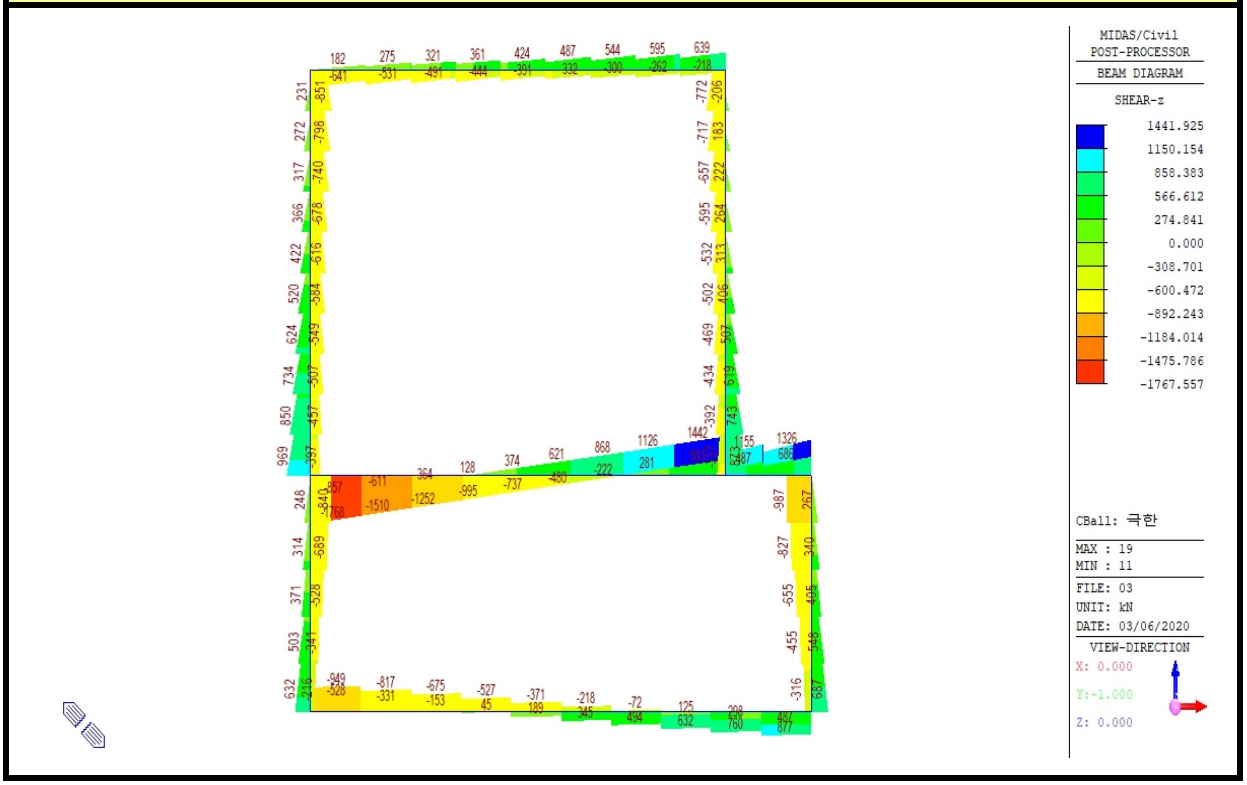


- 전단력도

기능 수행 수준



붕괴 방지 수준



15. 단면검토

15.1 상부슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	145	cm			
· Mu =	2521.974	kN.m	· Vu =	1216.010	kN	· M =	1574.263	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	130.0	cm	· 전단력 d =	135.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 62.372 cm^2 [p = 0.00480]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 45.5 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 42.25 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 17.5 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 45.5 cm^2 > 17.5 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 83.163 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.009775	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0125 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5138.136 kN.m > Mu = 2521.97 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 876.85 kN < Vu = 1216.01 kN

· 1/2·Φv Vc = 438.43 kN < Vu = 1216.01 kN

[∵ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 1.256 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.256 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 876.85 + 1072.44 = 1949.29 kN > Vu = 1216.01 kN

Rm = Md / Mu = 2.04 Rs = Φv Vn / Vu = 1.603

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.009775 + √ [2 × 0.07 + 0.07 ^{2}] = 0.311

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.311 / 3 = 0.896

fs = M / [As·d·j]

= 1574.263 × 1000 / [127.072 × 130 × 0.896] = 106.36 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 106.4) − 2.5 x 84 = 530 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 106.4) = 592 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.2 상부슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	145	cm			
· Mu =	2090.352	kN.m	· Vu =	1125.788	kN	· M =	1444.729	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	130.0	cm	· 전단력 d =	135.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 51.697 cm^2 [p = 0.00398]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 45.5 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 42.25 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 17.5 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 45.5 cm^2 > 17.5 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 68.929 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.009775	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0125 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5138.136 kN.m > Mu = 2090.35 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 876.85 kN < Vu = 1125.788 kN

· 1/2·Φv Vc = 438.43 kN < Vu = 1125.788 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.922 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.922 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 876.85 + 1072.44 = 1949.29 kN > Vu = 1125.79 kN

Rm = Md / Mu = 2.46 Rs = Φv Vn / Vu = 1.731

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.009775 + √ [2 × 0.07 + 0.07 ^{2}] = 0.311

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.311 / 3 = 0.896

fs = M / [As·d·j]

= 1444.729 × 1000 / [127.072 × 130 × 0.896] = 97.61 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 97.61) − 2.5 x 84 = 597 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 97.61) = 645 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.3 상부슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	145	cm			
· Mu =	1321.874	kN.m	· Vu =	221.749	kN	· M =	952.676	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	137.0	cm	· 전단력 d =	137.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 29.573 cm^2 [p = 0.00216]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 47.95 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 44.525 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 18.125 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 47.95 cm^2 > 18.125 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 39.431 cm^2

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

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm^2 [8.0 EA/m]

TOTAL = 63.536 cm^2 [p = 0.004638]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0285 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2839.895 kN.m > Mu = 1321.87 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 889.84 kN > Vu = 221.749 kN

· 1/2·Φv Vc = 444.92 kN > Vu = 221.749 kN

[∵ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.004638 + √ [2 × 0.033 + 0.033 ^{2}] = 0.227

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.227 / 3 = 0.924

fs = M / [As·d·j]

= 952.676 × 1000 / [63.536 × 137 × 0.924] = 118.45 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 118.5) − 2.5 x 64 = 505 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 118.5) = 532 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.4 중간슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	4615.012	kN.m	· Vu =	1887.279	kN	· M =	3021.420	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	125.0 cm	· 전단력 d =	130.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 119.145 cm^2 [p = 0.00953]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	=	0.0035	⇒ MIN	As =	43.75 cm^2	
Pmin2	= 0.25√fck/fy	=	0.00325	⇒ MIN	As =	40.625 cm^2	
Pmin3	= 0.0025·B·t			⇒ MIN	As =	16.875 cm^2	[일면 As]
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	=	0.0035	⇒ MIN	As =	43.75 cm^2	> 16.875 cm^2
		4/3·Req As		⇒ MIN	As =	158.86 cm^2	

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@ 125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@ 125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
			TOTAL	= 127.072	cm^2	[p = 0.010166	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.012 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4922.114 kN.m > Mu = 4615.01 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 844.37 kN < Vu = 1887.279 kN

· 1/2·Φv Vc = 422.19 kN < Vu = 1887.279 kN

[∵ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 4.011 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 4.011 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 844.37 + 2979.6 = 3823.97 kN > Vu = 1887.28 kN

Rm = Md / Mu = 1.07 Rs = Φv Vn / Vu = 2.026

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.010166 + √ [2 × 0.073 + 0.073 ^{2}] = 0.316

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.316 / 3 = 0.895

fs = M / [As·d·j]

= 3021.42 × 1000 / [127.072 × 125 × 0.895] = 212.53 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 212.5) − 2.5 x 84 = 161 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 212.5) = 296 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.5 중간슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	140	cm						
· Mu =	4279.156	kN.m	· Vu =	3258.801	kN	· M =	3225.459	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	125.0	cm	· 전단력 d =	130.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 116.115 cm^2 [p = 0.00929]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 43.75 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 40.625 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 16.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 43.75 cm^2 > 16.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 154.82 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	190.608	cm^2	[p =	0.015249]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.007 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 7024.368 kN.m > Mu = 4279.16 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 844.37 kN < Vu = 3258.801 kN

· 1/2·Φv Vc = 422.19 kN < Vu = 3258.801 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 9.286 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 9.286 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 844.37 + 2979.6 = 3823.97 kN > Vu = 3258.80 kN

Rm = Md / Mu = 1.64 Rs = Φv Vn / Vu = 1.173

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.015249 + √ [2 × 0.11 + 0.11 ^{2}] = 0.372

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.372 / 3 = 0.876

fs = M / [As·d·j]

= 3225.459 × 1000 / [190.608 × 125 × 0.876] = 154.54 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 154.5) − 2.5 x 84 = 300 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 154.5) = 408 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.6 중간슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	3204.674	kN.m	· Vu =	825.055	kN	· M =	2520.946	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	127.0 cm	· 전단력 d =	132.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 81.307 cm^2 [p = 0.00640]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 44.45 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 41.275 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 16.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 44.45 cm^2 > 16.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 108.409 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@ 125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@ 125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
			TOTAL	= 127.072	cm^2	[p = 0.010006	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0122 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5008.523 kN.m > Mu = 3204.67 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 857.37 kN > Vu = 825.055 kN

· 1/2·Φv Vc = 428.69 kN < Vu = 825.055 kN

[∵ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 857.37 + 1512.72 = 2370.09 kN > Vu = 825.06 kN

Rm = Md / Mu = 1.56 Rs = Φv Vn / Vu = 2.873

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.010006 + √ [2 × 0.072 + 0.072 ^{2}] = 0.314

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.314 / 3 = 0.895

fs = M / [As·d·j]

= 2520.946 × 1000 / [127.072 × 127 × 0.895] = 174.54 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 174.5) − 2.5 x 64 = 291 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 174.5) = 361 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.7 하부슬래브 좌측단부

15.4.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	5399.231	kN.m	· Vu =	3180.465	kN	· M =	4181.910	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	125.0	cm	· 전단력 d =	130.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 146.509 cm^2 [p = 0.01172]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 43.75 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 40.625 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 16.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 43.75 cm^2 > 16.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 195.345 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	190.608	cm^2	[p = 0.015249]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.007 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 7024.368 kN.m > Mu = 5399.23 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 844.37 kN < Vu = 3180.465 kN

· 1/2·Φv Vc = 422.19 kN < Vu = 3180.465 kN

[∵ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 8.985 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 8.985 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 844.37 + 2979.6 = 3823.97 kN > Vu = 3180.47 kN

Rm = Md / Mu = 1.3 Rs = Φv Vn / Vu = 1.202

15.4.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.015249 + √ [2 × 0.11 + 0.11 ^{2}] = 0.372

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.372 / 3 = 0.876

fs = M / [As·d·j]

= 4181.91 × 1000 / [190.608 × 125 × 0.876] = 200.36 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 200.4) − 2.5 x 84 = 183 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 200.4) = 314 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.8 하부슬래브 우측단부

15.5.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	140	cm						
· Mu =	5744.530	kN.m	· Vu =	2925.508	kN	· M =	4479.290	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	125.0	cm	· 전단력 d =	130.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 155.879 cm^2 [p = 0.01247]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 43.75 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 40.625 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 16.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 43.75 cm^2 > 16.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 207.839 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	190.608	cm^2	[p = 0.015249	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.007 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 7024.368 kN.m > Mu = 5744.53 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 844.37 kN < Vu = 2925.508 kN

· 1/2·Φv Vc = 422.19 kN < Vu = 2925.508 kN

[∵ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 8.004 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 8.004 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 844.37 + 2979.6 = 3823.97 kN > Vu = 2925.51 kN

Rm = Md / Mu = 1.22 Rs = Φv Vn / Vu = 1.307

15.5.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.015249 + √ [2 × 0.11 + 0.11 ^{2}] = 0.372

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.372 / 3 = 0.876

fs = M / [As·d·j]

= 4479.29 × 1000 / [190.608 × 125 × 0.876] = 214.61 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 214.6) − 2.5 x 84 = 157 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 214.6) = 294 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.9 하부슬래브 중앙부

15.6.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	4747.719	kN.m	· Vu =	510.915	kN	· M =	3740.646	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	127.0	cm	· 전단력 d =	127.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 120.456 cm^2 [p = 0.00948]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 44.45 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 41.275 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 16.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 44.45 cm^2 > 16.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 160.608 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.010006	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0122 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5008.523 kN.m > Mu = 4747.72 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 824.89 kN > Vu = 510.915 kN

· 1/2·Φv Vc = 412.45 kN < Vu = 510.915 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

15.6.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.010006 + √ [2 × 0.072 + 0.072 ^{2}] = 0.314

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.314 / 3 = 0.895

fs = M / [As·d·j]

= 3740.646 × 1000 / [127.072 × 127 × 0.895] = 258.98 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 259) − 2.5 x 64 = 144 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 259) = 243 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.10 2층 좌측벽체 상단부

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	130	cm			
· Mu =	2521.974	kN.m	· Vu =	1150.340	kN	· M =	1574.263	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	115.0 cm	· 전단력 d =	120.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 71.374 cm^2 [p = 0.00621]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 40.25 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 37.375 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 15.625 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 40.25 cm^2 > 15.625 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 95.165 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm^2 [8.0 EA/m]

H 32 @ 125 = 63.536 cm^2 [8.0 EA/m]

TOTAL = 127.072 cm^2 [p = 0.01105]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0108 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4490.069 kN.m > Mu = 2521.97 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 779.42 kN < Vu = 1150.34 kN

· 1/2·Φv Vc = 389.71 kN < Vu = 1150.34 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 1.546 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 1.546 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 779.42 + 2750.4 = 3529.82 kN > Vu = 1150.34 kN

Rm = Md / Mu = 1.78 Rs = Φv Vn / Vu = 3.069

15.7.2 철근의 응력 산정

A = 2 × 100.0 × 1000.0 / 16.0 = 12500.0 mm^2 N=1M 당 배근된 철근수

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.01105 + √ [2 × 0.08 + 0.08 ^{2}] = 0.327

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.327 / 3 = 0.891

fs = M / [As·d·j]

= 1574.263 × 1000 / [127.072 × 115 × 0.891] = 120.91 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 120.9) − 2.5 x 84 = 441 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 120.9) = 521 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.11 2층 좌측벽체 중앙부

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	130	cm			
· Mu =	2123.702	kN.m	· Vu =	979.616	kN	· M =	971.242	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	122.0 cm	· 전단력 d =	122.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 53.631 cm^2 [p = 0.00440]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	=	0.0035	⇒ MIN As =	42.7 cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	=	0.00325	⇒ MIN As =	39.65 cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t			⇒ MIN As =	16.25 cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	=	0.0035	⇒ MIN As =	42.7 cm^2	>	16.25 cm^2
			4/3·Req As	⇒ MIN As =	71.508 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	63.536	cm^2	[p =	0.005208]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0251 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2515.862 kN.m > Mu = 2123.70 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 792.41 kN < Vu = 979.616 kN

· 1/2·Φv Vc = 396.21 kN < Vu = 979.616 kN

[∵ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

15.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.005208 + √ [2 × 0.038 + 0.038 ^{2}] = 0.239

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.239 / 3 = 0.92

fs = M / [As·d·j]

= 971.242 × 1000 / [63.536 × 122 × 0.92] = 136.19 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 136.2) − 2.5 x 64 = 418 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 136.2) = 463 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.12 2층 좌측벽체 하단부

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	130	cm			
· Mu =	2403.564	kN.m	· Vu =	1098.848	kN	· M =	173.150	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	115.0	cm	· 전단력 d =	120.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 68.023 cm^2 [p = 0.00592]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 40.25 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 37.375 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 15.625 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 40.25 cm^2 > 15.625 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 90.697 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm^2 [8.0 EA/m]

H 32 @ 125 = 63.536 cm^2 [8.0 EA/m]

TOTAL = 127.072 cm^2 [p = 0.01105]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0108 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4490.069 kN.m > Mu = 2403.56 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 779.42 kN < Vu = 1098.848 kN

· 1/2·Φv Vc = 389.71 kN < Vu = 1098.848 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 1.331 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 1.331 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 779.42 + 2750.4 = 3529.82 kN > Vu = 1098.85 kN

Rm = Md / Mu = 1.87 Rs = Φv Vn / Vu = 3.212

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.01105 + √ [2 × 0.08 + 0.08 ²] = 0.327

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.327 / 3 = 0.891

fs = M / [As·d·j]

= 173.15 × 1000 / [127.072 × 115 × 0.891] = 13.3 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 13.3) − 2.5 x 84 = 5711 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 13.3) = 4737 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.13 1층 좌측벽체 상단부

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	160	cm			
· Mu =	4149.514	kN.m	· Vu =	909.221	kN	· M =	3104.075	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	145.0 cm	· 전단력 d =	150.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 91.129 cm^2 [p = 0.00628]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 50.75 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 47.125 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 19.375 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 50.75 cm^2 > 19.375 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 121.505 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072 cm^2	[p = 0.008764	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0143 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5786.203 kN.m > Mu = 4149.51 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 974.28 kN > Vu = 909.221 kN

· 1/2·Φv Vc = 487.14 kN < Vu = 909.221 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 974.28 + 1191.6 = 2165.88 kN > Vu = 909.22 kN

Rm = Md / Mu = 1.39 Rs = Φv Vn / Vu = 2.382

15.7.2 철근의 응력 산정

A = 2 × 100.0 × 1000.0 / 16.0 = 12500.0 mm^2 N=1M 당 배근된 철근수

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.008764 + √ [2 × 0.063 + 0.063 ^{2}] = 0.298

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.298 / 3 = 0.901

fs = M / [As·d·j]

= 3104.075 × 1000 / [127.072 × 145 × 0.901] = 186.98 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 187) − 2.5 x 84 = 211 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 187) = 337 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.14 1층 좌측벽체 중앙부

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브			
· B =	100	cm	· H =	160	cm					
· Mu =	13.092	kN.m	· Vu =	605.593	kN	· M =	0.100	kN.m		
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단		
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	152.0	cm	· 전단력 d =	152.0	cm		

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 0.259 cm^2 [p = 0.00002]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 53.2 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 49.4 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 20 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 53.2 cm^2 > 20 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 0.345 cm^2

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

∴ USE As =	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
TOTAL =					=	40.536	cm^2	[p =	0.002667]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 7.065 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 8.312 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0519 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2046.215 kN.m > Mu = 13.09 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 987.27 kN > Vu = 605.593 kN

· 1/2·Φv Vc = 493.64 kN < Vu = 605.593 kN

[∵ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

15.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.002667 + √ [2 × 0.019 + 0.019 ^{2}] = 0.178

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.178 / 3 = 0.941

fs = M / [As·d·j]

= 0.1 × 1000 / [40.536 × 152 × 0.941] = 0.02 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 0.02) − 2.5 x 67.5 = 3937331 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 0.02) = 3150000 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.15 1층 좌측벽체 하단부

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	160	cm			
· Mu =	5399.231	kN.m	· Vu =	1499.181	kN	· M =	4181.910	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	145.0 cm	· 전단력 d =	150.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 123.686 cm^2 [p = 0.00853]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 50.75 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 47.125 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 19.375 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 50.75 cm^2 > 19.375 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 164.915 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	190.608	cm^2	[p = 0.013145]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0085 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 8320.502 kN.m > Mu = 5399.23 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 974.28 kN < Vu = 1499.181 kN

· 1/2·Φv Vc = 487.14 kN < Vu = 1499.181 kN

[∵ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 1.750 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.750 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 974.28 + 1191.6 = 2165.88 kN > Vu = 1499.18 kN

Rm = Md / Mu = 1.54 Rs = Φv Vn / Vu = 1.445

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.013145 + √ [2 × 0.095 + 0.095 ^{2}] = 0.351

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.351 / 3 = 0.883

fs = M / [As·d·j]

= 4181.91 × 1000 / [190.608 × 145 × 0.883] = 171.36 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 171.4) − 2.5 x 84 = 250 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 171.4) = 368 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.16 2층 우측벽체 상단부

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	2090.352	kN.m	· Vu =	1150.340	kN	· M =	1444.729	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	85.0	cm	· 전단력 d =	90.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 83.167 cm^2 [p = 0.00978]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 29.75 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 27.625 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 11.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 29.75 cm^2 > 11.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 110.889 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm^2 [8.0 EA/m]

H 32 @ 125 = 63.536 cm^2 [8.0 EA/m]

TOTAL = 127.072 cm^2 [p = 0.01495]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0074 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3193.934 kN.m > Mu = 2090.35 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 1150.34 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 1150.34 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 3.143 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 3.143 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 584.57 + 2062.8 = 2647.37 kN > Vu = 1150.34 kN

Rm = Md / Mu = 1.53 Rs = Φv Vn / Vu = 2.301

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.01495 + √ [2 × 0.108 + 0.108 ^{2}] = 0.369

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.369 / 3 = 0.877

fs = M / [As·d·j]

= 1444.729 × 1000 / [127.072 × 85 × 0.877] = 152.52 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 152.5) − 2.5 x 84 = 306 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 152.5) = 413 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.17 2층 우측벽체 중앙부

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	1800.375	kN.m	· Vu =	936.996	kN	· M =	1096.171	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	87.0 cm	· 전단력 d =	92.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 66.244 cm^2 [p = 0.00761]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (8,107 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 14.13 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 30.45 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 28.275 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 11.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 30.45 cm^2 > 11.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 88.325 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	81.072	cm^2	[p = 0.009319	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 14.130 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 16.624 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0136 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2203.367 kN.m > Mu = 1800.38 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN < Vu = 936.996 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN < Vu = 936.996 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.009319 + √ [2 × 0.067 + 0.067 ^{2}] = 0.305

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.305 / 3 = 0.898

fs = M / [As·d·j]

= 1096.171 × 1000 / [81.072 × 87 × 0.898] = 173.07 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 173.1) − 2.5 x 67.5 = 286 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 173.1) = 364 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.18 2층 우측벽체 하단부

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	1592.892	kN.m	· Vu =	1107.790	kN	· M =	10.661	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	87.0 cm	· 전단력 d =	92.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 61.705 cm^2 [p = 0.00709]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 30.45 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 28.275 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 11.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 30.45 cm^2 > 11.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 82.273 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm^2 [8.0 EA/m]

H 32 @ 125 = 63.536 cm^2 [8.0 EA/m]

TOTAL = 127.072 cm^2 [p = 0.014606]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0076 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3280.343 kN.m > Mu = 1592.89 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN < Vu = 1107.79 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN < Vu = 1107.79 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 2.773 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 2.773 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 597.56 + 2108.64 = 2706.2 kN > Vu = 1107.79 kN

Rm = Md / Mu = 2.06 Rs = Φv Vn / Vu = 2.443

15.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.014606 + √ [2 × 0.105 + 0.105 ^{2}] = 0.365

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.365 / 3 = 0.878

fs = M / [As·d·j]

= 10.661 × 1000 / [127.072 × 87 × 0.878] = 1.1 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 1.1) − 2.5 x 64 = 71431 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 1.1) = 57273 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.19 1층 우측벽체 상단부

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	160	cm			
· Mu =	4279.156	kN.m	· Vu =	910.199	kN	· M =	3225.459	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	145.0 cm	· 전단력 d =	150.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 98.028 cm^2 [p = 0.00676]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 50.75 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 47.125 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 19.375 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 50.75 cm^2 > 19.375 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 130.704 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	190.608	cm^2	[p = 0.013145	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0085 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 8320.502 kN.m > Mu = 4279.16 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 974.28 kN > Vu = 910.199 kN

· 1/2·Φv Vc = 487.14 kN < Vu = 910.199 kN

[∵ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 974.28 + 1191.6 = 2165.88 kN > Vu = 910.20 kN

Rm = Md / Mu = 1.94 Rs = Φv Vn / Vu = 2.38

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.013145 + √ [2 × 0.095 + 0.095 ^{2}] = 0.351

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.351 / 3 = 0.883

fs = M / [As·d·j]

= 3225.459 × 1000 / [190.608 × 145 × 0.883] = 132.17 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 132.2) − 2.5 x 84 = 386 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 132.2) = 477 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.20 1층 우측벽체 중앙부

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	160	cm			
· Mu =	16.095	kN.m	· Vu =	699.610	kN	· M =	0.100	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	152.0 cm	· 전단력 d =	152.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 0.319 cm^2 [p = 0.00002]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 53.2 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 49.4 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 20 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 53.2 cm^2 > 20 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 0.425 cm^2

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

∴ USE As =	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
TOTAL =					=	40.536	cm^2	[p =	0.002667]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 7.065 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 8.312 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0519 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2046.215 kN.m > Mu = 16.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 987.27 kN > Vu = 699.61 kN

· 1/2·Φv Vc = 493.64 kN < Vu = 699.61 kN

[∵ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.002667 + √ [2 × 0.019 + 0.019 ^{2}] = 0.178

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.178 / 3 = 0.941

fs = M / [As·d·j]

= 0.1 × 1000 / [40.536 × 152 × 0.941] = 0.02 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 0.02) − 2.5 x 67.5 = 3937331 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 0.02) = 3150000 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.21 1층 우측벽체 하단부

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	160	cm			
· Mu =	5744.530	kN.m	· Vu =	1513.329	kN	· M =	4479.290	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	147.0	cm	· 전단력 d =	152.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 129.578 cm^2 [p = 0.00881]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 51.45 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 47.775 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 19.375 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 51.45 cm^2 > 19.375 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 172.771 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	190.608	cm^2	[p = 0.012967]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0087 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 8450.116 kN.m > Mu = 5744.53 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 987.27 kN < Vu = 1513.329 kN

· 1/2·Φv Vc = 493.64 kN < Vu = 1513.329 kN

[∵ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 1.730 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.730 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 987.27 + 1207.49 = 2194.76 kN > Vu = 1513.33 kN

Rm = Md / Mu = 1.47 Rs = Φv Vn / Vu = 1.45

15.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.012967 + √ [2 × 0.093 + 0.093 ^{2}] = 0.349

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.349 / 3 = 0.884

fs = M / [As·d·j]

= 4479.29 × 1000 / [190.608 × 147 × 0.884] = 180.84 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 180.8) − 2.5 x 64 = 275 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 180.8) = 348 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.22 소화전함 벽체

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	116	cm						
· Mu =	4497.600	kN.m	· Vu =	931.200	kN	· M =	3537.800	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	100.5	cm	· 전단력 d =	105.5	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 157.685 cm^2 [p = 0.01569]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 35.175 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 32.663 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 13.813 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 35.175 cm^2 > 13.813 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 210.247 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	190.608	cm^2	[p = 0.018966]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0051 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5436.603 kN.m > Mu = 4497.60 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 685.24 kN < Vu = 931.2 kN

· 1/2·Φv Vc = 342.62 kN < Vu = 931.2 kN

[∵ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 1.166 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.166 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 685.24 + 838.09 = 1523.33 kN > Vu = 931.20 kN

Rm = Md / Mu = 1.21 Rs = Φv Vn / Vu = 1.636

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.018966 + √ [2 × 0.137 + 0.137 ^{2}] = 0.404

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.404 / 3 = 0.865

fs = M / [As·d·j]

= 3537.8 × 1000 / [190.608 × 100.5 × 0.865] = 213.51 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 213.5) − 2.5 x 84 = 159 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 213.5) = 295 mm > 125 mm ∴ O.K.

16. 배력철근 산정

* 배력철근 계산

① T = 1,450 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적				=	1.450	m²			
필요 배력철근량 :									
단면적의 0.002 =	0.0020	x	1.450	=	2900.0	㎟			
0.0015hb =	0.002	x	1.450	x	1.000	=	2175.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량 :	H 16	@	150	=	1324.0	㎟			h= 1200mm 이하
	H 16	@	300	=	662.0	㎟			
					1986	㎟			--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 4350 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

② T = 1,400 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적				=	1.400	m²			
단면적의 0.002 :	0.0020	x	1.400	=	2800.000	㎟	(≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]		
0.0015hb =	0.002	x	1.400	x	1.000	=	2100.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량 :	H 16	@	150	=	1324.000	㎟			h= 1200mm 이하
	H 16	@	300	=	662.000	㎟			
					1986.000	㎟			--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 4200 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

③ T = 1,600 mm 부

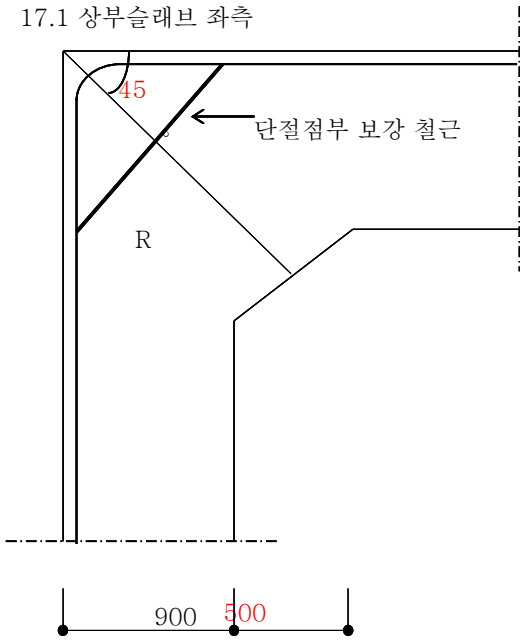
M당 벽체 콘크리트 단면적				=	1.600	m²			
단면적의 0.002 :	0.0020	x	1.600	=	3200.000	㎟	(≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]		
0.0015hb =	0.002	x	1.600	x	1.000	=	2400.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량 :	H 16	@	150	=	1324.000	㎟			h= 1200mm 이하
	H 16	@	300	=	662.000	㎟			
					1986.000	㎟			--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 4800 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

*** 수축 및 온도철근 단면적은 단위 m당 1,800㎟ 보다 크게 취할 필요는 없다. -- 콘.설 P109**

17. 우각부 검토

17.1 상부슬래브 좌측



$R = \sqrt{1200.0^2 + 1200.0^2}$

$= 1697.056$ mm

Mo = 1574.3 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

$= 0.13\sqrt{27} = 0.68$ MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 1574.263 \times 10^6}{1{,}697 \times 1{,}000} = 2.733 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 1574.26 \times 10^6}{1{,}697.056 \times 180} = 10{,}307 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

2단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

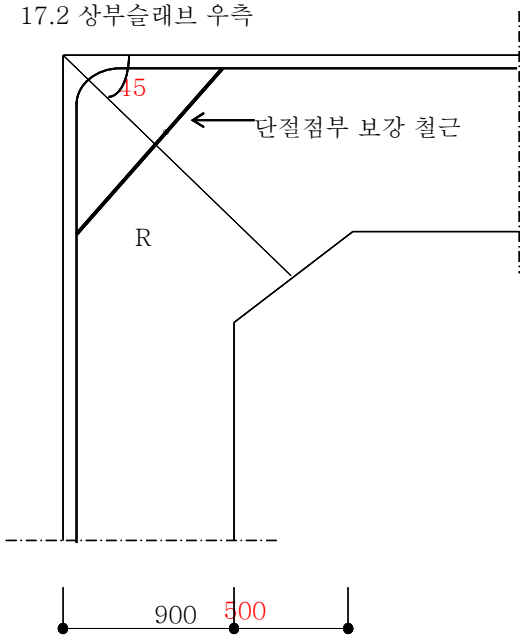
12707.2 mm² > 10,307 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1697.0563 = 1.10 m 이내에 배치

17.2 상부슬래브 우측



R = $\sqrt{1200.0^2 + 1200.0^2}$

= 1697.056 mm

Mo = 1444.7 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

fca = 0.13 $\sqrt{fck}$

= 0.13 $\sqrt{27}$ = 0.68 MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 1444.729 \times 10^6}{1{,}697 \times 1{,}000} = 2.508 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 1444.73 \times 10^6}{1{,}697.056 \times 180} = 9{,}459 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

2단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

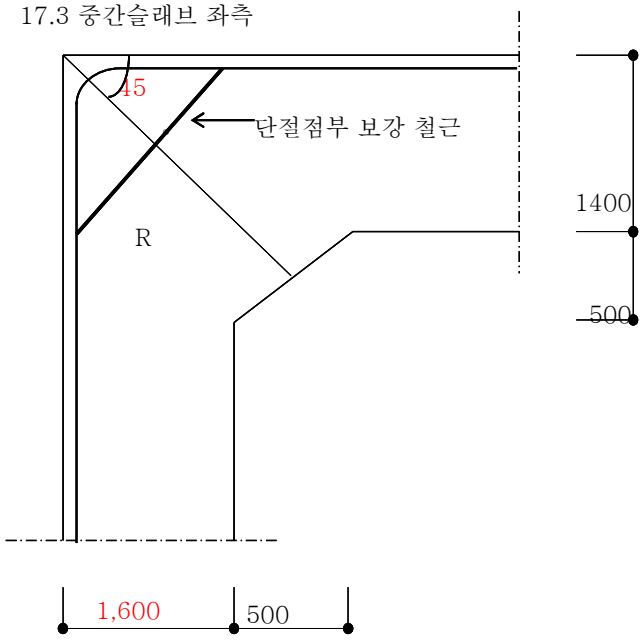
12707.2 mm² > 9,459 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1697.0563 = 1.10 m 이내에 배치

17.3 중간슬래브 좌측



$R = \sqrt{1750.0^2 + 1750.0^2}$

$= 2474.874$ mm

Mo = 3104.1 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

$= 0.13\sqrt{27} = 0.68$ MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 3104.075 \times 10^6}{2474.873734 \times 1{,}000} = 2.534 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 3104.075 \times 10^6}{2474.873734 \times 180} = 13{,}936 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3176.8 mm²

As = 2단 H 32 @ 250 : 3176.8 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6353.6 mm²

2단 H 32 @ 125 : 6353.6 mm²

3단 H 32 @ 125 : 6353.6 mm²

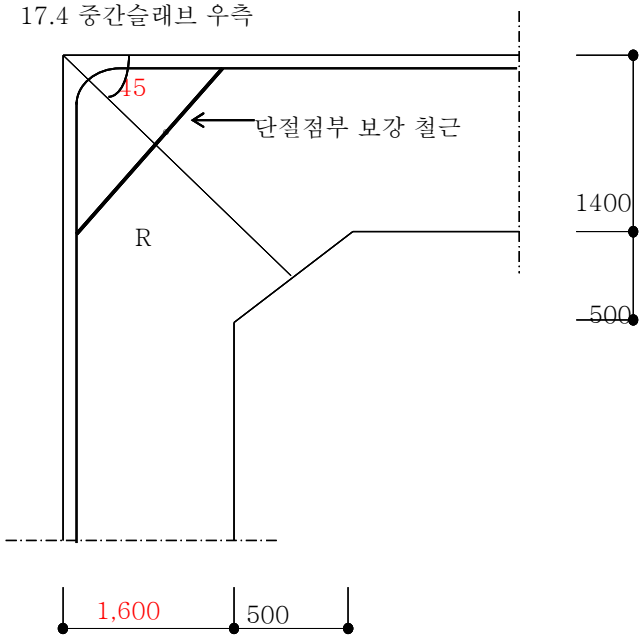
25414.4 mm² > 13935.95 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2474.8737 = 1.61 m 이내에 배치

17.4 중간슬래브 우측



$R = \sqrt{1750.0^2 + 1750.0^2}$

$= 2474.874$ mm

Mo = 3225.5 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

$= 0.13\sqrt{27} = 0.68$ MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 3225.459 \times 10^6}{2474.873734 \times 1{,}000} = 2.633 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 3225.459 \times 10^6}{2474.8737 \times 180} = 14{,}481 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3176.8 mm²

As = 2단 H 32 @ 250 : 3176.8 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6353.6 mm²

As = 2단 H 32 @ 125 : 6353.6 mm²

As = 3단 H 32 @ 125 : 6353.6 mm²

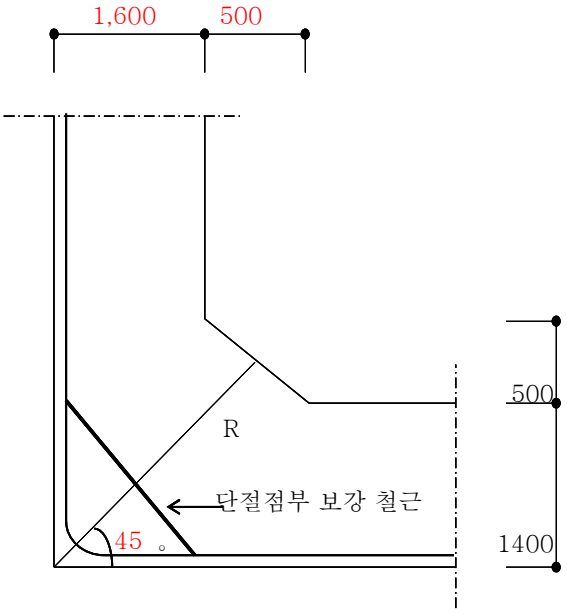
25414.4 mm² > 14480.91 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2474.8737 = 1.61 m 이내에 배치

17.5 하부슬래브 좌측



$$R = \sqrt{1750.0^2 + 1750.0^2} = 2474.874 \text{ mm}$$

Mo = 4181.9 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$$fca = 0.13\sqrt{fck} = 0.13\sqrt{27} = 0.68 \text{ MPa}$$

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 4181.91 \times 10^6}{2474.873734 \times 1{,}000} = 3.414 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 4181.91 \times 10^6}{2{,}474.874 \times 180} = 18{,}775 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

As = 2단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

As = 3단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6353.6 mm²

As = 2단 H 32 @ 125 : 6353.6 mm²

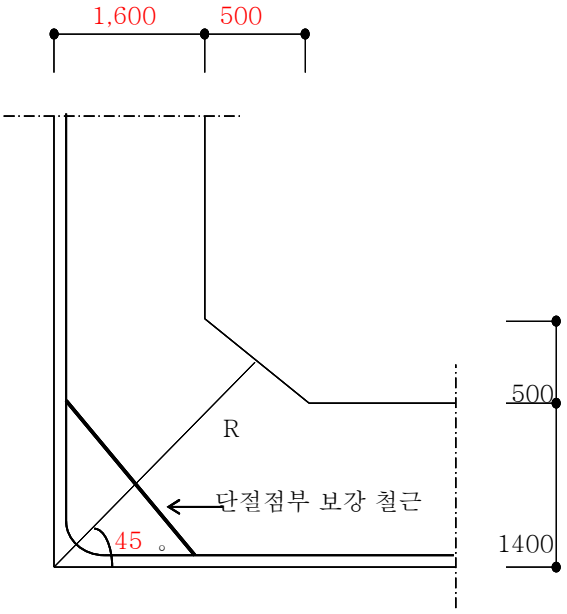
22237.6 mm² > 18,775 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2474.8737 = 1.61 m 이내에 배치

17.6 하부슬래브 우측



$$R = \sqrt{1750.0^2 + 1750.0^2} = 2474.874 \text{ mm}$$

Mo = 4479.3 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$$fca = 0.13\sqrt{fck} = 0.13\sqrt{27} = 0.68 \text{ MPa}$$

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 4479.29 \times 10^6}{2474.873734 \times 1{,}000} = 3.657 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 4479.29 \times 10^6}{2{,}474.874 \times 180} = 20{,}110 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

As = 2단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

As = 3단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6353.6 mm²

As = 2단 H 32 @ 125 : 6353.6 mm²

22237.6 mm² > 20,110 mm² -O.K-

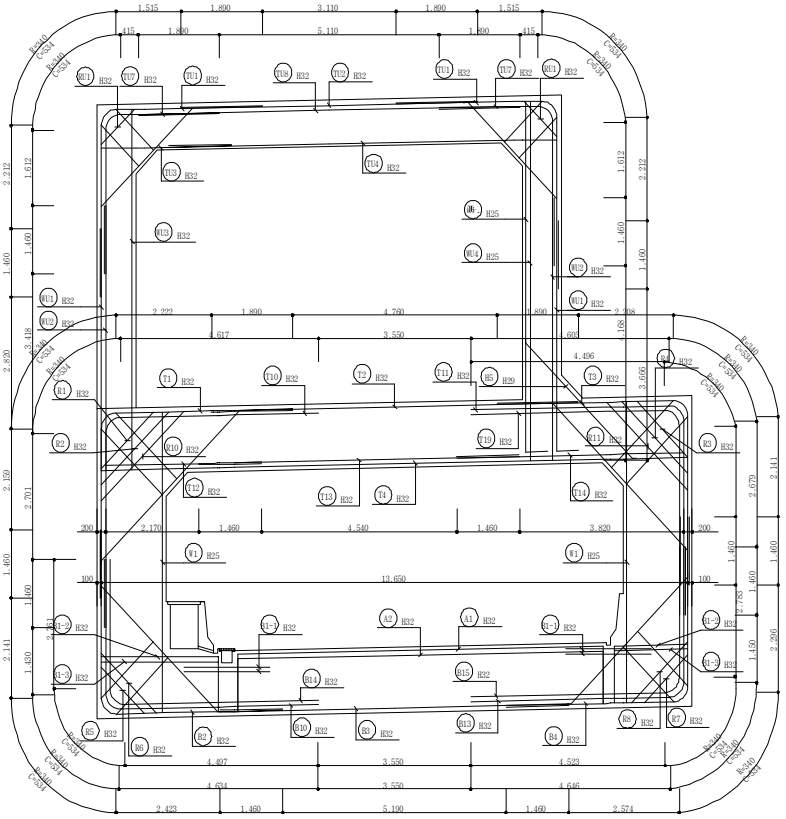
(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

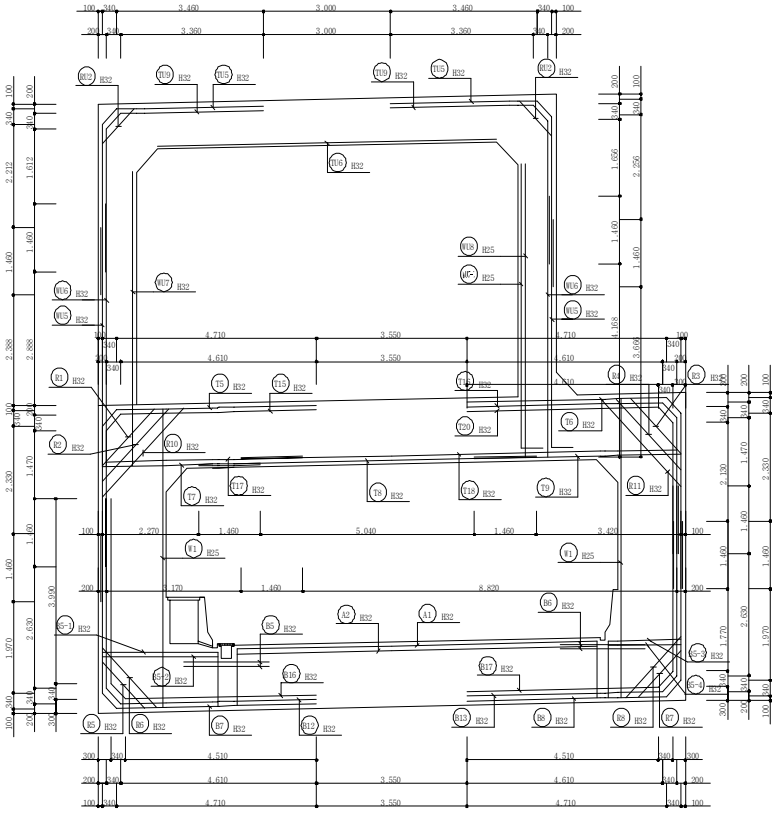
X = 0.65 x 2474.8737 = 1.61 m 이내에 배치

18. 주철근 조립도

CYCLE-1 (@250)



CYCLE-2 (@250)



지하차도 구조계산서

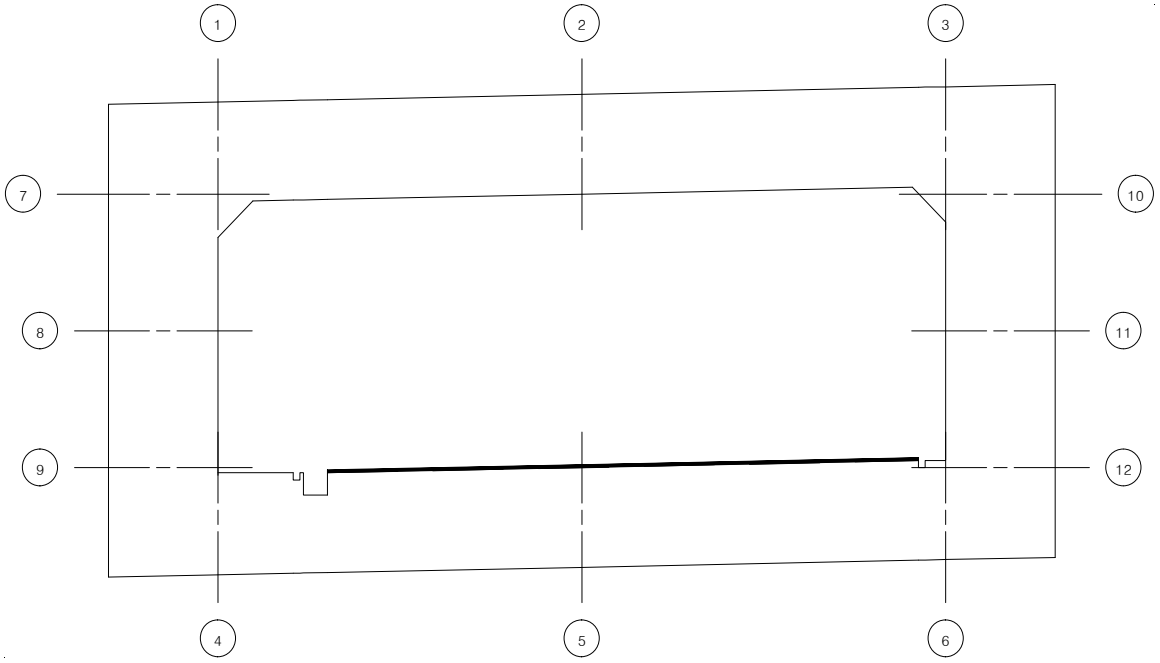
▣ (BLOCK8)
▣ 토 피(FH) = 17.00 m
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 10.65M × 3.84M, 사각 : 90°)

▣ 선 형 = ∞

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(기능수행)
13. 하중재하도(붕괴방지)
14. 하중계수 및 하중조합
15. INPUT DATA(상시)
16. INPUT DATA(기능수행)
17. INPUT DATA(붕괴방지)
18. OUTPUT DATA(상시)
19. OUTPUT DATA(기능수행)
20. OUTPUT DATA(붕괴방지)
21. 단면력정리
22. 단면검토 및 철근량 산정
23. 수평철근 검토
24. 절점부 검토
25. 사용성 검토
26. 기초 지지력 검토
27. 주철근 조립도
28. 물분무시설 보강철근

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	447.377	6492.967	600	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	3135.64	6586.826	2.101	O.K

■ 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	1467	3866.66	5858.21	7945.50	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.52
		중앙부	2	1000	1320	4107.30	5224.55	9403.60	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.27
		우측	3	1000	1467	3866.68	5858.21	7945.50	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.52
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1000	1320	383.45	4791.12	877.90	H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	11557.20	12.49
		좌측 (하면)	4	1000	1300	3155.80	5138.14	7394.60	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.63
		중앙부	5	1000	1320	3576.79	5224.55	8249.70	H32 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.46
		우측 (상면)	6	1000	1320	383.42	5748.80	877.80	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	14126.80	14.99
		우측 (하면)	6	1000	1300	3155.77	5138.14	7394.60	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.63
좌측벽체	1층	상부	7	1000	1667	5687.29	6722.30	10313.60	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.18
		중앙부	8	1000	1500	4948.38	6002.23	10001.40	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.21
		하부	9	1000	1500	5028.24	6002.23	10162.80	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.19
우측벽체	1층	상부	10	1000	1667	5687.30	6722.30	10313.60	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.18
		중앙부	11	1000	1500	4948.39	6002.23	10001.40	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.21
		하부	12	1000	1500	5028.25	6002.23	10162.80	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.19

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비		
				필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	3972.0	0.K
		중앙부	2	1800.0	3310.7	0.K
		우측	3	1800.0	3972.0	0.K
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	1800.0	3972.0	0.K
		좌측 (하면)	4	1800.0	3972.0	0.K
		중앙부	5	1800.0	5958.0	0.K
		우측 (상면)	6	1800.0	5296.7	0.K
		우측 (하면)	6	1800.0	5296.7	0.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	3310.7	0.K
		중앙부	8	1800.0	2647.3	0.K
		하부	9	1800.0	3310.7	0.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1800.0	3310.7	0.K
		중앙부	11	1800.0	2647.3	0.K
		하부	12	1800.0	3310.7	0.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	
상부슬래	1 경간	좌측	1	811.9	2123.3	2244.40	2.00	524.60	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	2	824.9	91.4	1552.60	2.00	-	H19	300	573.00	0.K
		우측	3	811.9	2123.3	2244.40	2.00	524.60	H19	150	573.00	0.K
하부슬래	1 경간	좌측	4	792.4	1583.7	1761.58	2.00	324.30	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	5	792.4	235.9	1276.99	2.00	-	H16	300	397.20	0.K
		우측	6	792.4	1583.9	1761.58	2.00	324.40	H16	150	397.20	0.K
좌측벽체	1 층	상부	7	941.8	1045.5	2093.68	2.00	35.80	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	8	941.8	1076.5	1517.74	2.00	92.90	H16	300	397.20	0.K
		하부	9	941.8	1103.6	2093.68	2.00	55.80	H16	150	397.20	0.K
우측벽체	1 층	상부	10	941.8	1045.5	2093.68	2.00	35.80	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	11	941.8	1076.5	1517.74	2.00	92.90	H16	300	397.20	0.K
		하부	12	941.8	1103.6	2093.68	2.00	55.80	H16	150	397.20	0.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	1467	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	284.000	O.K	2.272
		중앙부	2	1320	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	235.000	O.K	1.880
		우측	3	1467	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	284.000	O.K	2.272
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1320	H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	4	1300	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	293.000	O.K	2.344
		중앙부	5	1320	H32 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA	125	296.000	O.K	2.368
		우측 (상면)	6	1320	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	6	1300	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	293.000	O.K	2.344
좌측벽체	1층	상부	7	1667	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	159.000	O.K	1.272
		중앙부	8	1500	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	164.000	O.K	1.312
		하부	9	1500	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	156.000	O.K	1.248
우측벽체	1층	상부	10	1667	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	159.000	O.K	1.272
		중앙부	11	1500	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	164.000	O.K	1.312
		하부	12	1500	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	156.000	O.K	1.248

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 지하차도 (내공 : 10.65M × 3.84M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 25.00 kN/m³
- Mortar (γ_{mot}) = 21.50 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 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 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 : I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sd
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 9.000 kN/m² (∵ 토피 : 17.000 m)

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)

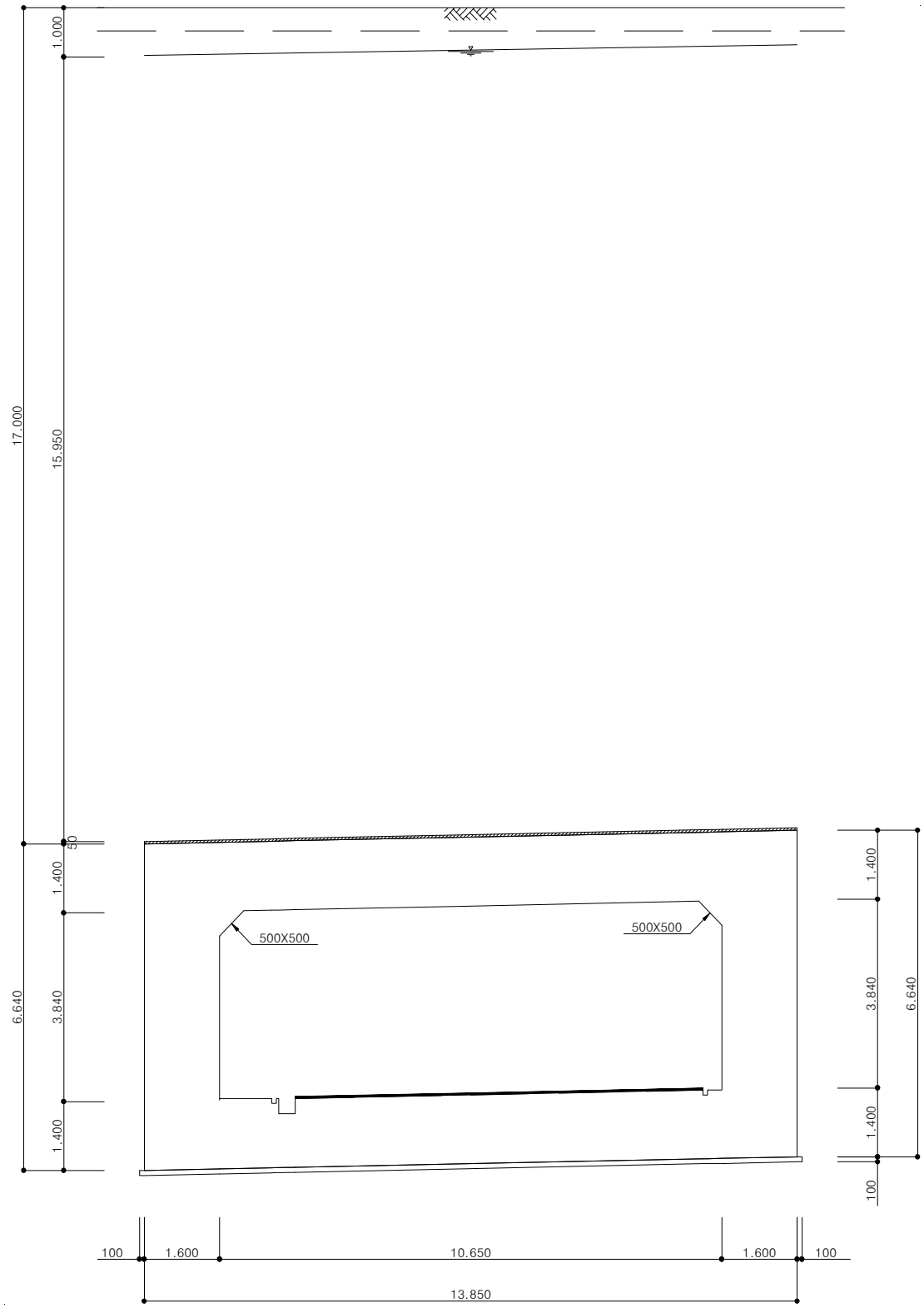
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 콘크리트 구조기준.해설 : 한국콘크리트학회(2012)
- 도로교 설계기준 : 건설교통부(2010)

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


1.000
17.000
15.950
50
1.400
6.640
3.840
1.400
500X500
500X500
1.400
3.840
6.640
1.400
100
100
1.600
10.650
1.600
100
13.850

4. 부 력 검 토

: 부력에 대한 안전률 Fs = 1.2 (R/B)
부력에 대한 안정계산시 구체자중과 측면마찰력, 상재하중만을 고려
(최소토피 H = 17.000 m 에 대하여 검토)

1) 구체자중

- 상부슬래브	:	13.850 × 1.400 × 25.0	=	484.750	kN/m
- 하부슬래브	:	13.850 × 1.400 × 25.0	=	484.750	kN/m
- 좌측외벽	:	1.600 × 3.840 × 25.0	=	153.600	kN/m
- 우측외벽	:	1.600 × 3.840 × 25.0	=	153.600	kN/m
- 헌치 1	:	0.500 × 0.500 × 1/2 × 2EA × 25.0	=	6.250	kN/m
		∴ Σ	=	1282.950	kN/m

2) 상재 하중

- ASPHALT 포장하중	:	0.500 × 13.850 × 23.0	=	159.275	kN/m
- 흙의 자중(지하수위 이상	:	0.500 × 13.850 × 19.0	=	131.575	kN/m
- 흙의 자중(지하수위 이하	:	15.950 × 13.850 × 10.0	=	2209.075	kN/m
- 지하수 자중	:	15.950 × 13.850 × 10.0	=	2209.075	kN/m
- 방수몰탈	:	0.050 × 13.850 × 21.5	=	14.889	kN/m
		∴ Σ	=	4723.889	kN/m

3) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30.0 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 16.000 \times 19.000 + 16.000^2 \times 10.000) \times \tan(30.0 \times 2/3)$

$= 576.529$ kN/m

∴ Σ = 3.458 + 576.529 = 579.987 kN/m

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. [철도설계기준2004(노반편,p.170)]

4) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=구조물높이+토피고-지하수위)

$= 13.850 \times 22.640 \times 10.000$

$= 3135.640$ kN/m

5) 안정검토

R = 1282.950 + 4723.889 + 579.987 = 6586.826 kN/m

Fs = R / U

= 6586.826 / 3135.640

= 2.101 > 1.200 ∴O.K

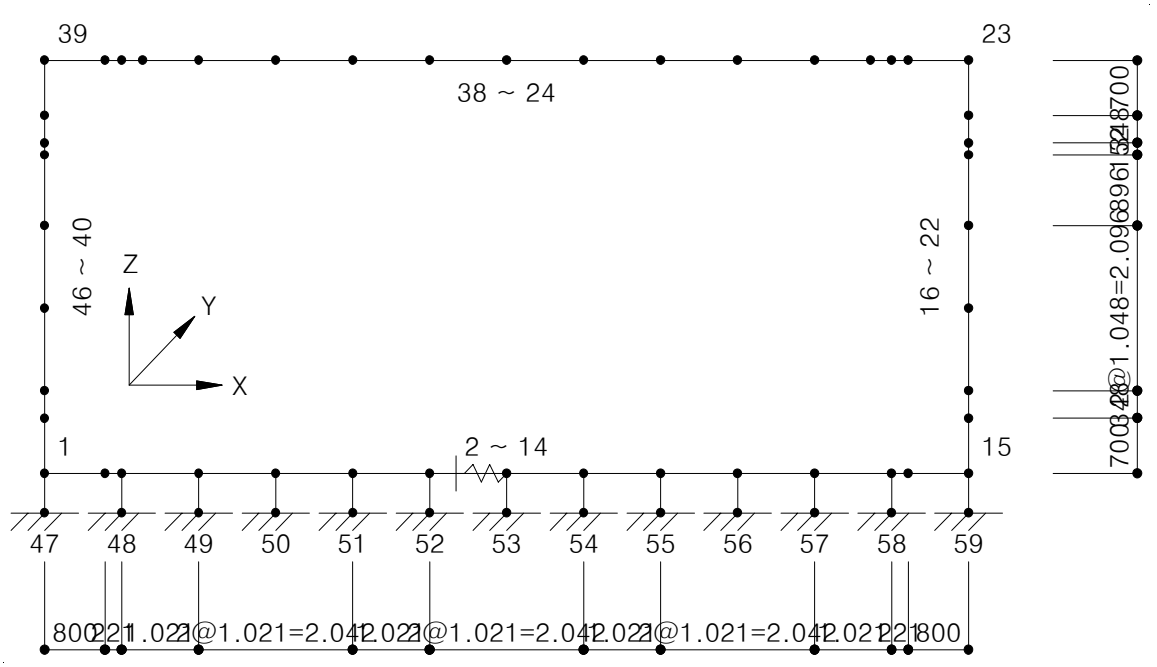
5. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

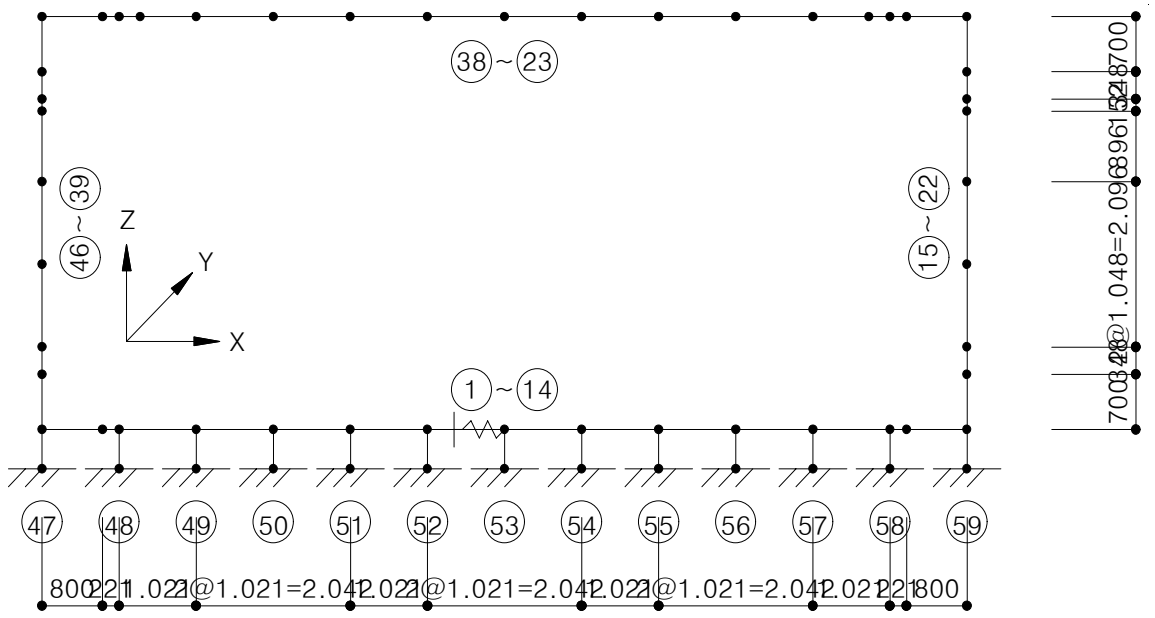
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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 (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.400 × 1.000	= 1.400	0.22867	1~14,26~35
2	1.600 × 1.000	= 1.600	0.34133	15~19,42~46
4	2.100 × 1.000	= 2.100	0.77175	22,39
5	1.900 × 1.000	= 1.900	0.57158	23,38

NO	A (m²)		I (m⁴)	절 점
3	1.752 × 1.000	= 1.752	0.44815	21,41
6	1.679 × 1.000	= 1.679	0.39455	25,37

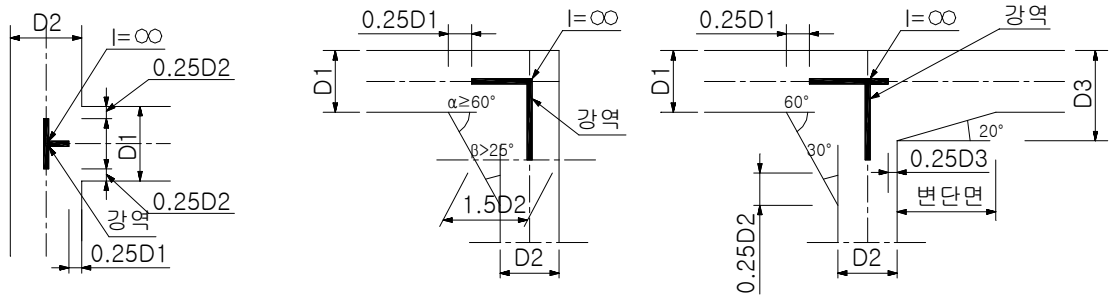
NO	Section(Tapper)	부 재
7	SEC 2 ~ 3	20
8	SEC 3 ~ 4	21
9	SEC 5 ~ 6	24
10	SEC 6 ~ 1	25
11	SEC 1 ~ 6	36
12	SEC 6 ~ 5	37
13	SEC 4 ~ 3	40
14	SEC 3 ~ 2	41

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	31	6.125	5.740
2	0.800	0.500	32	5.104	5.740
3	1.021	0.500	33	4.083	5.740
4	2.042	0.500	34	3.063	5.740
5	3.063	0.500	35	2.042	5.740
6	4.083	0.500	36	1.300	5.740
7	5.104	0.500	37	1.021	5.740
8	6.125	0.500	38	0.800	5.740
9	7.146	0.500	39	0.000	5.740
10	8.167	0.500	40	0.000	5.040
11	9.188	0.500	41	0.000	4.692
12	10.208	0.500	42	0.000	4.540
13	11.229	0.500	43	0.000	3.644
14	11.450	0.500	44	0.000	2.596
15	12.250	0.500	45	0.000	1.548
16	12.250	1.200	46	0.000	1.200
17	12.250	1.548	47	0.000	0.000
18	12.250	2.596	48	1.021	0.000
19	12.250	3.644	49	2.042	0.000
20	12.250	4.540	50	3.063	0.000
21	12.250	4.692	51	4.083	0.000
22	12.250	5.040	52	5.104	0.000
23	12.250	5.740	53	6.125	0.000
24	11.450	5.740	54	7.146	0.000
25	11.229	5.740	55	8.167	0.000
26	10.950	5.740	56	9.188	0.000
27	10.208	5.740	57	10.208	0.000
28	9.188	5.740	58	11.229	0.000
29	8.167	5.740	59	12.250	0.000
30	7.146	5.740			

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 39 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1600 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 39 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 23 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1600 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 23 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1400 = 450 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1600 = 300 mm

(7) 15 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1400 = 450 mm

(8) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

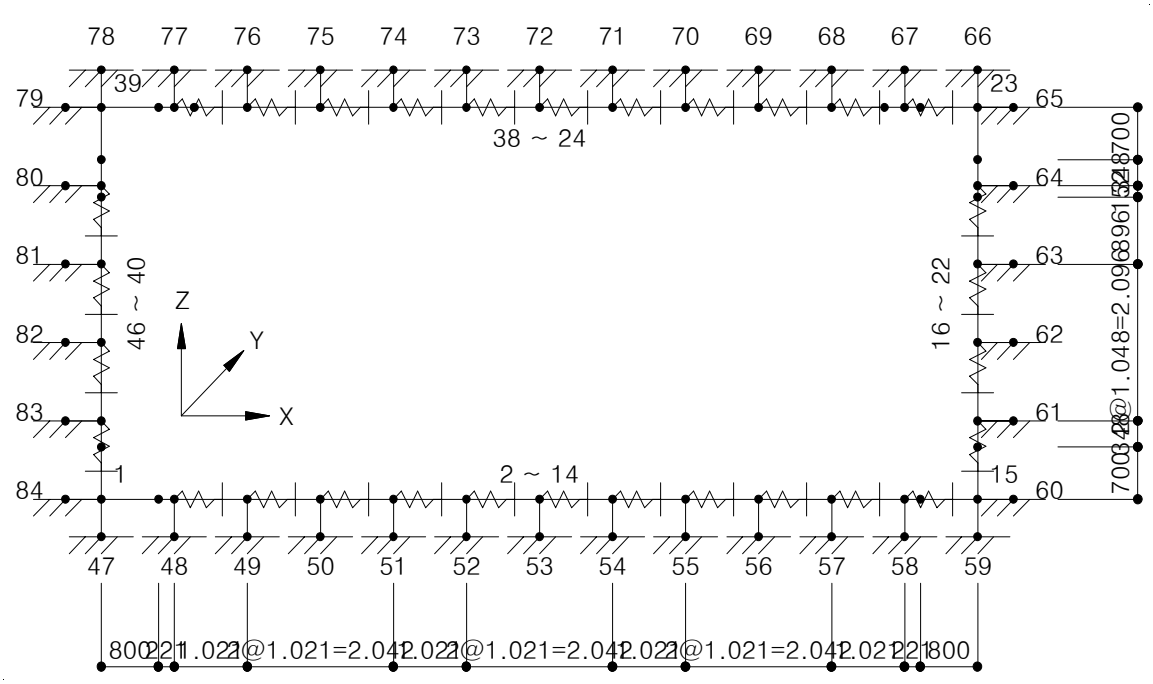
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1600 = 300 mm

6. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

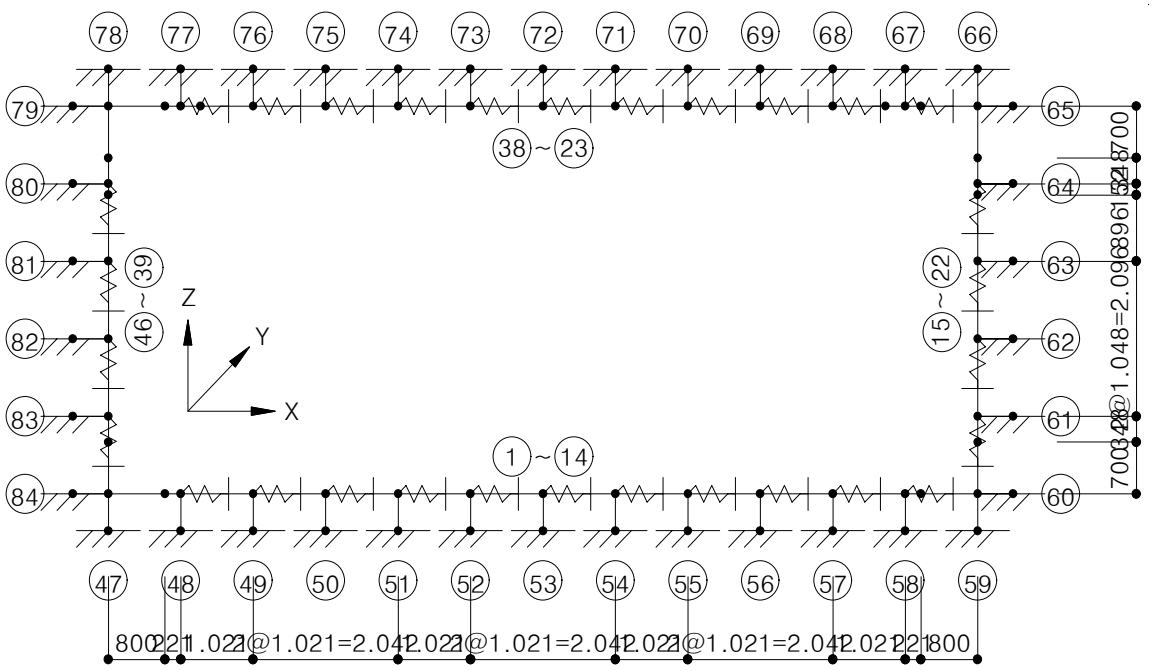
1) Modeling

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 (m²)	I (m⁴)	부 재
1	1.400 × 1.000 = 1.400	0.22867	1~14,26~35
2	1.600 × 1.000 = 1.600	0.34133	15~19,42~46
4	2.100 × 1.000 = 2.100	0.77175	22,39
5	1.900 × 1.000 = 1.900	0.57158	23,38

NO	A (m²)	I (m⁴)	절 점
3	1.752 × 1.000 = 1.752	0.44815	21,41
6	1.679 × 1.000 = 1.679	0.39455	25,37

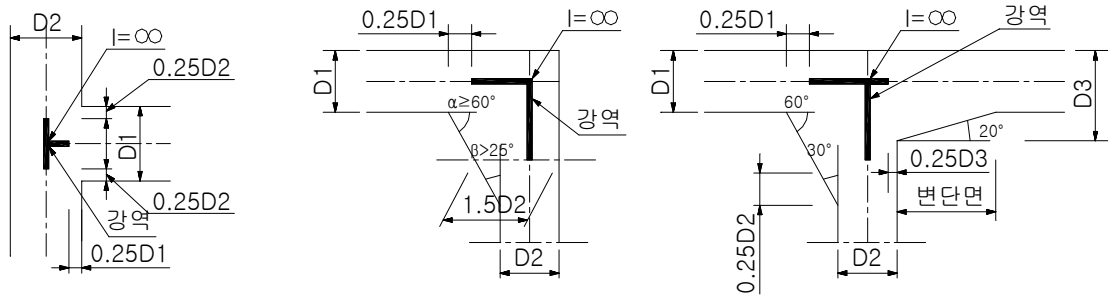
NO	Section(Tapper)	부 재
7	SEC 2 ~ 3	20
8	SEC 3 ~ 4	21
9	SEC 5 ~ 6	24
10	SEC 6 ~ 1	25
11	SEC 1 ~ 6	36
12	SEC 6 ~ 5	37
13	SEC 4 ~ 3	40
14	SEC 3 ~ 2	41

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.500	0.500	43	0.500	3.644
2	1.300	0.500	44	0.500	2.596
3	1.521	0.500	45	0.500	1.548
4	2.542	0.500	46	0.500	1.200
5	3.563	0.500	47	0.500	0.000
6	4.583	0.500	48	1.521	0.000
7	5.604	0.500	49	2.542	0.000
8	6.625	0.500	50	3.563	0.000
9	7.646	0.500	51	4.583	0.000
10	8.667	0.500	52	5.604	0.000
11	9.688	0.500	53	6.625	0.000
12	10.708	0.500	54	7.646	0.000
13	11.729	0.500	55	8.667	0.000
14	11.950	0.500	56	9.688	0.000
15	12.750	0.500	57	10.708	0.000
16	12.750	1.200	58	11.729	0.000
17	12.750	1.548	59	12.750	0.000
18	12.750	2.596	60	13.250	0.500
19	12.750	3.644	61	13.250	1.548
20	12.750	4.540	62	13.250	2.596
21	12.750	4.692	63	13.250	3.644
22	12.750	5.040	64	13.250	4.692
23	12.750	5.740	65	13.250	5.740
24	11.950	5.740	66	12.750	6.240
25	11.729	5.740	67	11.729	6.240
26	11.450	5.740	68	10.708	6.240
27	10.708	5.740	69	9.688	6.240
28	9.688	5.740	70	8.667	6.240
29	8.667	5.740	71	7.646	6.240
30	7.646	5.740	72	6.625	6.240
31	6.625	5.740	73	5.604	6.240
32	5.604	5.740	74	4.583	6.240
33	4.583	5.740	75	3.563	6.240
34	3.563	5.740	76	2.542	6.240
35	2.542	5.740	77	1.521	6.240
36	1.800	5.740	78	0.500	6.240
37	1.521	5.740	79	0.000	5.740
38	1.300	5.740	80	0.000	4.692
39	0.500	5.740	81	0.000	3.644
40	0.500	5.040	82	0.000	2.596
41	0.500	4.692	83	0.000	1.548
42	0.500	4.540	84	0.000	0.500

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 39 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1600 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 39 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 23 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1600 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 23 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1400 = 450 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1600 = 300 mm

(7) 15 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1400 = 450 mm

(8) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1600 = 300 mm

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 50 = 140000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(13.850 × 13.850) = 13.85 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 140000 = 466670.00 kN/m³

Kv = 466670.000 × (13.850 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 26348.96 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.600/2 + 1.021/2) = 34528 kN/m	1,15
Kv2	Kv x (1.021/2 + 1.021/2) = 26898 kN/m	3~13
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	8

8. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 풍화암 (EL. : 10.750 ~ -11.500, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 631.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 631.0 = 504.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 504.8^2 = 519517.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.45) × 519517.0 = 1506599.3 kN/m^2

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 631.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo = 0.5 × 631.0 = 315.5 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 315.5^2 = 202936.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.45) × 202936.0 = 588514.4 kN/m^2

(2) 연암 (EL. : -11.500 ~ -14.100, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 1216.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 1216.0 = 972.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 972.8^2 = 1929337.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.45) × 1929337.0 = 5595077.3 kN/m^2

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 1216.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo = 0.5 × 1216.0 = 608.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 608.0^2 = 753647.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.45) × 753647.0 = 2185576.3 kN/m^2

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제8토층 ,풍화암

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.850 × 13.850) = 13.850 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 1506599.3 = 5021997.67 kN/m^3

Kv = 5021997.670 × (13.850 / 0.3)$^{-3/4}$ = 283550.30 kN/m^3

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 283550.300 = 94516.77 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제9토층 , 연암

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.850 × 13.850) = 13.850 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 5595077.3 = 18650257.67 kN/m³

Kv = 18650257.670 × (13.850 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 1053024.43 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 1053024.430 = 351008.14 kN/m³

(3) 측벽 : 제8토층 , 풍화암

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.640 × 6.640) = 6.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 1506599.3 = 5021997.67 kN/m³

Kh = 5021997.670 × (6.640 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 492143.09 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 492143.090 = 164047.70 kN/m³

(4) 측벽 : 제9토층 , 연암

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.640 × 6.640) = 6.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 5595077.3 = 18650257.67 kN/m³

Kh = 18650257.670 × (6.640 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 1827678.14 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 1827678.140 = 609226.05 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.021/2 + 1.021/2) = 289457 kN/m	25,27~35,37
Ksb1	Ksb x (1.021/2 + 1.021/2) = 96486 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.048/2 + 1.048/2) = 515766 kN/m	17~19,21,41,43~45
Kss1	Kss x (1.048/2 + 1.048/2) = 171922 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.021/2 + 1.021/2) = 1074959 kN/m	3~13
Ksb1	Ksb x (1.021/2 + 1.021/2) = 358320 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.600/2 + 1.021/2) = 1379899 kN/m	1,15
Ksb1	Kh x (1.048/2 + 1.400/2) = 2237078 kN/m	
Kv2	Kv x (1.021/2 + 1.600/2) = 371569 kN/m	23,39
Ksb2	Kh x (1.048/2 + 1.400/2) = 602383 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제8토층 ,풍화암

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.850 × 13.850) = 13.850 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 588514.4 = 1961714.67 kN/m³

Kv = 1961714.670 × (13.850 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 110761.66 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 110761.660 = 36920.55 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제9토층 , 연암

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.850 × 13.850) = 13.850 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 2185576.3 = 7285254.33 kN/m³

Kv = 7285254.330 × (13.850 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 411337.52 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 411337.520 = 137112.51 kN/m³

(3) 측벽 : 제8토층 , 풍화암

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.640 × 6.640) = 6.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 588514.4 = 1961714.67 kN/m³

Kh = 1961714.670 × (6.640 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 192243.08 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 192243.080 = 64081.03 kN/m³

(4) 측벽 : 제9토층 , 연암

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.640 × 6.640) = 6.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 2185576.3 = 7285254.33 kN/m³

Kh = 7285254.330 × (6.640 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 713936.52 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 713936.520 = 237978.84 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.021/2 + 1.021/2) = 113069 kN/m	25,27~35,37
Ksb1	Ksb x (1.021/2 + 1.021/2) = 37690 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.048/2 + 1.048/2) = 201471 kN/m	17~19,21,41,43~45
Kss1	Kss x (1.048/2 + 1.048/2) = 67157 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.021/2 + 1.021/2) = 419906 kN/m	3~13
Ksb1	Ksb x (1.021/2 + 1.021/2) = 139969 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.600/2 + 1.021/2) = 539023 kN/m	1,15
Ksb1	Kh x (1.048/2 + 1.400/2) = 873858 kN/m	
Kv2	Kv x (1.021/2 + 1.600/2) = 145144 kN/m	23,39
Ksb2	Kh x (1.048/2 + 1.400/2) = 235306 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

	성능기 / 준 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(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.16 = 0.091
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.16 = 0.224

9. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 토 사	: 16.450 × 19.00		= 312.550	kN/m²
- 방 수	: 0.050 × 21.50		= 1.075	kN/m²
		∴ Total Wd1	= 325.125	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00		= 9.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 15.950 × 10.00		= 159.500	kN/m²
- 방수	: 0.050 × 21.50		= 1.075	kN/m²
		∴ Total Wd2	= 181.575	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	9.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 17.000m

- Wl1 = 9.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 9.000 × 0.500 = 4.500 kN/m²

③ 상재활하중

- WL = 10.000 kN/m²

④ 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 17.200 × 19.000) × 0.500 = 169.150 kN/m²
Wh2 = 169.150 + 0.700 × 19.000 × 0.500 = 175.800 kN/m²
Wh3 = 175.800 + 0.348 × 19.000 × 0.500 = 179.106 kN/m²
Wh4 = 179.106 + 0.152 × 19.000 × 0.500 = 180.550 kN/m²
Wh5 = 180.550 + 0.896 × 19.000 × 0.500 = 189.062 kN/m²
Wh6 = 189.062 + 1.048 × 19.000 × 0.500 = 199.018 kN/m²
Wh7 = 199.018 + 1.048 × 19.000 × 0.500 = 208.974 kN/m²
Wh8 = 208.974 + 0.348 × 19.000 × 0.500 = 212.280 kN/m²
Wh9 = 212.280 + 0.700 × 19.000 × 0.500 = 218.930 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 16.700 × 10.00 = 94.000 kN/m²
Wh2 = 94.000 + 0.700 × 10.000 × 0.500 = 97.500 kN/m²
Wh3 = 97.500 + 0.348 × 10.000 × 0.500 = 99.240 kN/m²
Wh4 = 99.240 + 0.152 × 10.000 × 0.500 = 100.000 kN/m²
Wh5 = 100.000 + 0.896 × 10.000 × 0.500 = 104.480 kN/m²
Wh6 = 104.480 + 1.048 × 10.000 × 0.500 = 109.720 kN/m²
Wh7 = 109.720 + 1.048 × 10.000 × 0.500 = 114.960 kN/m²
Wh8 = 114.960 + 0.348 × 10.000 × 0.500 = 116.700 kN/m²
Wh9 = 116.700 + 0.700 × 10.000 × 0.500 = 120.200 kN/m²

6) 온도하중

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

7) 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 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

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

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	0.850	248.600	248.600	19.000	0.014	0.014
실트질 자갈	2.800	156.000	156.000	20.000	0.072	0.072
점토	2.600	156.000	156.000	20.000	0.067	0.067
토 섞인 모래(SC	1.600	156.000	156.000	20.000	0.041	0.041
토 섞인 실트(ML	2.000	156.000	156.000	20.000	0.051	0.051
모래(SP)	2.000	289.000	289.000	20.000	0.028	0.028
와 자갈 섞인 호	0.600	289.000	289.000	20.000	0.008	0.008
모래(SP)	1.100	289.000	289.000	20.000	0.015	0.015
풍화암	8.700	631.000	631.000	20.000	0.055	0.055
연암	7.750	1216.000	1216.000	20.000	0.025	0.025
계					0.376	0.376

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.376 = 0.470	1.25 Tg' = 1.25 × 0.376 = 0.470

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.230/(2.5×0.160) = 0.575	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.230/(2.5×0.160) = 0.575
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.575 = 0.115	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.575 = 0.115

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

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

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

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

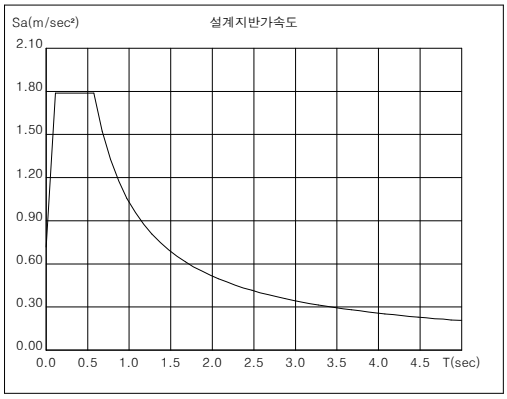
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd = 1.789 m/s² - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd = 3.664 m/s² - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg

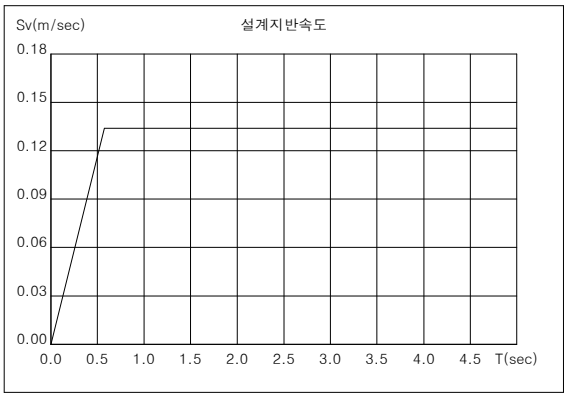
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.470 / 2π × 1.789 = 0.134 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.470 / 2π × 3.664 = 0.274 m/s

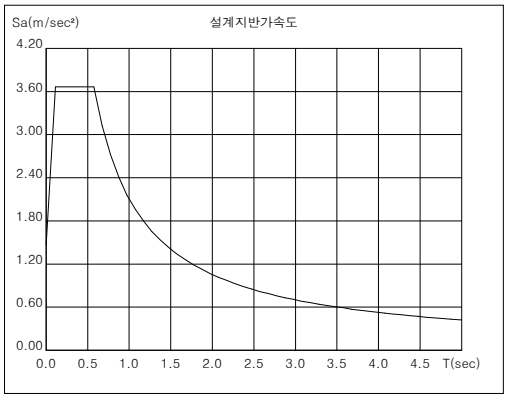
6) 설계응답 응답스펙트럼

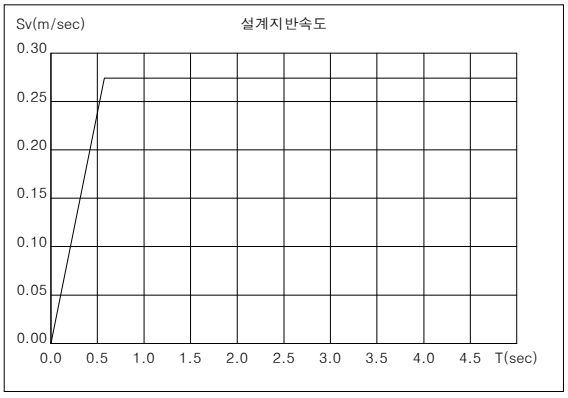
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 층별 변위값 정리

- 제 1층의 두께(H1) = 13.550 m
- 제 2층의 두께(H2) = 16.450 m
- 제 1층의 습윤단위 체적중량(γ1) = 18.750 kN/m³
- 제 2층의 습윤단위 체적중량(γ2) = 20.000 kN/m³
- 제 1층의 평균전단파속도(Vsod1) = 182.531 m/sec
- 제 2층의 평균전단파속도(Vsod2) = 906.608 m/sec
- 제 1층과 제2층의 임피던스비(α)

  (γ1×Vsod1) / (γ2×Vsod2) = (18.750 × 182.531) / (20.000 × 906.608)

  = 0.189
- 지반의 설계 고유 진동수(Wo)

  $(1+\alpha)\times\cos[Wo\times(H1/Vsod1 + H2/Vsod2)] + (1-\alpha)\times\cos[Wo\times(H1/Vsod1 - H2/Vsod2)] = 0$

  (1 + 0.189) × cos[Wo × (13.550 / 182.531 + 16.450 / 906.608)] +

  (1 - 0.189) × cos[Wo × (13.550 / 182.531 - 16.450 / 906.608)] = 0

  에서 시행착오법으로 산정, Wo = 20.185
- 각 층별 변위 계산식
  - 제1층 변위 계산식

    $Uh1 = 2/\pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(Wo \times x1/Vsod1)$

  - 제2층 변위 계산식

    $Uh2 = 2/\pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(Wo \times H1/Vsod1) \times$

    $[\cos(Wo \times x2/Vsod2) - \sin(Wo \times x2/Vsod2) / \tan(Wo \times H2/Vsod2)]$

8) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 4.150 m
- 하부슬래브 EL. = 22.940 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

Po = Ksb,top × (U(Zu) - U(Zb))

기능수행수준	붕괴방지수준
Po = 94516.770 × (0.000697 - 0.000403) = 27.788 kN/m²	Po = 36920.550 × (0.001425 - 0.000825) = 22.152 kN/m²

9) 측벽 지반변위 하중

P(z) = Kh × (Uh(z) - Uh(b))

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
4.150	492143.090	0.000697	0.000294	144.690
18.400	492143.090	0.000658	0.000255	125.496
18.748	492143.090	0.000639	0.000236	116.146
18.900	492143.090	0.000630	0.000227	111.716
19.796	492143.090	0.000581	0.000178	87.601
20.844	492143.090	0.000522	0.000119	58.565
21.892	492143.090	0.000463	0.000060	29.529
22.240	492143.090	0.000443	0.000040	19.686
22.940	1827678.140	0.000403	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
17.700	192243.080	0.001425	0.000600	115.346
18.400	192243.080	0.001346	0.000521	100.159
18.748	192243.080	0.001306	0.000481	92.469
18.900	192243.080	0.001289	0.000464	89.201
19.796	192243.080	0.001187	0.000362	69.592
20.844	192243.080	0.001067	0.000242	46.523
21.892	192243.080	0.000946	0.000121	23.261
22.240	192243.080	0.000906	0.000081	15.572
22.940	713936.520	0.000825	0.000000	0.000

10) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	519517.000 × 0.000055 = 28.570	202936.000 × 0.000112 = 22.730
Vb	1929337.000 × 0.000057 = 109.970	753647.000 × 0.000116 = 87.420
Vs	(28.570 + 109.970) / 2 = 69.270	(22.730 + 87.420) / 2 = 55.080

11) 구체 관성력

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

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.400×25.000×0.091×(1 - 0.015×4.150) = 2.339	fu = 1.400×25.000×0.224×(1 - 0.015×4.150) = 5.758

② 하부슬래브

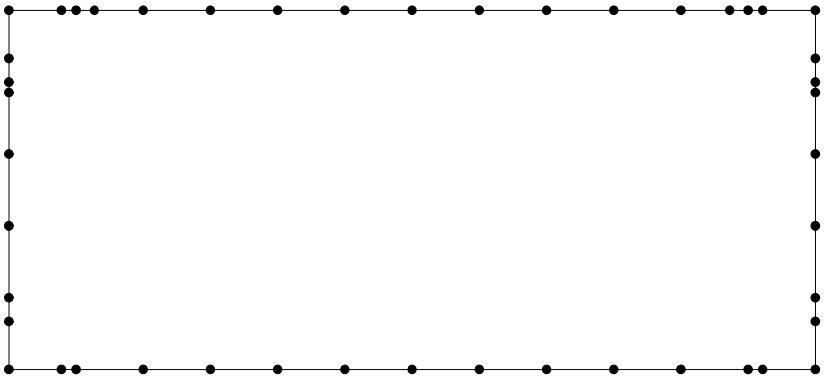
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.400×25.000×0.091×(1 - 0.015×22.940) = 2.089	fb = 1.400×25.000×0.224×(1 - 0.015×22.940) = 5.142

③ 측벽

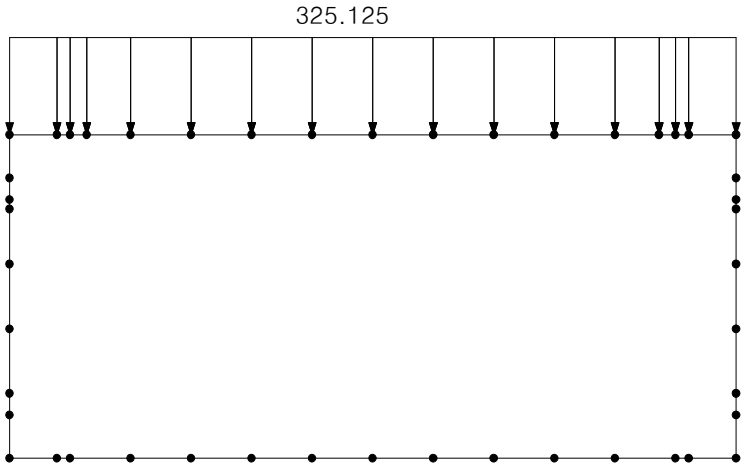
기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
f1 = 1.600×25.000×0.091×(1-0.015×17.700) = 2.674	f1 = 1.600×25.000×0.224×(1-0.015×17.700) = 6.581
f2 = 1.600×25.000×0.091×(1-0.015×18.400) = 2.635	f2 = 1.600×25.000×0.224×(1-0.015×18.400) = 6.487
f3 = 1.600×25.000×0.091×(1-0.015×18.748) = 2.616	f3 = 1.600×25.000×0.224×(1-0.015×18.748) = 6.440
f4 = 1.600×25.000×0.091×(1-0.015×18.900) = 2.608	f4 = 1.600×25.000×0.224×(1-0.015×18.900) = 6.420
f5 = 1.600×25.000×0.091×(1-0.015×19.796) = 2.559	f5 = 1.600×25.000×0.224×(1-0.015×19.796) = 6.299
f6 = 1.600×25.000×0.091×(1-0.015×20.844) = 2.502	f6 = 1.600×25.000×0.224×(1-0.015×20.844) = 6.159
f7 = 1.600×25.000×0.091×(1-0.015×21.892) = 2.445	f7 = 1.600×25.000×0.224×(1-0.015×21.892) = 6.018
f8 = 1.600×25.000×0.091×(1-0.015×22.240) = 2.426	f8 = 1.600×25.000×0.224×(1-0.015×22.240) = 5.971
f9 = 1.600×25.000×0.091×(1-0.015×22.940) = 2.387	f9 = 1.600×25.000×0.224×(1-0.015×22.940) = 5.877

11. 하 중 재 하 (상시)

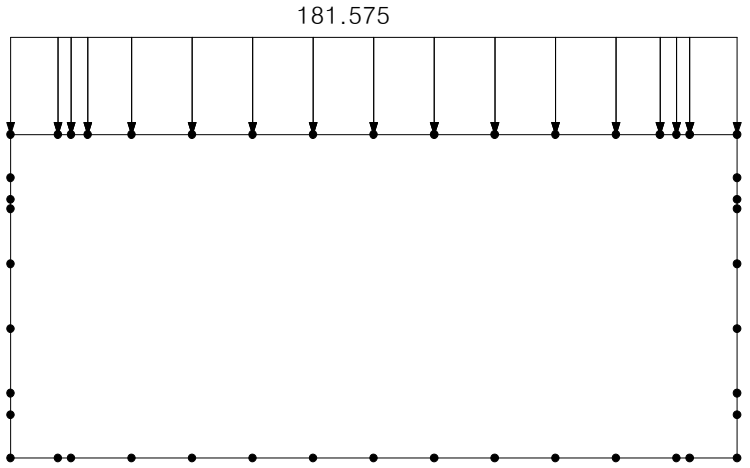
1) CASE1 - 구체자중(SW)



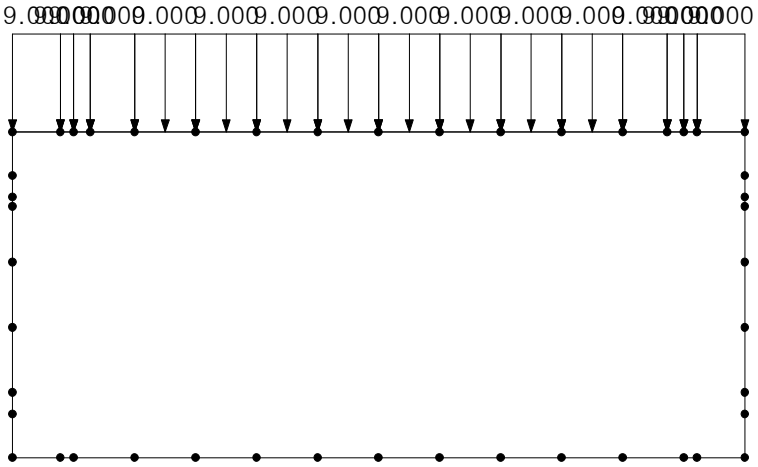
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



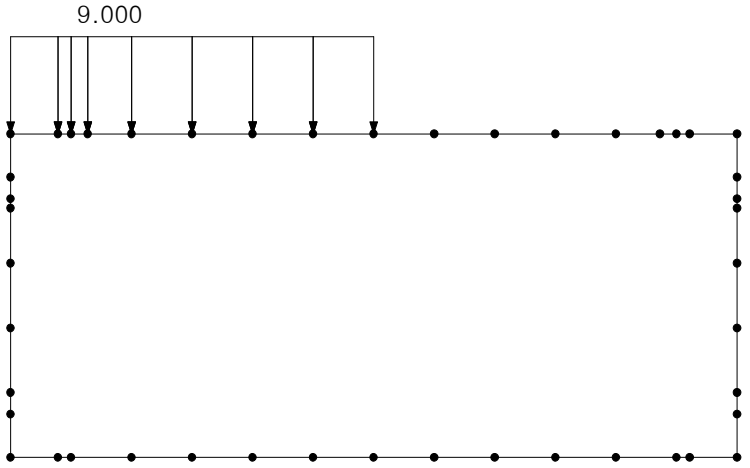
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



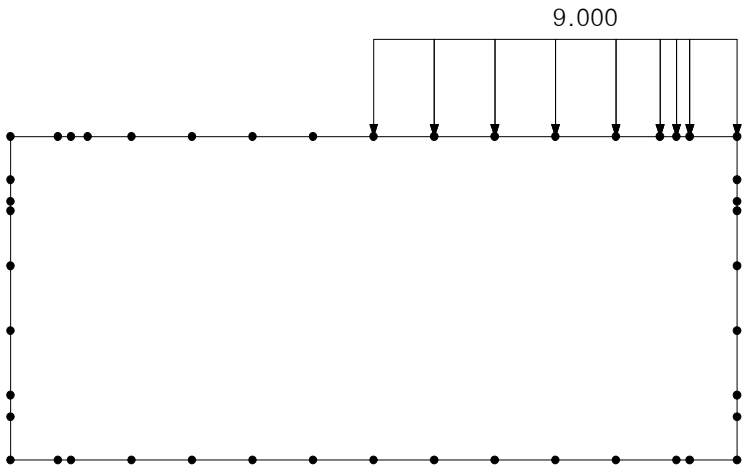
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



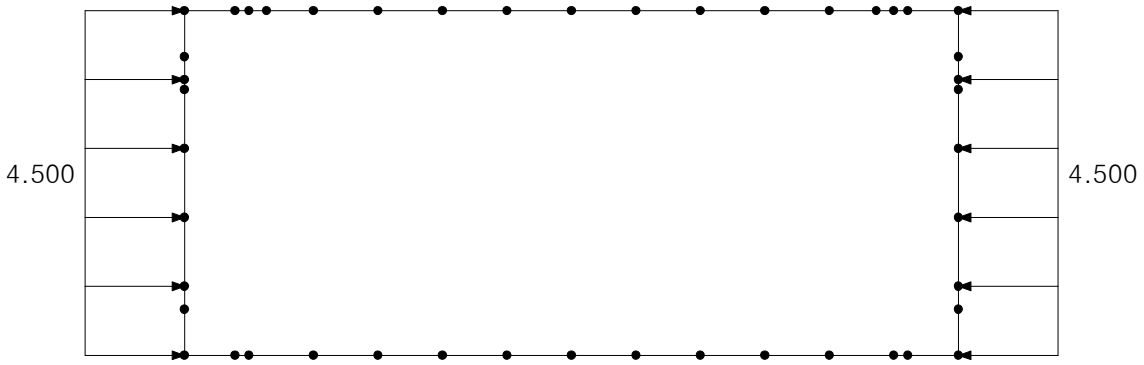
5) CASE5 - 편재활하중(좌측)(LIVELE)



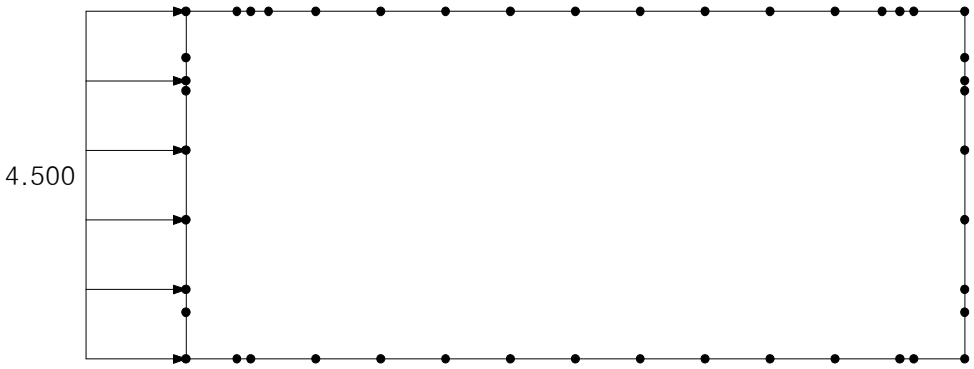
6) CASE6 - 편재활하중(우측)(LIVERI)



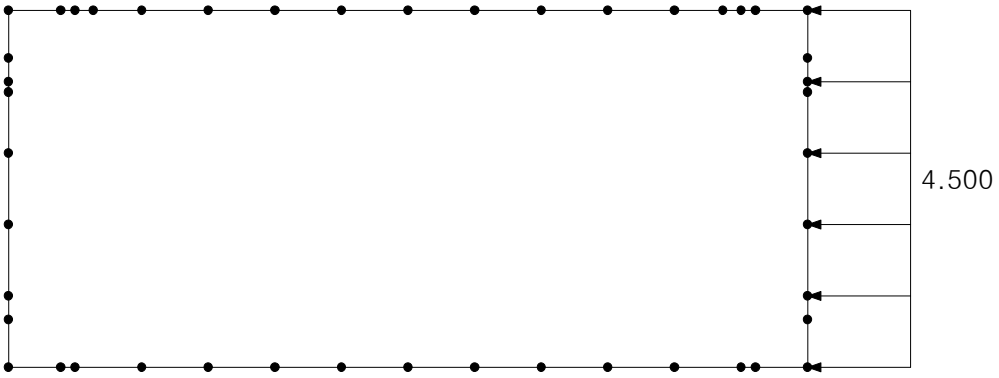
7) CASE7 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



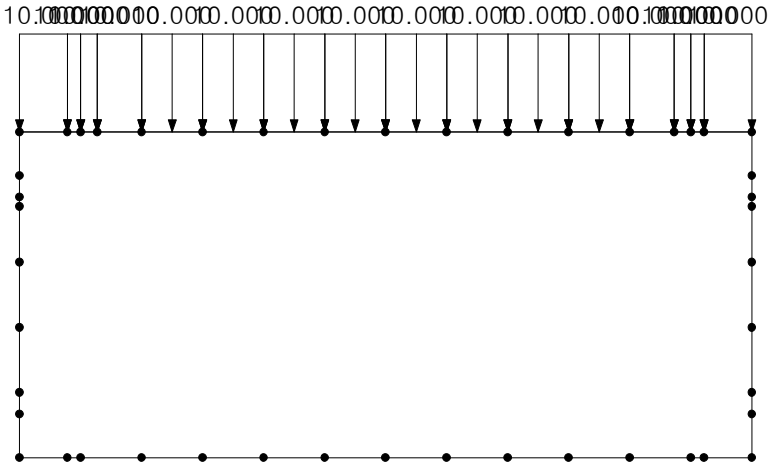
8) CASE8 - 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEH)



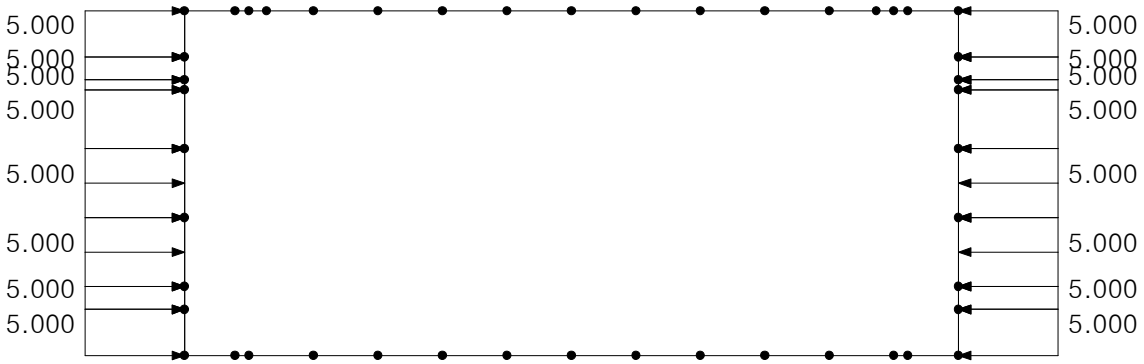
9) CASE9 - 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIH)



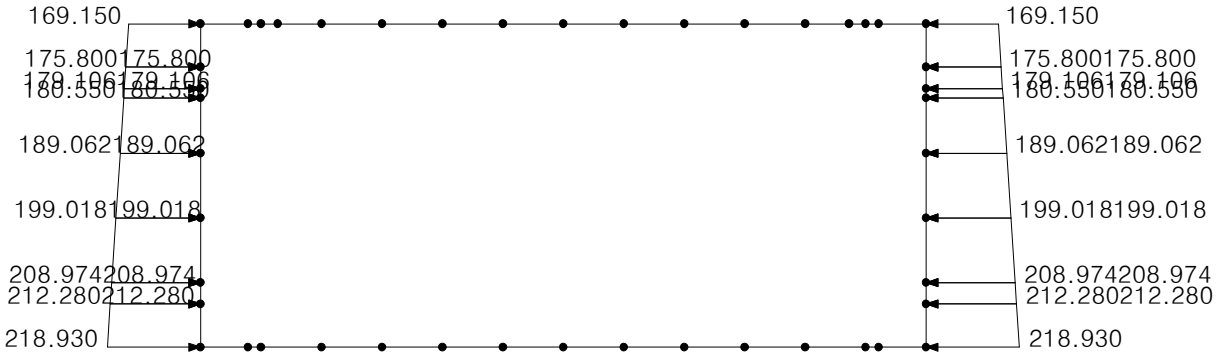
10) CASE10 - 상재활하중(LIVEA)



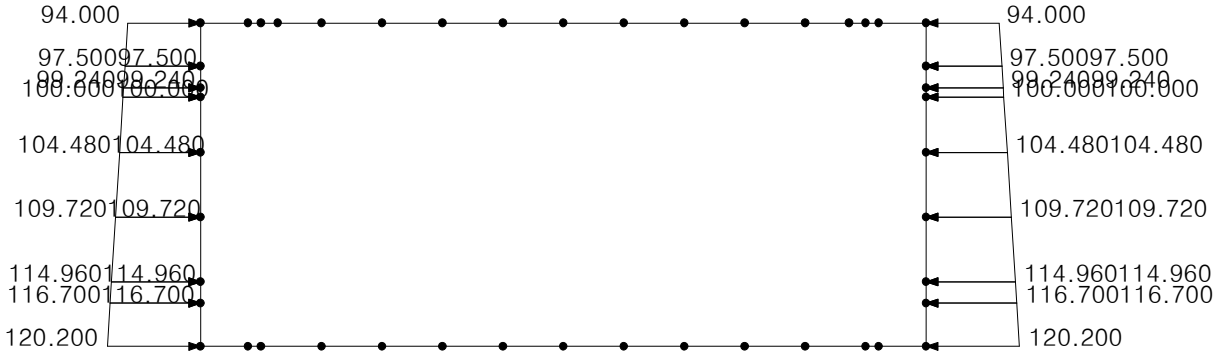
11) CASE11 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



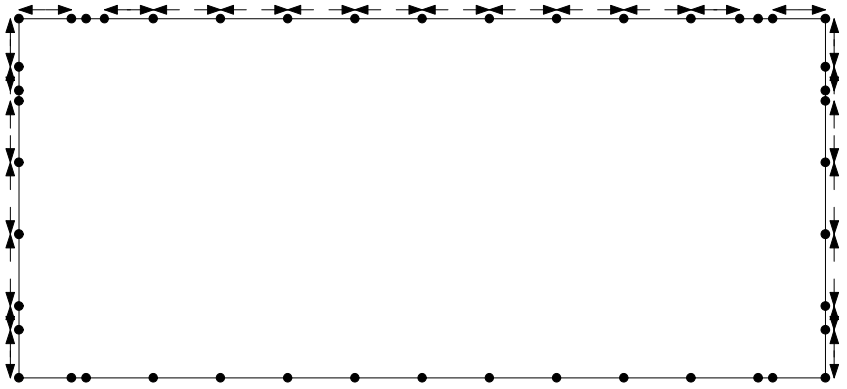
12) CASE12 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



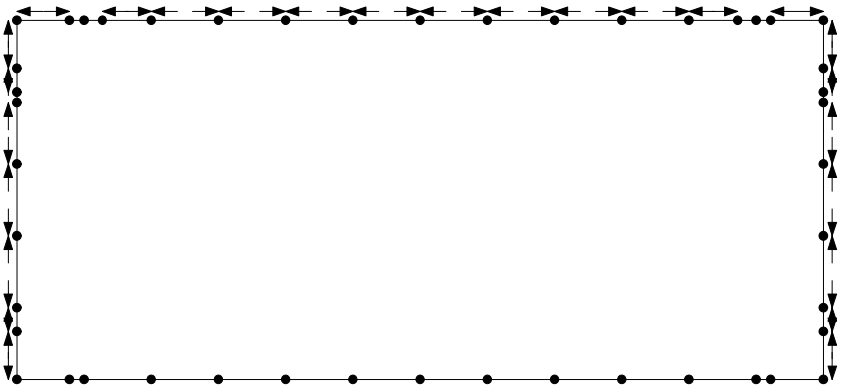
13) CASE13 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



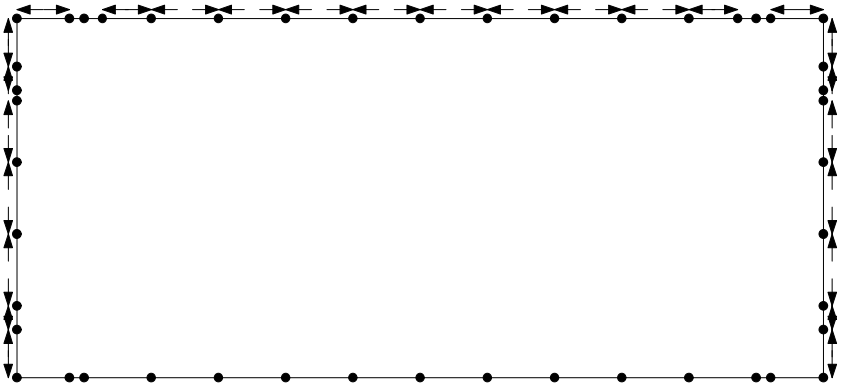
14) CASE14 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



15) CASE15 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

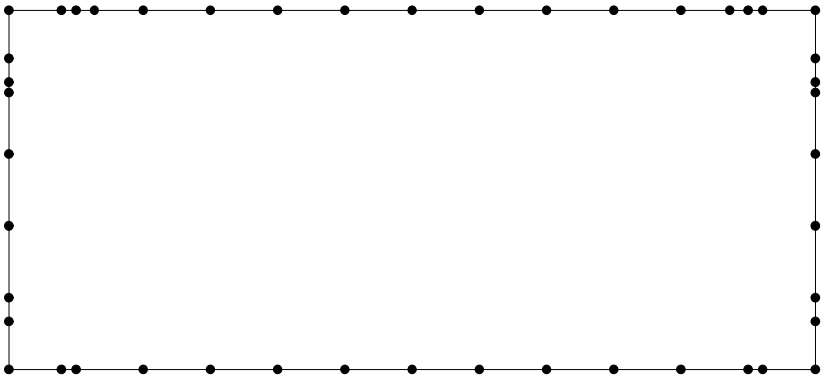


16) CASE16 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

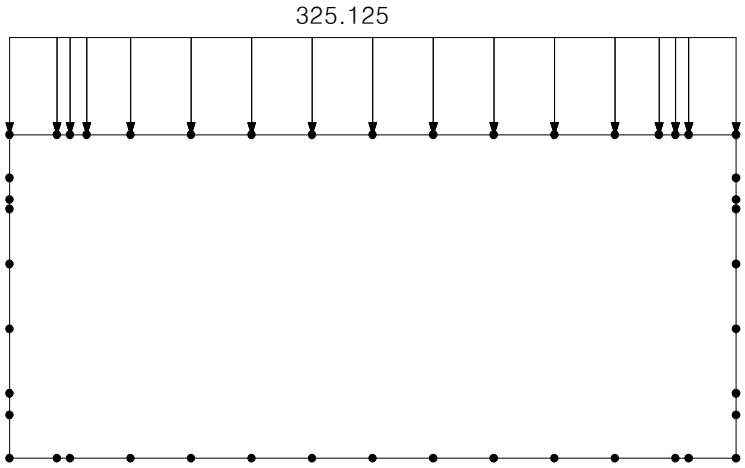


12. 하중 재하 (기능수행)

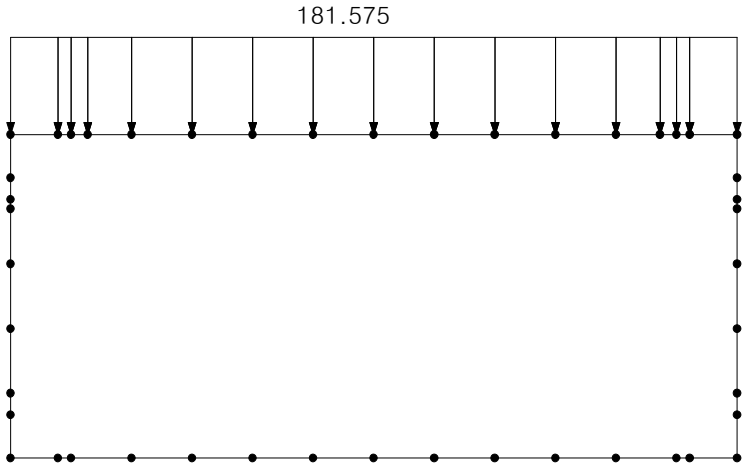
1) CASE1 - 구체자중(SW)



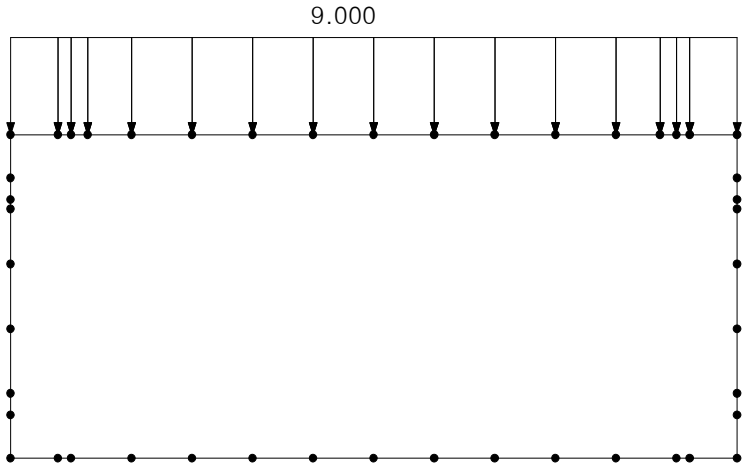
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



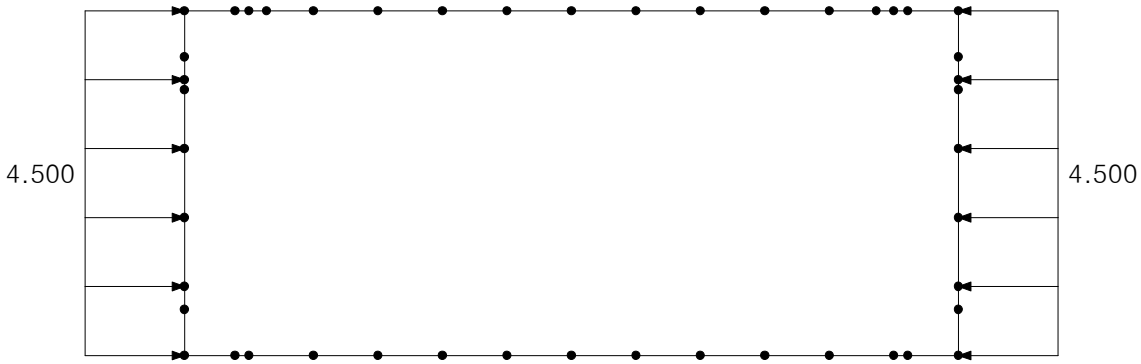
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



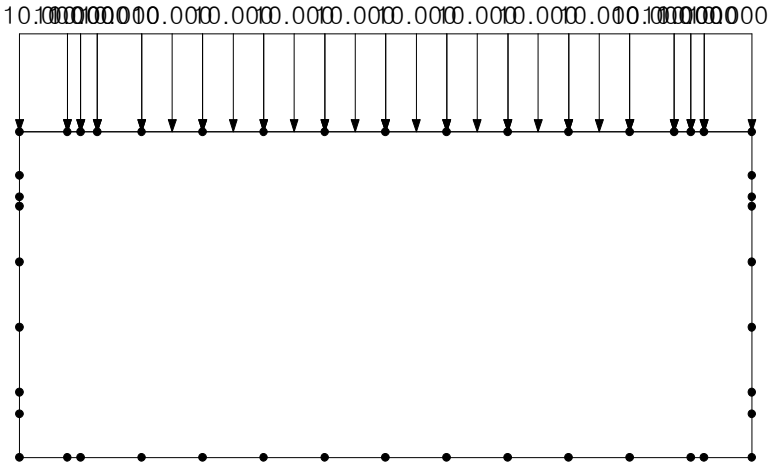
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



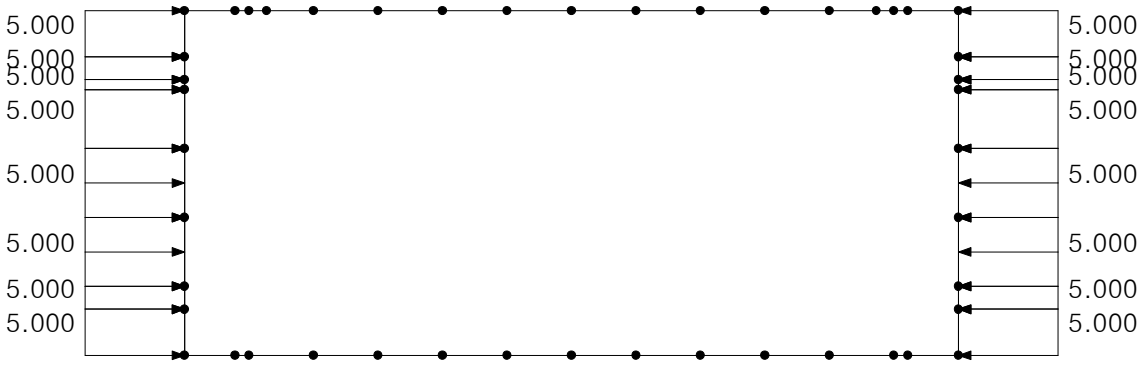
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



6) CASE6 - 지진시 상재활하중(LIVEAE)

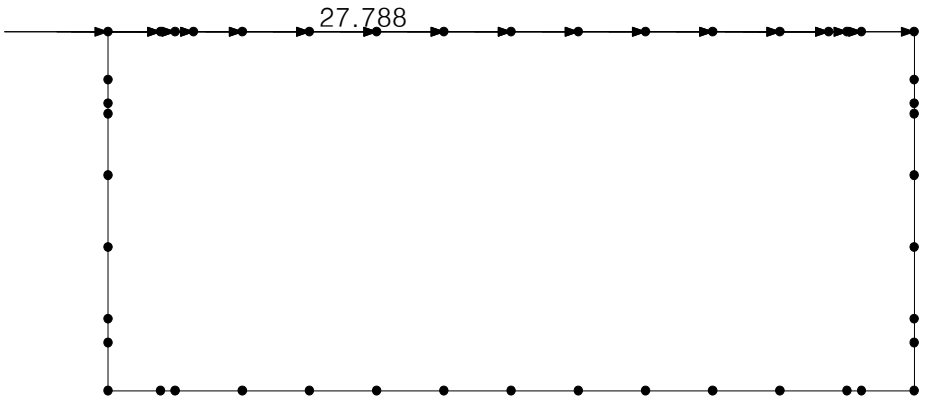


7) CASE7 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)

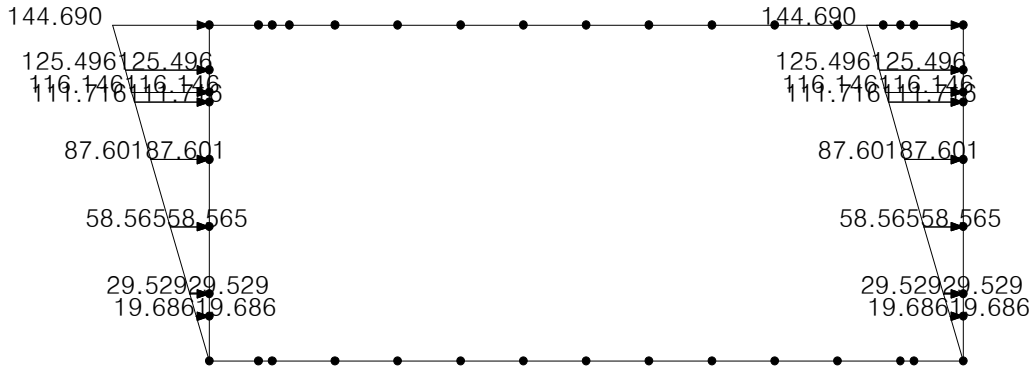


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

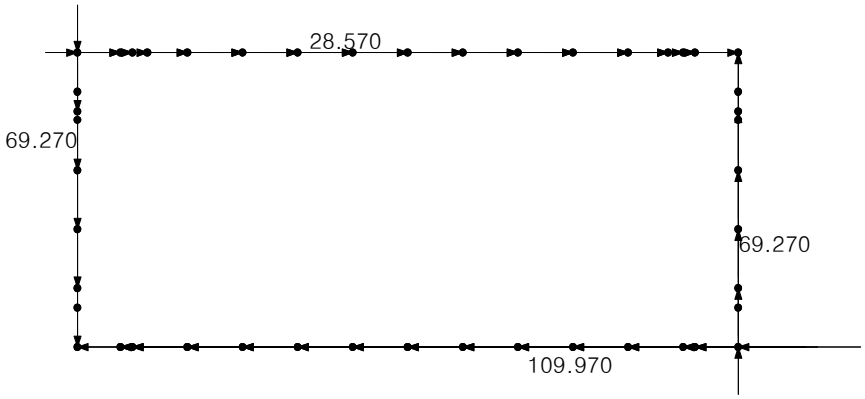
8) CASE8 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



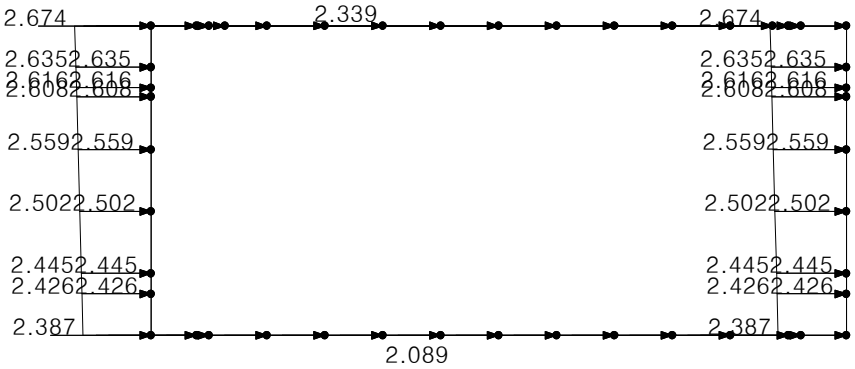
9) CASE9 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



10) CASE10 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

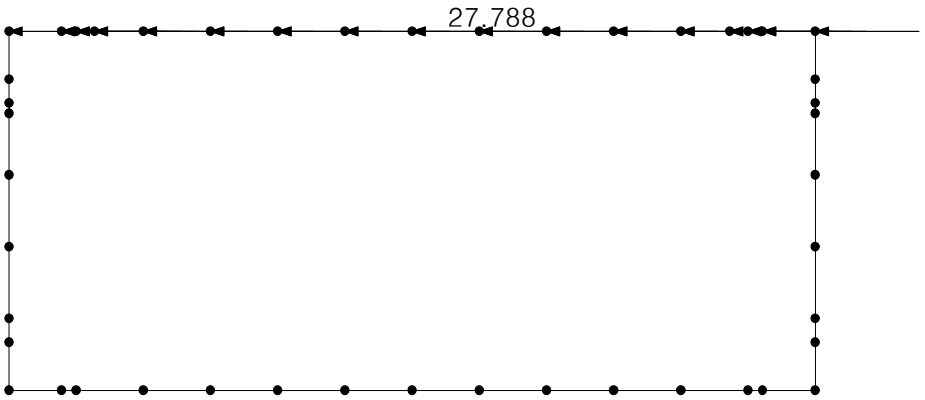


11) CASE11 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

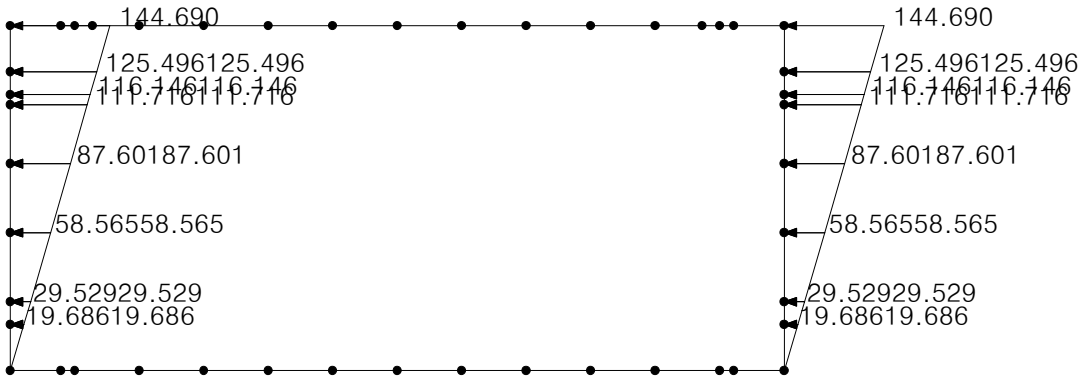


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

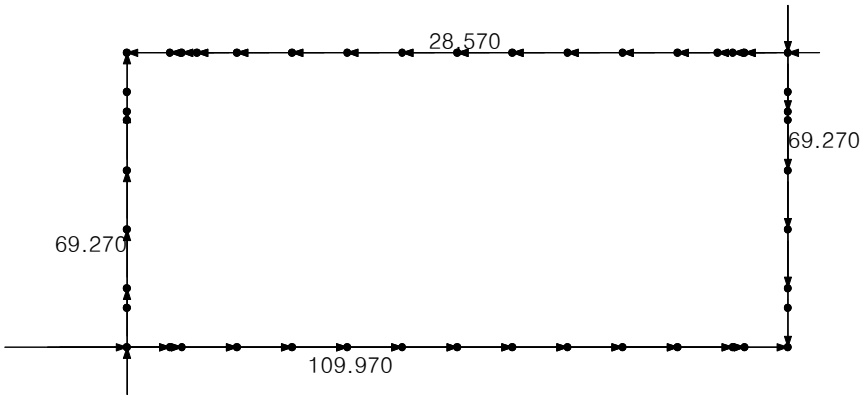
12) CASE12 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



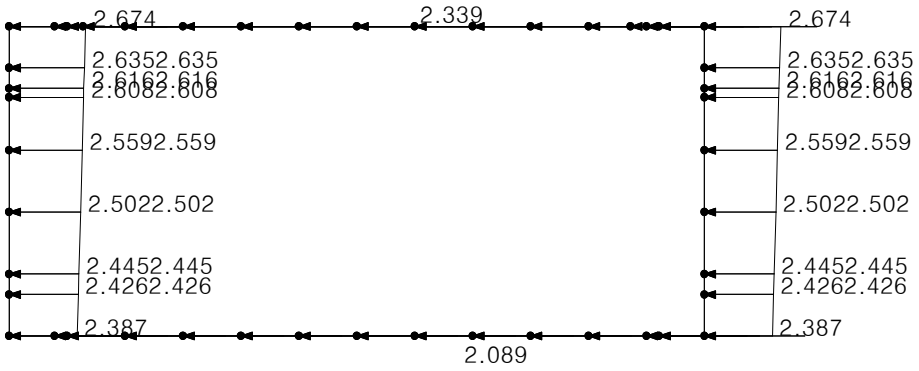
13) CASE13 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



14) CASE14 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

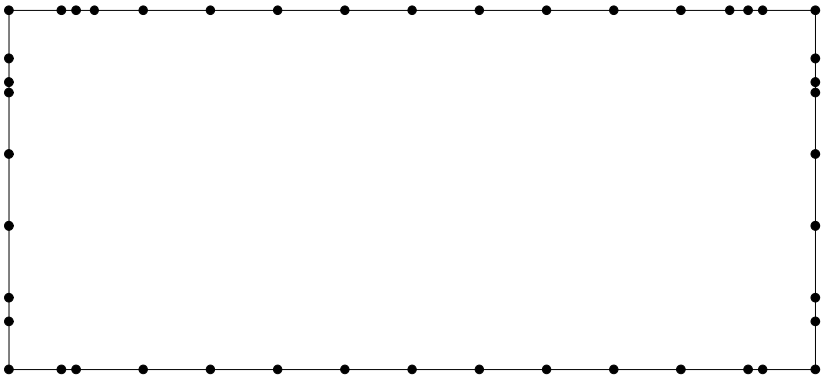


15) CASE15 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

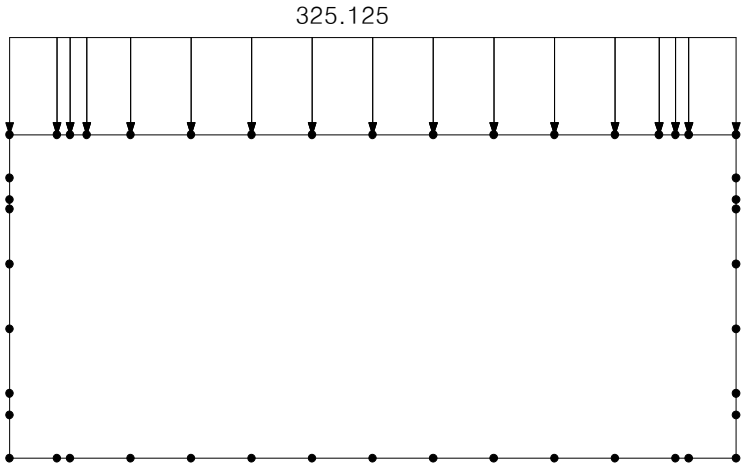


13. 하중 재하 (붕괴방지)

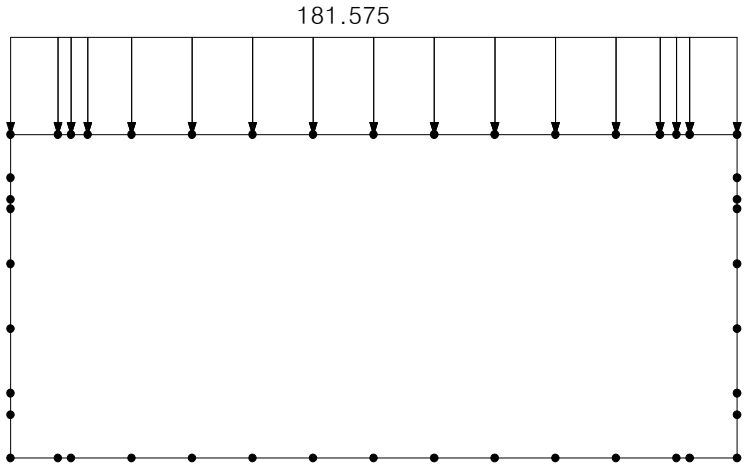
1) CASE1 - 구체자중(SW)



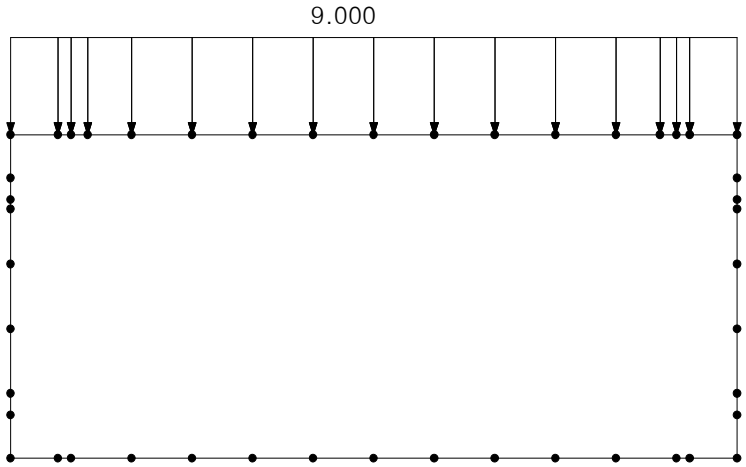
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



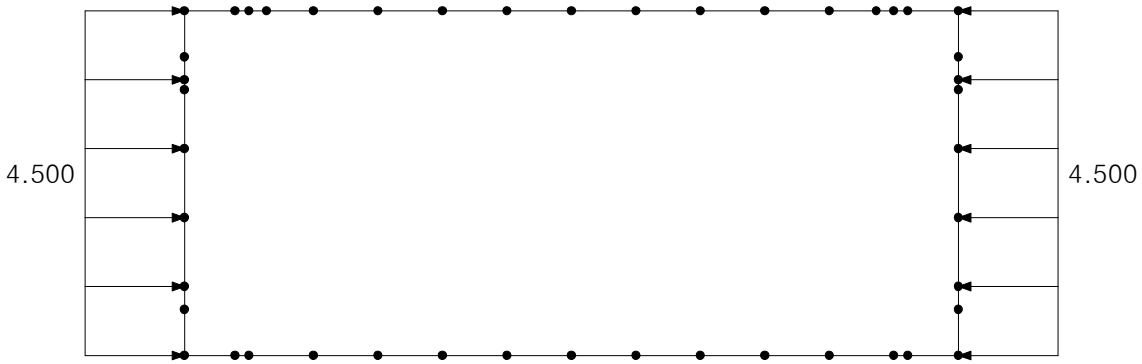
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



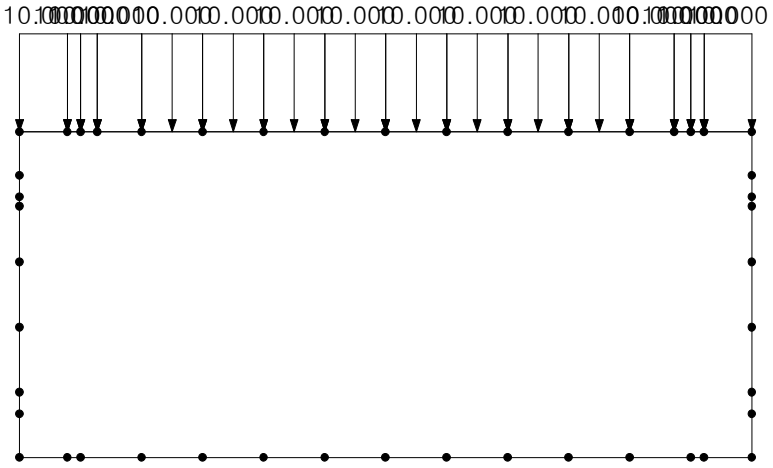
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



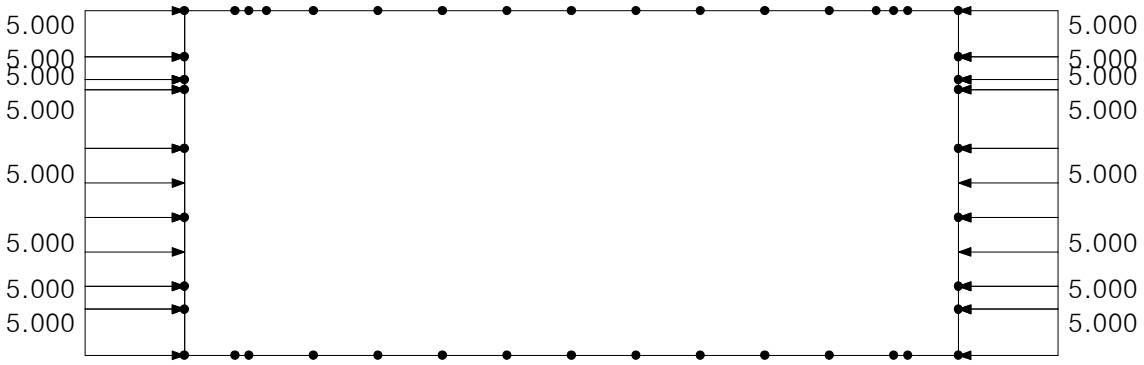
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



6) CASE6 - 지진시 상재활하중(LIVEAE)

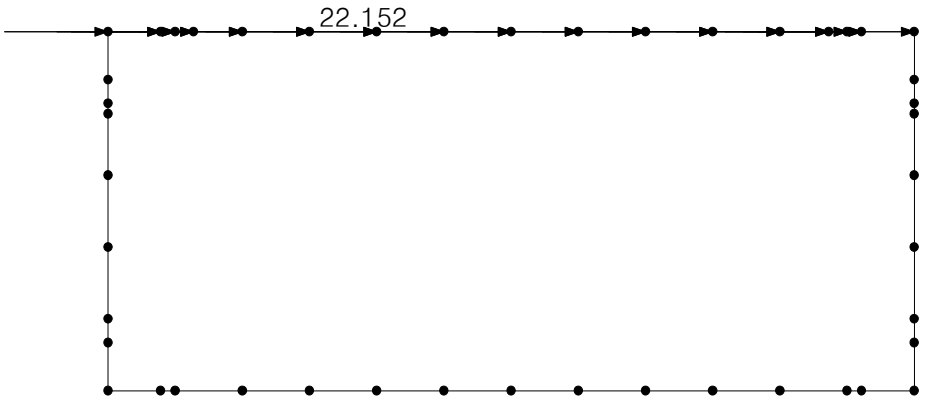


7) CASE7 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)

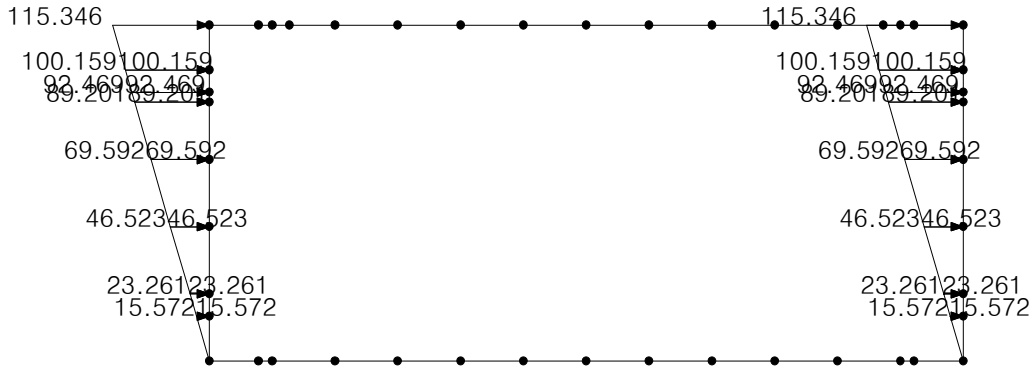


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

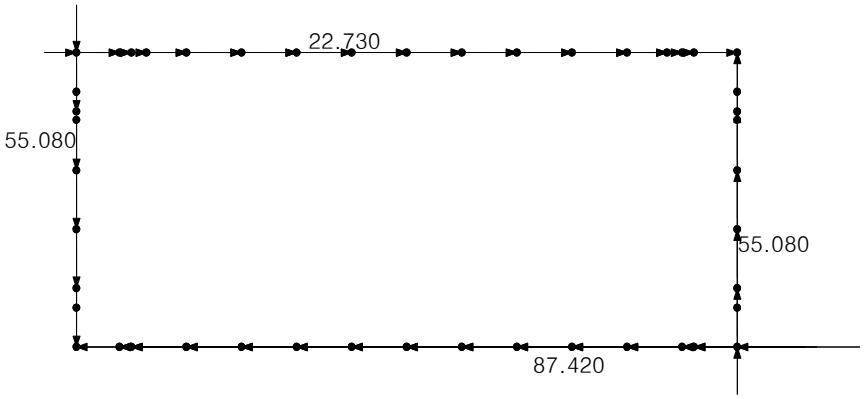
8) CASE8 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



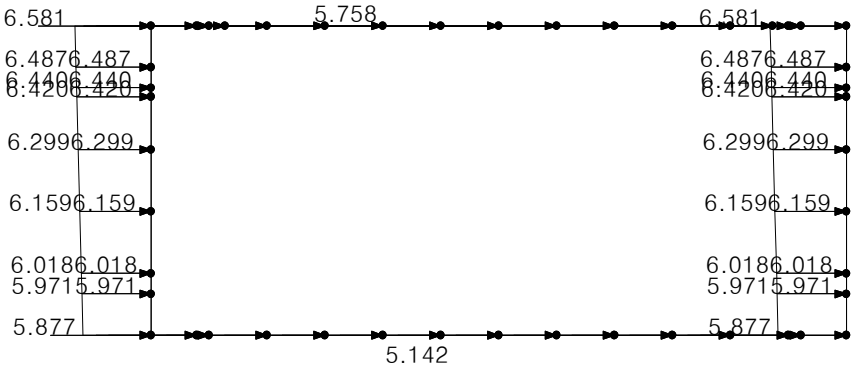
9) CASE9 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



10) CASE10 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

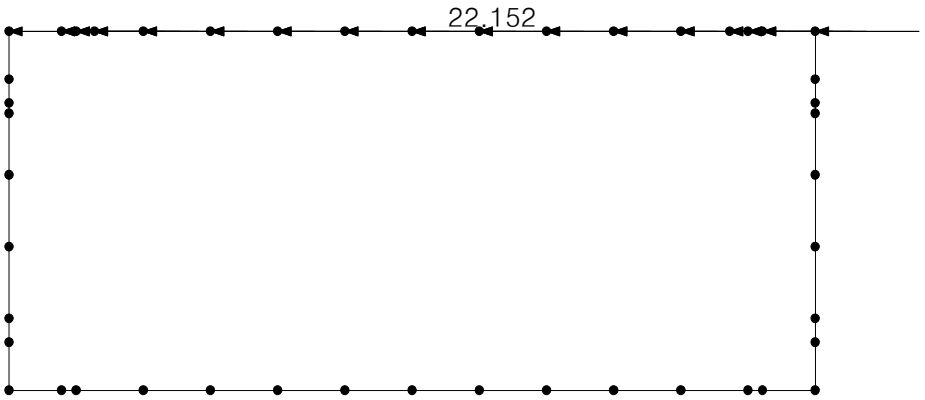


11) CASE11 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

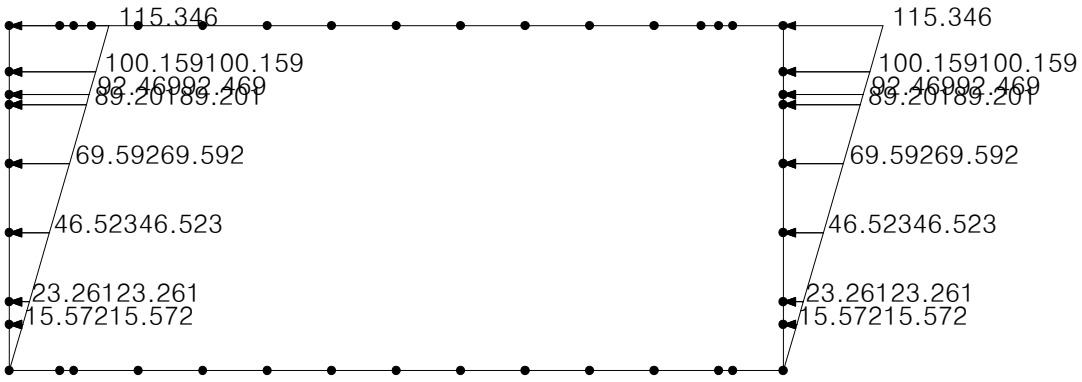


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

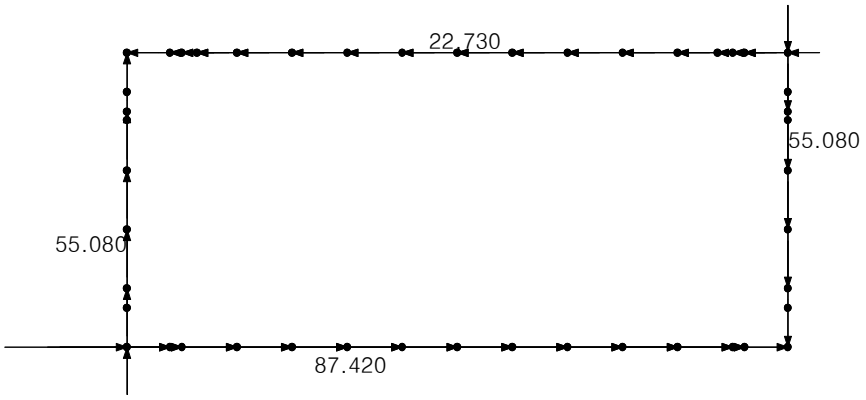
12) CASE12 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



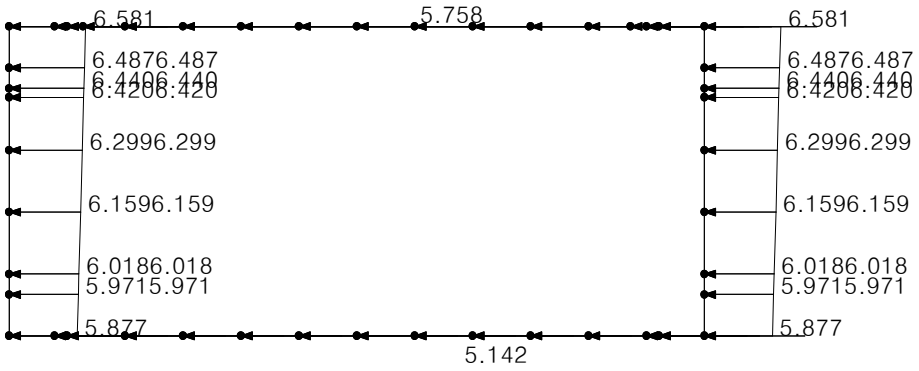
13) CASE13 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



14) CASE14 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



15) CASE15 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



14. 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) = 0.875, h = 17.000 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	지하수 고려
LC1	1.400					
LC2	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	
LC3	1.200		1.000			
LC4	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	
LC5	0.900	0.900		1.600		
LC6	0.900	0.900		0.800		
LC7	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	●
LC8	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600		●
LC10	0.900	0.900		0.800		●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	지하수 고려
LC1	1.000					
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
LC3	1.000		1.000			
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	
LC5	1.000	1.000		1.000		
LC6	1.000	1.000		0.500		
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000		●
LC10	1.000	1.000		0.500		●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000		1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500		1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000		1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500		1.000	●

4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000		1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500		1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000		1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500		1.000	●

15. INPUT DATA (상시)

```
; ACulvert SAP2000 데이터파일 : 평상시
;
SYSTEM
   DOF=UX,UZ,RY LENGTH=m FORCE=kN
JOINT
  1    X=     0.000 Y=     0.000 Z=     0.500
  2    X=     0.800 Y=     0.000 Z=     0.500
  3    X=     1.021 Y=     0.000 Z=     0.500
  4    X=     2.042 Y=     0.000 Z=     0.500
  5    X=     3.063 Y=     0.000 Z=     0.500
  6    X=     4.083 Y=     0.000 Z=     0.500
  7    X=     5.104 Y=     0.000 Z=     0.500
  8    X=     6.125 Y=     0.000 Z=     0.500
  9    X=     7.146 Y=     0.000 Z=     0.500
  10   X=     8.167 Y=     0.000 Z=     0.500
  11   X=     9.188 Y=     0.000 Z=     0.500
  12   X=    10.208 Y=     0.000 Z=     0.500
  13   X=    11.229 Y=     0.000 Z=     0.500
  14   X=    11.450 Y=     0.000 Z=     0.500
  15   X=    12.250 Y=     0.000 Z=     0.500
  16   X=    12.250 Y=     0.000 Z=     1.200
  17   X=    12.250 Y=     0.000 Z=     1.548
  18   X=    12.250 Y=     0.000 Z=     2.596
  19   X=    12.250 Y=     0.000 Z=     3.644
  20   X=    12.250 Y=     0.000 Z=     4.540
  21   X=    12.250 Y=     0.000 Z=     4.692
  22   X=    12.250 Y=     0.000 Z=     5.040
  23   X=    12.250 Y=     0.000 Z=     5.740
  24   X=    11.450 Y=     0.000 Z=     5.740
  25   X=    11.229 Y=     0.000 Z=     5.740
  26   X=    10.950 Y=     0.000 Z=     5.740
  27   X=    10.208 Y=     0.000 Z=     5.740
  28   X=     9.188 Y=     0.000 Z=     5.740
  29   X=     8.167 Y=     0.000 Z=     5.740
  30   X=     7.146 Y=     0.000 Z=     5.740
  31   X=     6.125 Y=     0.000 Z=     5.740
  32   X=     5.104 Y=     0.000 Z=     5.740
  33   X=     4.083 Y=     0.000 Z=     5.740
  34   X=     3.063 Y=     0.000 Z=     5.740
  35   X=     2.042 Y=     0.000 Z=     5.740
  36   X=     1.300 Y=     0.000 Z=     5.740
  37   X=     1.021 Y=     0.000 Z=     5.740
  38   X=     0.800 Y=     0.000 Z=     5.740
  39   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     5.740
  40   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     5.040
  41   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     4.692
  42   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     4.540
  43   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     3.644
  44   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     2.596
  45   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     1.548
  46   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     1.200
  47   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     0.000
  48   X=     1.021 Y=     0.000 Z=     0.000
  49   X=     2.042 Y=     0.000 Z=     0.000
  50   X=     3.063 Y=     0.000 Z=     0.000
  51   X=     4.083 Y=     0.000 Z=     0.000
  52   X=     5.104 Y=     0.000 Z=     0.000
  53   X=     6.125 Y=     0.000 Z=     0.000
  54   X=     7.146 Y=     0.000 Z=     0.000
  55   X=     8.167 Y=     0.000 Z=     0.000
  56   X=     9.188 Y=     0.000 Z=     0.000
  57   X=    10.208 Y=     0.000 Z=     0.000
  58   X=    11.229 Y=     0.000 Z=     0.000
  59   X=    12.250 Y=     0.000 Z=     0.000
RESTRAINT
  ADD=47 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=48 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=49 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=50 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=51 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=52 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=53 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=54 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=55 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=56 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=57 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=58 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=59 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
SPRING
  ADD=8 UX=1e+010
MATERIAL
  Name=1 M=2.54946 W=25
    E=2.6702e+007 U=0.167 A=9.99e-006
NLPROP
  NAME=1 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=34528.1 CE=0.99999 K=34528.1 OPEN=0
  NAME=2 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=26897.8 CE=0.99999 K=26897.8 OPEN=0
FRAME SECTION
  Name=1  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.4,1
  Name=2  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.6,1
  Name=3  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.752,1
  Name=4  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=2.1,1
  Name=5  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.9,1
  Name=6  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.67917,1
  Name=7  TYPE=NONPR SEC=2,3 EIVAR=1,1
  Name=8  TYPE=NONPR SEC=3,4 EIVAR=1,1
  Name=9  TYPE=NONPR SEC=5,6 EIVAR=1,1
  Name=10  TYPE=NONPR SEC=6,1 EIVAR=1,1
  Name=11  TYPE=NONPR SEC=1,6 EIVAR=1,1
  Name=12  TYPE=NONPR SEC=6,5 EIVAR=1,1
  Name=13  TYPE=NONPR SEC=4,3 EIVAR=1,1
  Name=14  TYPE=NONPR SEC=3,2 EIVAR=1,1
FRAME
     1 J=  1,   2 SEC= 1 IOFF=0.45 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
     2 J=  2,   3 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     3 J=  3,   4 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     4 J=  4,   5 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     5 J=  5,   6 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     6 J=  6,   7 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     7 J=  7,   8 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     8 J=  8,   9 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     9 J=  9,  10 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    10 J= 10,  11 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    11 J= 11,  12 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    12 J= 12,  13 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    13 J= 13,  14 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    14 J= 14,  15 SEC= 1 IOFF=0 JOFF=0.45 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
    15 J= 15,  16 SEC= 2 IOFF=0.3 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    16 J= 16,  17 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    17 J= 17,  18 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    18 J= 18,  19 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    19 J= 19,  20 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    20 J= 20,  21 SEC= 7 NSEG= 4 ANG=0
    21 J= 21,  22 SEC= 8 NSEG= 4 ANG=0
    22 J= 22,  23 SEC= 4 IOFF=0 JOFF=0.4 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    23 J= 23,  24 SEC= 5 IOFF=0.6 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    24 J= 24,  25 SEC= 9 NSEG= 4 ANG=0
    25 J= 25,  26 SEC=10 NSEG= 4 ANG=0
    26 J= 26,  27 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    27 J= 27,  28 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    28 J= 28,  29 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    29 J= 29,  30 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    30 J= 30,  31 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    31 J= 31,  32 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    32 J= 32,  33 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    33 J= 33,  34 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    34 J= 34,  35 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    35 J= 35,  36 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    36 J= 36,  37 SEC=11 NSEG= 4 ANG=0
    37 J= 37,  38 SEC=12 NSEG= 4 ANG=0
    38 J= 38,  39 SEC= 5 IOFF=0 JOFF=0.6 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    39 J= 39,  40 SEC= 4 IOFF=0.4 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
    40 J= 40,  41 SEC=13 NSEG= 4 ANG=180
    41 J= 41,  42 SEC=14 NSEG= 4 ANG=180
    42 J= 42,  43 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    43 J= 43,  44 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    44 J= 44,  45 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    45 J= 45,  46 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    46 J= 46,   1 SEC= 2 IOFF=0 JOFF=0.3 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
NLLINK
     1 J= 1,47 NLP=1 ANG=0
     2 J= 3,48 NLP=2 ANG=0
     3 J= 4,49 NLP=2 ANG=0
     4 J= 5,50 NLP=2 ANG=0
     5 J= 6,51 NLP=2 ANG=0
     6 J= 7,52 NLP=2 ANG=0
     7 J= 8,53 NLP=2 ANG=0
     8 J= 9,54 NLP=2 ANG=0
     9 J=10,55 NLP=2 ANG=0
    10 J=11,56 NLP=2 ANG=0
    11 J=12,57 NLP=2 ANG=0
    12 J=13,58 NLP=2 ANG=0
    13 J=15,59 NLP=1 ANG=0
LOAD
NAME=SW SW=1  ; 구체자중
NAME=PAVE  ; 상부고정하중 : 지하수無
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
```

```
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
NAME=PAVEW  ; 상부고정하중 : 지하수有
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
NAME=LIVEFU  ; 만재활하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-9, -9
NAME=LIVELE  ; 편재활하중(좌측)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-9, -9
NAME=LIVERI  ; 편재활하중(우측)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-9, -9
NAME=LIVEFUH  ; 만재활하중에 의한 수평하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=40 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=41 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=42 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=43 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=44 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=45 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=46 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=15 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=16 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=17 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=18 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=19 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=20 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=21 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=22 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
NAME=LIVELEH  ; 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=40 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=41 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=42 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=43 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=44 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=45 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=46 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
NAME=LIVERIH  ; 편재활하중에 의한 수평하중(우측)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=15 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=16 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=17 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=18 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=19 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=20 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=21 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=22 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
NAME=LIVEA  ; 상재활하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-10, -10
NAME=LIVEAH  ; 상재활하중에 의한 수평하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=40 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=41 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=42 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=43 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=44 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=45 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=46 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=15 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=16 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=17 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=18 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=19 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=20 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=21 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=22 RD=0,1 UX=-5, -5
NAME=SOILB  ; 양토압 : 지하수無
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=169.15, 175.8
      ADD=40 RD=0,1 UX=175.8, 179.106
      ADD=41 RD=0,1 UX=179.106, 180.55
      ADD=42 RD=0,1 UX=180.55, 189.062
      ADD=43 RD=0,1 UX=189.062, 199.018
      ADD=44 RD=0,1 UX=199.018, 208.974
      ADD=45 RD=0,1 UX=208.974, 212.28
      ADD=46 RD=0,1 UX=212.28, 218.93
      ADD=15 RD=0,1 UX=-218.93, -212.28
      ADD=16 RD=0,1 UX=-212.28, -208.974
      ADD=17 RD=0,1 UX=-208.974, -199.018
      ADD=18 RD=0,1 UX=-199.018, -189.062
      ADD=19 RD=0,1 UX=-189.062, -180.55
      ADD=20 RD=0,1 UX=-180.55, -179.106
      ADD=21 RD=0,1 UX=-179.106, -175.8
      ADD=22 RD=0,1 UX=-175.8, -169.15
NAME=SOILBW  ; 양토압 : 지하수有
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=94, 97.5
      ADD=40 RD=0,1 UX=97.5, 99.24
      ADD=41 RD=0,1 UX=99.24, 100
      ADD=42 RD=0,1 UX=100, 104.48
      ADD=43 RD=0,1 UX=104.48, 109.72
      ADD=44 RD=0,1 UX=109.72, 114.96
      ADD=45 RD=0,1 UX=114.96, 116.7
      ADD=46 RD=0,1 UX=116.7, 120.2
      ADD=15 RD=0,1 UX=-120.2, -116.7
      ADD=16 RD=0,1 UX=-116.7, -114.96
      ADD=17 RD=0,1 UX=-114.96, -109.72
      ADD=18 RD=0,1 UX=-109.72, -104.48
      ADD=19 RD=0,1 UX=-104.48, -100
      ADD=20 RD=0,1 UX=-100, -99.24
      ADD=21 RD=0,1 UX=-99.24, -97.5
      ADD=22 RD=0,1 UX=-97.5, -94
NAME=TEMPPLUS  ; 온도변화(+)
   TYPE=Temperature ELEM=FRAME
      ADD=15 T=10
      ADD=16 T=10
      ADD=17 T=10
      ADD=18 T=10
```

```
      ADD=19 T=10
      ADD=20 T=10
      ADD=21 T=10
      ADD=22 T=10
      ADD=23 T=10
      ADD=24 T=10
      ADD=25 T=10
      ADD=26 T=10
      ADD=27 T=10
      ADD=28 T=10
      ADD=29 T=10
      ADD=30 T=10
      ADD=31 T=10
      ADD=32 T=10
      ADD=33 T=10
      ADD=34 T=10
      ADD=35 T=10
      ADD=36 T=10
      ADD=37 T=10
      ADD=38 T=10
      ADD=39 T=10
      ADD=40 T=10
      ADD=41 T=10
      ADD=42 T=10
      ADD=43 T=10
      ADD=44 T=10
      ADD=45 T=10
      ADD=46 T=10
  NAME=TEMPMINU  ; 온도변화(-)
    TYPE=Temperature ELEM=FRAME
      ADD=15 T=-10
      ADD=16 T=-10
      ADD=17 T=-10
      ADD=18 T=-10
      ADD=19 T=-10
      ADD=20 T=-10
      ADD=21 T=-10
      ADD=22 T=-10
      ADD=23 T=-10
      ADD=24 T=-10
      ADD=25 T=-10
      ADD=26 T=-10
      ADD=27 T=-10
      ADD=28 T=-10
      ADD=29 T=-10
      ADD=30 T=-10
      ADD=31 T=-10
      ADD=32 T=-10
      ADD=33 T=-10
      ADD=34 T=-10
      ADD=35 T=-10
      ADD=36 T=-10
      ADD=37 T=-10
      ADD=38 T=-10
      ADD=39 T=-10
      ADD=40 T=-10
      ADD=41 T=-10
      ADD=42 T=-10
      ADD=43 T=-10
      ADD=44 T=-10
      ADD=45 T=-10
      ADD=46 T=-10
  NAME=SHRINK  ; 건조수축
    TYPE=Temperature ELEM=FRAME
      ADD=15 T=-15
      ADD=16 T=-15
      ADD=17 T=-15
      ADD=18 T=-15
      ADD=19 T=-15
      ADD=20 T=-15
      ADD=21 T=-15
      ADD=22 T=-15
      ADD=23 T=-15
      ADD=24 T=-15
      ADD=25 T=-15
      ADD=26 T=-15
      ADD=27 T=-15
      ADD=28 T=-15
      ADD=29 T=-15
      ADD=30 T=-15
      ADD=31 T=-15
      ADD=32 T=-15
      ADD=33 T=-15
      ADD=34 T=-15
      ADD=35 T=-15
      ADD=36 T=-15
      ADD=37 T=-15
      ADD=38 T=-15
      ADD=39 T=-15
      ADD=40 T=-15
      ADD=41 T=-15
      ADD=42 T=-15
      ADD=43 T=-15
      ADD=44 T=-15
      ADD=45 T=-15
      ADD=46 T=-15
MODE
   TYPE=RITZ   N=100   TOL=0.00001
      LOAD=SW
      LOAD=PAVE
      LOAD=PAVEW
      LOAD=LIVEFU
      LOAD=LIVELE
      LOAD=LIVERI
      LOAD=LIVEFUH
      LOAD=LIVELEH
      LOAD=LIVERIH
      LOAD=LIVEA
      LOAD=LIVEAH
      LOAD=SOILB
      LOAD=SOILBW
      LOAD=TEMPPLUS
      LOAD=TEMPMINU
      LOAD=SHRINK
      NLLINK=*
HISTORY
    NAME=UL01    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
       LOAD= SW             SF=1.400   AT=1
    NAME=UL02    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= PAVE           SF=1.400   AT=1
       LOAD= LIVEFU         SF=1.600   AT=1
       LOAD= LIVEFUH        SF=1.600   AT=1
       LOAD= LIVEA          SF=1.600   AT=1
       LOAD= LIVEAH         SF=1.600   AT=1
       LOAD= SOILB          SF=1.600   AT=1
       LOAD= TEMPPLUS       SF=1.200   AT=1
       LOAD= SHRINK         SF=1.200   AT=1
    NAME=UL03    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= PAVE           SF=1.400   AT=1
       LOAD= LIVEFU         SF=1.600   AT=1
       LOAD= LIVEFUH        SF=1.600   AT=1
       LOAD= LIVEA          SF=1.600   AT=1
       LOAD= LIVEAH         SF=1.600   AT=1
       LOAD= SOILB          SF=1.600   AT=1
       LOAD= TEMPMINU       SF=1.200   AT=1
       LOAD= SHRINK         SF=1.200   AT=1
    NAME=UL04    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= PAVE           SF=1.400   AT=1
       LOAD= LIVELE         SF=1.600   AT=1
       LOAD= LIVELEH        SF=1.600   AT=1
       LOAD= LIVEA          SF=1.600   AT=1
       LOAD= LIVEAH         SF=1.600   AT=1
       LOAD= SOILB          SF=1.600   AT=1
       LOAD= TEMPPLUS       SF=1.200   AT=1
       LOAD= SHRINK         SF=1.200   AT=1
    NAME=UL05    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= PAVE           SF=1.400   AT=1
       LOAD= LIVELE         SF=1.600   AT=1
       LOAD= LIVELEH        SF=1.600   AT=1
       LOAD= LIVEA          SF=1.600   AT=1
       LOAD= LIVEAH         SF=1.600   AT=1
       LOAD= SOILB          SF=1.600   AT=1
       LOAD= TEMPMINU       SF=1.200   AT=1
       LOAD= SHRINK         SF=1.200   AT=1
    NAME=UL06    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= PAVE           SF=1.400   AT=1
       LOAD= LIVERI         SF=1.600   AT=1
       LOAD= LIVERIH        SF=1.600   AT=1
       LOAD= LIVEA          SF=1.600   AT=1
       LOAD= LIVEAH         SF=1.600   AT=1
       LOAD= SOILB          SF=1.600   AT=1
       LOAD= TEMPPLUS       SF=1.200   AT=1
       LOAD= SHRINK         SF=1.200   AT=1
    NAME=UL07    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= PAVE           SF=1.400   AT=1
       LOAD= LIVERI         SF=1.600   AT=1
       LOAD= LIVERIH        SF=1.600   AT=1
       LOAD= LIVEA          SF=1.600   AT=1
       LOAD= LIVEAH         SF=1.600   AT=1
       LOAD= SOILB          SF=1.600   AT=1
       LOAD= TEMPMINU       SF=1.200   AT=1
       LOAD= SHRINK         SF=1.200   AT=1
    NAME=UL08    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
```

```
   LOAD= LIVEFU          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.000    AT=1
NAME=UL09     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= LIVELE          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.000    AT=1
NAME=UL10     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= LIVERI          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.000    AT=1
NAME=UL11     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVEFU          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEFUH         SF=0.800    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=0.800    AT=1
   LOAD= SOILB           SF=0.800    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL12     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVEFU          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEFUH         SF=0.800    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=0.800    AT=1
   LOAD= SOILB           SF=0.800    AT=1
   LOAD= TEMPMINU        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL13     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVELE          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVELEH         SF=0.800    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=0.800    AT=1
   LOAD= SOILB           SF=0.800    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL14     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVELE          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVELEH         SF=0.800    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=0.800    AT=1
   LOAD= SOILB           SF=0.800    AT=1
   LOAD= TEMPMINU        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL15     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVERI          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVERIH         SF=0.800    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=0.800    AT=1
   LOAD= SOILB           SF=0.800    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL16     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVE            SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVERI          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVERIH         SF=0.800    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=0.800    AT=1
   LOAD= SOILB           SF=0.800    AT=1
   LOAD= TEMPMINU        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL17     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=0.900    AT=1
   LOAD= PAVE            SF=0.900    AT=1
   LOAD= SOILB           SF=1.600    AT=1
NAME=UL18     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=0.900    AT=1
   LOAD= PAVE            SF=0.900    AT=1
   LOAD= SOILB           SF=0.800    AT=1
NAME=UL19     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVEFU          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEFUH         SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=1.600    AT=1
   LOAD= SOILBW          SF=1.600    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL20     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVEFU          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEFUH         SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=1.600    AT=1
   LOAD= SOILBW          SF=1.600    AT=1
   LOAD= TEMPMINU        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL21     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1     ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVELE          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVELEH         SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=1.600    AT=1
   LOAD= SOILBW          SF=1.600    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL22     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1     ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVELE          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVELEH         SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=1.600    AT=1
   LOAD= SOILBW          SF=1.600    AT=1
   LOAD= TEMPMINU        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL23     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1     ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVERI          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVERIH         SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=1.600    AT=1
   LOAD= SOILBW          SF=1.600    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL24     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1     ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVERI          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVERIH         SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=1.600    AT=1
   LOAD= SOILBW          SF=1.600    AT=1
   LOAD= TEMPMINU        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL25     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1     ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVEFU          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEFUH         SF=0.800    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=0.800    AT=1
   LOAD= SOILBW          SF=0.800    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL26     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1     ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVEFU          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEFUH         SF=0.800    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=0.800    AT=1
   LOAD= SOILBW          SF=0.800    AT=1
   LOAD= TEMPMINU        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL27     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1     ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVELE          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVELEH         SF=0.800    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=0.800    AT=1
   LOAD= SOILBW          SF=0.800    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL28     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1     ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVEW           SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVELE          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVELEH         SF=0.800    AT=1
   LOAD= LIVEA           SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH          SF=0.800    AT=1
   LOAD= SOILBW          SF=0.800    AT=1
   LOAD= TEMPMINU        SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK          SF=1.200    AT=1
NAME=UL29     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1     DAMP=0.99     DTMAX=1     ENVE
   LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
```

```
   LOAD= PAVEW          SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=0.800    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.800    AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.800    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.200    AT=1
NAME=UL30    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.200    AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.400    AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=0.800    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.600    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.800    AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.800    AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.200    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.200    AT=1
NAME=UL31    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=0.900    AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=0.900    AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.600    AT=1
NAME=UL32    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=0.900    AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=0.900    AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.800    AT=1
NAME=SV01    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
NAME=SV02    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEFU         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEFUH        SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=1.000    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV03    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEFU         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEFUH        SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=1.000    AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV04    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVELE         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVELEH        SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=1.000    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV05    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVELE         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVELEH        SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=1.000    AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV06    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=1.000    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV07    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=1.000    AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV08    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEFU         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
NAME=SV09    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVELE         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
NAME=SV10    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
NAME=SV11    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEFU         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEFUH        SF=0.500    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=0.500    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV12    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEFU         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEFUH        SF=0.500    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=0.500    AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV13    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVELE         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVELEH        SF=0.500    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=0.500    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV14    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVELE         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVELEH        SF=0.500    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=0.500    AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV15    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=0.500    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=0.500    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV16    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=0.500    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=0.500    AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV17    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=1.000    AT=1
NAME=SV18    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVE           SF=1.000    AT=1
   LOAD= SOILB          SF=0.500    AT=1
NAME=SV19    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEFU         SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEFUH        SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000    AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000    AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.000    AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000    AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000    AT=1
NAME=SV20    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000    AT=1
```

```
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFU         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUH        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.000   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV21    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEH        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.000   AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV22    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEH        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.000   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV23    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.000   AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV24    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.000   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV25    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFU         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUH        SF=0.500   AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV26    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFU         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUH        SF=0.500   AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV27    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEH        SF=0.500   AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV28    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVELEH        SF=0.500   AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV29    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=0.500   AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV30    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERI         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVERIH        SF=0.500   AT=1
   LOAD= LIVEA          SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV31    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.000   AT=1
NAME=SV32    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.500   AT=1
COMBO
   NAME=ENVUSE  TYPE=ENVE
      HIST=SV01 SF=1
      HIST=SV02 SF=1
      HIST=SV03 SF=1
      HIST=SV04 SF=1
      HIST=SV05 SF=1
      HIST=SV06 SF=1
      HIST=SV07 SF=1
      HIST=SV08 SF=1
      HIST=SV09 SF=1
      HIST=SV10 SF=1
      HIST=SV11 SF=1
      HIST=SV12 SF=1
      HIST=SV13 SF=1
      HIST=SV14 SF=1
      HIST=SV15 SF=1
      HIST=SV16 SF=1
      HIST=SV17 SF=1
      HIST=SV18 SF=1
      HIST=SV19 SF=1
      HIST=SV20 SF=1
      HIST=SV21 SF=1
      HIST=SV22 SF=1
      HIST=SV23 SF=1
      HIST=SV24 SF=1
      HIST=SV25 SF=1
      HIST=SV26 SF=1
      HIST=SV27 SF=1
      HIST=SV28 SF=1
      HIST=SV29 SF=1
      HIST=SV30 SF=1
      HIST=SV31 SF=1
      HIST=SV32 SF=1
   NAME=ENVULT  TYPE=ENVE
      HIST=UL01 SF=1
      HIST=UL02 SF=1
      HIST=UL03 SF=1
      HIST=UL04 SF=1
      HIST=UL05 SF=1
      HIST=UL06 SF=1
      HIST=UL07 SF=1
      HIST=UL08 SF=1
      HIST=UL09 SF=1
      HIST=UL10 SF=1
      HIST=UL11 SF=1
      HIST=UL12 SF=1
      HIST=UL13 SF=1
      HIST=UL14 SF=1
      HIST=UL15 SF=1
      HIST=UL16 SF=1
      HIST=UL17 SF=1
      HIST=UL18 SF=1
      HIST=UL19 SF=1
      HIST=UL20 SF=1
      HIST=UL21 SF=1
      HIST=UL22 SF=1
      HIST=UL23 SF=1
      HIST=UL24 SF=1
      HIST=UL25 SF=1
      HIST=UL26 SF=1
      HIST=UL27 SF=1
      HIST=UL28 SF=1
      HIST=UL29 SF=1
```

```
      HIST=UL30 SF=1
      HIST=UL31 SF=1
      HIST=UL32 SF=1
OUTPUT
   ELEM=JOINT   TYPE=REAC,DISP,APP      LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
   ELEM=FRAME   TYPE=FORCE              LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
```

16. INPUT DATA (기능수행)

```
; ACulvert SAP2000 데이터파일 : 내진(기능)
;
SYSTEM
   DOF=UX,UZ,RY LENGTH=m FORCE=kN
JOINT
  1    X=     0.500 Y=     0.000 Z=     0.500
  2    X=     1.300 Y=     0.000 Z=     0.500
  3    X=     1.521 Y=     0.000 Z=     0.500
  4    X=     2.542 Y=     0.000 Z=     0.500
  5    X=     3.563 Y=     0.000 Z=     0.500
  6    X=     4.583 Y=     0.000 Z=     0.500
  7    X=     5.604 Y=     0.000 Z=     0.500
  8    X=     6.625 Y=     0.000 Z=     0.500
  9    X=     7.646 Y=     0.000 Z=     0.500
  10   X=     8.667 Y=     0.000 Z=     0.500
  11   X=     9.688 Y=     0.000 Z=     0.500
  12   X=    10.708 Y=     0.000 Z=     0.500
  13   X=    11.729 Y=     0.000 Z=     0.500
  14   X=    11.950 Y=     0.000 Z=     0.500
  15   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     0.500
  16   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     1.200
  17   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     1.548
  18   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     2.596
  19   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     3.644
  20   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     4.540
  21   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     4.692
  22   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     5.040
  23   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     5.740
  24   X=    11.950 Y=     0.000 Z=     5.740
  25   X=    11.729 Y=     0.000 Z=     5.740
  26   X=    11.450 Y=     0.000 Z=     5.740
  27   X=    10.708 Y=     0.000 Z=     5.740
  28   X=     9.688 Y=     0.000 Z=     5.740
  29   X=     8.667 Y=     0.000 Z=     5.740
  30   X=     7.646 Y=     0.000 Z=     5.740
  31   X=     6.625 Y=     0.000 Z=     5.740
  32   X=     5.604 Y=     0.000 Z=     5.740
  33   X=     4.583 Y=     0.000 Z=     5.740
  34   X=     3.563 Y=     0.000 Z=     5.740
  35   X=     2.542 Y=     0.000 Z=     5.740
  36   X=     1.800 Y=     0.000 Z=     5.740
  37   X=     1.521 Y=     0.000 Z=     5.740
  38   X=     1.300 Y=     0.000 Z=     5.740
  39   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     5.740
  40   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     5.040
  41   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     4.692
  42   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     4.540
  43   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     3.644
  44   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     2.596
  45   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     1.548
  46   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     1.200
  47   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     0.000
  48   X=     1.521 Y=     0.000 Z=     0.000
  49   X=     2.542 Y=     0.000 Z=     0.000
  50   X=     3.563 Y=     0.000 Z=     0.000
  51   X=     4.583 Y=     0.000 Z=     0.000
  52   X=     5.604 Y=     0.000 Z=     0.000
  53   X=     6.625 Y=     0.000 Z=     0.000
  54   X=     7.646 Y=     0.000 Z=     0.000
  55   X=     8.667 Y=     0.000 Z=     0.000
  56   X=     9.688 Y=     0.000 Z=     0.000
  57   X=    10.708 Y=     0.000 Z=     0.000
  58   X=    11.729 Y=     0.000 Z=     0.000
  59   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     0.000
  60   X=    13.250 Y=     0.000 Z=     0.500
  61   X=    13.250 Y=     0.000 Z=     1.548
  62   X=    13.250 Y=     0.000 Z=     2.596
  63   X=    13.250 Y=     0.000 Z=     3.644
  64   X=    13.250 Y=     0.000 Z=     4.692
  65   X=    13.250 Y=     0.000 Z=     5.740
  66   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     6.240
  67   X=    11.729 Y=     0.000 Z=     6.240
  68   X=    10.708 Y=     0.000 Z=     6.240
  69   X=     9.688 Y=     0.000 Z=     6.240
  70   X=     8.667 Y=     0.000 Z=     6.240
  71   X=     7.646 Y=     0.000 Z=     6.240
  72   X=     6.625 Y=     0.000 Z=     6.240
  73   X=     5.604 Y=     0.000 Z=     6.240
  74   X=     4.583 Y=     0.000 Z=     6.240
  75   X=     3.563 Y=     0.000 Z=     6.240
  76   X=     2.542 Y=     0.000 Z=     6.240
  77   X=     1.521 Y=     0.000 Z=     6.240
  78   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     6.240
  79   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     5.740
  80   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     4.692
  81   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     3.644
  82   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     2.596
  83   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     1.548
  84   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     0.500
RESTRAINT
  ADD=47 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=48 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=49 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=50 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=51 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=52 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=53 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=54 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=55 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=56 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=57 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=58 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=59 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=60 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=61 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=62 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=63 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=64 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=65 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=66 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=67 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=68 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=69 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=70 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=71 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=72 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=73 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=74 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=75 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=76 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=77 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=78 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=79 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=80 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=81 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=82 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=83 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=84 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
SPRING
  ADD=3 UX=358320
  ADD=4 UX=358320
  ADD=5 UX=358320
  ADD=6 UX=358320
  ADD=7 UX=358320
  ADD=8 UX=358320
  ADD=9 UX=358320
  ADD=10 UX=358320
  ADD=11 UX=358320
  ADD=12 UX=358320
  ADD=13 UX=358320
  ADD=17 UZ=171922
  ADD=18 UZ=171922
  ADD=19 UZ=171922
  ADD=21 UZ=171922
  ADD=25 UX=96485.6
  ADD=27 UX=96485.6
  ADD=28 UX=96485.6
  ADD=29 UX=96485.6
  ADD=30 UX=96485.6
  ADD=31 UX=96485.6
  ADD=32 UX=96485.6
  ADD=33 UX=96485.6
  ADD=34 UX=96485.6
  ADD=35 UX=96485.6
  ADD=37 UX=96485.6
  ADD=41 UZ=171922
  ADD=43 UZ=171922
  ADD=44 UZ=171922
  ADD=45 UZ=171922
MATERIAL
  Name=1 M=2.54946 W=25
    E=2.6702e+007 U=0.167 A=9.99e-006
NLPROP
  NAME=1 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=1.3799e+006 CE=0.99999 K=1.3799e+006 OPEN=0
  NAME=2 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=1.07496e+006 CE=0.99999 K=1.07496e+006 OPEN=0
  NAME=3 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=2.23708e+006 CE=0.99999 K=2.23708e+006 OPEN=0
  NAME=4 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=515766. CE=0.99999 K=515766. OPEN=0
  NAME=5 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=602383. CE=0.99999 K=602383. OPEN=0
  NAME=6 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=371569. CE=0.99999 K=371569. OPEN=0
  NAME=7 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
```

```
        DOF=U1 KE=289457. CE=0.99999 K=289457. OPEN=0
FRAME SECTION
  Name=1  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.4,1
  Name=2  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.6,1
  Name=3  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.752,1
  Name=4  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=2.1,1
  Name=5  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.9,1
  Name=6  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.67917,1
  Name=7  TYPE=NONPR SEC=2,3 EIVAR=1,1
  Name=8  TYPE=NONPR SEC=3,4 EIVAR=1,1
  Name=9  TYPE=NONPR SEC=5,6 EIVAR=1,1
  Name=10  TYPE=NONPR SEC=6,1 EIVAR=1,1
  Name=11  TYPE=NONPR SEC=1,6 EIVAR=1,1
  Name=12  TYPE=NONPR SEC=6,5 EIVAR=1,1
  Name=13  TYPE=NONPR SEC=4,3 EIVAR=1,1
  Name=14  TYPE=NONPR SEC=3,2 EIVAR=1,1
FRAME
     1 J=  1,   2 SEC= 1 IOFF=0.45 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
     2 J=  2,   3 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     3 J=  3,   4 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     4 J=  4,   5 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     5 J=  5,   6 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     6 J=  6,   7 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     7 J=  7,   8 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     8 J=  8,   9 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     9 J=  9,  10 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    10 J= 10,  11 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    11 J= 11,  12 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    12 J= 12,  13 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    13 J= 13,  14 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    14 J= 14,  15 SEC= 1 IOFF=0 JOFF=0.45 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
    15 J= 15,  16 SEC= 2 IOFF=0.3 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    16 J= 16,  17 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    17 J= 17,  18 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    18 J= 18,  19 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    19 J= 19,  20 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    20 J= 20,  21 SEC= 7 NSEG= 4 ANG=0
    21 J= 21,  22 SEC= 8 NSEG= 4 ANG=0
    22 J= 22,  23 SEC= 4 IOFF=0 JOFF=0.4 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    23 J= 23,  24 SEC= 5 IOFF=0.6 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    24 J= 24,  25 SEC= 9 NSEG= 4 ANG=0
    25 J= 25,  26 SEC=10 NSEG= 4 ANG=0
    26 J= 26,  27 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    27 J= 27,  28 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    28 J= 28,  29 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    29 J= 29,  30 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    30 J= 30,  31 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    31 J= 31,  32 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    32 J= 32,  33 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    33 J= 33,  34 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    34 J= 34,  35 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    35 J= 35,  36 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    36 J= 36,  37 SEC=11 NSEG= 4 ANG=0
    37 J= 37,  38 SEC=12 NSEG= 4 ANG=0
    38 J= 38,  39 SEC= 5 IOFF=0 JOFF=0.6 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    39 J= 39,  40 SEC= 4 IOFF=0.4 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
    40 J= 40,  41 SEC=13 NSEG= 4 ANG=180
    41 J= 41,  42 SEC=14 NSEG= 4 ANG=180
    42 J= 42,  43 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    43 J= 43,  44 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    44 J= 44,  45 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    45 J= 45,  46 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    46 J= 46,   1 SEC= 2 IOFF=0 JOFF=0.3 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
NLLINK
     1 J= 1,47 NLP=1 ANG=0
     2 J= 3,48 NLP=2 ANG=0
     3 J= 4,49 NLP=2 ANG=0
     4 J= 5,50 NLP=2 ANG=0
     5 J= 6,51 NLP=2 ANG=0
     6 J= 7,52 NLP=2 ANG=0
     7 J= 8,53 NLP=2 ANG=0
     8 J= 9,54 NLP=2 ANG=0
     9 J=10,55 NLP=2 ANG=0
    10 J=11,56 NLP=2 ANG=0
    11 J=12,57 NLP=2 ANG=0
    12 J=13,58 NLP=2 ANG=0
    13 J=15,59 NLP=1 ANG=0
    14 J=15,60 NLP=3 ANG=0
    15 J=17,61 NLP=4 ANG=0
    16 J=18,62 NLP=4 ANG=0
    17 J=19,63 NLP=4 ANG=0
    18 J=21,64 NLP=4 ANG=0
    19 J=23,65 NLP=5 ANG=0
    20 J=23,66 NLP=6 ANG=0
    21 J=25,67 NLP=7 ANG=0
    22 J=27,68 NLP=7 ANG=0
    23 J=28,69 NLP=7 ANG=0
    24 J=29,70 NLP=7 ANG=0
    25 J=30,71 NLP=7 ANG=0
    26 J=31,72 NLP=7 ANG=0
    27 J=32,73 NLP=7 ANG=0
    28 J=33,74 NLP=7 ANG=0
    29 J=34,75 NLP=7 ANG=0
    30 J=35,76 NLP=7 ANG=0
    31 J=37,77 NLP=7 ANG=0
    32 J=39,78 NLP=6 ANG=0
    33 J=39,79 NLP=5 ANG=0
    34 J=41,80 NLP=4 ANG=0
    35 J=43,81 NLP=4 ANG=0
    36 J=44,82 NLP=4 ANG=0
    37 J=45,83 NLP=4 ANG=0
    38 J= 1,84 NLP=3 ANG=0
LOAD
NAME=SW SW=1  ; 구체자중
NAME=PAVE  ; 상부고정하중 : 지하수無
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
NAME=PAVEW  ; 상부고정하중 : 지하수有
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
NAME=LIVEFUE  ; 지진시 만재활하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-9, -9
NAME=LIVEFUHE  ; 지진시 만재활하중에 의한 수평하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=40 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=41 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=42 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=43 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=44 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=45 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=46 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=15 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=16 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=17 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=18 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=19 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=20 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=21 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=22 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
NAME=LIVEAE  ; 지진시 상재활하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-10, -10
```

```
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-10, -10
NAME=LIVEAHE  ; 지진시 상재활하중에 의한 수평하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=40 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=41 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=42 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=43 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=44 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=45 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=46 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=15 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=16 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=17 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=18 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=19 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=20 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=21 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=22 RD=0,1 UX=-5, -5
NAME=FUNSLAB  ; 슬래브 지반변위(기능수행)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UX=27.788, 27.788
      ADD=24 RD=0,1 UX=27.788, 27.788
      ADD=25 RD=0,1 UX=27.788, 27.788
      ADD=26 RD=0,1 UX=27.788, 27.788
      ADD=27 RD=0,1 UX=27.788, 27.788
      ADD=28 RD=0,1 UX=27.788, 27.788
      ADD=29 RD=0,1 UX=27.788, 27.788
      ADD=30 RD=0,1 UX=27.788, 27.788
      ADD=31 RD=0,1 UX=27.788, 27.788
      ADD=32 RD=0,1 UX=27.788, 27.788
      ADD=33 RD=0,1 UX=27.788, 27.788
      ADD=34 RD=0,1 UX=27.788, 27.788
      ADD=35 RD=0,1 UX=27.788, 27.788
      ADD=36 RD=0,1 UX=27.788, 27.788
      ADD=37 RD=0,1 UX=27.788, 27.788
      ADD=38 RD=0,1 UX=27.788, 27.788
NAME=FUNWALL  ; 벽체 지반변위(기능수행)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=144.69, 125.496
      ADD=40 RD=0,1 UX=125.496, 116.146
      ADD=41 RD=0,1 UX=116.146, 111.716
      ADD=42 RD=0,1 UX=111.716, 87.601
      ADD=43 RD=0,1 UX=87.601, 58.565
      ADD=44 RD=0,1 UX=58.565, 29.529
      ADD=45 RD=0,1 UX=29.529, 19.686
      ADD=46 RD=0,1 UX=19.686, 0
      ADD=15 RD=0,1 UX=0, 19.686
      ADD=16 RD=0,1 UX=19.686, 29.529
      ADD=17 RD=0,1 UX=29.529, 58.565
      ADD=18 RD=0,1 UX=58.565, 87.601
      ADD=19 RD=0,1 UX=87.601, 111.716
      ADD=20 RD=0,1 UX=111.716, 116.146
      ADD=21 RD=0,1 UX=116.146, 125.496
      ADD=22 RD=0,1 UX=125.496, 144.69
NAME=FUNMS  ; 주면전단력(기능수행)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UX=28.57, 28.57
      ADD=24 RD=0,1 UX=28.57, 28.57
      ADD=25 RD=0,1 UX=28.57, 28.57
      ADD=26 RD=0,1 UX=28.57, 28.57
      ADD=27 RD=0,1 UX=28.57, 28.57
      ADD=28 RD=0,1 UX=28.57, 28.57
      ADD=29 RD=0,1 UX=28.57, 28.57
      ADD=30 RD=0,1 UX=28.57, 28.57
      ADD=31 RD=0,1 UX=28.57, 28.57
      ADD=32 RD=0,1 UX=28.57, 28.57
      ADD=33 RD=0,1 UX=28.57, 28.57
      ADD=34 RD=0,1 UX=28.57, 28.57
      ADD=35 RD=0,1 UX=28.57, 28.57
      ADD=36 RD=0,1 UX=28.57, 28.57
      ADD=37 RD=0,1 UX=28.57, 28.57
      ADD=38 RD=0,1 UX=28.57, 28.57
      ADD=39 RD=0,1 UZ=-69.27, -69.27
      ADD=40 RD=0,1 UZ=-69.27, -69.27
      ADD=41 RD=0,1 UZ=-69.27, -69.27
      ADD=42 RD=0,1 UZ=-69.27, -69.27
      ADD=43 RD=0,1 UZ=-69.27, -69.27
      ADD=44 RD=0,1 UZ=-69.27, -69.27
      ADD=45 RD=0,1 UZ=-69.27, -69.27
      ADD=46 RD=0,1 UZ=-69.27, -69.27
      ADD=15 RD=0,1 UZ=69.27, 69.27
      ADD=16 RD=0,1 UZ=69.27, 69.27
      ADD=17 RD=0,1 UZ=69.27, 69.27
      ADD=18 RD=0,1 UZ=69.27, 69.27
      ADD=19 RD=0,1 UZ=69.27, 69.27
      ADD=20 RD=0,1 UZ=69.27, 69.27
      ADD=21 RD=0,1 UZ=69.27, 69.27
      ADD=22 RD=0,1 UZ=69.27, 69.27
      ADD=1 RD=0,1 UX=-109.97, -109.97
      ADD=2 RD=0,1 UX=-109.97, -109.97
      ADD=3 RD=0,1 UX=-109.97, -109.97
      ADD=4 RD=0,1 UX=-109.97, -109.97
      ADD=5 RD=0,1 UX=-109.97, -109.97
      ADD=6 RD=0,1 UX=-109.97, -109.97
      ADD=7 RD=0,1 UX=-109.97, -109.97
      ADD=8 RD=0,1 UX=-109.97, -109.97
      ADD=9 RD=0,1 UX=-109.97, -109.97
      ADD=10 RD=0,1 UX=-109.97, -109.97
      ADD=11 RD=0,1 UX=-109.97, -109.97
      ADD=12 RD=0,1 UX=-109.97, -109.97
      ADD=13 RD=0,1 UX=-109.97, -109.97
      ADD=14 RD=0,1 UX=-109.97, -109.97
NAME=FUNINER  ; 구체 관성력(기능수행)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UX=2.339, 2.339
      ADD=24 RD=0,1 UX=2.339, 2.339
      ADD=25 RD=0,1 UX=2.339, 2.339
      ADD=26 RD=0,1 UX=2.339, 2.339
      ADD=27 RD=0,1 UX=2.339, 2.339
      ADD=28 RD=0,1 UX=2.339, 2.339
      ADD=29 RD=0,1 UX=2.339, 2.339
      ADD=30 RD=0,1 UX=2.339, 2.339
      ADD=31 RD=0,1 UX=2.339, 2.339
      ADD=32 RD=0,1 UX=2.339, 2.339
      ADD=33 RD=0,1 UX=2.339, 2.339
      ADD=34 RD=0,1 UX=2.339, 2.339
      ADD=35 RD=0,1 UX=2.339, 2.339
      ADD=36 RD=0,1 UX=2.339, 2.339
      ADD=37 RD=0,1 UX=2.339, 2.339
      ADD=38 RD=0,1 UX=2.339, 2.339
      ADD=39 RD=0,1 UX=2.674, 2.635
      ADD=40 RD=0,1 UX=2.635, 2.616
      ADD=41 RD=0,1 UX=2.616, 2.608
      ADD=42 RD=0,1 UX=2.608, 2.559
      ADD=43 RD=0,1 UX=2.559, 2.502
      ADD=44 RD=0,1 UX=2.502, 2.445
      ADD=45 RD=0,1 UX=2.445, 2.426
      ADD=46 RD=0,1 UX=2.426, 2.387
      ADD=15 RD=0,1 UX=2.387, 2.426
      ADD=16 RD=0,1 UX=2.426, 2.445
      ADD=17 RD=0,1 UX=2.445, 2.502
      ADD=18 RD=0,1 UX=2.502, 2.559
      ADD=19 RD=0,1 UX=2.559, 2.608
      ADD=20 RD=0,1 UX=2.608, 2.616
      ADD=21 RD=0,1 UX=2.616, 2.635
      ADD=22 RD=0,1 UX=2.635, 2.674
      ADD=1 RD=0,1 UX=2.089, 2.089
      ADD=2 RD=0,1 UX=2.089, 2.089
      ADD=3 RD=0,1 UX=2.089, 2.089
      ADD=4 RD=0,1 UX=2.089, 2.089
      ADD=5 RD=0,1 UX=2.089, 2.089
      ADD=6 RD=0,1 UX=2.089, 2.089
      ADD=7 RD=0,1 UX=2.089, 2.089
      ADD=8 RD=0,1 UX=2.089, 2.089
      ADD=9 RD=0,1 UX=2.089, 2.089
      ADD=10 RD=0,1 UX=2.089, 2.089
      ADD=11 RD=0,1 UX=2.089, 2.089
      ADD=12 RD=0,1 UX=2.089, 2.089
      ADD=13 RD=0,1 UX=2.089, 2.089
      ADD=14 RD=0,1 UX=2.089, 2.089
NAME=FUNSLAB2  ; 슬래브 지반변위(기능수행)2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UX=-27.788, -27.788
      ADD=24 RD=0,1 UX=-27.788, -27.788
      ADD=25 RD=0,1 UX=-27.788, -27.788
      ADD=26 RD=0,1 UX=-27.788, -27.788
      ADD=27 RD=0,1 UX=-27.788, -27.788
      ADD=28 RD=0,1 UX=-27.788, -27.788
      ADD=29 RD=0,1 UX=-27.788, -27.788
      ADD=30 RD=0,1 UX=-27.788, -27.788
      ADD=31 RD=0,1 UX=-27.788, -27.788
      ADD=32 RD=0,1 UX=-27.788, -27.788
      ADD=33 RD=0,1 UX=-27.788, -27.788
      ADD=34 RD=0,1 UX=-27.788, -27.788
      ADD=35 RD=0,1 UX=-27.788, -27.788
      ADD=36 RD=0,1 UX=-27.788, -27.788
```

```
      ADD=37 RD=0,1 UX=-27.788, -27.788
      ADD=38 RD=0,1 UX=-27.788, -27.788
NAME=FUNWALL2  ; 벽체 지반변위(기능수행)2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=-144.69, -125.496
      ADD=40 RD=0,1 UX=-125.496, -116.146
      ADD=41 RD=0,1 UX=-116.146, -111.716
      ADD=42 RD=0,1 UX=-111.716, -87.601
      ADD=43 RD=0,1 UX=-87.601, -58.565
      ADD=44 RD=0,1 UX=-58.565, -29.529
      ADD=45 RD=0,1 UX=-29.529, -19.686
      ADD=46 RD=0,1 UX=-19.686, -0
      ADD=15 RD=0,1 UX=-0, -19.686
      ADD=16 RD=0,1 UX=-19.686, -29.529
      ADD=17 RD=0,1 UX=-29.529, -58.565
      ADD=18 RD=0,1 UX=-58.565, -87.601
      ADD=19 RD=0,1 UX=-87.601, -111.716
      ADD=20 RD=0,1 UX=-111.716, -116.146
      ADD=21 RD=0,1 UX=-116.146, -125.496
      ADD=22 RD=0,1 UX=-125.496, -144.69
NAME=FUNMS2  ; 주면전단력(기능수행)2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UX=-28.57, -28.57
      ADD=24 RD=0,1 UX=-28.57, -28.57
      ADD=25 RD=0,1 UX=-28.57, -28.57
      ADD=26 RD=0,1 UX=-28.57, -28.57
      ADD=27 RD=0,1 UX=-28.57, -28.57
      ADD=28 RD=0,1 UX=-28.57, -28.57
      ADD=29 RD=0,1 UX=-28.57, -28.57
      ADD=30 RD=0,1 UX=-28.57, -28.57
      ADD=31 RD=0,1 UX=-28.57, -28.57
      ADD=32 RD=0,1 UX=-28.57, -28.57
      ADD=33 RD=0,1 UX=-28.57, -28.57
      ADD=34 RD=0,1 UX=-28.57, -28.57
      ADD=35 RD=0,1 UX=-28.57, -28.57
      ADD=36 RD=0,1 UX=-28.57, -28.57
      ADD=37 RD=0,1 UX=-28.57, -28.57
      ADD=38 RD=0,1 UX=-28.57, -28.57
      ADD=39 RD=0,1 UZ=69.27, 69.27
      ADD=40 RD=0,1 UZ=69.27, 69.27
      ADD=41 RD=0,1 UZ=69.27, 69.27
      ADD=42 RD=0,1 UZ=69.27, 69.27
      ADD=43 RD=0,1 UZ=69.27, 69.27
      ADD=44 RD=0,1 UZ=69.27, 69.27
      ADD=45 RD=0,1 UZ=69.27, 69.27
      ADD=46 RD=0,1 UZ=69.27, 69.27
      ADD=15 RD=0,1 UZ=-69.27, -69.27
      ADD=16 RD=0,1 UZ=-69.27, -69.27
      ADD=17 RD=0,1 UZ=-69.27, -69.27
      ADD=18 RD=0,1 UZ=-69.27, -69.27
      ADD=19 RD=0,1 UZ=-69.27, -69.27
      ADD=20 RD=0,1 UZ=-69.27, -69.27
      ADD=21 RD=0,1 UZ=-69.27, -69.27
      ADD=22 RD=0,1 UZ=-69.27, -69.27
      ADD=1 RD=0,1 UX=109.97, 109.97
      ADD=2 RD=0,1 UX=109.97, 109.97
      ADD=3 RD=0,1 UX=109.97, 109.97
      ADD=4 RD=0,1 UX=109.97, 109.97
      ADD=5 RD=0,1 UX=109.97, 109.97
      ADD=6 RD=0,1 UX=109.97, 109.97
      ADD=7 RD=0,1 UX=109.97, 109.97
      ADD=8 RD=0,1 UX=109.97, 109.97
      ADD=9 RD=0,1 UX=109.97, 109.97
      ADD=10 RD=0,1 UX=109.97, 109.97
      ADD=11 RD=0,1 UX=109.97, 109.97
      ADD=12 RD=0,1 UX=109.97, 109.97
      ADD=13 RD=0,1 UX=109.97, 109.97
      ADD=14 RD=0,1 UX=109.97, 109.97
NAME=FUNINER2  ; 구체 관성력(기능수행)2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UX=-2.339, -2.339
      ADD=24 RD=0,1 UX=-2.339, -2.339
      ADD=25 RD=0,1 UX=-2.339, -2.339
      ADD=26 RD=0,1 UX=-2.339, -2.339
      ADD=27 RD=0,1 UX=-2.339, -2.339
      ADD=28 RD=0,1 UX=-2.339, -2.339
      ADD=29 RD=0,1 UX=-2.339, -2.339
      ADD=30 RD=0,1 UX=-2.339, -2.339
      ADD=31 RD=0,1 UX=-2.339, -2.339
      ADD=32 RD=0,1 UX=-2.339, -2.339
      ADD=33 RD=0,1 UX=-2.339, -2.339
      ADD=34 RD=0,1 UX=-2.339, -2.339
      ADD=35 RD=0,1 UX=-2.339, -2.339
      ADD=36 RD=0,1 UX=-2.339, -2.339
      ADD=37 RD=0,1 UX=-2.339, -2.339
      ADD=38 RD=0,1 UX=-2.339, -2.339
      ADD=39 RD=0,1 UX=-2.674, -2.635
      ADD=40 RD=0,1 UX=-2.635, -2.616
      ADD=41 RD=0,1 UX=-2.616, -2.608
      ADD=42 RD=0,1 UX=-2.608, -2.559
      ADD=43 RD=0,1 UX=-2.559, -2.502
      ADD=44 RD=0,1 UX=-2.502, -2.445
      ADD=45 RD=0,1 UX=-2.445, -2.426
      ADD=46 RD=0,1 UX=-2.426, -2.387
      ADD=15 RD=0,1 UX=-2.387, -2.426
      ADD=16 RD=0,1 UX=-2.426, -2.445
      ADD=17 RD=0,1 UX=-2.445, -2.502
      ADD=18 RD=0,1 UX=-2.502, -2.559
      ADD=19 RD=0,1 UX=-2.559, -2.608
      ADD=20 RD=0,1 UX=-2.608, -2.616
      ADD=21 RD=0,1 UX=-2.616, -2.635
      ADD=22 RD=0,1 UX=-2.635, -2.674
      ADD=1 RD=0,1 UX=-2.089, -2.089
      ADD=2 RD=0,1 UX=-2.089, -2.089
      ADD=3 RD=0,1 UX=-2.089, -2.089
      ADD=4 RD=0,1 UX=-2.089, -2.089
      ADD=5 RD=0,1 UX=-2.089, -2.089
      ADD=6 RD=0,1 UX=-2.089, -2.089
      ADD=7 RD=0,1 UX=-2.089, -2.089
      ADD=8 RD=0,1 UX=-2.089, -2.089
      ADD=9 RD=0,1 UX=-2.089, -2.089
      ADD=10 RD=0,1 UX=-2.089, -2.089
      ADD=11 RD=0,1 UX=-2.089, -2.089
      ADD=12 RD=0,1 UX=-2.089, -2.089
      ADD=13 RD=0,1 UX=-2.089, -2.089
      ADD=14 RD=0,1 UX=-2.089, -2.089
MODE
   TYPE=RITZ   N=100   TOL=0.00001
      LOAD=SW
      LOAD=PAVE
      LOAD=PAVEW
      LOAD=LIVEFUE
      LOAD=LIVEFUHE
      LOAD=LIVEAE
      LOAD=LIVEAHE
      LOAD=FUNSLAB
      LOAD=FUNWALL
      LOAD=FUNMS
      LOAD=FUNINER
      LOAD=FUNSLAB2
      LOAD=FUNWALL2
      LOAD=FUNMS2
      LOAD=FUNINER2
      NLLINK=*
HISTORY
    NAME=UE01    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= PAVE           SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEFUHE       SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNSLAB        SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNWALL        SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNMS          SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
    NAME=UE02    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= PAVE           SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEFUHE       SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNSLAB2       SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNWALL2       SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNMS2         SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
    NAME=UE03    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= PAVE           SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEFUHE       SF=0.500   AT=1
       LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
       LOAD= FUNSLAB        SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNWALL        SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNMS          SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
    NAME=UE04    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= PAVE           SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEFUHE       SF=0.500   AT=1
       LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
       LOAD= FUNSLAB2       SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNWALL2       SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNMS2         SF=1.000   AT=1
       LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
    NAME=UE05    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
```

```
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVE           SF=0.900   AT=1
   LOAD= FUNSLAB        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS          SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
NAME=UE06    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVE           SF=0.900   AT=1
   LOAD= FUNSLAB2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS2         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
NAME=UE07    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVE           SF=0.900   AT=1
   LOAD= FUNSLAB        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS          SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
NAME=UE08    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVE           SF=0.900   AT=1
   LOAD= FUNSLAB2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS2         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
NAME=UE09    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE       SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNSLAB        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS          SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
NAME=UE10    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
   LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE       SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNSLAB2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS2         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
NAME=UE11    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
   LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE       SF=0.500   AT=1
   LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
   LOAD= FUNSLAB        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS          SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
NAME=UE12    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
   LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE       SF=0.500   AT=1
   LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
   LOAD= FUNSLAB2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS2         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
NAME=UE13    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=0.900   AT=1
   LOAD= FUNSLAB        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS          SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
NAME=UE14    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=0.900   AT=1
   LOAD= FUNSLAB2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS2         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
NAME=UE15    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=0.900   AT=1
   LOAD= FUNSLAB        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL        SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS          SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
NAME=UE16    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=0.900   AT=1
   LOAD= FUNSLAB2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNWALL2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNMS2         SF=1.000   AT=1
   LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
COMBO
   NAME=ENVEQ  TYPE=ENVE
      HIST=UE01 SF=1
      HIST=UE02 SF=1
      HIST=UE03 SF=1
      HIST=UE04 SF=1
      HIST=UE05 SF=1
      HIST=UE06 SF=1
      HIST=UE07 SF=1
      HIST=UE08 SF=1
      HIST=UE09 SF=1
      HIST=UE10 SF=1
      HIST=UE11 SF=1
      HIST=UE12 SF=1
      HIST=UE13 SF=1
      HIST=UE14 SF=1
      HIST=UE15 SF=1
      HIST=UE16 SF=1
OUTPUT
      ELEM=JOINT   TYPE=REAC,DISP,APP      LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
      ELEM=FRAME   TYPE=FORCE              LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
```

17. INPUT DATA (붕괴방지)

```
; ACulvert SAP2000 데이터파일 : 내진(붕괴)
;
SYSTEM
   DOF=UX,UZ,RY LENGTH=m FORCE=kN
JOINT
  1    X=     0.500 Y=     0.000 Z=     0.500
  2    X=     1.300 Y=     0.000 Z=     0.500
  3    X=     1.521 Y=     0.000 Z=     0.500
  4    X=     2.542 Y=     0.000 Z=     0.500
  5    X=     3.563 Y=     0.000 Z=     0.500
  6    X=     4.583 Y=     0.000 Z=     0.500
  7    X=     5.604 Y=     0.000 Z=     0.500
  8    X=     6.625 Y=     0.000 Z=     0.500
  9    X=     7.646 Y=     0.000 Z=     0.500
  10   X=     8.667 Y=     0.000 Z=     0.500
  11   X=     9.688 Y=     0.000 Z=     0.500
  12   X=    10.708 Y=     0.000 Z=     0.500
  13   X=    11.729 Y=     0.000 Z=     0.500
  14   X=    11.950 Y=     0.000 Z=     0.500
  15   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     0.500
  16   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     1.200
  17   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     1.548
  18   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     2.596
  19   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     3.644
  20   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     4.540
  21   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     4.692
  22   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     5.040
  23   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     5.740
  24   X=    11.950 Y=     0.000 Z=     5.740
  25   X=    11.729 Y=     0.000 Z=     5.740
  26   X=    11.450 Y=     0.000 Z=     5.740
  27   X=    10.708 Y=     0.000 Z=     5.740
  28   X=     9.688 Y=     0.000 Z=     5.740
  29   X=     8.667 Y=     0.000 Z=     5.740
  30   X=     7.646 Y=     0.000 Z=     5.740
  31   X=     6.625 Y=     0.000 Z=     5.740
  32   X=     5.604 Y=     0.000 Z=     5.740
  33   X=     4.583 Y=     0.000 Z=     5.740
  34   X=     3.563 Y=     0.000 Z=     5.740
  35   X=     2.542 Y=     0.000 Z=     5.740
  36   X=     1.800 Y=     0.000 Z=     5.740
  37   X=     1.521 Y=     0.000 Z=     5.740
  38   X=     1.300 Y=     0.000 Z=     5.740
  39   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     5.740
  40   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     5.040
  41   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     4.692
  42   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     4.540
  43   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     3.644
  44   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     2.596
  45   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     1.548
  46   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     1.200
  47   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     0.000
  48   X=     1.521 Y=     0.000 Z=     0.000
  49   X=     2.542 Y=     0.000 Z=     0.000
  50   X=     3.563 Y=     0.000 Z=     0.000
  51   X=     4.583 Y=     0.000 Z=     0.000
  52   X=     5.604 Y=     0.000 Z=     0.000
  53   X=     6.625 Y=     0.000 Z=     0.000
  54   X=     7.646 Y=     0.000 Z=     0.000
  55   X=     8.667 Y=     0.000 Z=     0.000
  56   X=     9.688 Y=     0.000 Z=     0.000
  57   X=    10.708 Y=     0.000 Z=     0.000
  58   X=    11.729 Y=     0.000 Z=     0.000
  59   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     0.000
  60   X=    13.250 Y=     0.000 Z=     0.500
  61   X=    13.250 Y=     0.000 Z=     1.548
  62   X=    13.250 Y=     0.000 Z=     2.596
  63   X=    13.250 Y=     0.000 Z=     3.644
  64   X=    13.250 Y=     0.000 Z=     4.692
  65   X=    13.250 Y=     0.000 Z=     5.740
  66   X=    12.750 Y=     0.000 Z=     6.240
  67   X=    11.729 Y=     0.000 Z=     6.240
  68   X=    10.708 Y=     0.000 Z=     6.240
  69   X=     9.688 Y=     0.000 Z=     6.240
  70   X=     8.667 Y=     0.000 Z=     6.240
  71   X=     7.646 Y=     0.000 Z=     6.240
  72   X=     6.625 Y=     0.000 Z=     6.240
  73   X=     5.604 Y=     0.000 Z=     6.240
  74   X=     4.583 Y=     0.000 Z=     6.240
  75   X=     3.563 Y=     0.000 Z=     6.240
  76   X=     2.542 Y=     0.000 Z=     6.240
  77   X=     1.521 Y=     0.000 Z=     6.240
  78   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     6.240
  79   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     5.740
  80   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     4.692
  81   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     3.644
  82   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     2.596
  83   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     1.548
  84   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     0.500
RESTRAINT
  ADD=47 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=48 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=49 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=50 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=51 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=52 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=53 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=54 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=55 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=56 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=57 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=58 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=59 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=60 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=61 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=62 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=63 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=64 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=65 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=66 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=67 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=68 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=69 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=70 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=71 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=72 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=73 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=74 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=75 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=76 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=77 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=78 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=79 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=80 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=81 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=82 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=83 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=84 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
SPRING
  ADD=3 UX=139969
  ADD=4 UX=139969
  ADD=5 UX=139969
  ADD=6 UX=139969
  ADD=7 UX=139969
  ADD=8 UX=139969
  ADD=9 UX=139969
  ADD=10 UX=139969
  ADD=11 UX=139969
  ADD=12 UX=139969
  ADD=13 UX=139969
  ADD=17 UZ=67156.9
  ADD=18 UZ=67156.9
  ADD=19 UZ=67156.9
  ADD=21 UZ=67156.9
  ADD=25 UX=37689.6
  ADD=27 UX=37689.6
  ADD=28 UX=37689.6
  ADD=29 UX=37689.6
  ADD=30 UX=37689.6
  ADD=31 UX=37689.6
  ADD=32 UX=37689.6
  ADD=33 UX=37689.6
  ADD=34 UX=37689.6
  ADD=35 UX=37689.6
  ADD=37 UX=37689.6
  ADD=41 UZ=67156.9
  ADD=43 UZ=67156.9
  ADD=44 UZ=67156.9
  ADD=45 UZ=67156.9
MATERIAL
  Name=1 M=2.54946 W=25
    E=2.6702e+007 U=0.167 A=9.99e-006
NLPROP
  NAME=1 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=539023. CE=0.99999 K=539023. OPEN=0
  NAME=2 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=419906. CE=0.99999 K=419906. OPEN=0
  NAME=3 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=873858. CE=0.99999 K=873858. OPEN=0
  NAME=4 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=201471. CE=0.99999 K=201471. OPEN=0
  NAME=5 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=235306. CE=0.99999 K=235306. OPEN=0
  NAME=6 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=145144. CE=0.99999 K=145144. OPEN=0
  NAME=7 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
```

```
        DOF=U1 KE=113069. CE=0.99999 K=113069. OPEN=0
FRAME SECTION
  Name=1  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.4,1
  Name=2  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.6,1
  Name=3  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.752,1
  Name=4  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=2.1,1
  Name=5  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.9,1
  Name=6  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=1.67917,1
  Name=7  TYPE=NONPR SEC=2,3 EIVAR=1,1
  Name=8  TYPE=NONPR SEC=3,4 EIVAR=1,1
  Name=9  TYPE=NONPR SEC=5,6 EIVAR=1,1
  Name=10  TYPE=NONPR SEC=6,1 EIVAR=1,1
  Name=11  TYPE=NONPR SEC=1,6 EIVAR=1,1
  Name=12  TYPE=NONPR SEC=6,5 EIVAR=1,1
  Name=13  TYPE=NONPR SEC=4,3 EIVAR=1,1
  Name=14  TYPE=NONPR SEC=3,2 EIVAR=1,1
FRAME
     1 J=  1,   2 SEC= 1 IOFF=0.45 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
     2 J=  2,   3 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     3 J=  3,   4 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     4 J=  4,   5 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     5 J=  5,   6 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     6 J=  6,   7 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     7 J=  7,   8 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     8 J=  8,   9 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     9 J=  9,  10 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    10 J= 10,  11 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    11 J= 11,  12 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    12 J= 12,  13 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    13 J= 13,  14 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    14 J= 14,  15 SEC= 1 IOFF=0 JOFF=0.45 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
    15 J= 15,  16 SEC= 2 IOFF=0.3 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    16 J= 16,  17 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    17 J= 17,  18 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    18 J= 18,  19 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    19 J= 19,  20 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    20 J= 20,  21 SEC= 7 NSEG= 4 ANG=0
    21 J= 21,  22 SEC= 8 NSEG= 4 ANG=0
    22 J= 22,  23 SEC= 4 IOFF=0 JOFF=0.4 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    23 J= 23,  24 SEC= 5 IOFF=0.6 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    24 J= 24,  25 SEC= 9 NSEG= 4 ANG=0
    25 J= 25,  26 SEC=10 NSEG= 4 ANG=0
    26 J= 26,  27 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    27 J= 27,  28 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    28 J= 28,  29 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    29 J= 29,  30 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    30 J= 30,  31 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    31 J= 31,  32 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    32 J= 32,  33 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    33 J= 33,  34 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    34 J= 34,  35 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    35 J= 35,  36 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
    36 J= 36,  37 SEC=11 NSEG= 4 ANG=0
    37 J= 37,  38 SEC=12 NSEG= 4 ANG=0
    38 J= 38,  39 SEC= 5 IOFF=0 JOFF=0.6 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    39 J= 39,  40 SEC= 4 IOFF=0.4 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
    40 J= 40,  41 SEC=13 NSEG= 4 ANG=180
    41 J= 41,  42 SEC=14 NSEG= 4 ANG=180
    42 J= 42,  43 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    43 J= 43,  44 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    44 J= 44,  45 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    45 J= 45,  46 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    46 J= 46,   1 SEC= 2 IOFF=0 JOFF=0.3 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
NLLINK
     1 J= 1,47 NLP=1 ANG=0
     2 J= 3,48 NLP=2 ANG=0
     3 J= 4,49 NLP=2 ANG=0
     4 J= 5,50 NLP=2 ANG=0
     5 J= 6,51 NLP=2 ANG=0
     6 J= 7,52 NLP=2 ANG=0
     7 J= 8,53 NLP=2 ANG=0
     8 J= 9,54 NLP=2 ANG=0
     9 J=10,55 NLP=2 ANG=0
    10 J=11,56 NLP=2 ANG=0
    11 J=12,57 NLP=2 ANG=0
    12 J=13,58 NLP=2 ANG=0
    13 J=15,59 NLP=1 ANG=0
    14 J=15,60 NLP=3 ANG=0
    15 J=17,61 NLP=4 ANG=0
    16 J=18,62 NLP=4 ANG=0
    17 J=19,63 NLP=4 ANG=0
    18 J=21,64 NLP=4 ANG=0
    19 J=23,65 NLP=5 ANG=0
    20 J=23,66 NLP=6 ANG=0
    21 J=25,67 NLP=7 ANG=0
    22 J=27,68 NLP=7 ANG=0
    23 J=28,69 NLP=7 ANG=0
    24 J=29,70 NLP=7 ANG=0
    25 J=30,71 NLP=7 ANG=0
    26 J=31,72 NLP=7 ANG=0
    27 J=32,73 NLP=7 ANG=0
    28 J=33,74 NLP=7 ANG=0
    29 J=34,75 NLP=7 ANG=0
    30 J=35,76 NLP=7 ANG=0
    31 J=37,77 NLP=7 ANG=0
    32 J=39,78 NLP=6 ANG=0
    33 J=39,79 NLP=5 ANG=0
    34 J=41,80 NLP=4 ANG=0
    35 J=43,81 NLP=4 ANG=0
    36 J=44,82 NLP=4 ANG=0
    37 J=45,83 NLP=4 ANG=0
    38 J= 1,84 NLP=3 ANG=0
LOAD
NAME=SW SW=1  ; 구체자중
NAME=PAVE  ; 상부고정하중 : 지하수無
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-325.125, -325.125
NAME=PAVEW  ; 상부고정하중 : 지하수有
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-181.575, -181.575
NAME=LIVEFUE  ; 지진시 만재활하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-9, -9
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-9, -9
NAME=LIVEFUHE  ; 지진시 만재활하중에 의한 수평하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=40 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=41 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=42 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=43 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=44 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=45 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=46 RD=0,1 UX=4.5, 4.5
      ADD=15 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=16 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=17 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=18 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=19 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=20 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=21 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
      ADD=22 RD=0,1 UX=-4.5, -4.5
NAME=LIVEAE  ; 지진시 상재활하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=24 RD=0,1 UZ=-10, -10
```

```
      ADD=25 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=26 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=27 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=28 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=29 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=30 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=31 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=32 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=33 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=34 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=35 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=36 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=37 RD=0,1 UZ=-10, -10
      ADD=38 RD=0,1 UZ=-10, -10
NAME=LIVEAHE  ; 지진시 상재활하중에 의한 수평하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=40 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=41 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=42 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=43 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=44 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=45 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=46 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=15 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=16 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=17 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=18 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=19 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=20 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=21 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=22 RD=0,1 UX=-5, -5
NAME=COLSLAB  ; 슬래브 지반변위(붕괴방지)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UX=22.152, 22.152
      ADD=24 RD=0,1 UX=22.152, 22.152
      ADD=25 RD=0,1 UX=22.152, 22.152
      ADD=26 RD=0,1 UX=22.152, 22.152
      ADD=27 RD=0,1 UX=22.152, 22.152
      ADD=28 RD=0,1 UX=22.152, 22.152
      ADD=29 RD=0,1 UX=22.152, 22.152
      ADD=30 RD=0,1 UX=22.152, 22.152
      ADD=31 RD=0,1 UX=22.152, 22.152
      ADD=32 RD=0,1 UX=22.152, 22.152
      ADD=33 RD=0,1 UX=22.152, 22.152
      ADD=34 RD=0,1 UX=22.152, 22.152
      ADD=35 RD=0,1 UX=22.152, 22.152
      ADD=36 RD=0,1 UX=22.152, 22.152
      ADD=37 RD=0,1 UX=22.152, 22.152
      ADD=38 RD=0,1 UX=22.152, 22.152
NAME=COLWALL  ; 벽체 지반변위(붕괴방지)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=115.346, 100.159
      ADD=40 RD=0,1 UX=100.159, 92.469
      ADD=41 RD=0,1 UX=92.469, 89.201
      ADD=42 RD=0,1 UX=89.201, 69.592
      ADD=43 RD=0,1 UX=69.592, 46.523
      ADD=44 RD=0,1 UX=46.523, 23.261
      ADD=45 RD=0,1 UX=23.261, 15.572
      ADD=46 RD=0,1 UX=15.572, 0
      ADD=15 RD=0,1 UX=0, 15.572
      ADD=16 RD=0,1 UX=15.572, 23.261
      ADD=17 RD=0,1 UX=23.261, 46.523
      ADD=18 RD=0,1 UX=46.523, 69.592
      ADD=19 RD=0,1 UX=69.592, 89.201
      ADD=20 RD=0,1 UX=89.201, 92.469
      ADD=21 RD=0,1 UX=92.469, 100.159
      ADD=22 RD=0,1 UX=100.159, 115.346
NAME=COLMS  ; 주면전단력(붕괴방지)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UX=22.73, 22.73
      ADD=24 RD=0,1 UX=22.73, 22.73
      ADD=25 RD=0,1 UX=22.73, 22.73
      ADD=26 RD=0,1 UX=22.73, 22.73
      ADD=27 RD=0,1 UX=22.73, 22.73
      ADD=28 RD=0,1 UX=22.73, 22.73
      ADD=29 RD=0,1 UX=22.73, 22.73
      ADD=30 RD=0,1 UX=22.73, 22.73
      ADD=31 RD=0,1 UX=22.73, 22.73
      ADD=32 RD=0,1 UX=22.73, 22.73
      ADD=33 RD=0,1 UX=22.73, 22.73
      ADD=34 RD=0,1 UX=22.73, 22.73
      ADD=35 RD=0,1 UX=22.73, 22.73
      ADD=36 RD=0,1 UX=22.73, 22.73
      ADD=37 RD=0,1 UX=22.73, 22.73
      ADD=38 RD=0,1 UX=22.73, 22.73
      ADD=39 RD=0,1 UZ=-55.08, -55.08
      ADD=40 RD=0,1 UZ=-55.08, -55.08
      ADD=41 RD=0,1 UZ=-55.08, -55.08
      ADD=42 RD=0,1 UZ=-55.08, -55.08
      ADD=43 RD=0,1 UZ=-55.08, -55.08
      ADD=44 RD=0,1 UZ=-55.08, -55.08
      ADD=45 RD=0,1 UZ=-55.08, -55.08
      ADD=46 RD=0,1 UZ=-55.08, -55.08
      ADD=15 RD=0,1 UZ=55.08, 55.08
      ADD=16 RD=0,1 UZ=55.08, 55.08
      ADD=17 RD=0,1 UZ=55.08, 55.08
      ADD=18 RD=0,1 UZ=55.08, 55.08
      ADD=19 RD=0,1 UZ=55.08, 55.08
      ADD=20 RD=0,1 UZ=55.08, 55.08
      ADD=21 RD=0,1 UZ=55.08, 55.08
      ADD=22 RD=0,1 UZ=55.08, 55.08
      ADD=1 RD=0,1 UX=-87.42, -87.42
      ADD=2 RD=0,1 UX=-87.42, -87.42
      ADD=3 RD=0,1 UX=-87.42, -87.42
      ADD=4 RD=0,1 UX=-87.42, -87.42
      ADD=5 RD=0,1 UX=-87.42, -87.42
      ADD=6 RD=0,1 UX=-87.42, -87.42
      ADD=7 RD=0,1 UX=-87.42, -87.42
      ADD=8 RD=0,1 UX=-87.42, -87.42
      ADD=9 RD=0,1 UX=-87.42, -87.42
      ADD=10 RD=0,1 UX=-87.42, -87.42
      ADD=11 RD=0,1 UX=-87.42, -87.42
      ADD=12 RD=0,1 UX=-87.42, -87.42
      ADD=13 RD=0,1 UX=-87.42, -87.42
      ADD=14 RD=0,1 UX=-87.42, -87.42
NAME=COLINER  ; 구체 관성력(붕괴방지)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UX=5.758, 5.758
      ADD=24 RD=0,1 UX=5.758, 5.758
      ADD=25 RD=0,1 UX=5.758, 5.758
      ADD=26 RD=0,1 UX=5.758, 5.758
      ADD=27 RD=0,1 UX=5.758, 5.758
      ADD=28 RD=0,1 UX=5.758, 5.758
      ADD=29 RD=0,1 UX=5.758, 5.758
      ADD=30 RD=0,1 UX=5.758, 5.758
      ADD=31 RD=0,1 UX=5.758, 5.758
      ADD=32 RD=0,1 UX=5.758, 5.758
      ADD=33 RD=0,1 UX=5.758, 5.758
      ADD=34 RD=0,1 UX=5.758, 5.758
      ADD=35 RD=0,1 UX=5.758, 5.758
      ADD=36 RD=0,1 UX=5.758, 5.758
      ADD=37 RD=0,1 UX=5.758, 5.758
      ADD=38 RD=0,1 UX=5.758, 5.758
      ADD=39 RD=0,1 UX=6.581, 6.487
      ADD=40 RD=0,1 UX=6.487, 6.44
      ADD=41 RD=0,1 UX=6.44, 6.42
      ADD=42 RD=0,1 UX=6.42, 6.299
      ADD=43 RD=0,1 UX=6.299, 6.159
      ADD=44 RD=0,1 UX=6.159, 6.018
      ADD=45 RD=0,1 UX=6.018, 5.971
      ADD=46 RD=0,1 UX=5.971, 5.877
      ADD=15 RD=0,1 UX=5.877, 5.971
      ADD=16 RD=0,1 UX=5.971, 6.018
      ADD=17 RD=0,1 UX=6.018, 6.159
      ADD=18 RD=0,1 UX=6.159, 6.299
      ADD=19 RD=0,1 UX=6.299, 6.42
      ADD=20 RD=0,1 UX=6.42, 6.44
      ADD=21 RD=0,1 UX=6.44, 6.487
      ADD=22 RD=0,1 UX=6.487, 6.581
      ADD=1 RD=0,1 UX=5.142, 5.142
      ADD=2 RD=0,1 UX=5.142, 5.142
      ADD=3 RD=0,1 UX=5.142, 5.142
      ADD=4 RD=0,1 UX=5.142, 5.142
      ADD=5 RD=0,1 UX=5.142, 5.142
      ADD=6 RD=0,1 UX=5.142, 5.142
      ADD=7 RD=0,1 UX=5.142, 5.142
      ADD=8 RD=0,1 UX=5.142, 5.142
      ADD=9 RD=0,1 UX=5.142, 5.142
      ADD=10 RD=0,1 UX=5.142, 5.142
      ADD=11 RD=0,1 UX=5.142, 5.142
      ADD=12 RD=0,1 UX=5.142, 5.142
      ADD=13 RD=0,1 UX=5.142, 5.142
      ADD=14 RD=0,1 UX=5.142, 5.142
NAME=COLSLAB2  ; 슬래브 지반변위(붕괴방지)2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UX=-22.152, -22.152
      ADD=24 RD=0,1 UX=-22.152, -22.152
      ADD=25 RD=0,1 UX=-22.152, -22.152
      ADD=26 RD=0,1 UX=-22.152, -22.152
      ADD=27 RD=0,1 UX=-22.152, -22.152
      ADD=28 RD=0,1 UX=-22.152, -22.152
      ADD=29 RD=0,1 UX=-22.152, -22.152
      ADD=30 RD=0,1 UX=-22.152, -22.152
      ADD=31 RD=0,1 UX=-22.152, -22.152
      ADD=32 RD=0,1 UX=-22.152, -22.152
      ADD=33 RD=0,1 UX=-22.152, -22.152
      ADD=34 RD=0,1 UX=-22.152, -22.152
      ADD=35 RD=0,1 UX=-22.152, -22.152
      ADD=36 RD=0,1 UX=-22.152, -22.152
```

```
      ADD=37 RD=0,1 UX=-22.152, -22.152
      ADD=38 RD=0,1 UX=-22.152, -22.152
NAME=COLWALL2  ; 벽체 지반변위(붕괴방지)2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=39 RD=0,1 UX=-115.346, -100.159
      ADD=40 RD=0,1 UX=-100.159, -92.469
      ADD=41 RD=0,1 UX=-92.469, -89.201
      ADD=42 RD=0,1 UX=-89.201, -69.592
      ADD=43 RD=0,1 UX=-69.592, -46.523
      ADD=44 RD=0,1 UX=-46.523, -23.261
      ADD=45 RD=0,1 UX=-23.261, -15.572
      ADD=46 RD=0,1 UX=-15.572, -0
      ADD=15 RD=0,1 UX=-0, -15.572
      ADD=16 RD=0,1 UX=-15.572, -23.261
      ADD=17 RD=0,1 UX=-23.261, -46.523
      ADD=18 RD=0,1 UX=-46.523, -69.592
      ADD=19 RD=0,1 UX=-69.592, -89.201
      ADD=20 RD=0,1 UX=-89.201, -92.469
      ADD=21 RD=0,1 UX=-92.469, -100.159
      ADD=22 RD=0,1 UX=-100.159, -115.346
NAME=COLMS2  ; 주면전단력(붕괴방지)2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UX=-22.73, -22.73
      ADD=24 RD=0,1 UX=-22.73, -22.73
      ADD=25 RD=0,1 UX=-22.73, -22.73
      ADD=26 RD=0,1 UX=-22.73, -22.73
      ADD=27 RD=0,1 UX=-22.73, -22.73
      ADD=28 RD=0,1 UX=-22.73, -22.73
      ADD=29 RD=0,1 UX=-22.73, -22.73
      ADD=30 RD=0,1 UX=-22.73, -22.73
      ADD=31 RD=0,1 UX=-22.73, -22.73
      ADD=32 RD=0,1 UX=-22.73, -22.73
      ADD=33 RD=0,1 UX=-22.73, -22.73
      ADD=34 RD=0,1 UX=-22.73, -22.73
      ADD=35 RD=0,1 UX=-22.73, -22.73
      ADD=36 RD=0,1 UX=-22.73, -22.73
      ADD=37 RD=0,1 UX=-22.73, -22.73
      ADD=38 RD=0,1 UX=-22.73, -22.73
      ADD=39 RD=0,1 UZ=55.08, 55.08
      ADD=40 RD=0,1 UZ=55.08, 55.08
      ADD=41 RD=0,1 UZ=55.08, 55.08
      ADD=42 RD=0,1 UZ=55.08, 55.08
      ADD=43 RD=0,1 UZ=55.08, 55.08
      ADD=44 RD=0,1 UZ=55.08, 55.08
      ADD=45 RD=0,1 UZ=55.08, 55.08
      ADD=46 RD=0,1 UZ=55.08, 55.08
      ADD=15 RD=0,1 UZ=-55.08, -55.08
      ADD=16 RD=0,1 UZ=-55.08, -55.08
      ADD=17 RD=0,1 UZ=-55.08, -55.08
      ADD=18 RD=0,1 UZ=-55.08, -55.08
      ADD=19 RD=0,1 UZ=-55.08, -55.08
      ADD=20 RD=0,1 UZ=-55.08, -55.08
      ADD=21 RD=0,1 UZ=-55.08, -55.08
      ADD=22 RD=0,1 UZ=-55.08, -55.08
      ADD=1 RD=0,1 UX=87.42, 87.42
      ADD=2 RD=0,1 UX=87.42, 87.42
      ADD=3 RD=0,1 UX=87.42, 87.42
      ADD=4 RD=0,1 UX=87.42, 87.42
      ADD=5 RD=0,1 UX=87.42, 87.42
      ADD=6 RD=0,1 UX=87.42, 87.42
      ADD=7 RD=0,1 UX=87.42, 87.42
      ADD=8 RD=0,1 UX=87.42, 87.42
      ADD=9 RD=0,1 UX=87.42, 87.42
      ADD=10 RD=0,1 UX=87.42, 87.42
      ADD=11 RD=0,1 UX=87.42, 87.42
      ADD=12 RD=0,1 UX=87.42, 87.42
      ADD=13 RD=0,1 UX=87.42, 87.42
      ADD=14 RD=0,1 UX=87.42, 87.42
NAME=COLINER2  ; 구체 관성력(붕괴방지)2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23 RD=0,1 UX=-5.758, -5.758
      ADD=24 RD=0,1 UX=-5.758, -5.758
      ADD=25 RD=0,1 UX=-5.758, -5.758
      ADD=26 RD=0,1 UX=-5.758, -5.758
      ADD=27 RD=0,1 UX=-5.758, -5.758
      ADD=28 RD=0,1 UX=-5.758, -5.758
      ADD=29 RD=0,1 UX=-5.758, -5.758
      ADD=30 RD=0,1 UX=-5.758, -5.758
      ADD=31 RD=0,1 UX=-5.758, -5.758
      ADD=32 RD=0,1 UX=-5.758, -5.758
      ADD=33 RD=0,1 UX=-5.758, -5.758
      ADD=34 RD=0,1 UX=-5.758, -5.758
      ADD=35 RD=0,1 UX=-5.758, -5.758
      ADD=36 RD=0,1 UX=-5.758, -5.758
      ADD=37 RD=0,1 UX=-5.758, -5.758
      ADD=38 RD=0,1 UX=-5.758, -5.758
      ADD=39 RD=0,1 UX=-6.581, -6.487
      ADD=40 RD=0,1 UX=-6.487, -6.44
      ADD=41 RD=0,1 UX=-6.44, -6.42
      ADD=42 RD=0,1 UX=-6.42, -6.299
      ADD=43 RD=0,1 UX=-6.299, -6.159
      ADD=44 RD=0,1 UX=-6.159, -6.018
      ADD=45 RD=0,1 UX=-6.018, -5.971
      ADD=46 RD=0,1 UX=-5.971, -5.877
      ADD=15 RD=0,1 UX=-5.877, -5.971
      ADD=16 RD=0,1 UX=-5.971, -6.018
      ADD=17 RD=0,1 UX=-6.018, -6.159
      ADD=18 RD=0,1 UX=-6.159, -6.299
      ADD=19 RD=0,1 UX=-6.299, -6.42
      ADD=20 RD=0,1 UX=-6.42, -6.44
      ADD=21 RD=0,1 UX=-6.44, -6.487
      ADD=22 RD=0,1 UX=-6.487, -6.581
      ADD=1 RD=0,1 UX=-5.142, -5.142
      ADD=2 RD=0,1 UX=-5.142, -5.142
      ADD=3 RD=0,1 UX=-5.142, -5.142
      ADD=4 RD=0,1 UX=-5.142, -5.142
      ADD=5 RD=0,1 UX=-5.142, -5.142
      ADD=6 RD=0,1 UX=-5.142, -5.142
      ADD=7 RD=0,1 UX=-5.142, -5.142
      ADD=8 RD=0,1 UX=-5.142, -5.142
      ADD=9 RD=0,1 UX=-5.142, -5.142
      ADD=10 RD=0,1 UX=-5.142, -5.142
      ADD=11 RD=0,1 UX=-5.142, -5.142
      ADD=12 RD=0,1 UX=-5.142, -5.142
      ADD=13 RD=0,1 UX=-5.142, -5.142
      ADD=14 RD=0,1 UX=-5.142, -5.142
MODE
   TYPE=RITZ   N=100   TOL=0.00001
      LOAD=SW
      LOAD=PAVE
      LOAD=PAVEW
      LOAD=LIVEFUE
      LOAD=LIVEFUHE
      LOAD=LIVEAE
      LOAD=LIVEAHE
      LOAD=COLSLAB
      LOAD=COLWALL
      LOAD=COLMS
      LOAD=COLINER
      LOAD=COLSLAB2
      LOAD=COLWALL2
      LOAD=COLMS2
      LOAD=COLINER2
      NLLINK=*
HISTORY
   NAME=UE01   TYPE=NON   NSTEP=100   DT=1   DAMP=0.99   DTMAX=1   ENVE
      LOAD= SW            SF=1.200   AT=1
      LOAD= PAVE          SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEFUE       SF=1.000   AT=1
      LOAD= LIVEFUHE      SF=1.000   AT=1
      LOAD= LIVEAE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= LIVEAHE       SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLSLAB       SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLWALL       SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLMS         SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLINER       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE02   TYPE=NON   NSTEP=100   DT=1   DAMP=0.99   DTMAX=1   ENVE
      LOAD= SW            SF=1.200   AT=1
      LOAD= PAVE          SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEFUE       SF=1.000   AT=1
      LOAD= LIVEFUHE      SF=1.000   AT=1
      LOAD= LIVEAE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= LIVEAHE       SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLSLAB2      SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLWALL2      SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLMS2        SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLINER2      SF=1.000   AT=1
   NAME=UE03   TYPE=NON   NSTEP=100   DT=1   DAMP=0.99   DTMAX=1   ENVE
      LOAD= SW            SF=1.200   AT=1
      LOAD= PAVE          SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEFUE       SF=1.000   AT=1
      LOAD= LIVEFUHE      SF=0.500   AT=1
      LOAD= LIVEAE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= LIVEAHE       SF=0.500   AT=1
      LOAD= COLSLAB       SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLWALL       SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLMS         SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLINER       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE04   TYPE=NON   NSTEP=100   DT=1   DAMP=0.99   DTMAX=1   ENVE
      LOAD= SW            SF=1.200   AT=1
      LOAD= PAVE          SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEFUE       SF=1.000   AT=1
      LOAD= LIVEFUHE      SF=0.500   AT=1
      LOAD= LIVEAE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= LIVEAHE       SF=0.500   AT=1
      LOAD= COLSLAB2      SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLWALL2      SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLMS2        SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLINER2      SF=1.000   AT=1
   NAME=UE05   TYPE=NON   NSTEP=100   DT=1   DAMP=0.99   DTMAX=1   ENVE
```

```
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVE           SF=0.900   AT=1
   LOAD= COLSLAB        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS          SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
NAME=UE06    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVE           SF=0.900   AT=1
   LOAD= COLSLAB2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS2         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
NAME=UE07    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVE           SF=0.900   AT=1
   LOAD= COLSLAB        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS          SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
NAME=UE08    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVE           SF=0.900   AT=1
   LOAD= COLSLAB2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS2         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
NAME=UE09    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
   LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE       SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLSLAB        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS          SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
NAME=UE10    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
   LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE       SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLSLAB2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS2         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
NAME=UE11    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
   LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE       SF=0.500   AT=1
   LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
   LOAD= COLSLAB        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS          SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
NAME=UE12    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
   LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEFUE        SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEFUHE       SF=0.500   AT=1
   LOAD= LIVEAE         SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
   LOAD= COLSLAB2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS2         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
NAME=UE13    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=0.900   AT=1
   LOAD= COLSLAB        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS          SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
NAME=UE14    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=0.900   AT=1
   LOAD= COLSLAB2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS2         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
NAME=UE15    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=0.900   AT=1
   LOAD= COLSLAB        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL        SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS          SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
NAME=UE16    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= PAVEW          SF=0.900   AT=1
   LOAD= COLSLAB2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLWALL2       SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLMS2         SF=1.000   AT=1
   LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
COMBO
   NAME=ENVEQ  TYPE=ENVE
      HIST=UE01 SF=1
      HIST=UE02 SF=1
      HIST=UE03 SF=1
      HIST=UE04 SF=1
      HIST=UE05 SF=1
      HIST=UE06 SF=1
      HIST=UE07 SF=1
      HIST=UE08 SF=1
      HIST=UE09 SF=1
      HIST=UE10 SF=1
      HIST=UE11 SF=1
      HIST=UE12 SF=1
      HIST=UE13 SF=1
      HIST=UE14 SF=1
      HIST=UE15 SF=1
      HIST=UE16 SF=1
OUTPUT
   ELEM=JOINT   TYPE=REAC,DISP,APP      LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
   ELEM=FRAME   TYPE=FORCE              LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
```

18. OUTPUT DATA (상시)

1) 계수하중

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

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVULT MAX	0.56250	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MAX	0.67188	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MAX	0.78125	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MAX	0.89063	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MIN	0.56250	-793.37470	-2706.00200	-4105.47100
1	ENVULT MIN	0.67188	-793.37470	-2709.67700	-3868.53600
1	ENVULT MIN	0.78125	-793.37470	-2713.35200	-3631.27800
1	ENVULT MIN	0.89063	-793.37470	-2717.02700	-3393.69900
1	ENVULT MIN	1.00000	-793.37470	-2720.70200	-3155.79800
2	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MIN	0.00000	-793.37470	-2720.70200	-3155.79800
2	ENVULT MIN	0.25000	-793.37470	-2723.02200	-3005.41500
2	ENVULT MIN	0.50000	-793.37470	-2725.34300	-2854.90400
2	ENVULT MIN	0.75000	-793.37470	-2727.66300	-2704.26500
2	ENVULT MIN	1.00000	-793.37470	-2729.98400	-2553.49800
3	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	10.84512
3	ENVULT MIN	0.00000	-793.37470	-2114.54000	-2553.49800
3	ENVULT MIN	0.25000	-793.37470	-2125.26000	-2016.11200
3	ENVULT MIN	0.50000	-793.37470	-2135.98100	-1476.44000
3	ENVULT MIN	0.75000	-793.37470	-2146.70100	-934.03084
3	ENVULT MIN	1.00000	-793.37470	-2157.42200	-388.88548
4	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	10.84512
4	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	396.84544
4	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	797.40339
4	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	1200.69800
4	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	1606.72900
4	ENVULT MIN	0.00000	-793.37470	-1581.29900	-388.88548
4	ENVULT MIN	0.25000	-793.37470	-1592.02000	-128.46189
4	ENVULT MIN	0.50000	-793.37470	-1602.74000	0.00000
4	ENVULT MIN	0.75000	-793.37470	-1613.46100	0.00000
4	ENVULT MIN	1.00000	-793.37470	-1624.18100	0.00000
5	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	1606.72900
5	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	1879.63700
5	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	2155.27600
5	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	2433.64600
5	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	2714.74700
5	ENVULT MIN	0.00000	-793.37470	-1088.42800	0.00000
5	ENVULT MIN	0.25000	-793.37470	-1099.13800	0.00000
5	ENVULT MIN	0.50000	-793.37470	-1109.84800	0.00000
5	ENVULT MIN	0.75000	-793.37470	-1120.55800	0.00000
5	ENVULT MIN	1.00000	-793.37470	-1131.26800	0.00000
6	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	2714.74700
6	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	2872.82300
6	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	3033.63600
6	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	3197.18500
6	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	3363.47000
6	ENVULT MIN	0.00000	-793.37470	-629.44033	0.00000
6	ENVULT MIN	0.25000	-793.37470	-640.16083	0.00000
6	ENVULT MIN	0.50000	-793.37470	-650.88133	0.00000
6	ENVULT MIN	0.75000	-793.37470	-661.60183	0.00000
6	ENVULT MIN	1.00000	-793.37470	-672.32233	0.00000
7	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	3363.47000
7	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	3412.69600
7	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	3464.65800
7	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	3519.35700
7	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	3576.79200
7	ENVULT MIN	0.00000	-793.37470	-192.88553	0.00000
7	ENVULT MIN	0.25000	-793.37470	-203.60603	0.00000
7	ENVULT MIN	0.50000	-793.37470	-214.32653	0.00000
7	ENVULT MIN	0.75000	-793.37470	-225.04703	0.00000
7	ENVULT MIN	1.00000	-793.37470	-235.76753	0.00000
8	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	235.87216	3576.79200
8	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	225.15166	3519.33100
8	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	214.43116	3464.60600
8	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	203.71066	3412.61800
8	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	192.99016	3363.36500
8	ENVULT MIN	0.00000	-793.37456	0.00000	0.00000
8	ENVULT MIN	0.25000	-793.37456	0.00000	0.00000
8	ENVULT MIN	0.50000	-793.37456	0.00000	0.00000
8	ENVULT MIN	0.75000	-793.37456	0.00000	0.00000
8	ENVULT MIN	1.00000	-793.37456	0.00000	0.00000
9	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	672.42171	3363.36500
9	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	661.70121	3197.05500
9	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	650.98071	3033.48200
9	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	640.26021	2872.64400
9	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	629.53971	2714.54300
9	ENVULT MIN	0.00000	-793.37456	0.00000	0.00000
9	ENVULT MIN	0.25000	-793.37456	0.00000	0.00000
9	ENVULT MIN	0.50000	-793.37456	0.00000	0.00000
9	ENVULT MIN	0.75000	-793.37456	0.00000	0.00000
9	ENVULT MIN	1.00000	-793.37456	0.00000	0.00000
10	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	1131.35700	2714.54300
10	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	1120.63600	2433.14600
10	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	1109.91600	2154.48500
10	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	1099.19500	1878.56000
10	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	1088.47500	1605.37200
10	ENVULT MIN	0.00000	-793.37456	0.00000	0.00000
10	ENVULT MIN	0.25000	-793.37456	0.00000	0.00000
10	ENVULT MIN	0.50000	-793.37456	0.00000	0.00000
10	ENVULT MIN	0.75000	-793.37456	0.00000	0.00000
10	ENVULT MIN	1.00000	-793.37456	0.00000	0.00000
11	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	1624.24700	1605.37200
11	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	1613.53700	1199.72100
11	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	1602.82700	796.80004
11	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	1592.11700	396.61063
11	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	1581.40700	10.92528
11	ENVULT MIN	0.00000	-793.37456	0.00000	0.00000
11	ENVULT MIN	0.25000	-793.37456	0.00000	0.00000
11	ENVULT MIN	0.50000	-793.37456	0.00000	0.00000
11	ENVULT MIN	0.75000	-793.37456	0.00000	-128.60643
11	ENVULT MIN	1.00000	-793.37456	0.00000	-388.75830
12	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	2157.50400	10.92528
12	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	2146.78300	0.00000
12	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	2136.06300	0.00000
12	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	2125.34200	0.00000
12	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	2114.62200	0.00000
12	ENVULT MIN	0.00000	-793.37456	0.00000	-388.75830
12	ENVULT MIN	0.25000	-793.37456	0.00000	-933.92442
12	ENVULT MIN	0.50000	-793.37456	0.00000	-1476.35400
12	ENVULT MIN	0.75000	-793.37456	0.00000	-2016.04700
12	ENVULT MIN	1.00000	-793.37456	0.00000	-2553.45400
13	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	2730.03400	0.00000
13	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	2727.71300	0.00000
13	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	2725.39300	0.00000
13	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	2723.07200	0.00000
13	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	2720.75200	0.00000
13	ENVULT MIN	0.00000	-793.37456	0.00000	-2553.45400
13	ENVULT MIN	0.25000	-793.37456	0.00000	-2704.22400
13	ENVULT MIN	0.50000	-793.37456	0.00000	-2854.86600
13	ENVULT MIN	0.75000	-793.37456	0.00000	-3005.38000
13	ENVULT MIN	1.00000	-793.37456	0.00000	-3155.76600
14	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	2720.75200	0.00000
14	ENVULT MAX	0.10937	0.00000	2717.07700	0.00000
14	ENVULT MAX	0.21875	0.00000	2713.40200	0.00000
14	ENVULT MAX	0.32812	0.00000	2709.72700	0.00000
14	ENVULT MAX	0.43750	0.00000	2706.05200	0.00000
14	ENVULT MIN	0.00000	-793.37456	0.00000	-3155.76600
14	ENVULT MIN	0.10937	-793.37456	0.00000	-3393.67100
14	ENVULT MIN	0.21875	-793.37456	0.00000	-3631.25400
14	ENVULT MIN	0.32812	-793.37456	0.00000	-3868.51600
14	ENVULT MIN	0.43750	-793.37456	0.00000	-4105.45600
15	ENVULT MAX	0.42857	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MAX	0.57143	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MAX	0.71429	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MAX	0.85714	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MIN	0.42857	-3498.51900	-684.41216	-5125.42400
15	ENVULT MIN	0.57143	-3493.71900	-648.39536	-5098.44200
15	ENVULT MIN	0.71429	-3488.91900	-612.53056	-5073.25700
15	ENVULT MIN	0.85714	-3484.11900	-576.81776	-5049.86200
15	ENVULT MIN	1.00000	-3479.31900	-541.25696	-5028.24800
16	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MIN	0.00000	-3479.31900	-541.25696	-5028.24800
16	ENVULT MIN	0.25000	-3475.14300	-510.44271	-5010.88800
16	ENVULT MIN	0.50000	-3470.96700	-479.74351	-4994.86500
16	ENVULT MIN	0.75000	-3466.79100	-449.15935	-4980.17600
16	ENVULT MIN	1.00000	-3462.61500	-418.69025	-4966.81400
17	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	28.90666	0.00000
17	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	72.97307	0.00000
17	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	116.51778	0.00000

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	159.54080	0.00000
17	ENVULT MIN	0.00000	-3462.61500	-418.69025	-4966.81400
17	ENVULT MIN	0.25000	-3450.03900	-327.62764	-4934.54600
17	ENVULT MIN	0.50000	-3437.46300	-237.60842	-4914.13900
17	ENVULT MIN	0.75000	-3424.88700	-170.65443	-4905.45600
17	ENVULT MIN	1.00000	-3412.31100	-120.40283	-4908.36000
18	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	159.47787	0.00000
18	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	201.97919	0.00000
18	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	255.14380	0.00000
18	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	338.05967	0.00000
18	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	419.93216	0.00000
18	ENVULT MIN	0.00000	-3412.31100	-120.40283	-4908.36000
18	ENVULT MIN	0.25000	-3399.73500	-70.70038	-4922.71600
18	ENVULT MIN	0.50000	-3387.15900	-54.17611	-4948.38500
18	ENVULT MIN	0.75000	-3374.58300	-54.17611	-5007.51300
18	ENVULT MIN	1.00000	-3362.00700	-54.17611	-5086.41000
19	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	419.00095	0.00000
19	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	488.73673	0.00000
19	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	558.75734	0.00000
19	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	628.01527	0.00000
19	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	696.51053	0.00000
19	ENVULT MIN	0.00000	-3362.00700	-54.17611	-5086.41000
19	ENVULT MIN	0.25000	-3351.25500	-54.17611	-5162.51600
19	ENVULT MIN	0.50000	-3340.50300	-54.17611	-5246.50600
19	ENVULT MIN	0.75000	-3329.75100	-54.17611	-5338.29600
19	ENVULT MIN	1.00000	-3318.99900	-54.17611	-5437.80100
20	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	695.76596	0.00000
20	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	707.31002	0.00000
20	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	718.83214	0.00000
20	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	730.33231	0.00000
20	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	741.81053	0.00000
20	ENVULT MIN	0.00000	-3318.99900	-54.17611	-5437.80100
20	ENVULT MIN	0.25000	-3317.15300	-54.17611	-5455.44000
20	ENVULT MIN	0.50000	-3315.26400	-54.17611	-5473.29900
20	ENVULT MIN	0.75000	-3313.33200	-54.17611	-5491.37600
20	ENVULT MIN	1.00000	-3311.35600	-54.17611	-5509.67100
21	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	741.37207	0.00000
21	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	767.56850	0.00000
21	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	793.64988	0.00000
21	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	819.61622	0.00000
21	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	845.46750	0.00000
21	ENVULT MIN	0.00000	-3311.35600	-54.17611	-5509.67100
21	ENVULT MIN	0.25000	-3306.67000	-54.17611	-5552.37800
21	ENVULT MIN	0.50000	-3301.75700	-54.17611	-5596.22200
21	ENVULT MIN	0.75000	-3296.61600	-54.17611	-5641.19800
21	ENVULT MIN	1.00000	-3291.24900	-54.17611	-5687.30100
22	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	844.16191	0.00000
22	ENVULT MAX	0.10714	0.00000	866.35516	0.00000
22	ENVULT MAX	0.21429	0.00000	888.46291	0.00000
22	ENVULT MAX	0.32143	0.00000	910.48516	0.00000
22	ENVULT MAX	0.42857	0.00000	932.42191	0.00000
22	ENVULT MIN	0.00000	-3291.24900	-54.17611	-5687.30100
22	ENVULT MIN	0.10714	-3286.52400	-54.17611	-5727.94600
22	ENVULT MIN	0.21429	-3281.79900	-54.17611	-5769.42100
22	ENVULT MIN	0.32143	-3277.07400	-54.17611	-5811.72400
22	ENVULT MIN	0.42857	-3272.34900	-54.17611	-5854.85100
23	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	0.00000	0.00000
23	ENVULT MAX	0.81250	54.17611	0.00000	0.00000
23	ENVULT MAX	0.87500	54.17611	0.00000	0.00000
23	ENVULT MAX	0.93750	54.17611	0.00000	0.00000
23	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	0.00000	0.00000
23	ENVULT MIN	0.75000	-1045.39800	-2921.60400	-4338.63800
23	ENVULT MIN	0.81250	-1045.39800	-2894.47500	-4193.23600
23	ENVULT MIN	0.87500	-1045.39800	-2867.34600	-4049.19100
23	ENVULT MIN	0.93750	-1045.39800	-2840.21800	-3906.50200
23	ENVULT MIN	1.00000	-1045.39800	-2813.08900	-3765.16900
24	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	0.00000	0.00000
24	ENVULT MIN	0.00000	-1045.39800	-2813.08900	-3765.16900
24	ENVULT MIN	0.25000	-1045.39800	-2783.15700	-3610.57300
24	ENVULT MIN	0.50000	-1045.39800	-2753.31700	-3457.62800
24	ENVULT MIN	0.75000	-1045.39800	-2723.56900	-3306.33000
24	ENVULT MIN	1.00000	-1045.39800	-2693.91200	-3156.67200
25	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	0.00000	0.00000
25	ENVULT MIN	0.00000	-1045.39800	-2693.91200	-3156.67200
25	ENVULT MIN	0.25000	-1045.39800	-2656.60200	-2970.07400
25	ENVULT MIN	0.50000	-1045.39800	-2619.43900	-2786.07300
25	ENVULT MIN	0.75000	-1045.39800	-2582.42100	-2604.65900
25	ENVULT MIN	1.00000	-1045.39800	-2545.55000	-2425.82200
26	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	0.00000	0.00000
26	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	0.00000	0.00000
26	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	0.00000	0.00000
26	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	0.00000	23.29693
26	ENVULT MIN	0.00000	-1045.39800	-2545.55000	-2425.82200
26	ENVULT MIN	0.25000	-1045.39800	-2447.68500	-1966.00300
26	ENVULT MIN	0.50000	-1045.39800	-2349.82000	-1528.84200
26	ENVULT MIN	0.75000	-1045.39800	-2251.95500	-1109.34000
26	ENVULT MIN	1.00000	-1045.39800	-2154.08900	-707.49652
27	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	0.00000	23.29694
27	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	0.00000	338.24131
27	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	0.00000	765.27887
27	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	0.00000	1223.35600
27	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	0.00000	1647.12800
27	ENVULT MIN	0.00000	-1045.39800	-2154.08900	-707.49652
27	ENVULT MIN	0.25000	-1045.39800	-2019.55800	-196.50026
27	ENVULT MIN	0.50000	-1045.39800	-1885.02600	0.00000
27	ENVULT MIN	0.75000	-1045.39800	-1750.49500	0.00000
27	ENVULT MIN	1.00000	-1045.39800	-1615.96300	0.00000
28	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	0.00000	1647.12800
28	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	0.00000	2036.95900
28	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	0.00000	2392.41800
28	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	0.00000	2715.19500
28	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	0.00000	3007.36400
28	ENVULT MIN	0.00000	-1045.39800	-1615.96300	0.00000
28	ENVULT MIN	0.25000	-1045.39800	-1481.29900	0.00000
28	ENVULT MIN	0.50000	-1045.39800	-1346.63600	0.00000
28	ENVULT MIN	0.75000	-1045.39800	-1211.97200	0.00000
28	ENVULT MIN	1.00000	-1045.39800	-1077.30900	0.00000
29	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	0.00000	3007.36400
29	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	0.00000	3265.16100
29	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	0.00000	3488.58500
29	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	0.00000	3677.63600
29	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	0.00000	3832.31400
29	ENVULT MIN	0.00000	-1045.39800	-1077.30900	0.00000
29	ENVULT MIN	0.25000	-1045.39800	-942.64531	0.00000
29	ENVULT MIN	0.50000	-1045.39800	-809.30957	0.00000
29	ENVULT MIN	0.75000	-1045.39800	-678.32165	0.00000
29	ENVULT MIN	1.00000	-1045.39800	-547.33373	0.00000
30	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	0.00000	3832.31400
30	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	0.00000	3952.61900
30	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	0.00000	4038.55100
30	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	0.00000	4090.11100
30	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	30.76275	4107.29700
30	ENVULT MIN	0.00000	-1045.39800	-547.33373	0.00000
30	ENVULT MIN	0.25000	-1045.39800	-416.34582	0.00000
30	ENVULT MIN	0.50000	-1045.39800	-285.35790	0.00000
30	ENVULT MIN	0.75000	-1045.39800	-154.36998	0.00000
30	ENVULT MIN	1.00000	-1045.39800	-23.38206	0.00000
31	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	23.38106	4107.29700
31	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	154.36874	4090.11100
31	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	285.35666	4038.55200
31	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	416.34458	3952.62000
31	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	547.33250	3832.31500
31	ENVULT MIN	0.00000	-1045.39800	-30.76437	0.00000
31	ENVULT MIN	0.25000	-1045.39800	0.00000	0.00000
31	ENVULT MIN	0.50000	-1045.39800	0.00000	0.00000
31	ENVULT MIN	0.75000	-1045.39800	0.00000	0.00000
31	ENVULT MIN	1.00000	-1045.39800	0.00000	0.00000
32	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	547.33250	3832.31500
32	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	678.32042	3677.63700
32	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	809.30833	3488.58700
32	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	942.64404	3265.16300
32	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	1077.30800	3007.36700
32	ENVULT MIN	0.00000	-1045.39800	0.00000	0.00000
32	ENVULT MIN	0.25000	-1045.39800	0.00000	0.00000
32	ENVULT MIN	0.50000	-1045.39800	0.00000	0.00000
32	ENVULT MIN	0.75000	-1045.39800	0.00000	0.00000
32	ENVULT MIN	1.00000	-1045.39800	0.00000	0.00000
33	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	1077.30800	3007.36700
33	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	1211.83900	2715.50100
33	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	1346.37100	2393.08400
33	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	1480.90200	2038.05800
33	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	1615.43400	1648.72600
33	ENVULT MIN	0.00000	-1045.39800	0.00000	0.00000
33	ENVULT MIN	0.25000	-1045.39800	0.00000	0.00000
33	ENVULT MIN	0.50000	-1045.39800	0.00000	0.00000
33	ENVULT MIN	0.75000	-1045.39800	0.00000	0.00000
33	ENVULT MIN	1.00000	-1045.39800	0.00000	0.00000
34	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	1615.43400	1648.72600
34	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	1750.09800	1224.65700
34	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	1884.76100	766.21502
34	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	2019.42500	338.55130
34	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	2154.08800	23.30129
34	ENVULT MIN	0.00000	-1045.39800	0.00000	0.00000
34	ENVULT MIN	0.25000	-1045.39800	0.00000	0.00000
34	ENVULT MIN	0.50000	-1045.39800	0.00000	0.00000
34	ENVULT MIN	0.75000	-1045.39800	0.00000	-196.18699
34	ENVULT MIN	1.00000	-1045.39800	0.00000	-707.49125
35	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	2154.08800	23.30129

26	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	0.00000	0.00000
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
35	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	2349.81800	0.00000
35	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	2447.68400	0.00000
35	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	2545.54900	0.00000
35	ENVULT MIN	0.00000	-1045.39800	0.00000	-707.49125
35	ENVULT MIN	0.25000	-1045.39800	0.00000	-1109.33500
35	ENVULT MIN	0.50000	-1045.39800	0.00000	-1528.83600
35	ENVULT MIN	0.75000	-1045.39800	0.00000	-1965.99700
35	ENVULT MIN	1.00000	-1045.39800	0.00000	-2425.81500
36	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	2545.54900	0.00000
36	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	2582.42000	0.00000
36	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	2619.43800	0.00000
36	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	2656.60100	0.00000
36	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	2693.91100	0.00000
36	ENVULT MIN	0.00000	-1045.39800	0.00000	-2425.81500
36	ENVULT MIN	0.25000	-1045.39800	0.00000	-2604.65200
36	ENVULT MIN	0.50000	-1045.39800	0.00000	-2786.06600
36	ENVULT MIN	0.75000	-1045.39800	0.00000	-2970.06700
36	ENVULT MIN	1.00000	-1045.39800	0.00000	-3156.66600
37	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	2693.91100	0.00000
37	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	2723.56800	0.00000
37	ENVULT MAX	0.50000	54.17611	2753.31600	0.00000
37	ENVULT MAX	0.75000	54.17611	2783.15600	0.00000
37	ENVULT MAX	1.00000	54.17611	2813.08800	0.00000
37	ENVULT MIN	0.00000	-1045.39800	0.00000	-3156.66600
37	ENVULT MIN	0.25000	-1045.39800	0.00000	-3306.32300
37	ENVULT MIN	0.50000	-1045.39800	0.00000	-3457.62100
37	ENVULT MIN	0.75000	-1045.39800	0.00000	-3610.56600
37	ENVULT MIN	1.00000	-1045.39800	0.00000	-3765.16200
38	ENVULT MAX	0.00000	54.17611	2813.08800	0.00000
38	ENVULT MAX	0.06250	54.17611	2840.21600	0.00000
38	ENVULT MAX	0.12500	54.17611	2867.34500	0.00000
38	ENVULT MAX	0.18750	54.17611	2894.47400	0.00000
38	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	2921.60300	0.00000
38	ENVULT MIN	0.00000	-1045.39800	0.00000	-3765.16200
38	ENVULT MIN	0.06250	-1045.39800	0.00000	-3906.49400
38	ENVULT MIN	0.12500	-1045.39800	0.00000	-4049.18300
38	ENVULT MIN	0.18750	-1045.39800	0.00000	-4193.22900
38	ENVULT MIN	0.25000	-1045.39800	0.00000	-4338.63100
39	ENVULT MAX	0.57143	0.00000	54.17611	0.00000
39	ENVULT MAX	0.67857	0.00000	54.17611	0.00000
39	ENVULT MAX	0.78571	0.00000	54.17611	0.00000
39	ENVULT MAX	0.89286	0.00000	54.17611	0.00000
39	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	54.17611	0.00000
39	ENVULT MIN	0.57143	-3272.34800	-932.42090	-5854.84300
39	ENVULT MIN	0.67857	-3277.07300	-910.48415	-5811.71600
39	ENVULT MIN	0.78571	-3281.79800	-888.46190	-5769.41300
39	ENVULT MIN	0.89286	-3286.52300	-866.35415	-5727.93700
39	ENVULT MIN	1.00000	-3291.24800	-844.16090	-5687.29300
40	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	54.17611	0.00000
40	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	54.17611	0.00000
40	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	54.17611	0.00000
40	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	54.17611	0.00000
40	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	54.17611	0.00000
40	ENVULT MIN	0.00000	-3291.24800	-845.46635	-5687.29300
40	ENVULT MIN	0.25000	-3296.61500	-819.61506	-5641.19000
40	ENVULT MIN	0.50000	-3301.75500	-793.64873	-5596.21400
40	ENVULT MIN	0.75000	-3306.66900	-767.56735	-5552.37000
40	ENVULT MIN	1.00000	-3311.35500	-741.37092	-5509.66300
41	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	54.17611	0.00000
41	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	54.17611	0.00000
41	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	54.17611	0.00000
41	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	54.17611	0.00000
41	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	54.17611	0.00000
41	ENVULT MIN	0.00000	-3311.35500	-741.80934	-5509.66300
41	ENVULT MIN	0.25000	-3313.33100	-730.33112	-5491.36700
41	ENVULT MIN	0.50000	-3315.26300	-718.83095	-5473.29000
41	ENVULT MIN	0.75000	-3317.15200	-707.30883	-5455.43200
41	ENVULT MIN	1.00000	-3318.99800	-695.76477	-5437.79200
42	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	54.17611	0.00000
42	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	54.17611	0.00000
42	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	54.17611	0.00000
42	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	54.17611	0.00000
42	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	54.17611	0.00000
42	ENVULT MIN	0.00000	-3318.99800	-696.50928	-5437.79200
42	ENVULT MIN	0.25000	-3329.75000	-628.01402	-5338.28800
42	ENVULT MIN	0.50000	-3340.50200	-558.75608	-5246.49800
42	ENVULT MIN	0.75000	-3351.25400	-488.73548	-5162.50700
42	ENVULT MIN	1.00000	-3362.00600	-418.99985	-5086.40200
43	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	54.17611	0.00000
43	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	54.17611	0.00000
43	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	54.17611	0.00000
43	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	70.70052	0.00000
43	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	120.40297	0.00000
43	ENVULT MIN	0.00000	-3362.00600	-419.93096	-5086.40200
43	ENVULT MIN	0.25000	-3374.58200	-338.05847	-5007.50500
43	ENVULT MIN	0.50000	-3387.15800	-255.14260	-4948.37800
43	ENVULT MIN	0.75000	-3399.73400	-201.97802	-4922.70800

35	ENVULT MAX	0.25000	54.17611	2251.95300	0.00000
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
44	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	170.65457	0.00000
44	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	237.60856	0.00000
44	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	327.62778	0.00000
44	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	418.69039	0.00000
44	ENVULT MIN	0.00000	-3412.31000	-159.53956	-4908.35300
44	ENVULT MIN	0.25000	-3424.88600	-116.51654	-4905.44800
44	ENVULT MIN	0.50000	-3437.46200	-72.97183	-4914.13100
44	ENVULT MIN	0.75000	-3450.03800	-28.90542	-4934.53800
44	ENVULT MIN	1.00000	-3462.61400	0.00000	-4966.80600
45	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	418.69039	0.00000
45	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	449.15949	0.00000
45	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	479.74364	0.00000
45	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	510.44285	0.00000
45	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	541.25710	0.00000
45	ENVULT MIN	0.00000	-3462.61400	0.00000	-4966.80600
45	ENVULT MIN	0.25000	-3466.79000	0.00000	-4980.16800
45	ENVULT MIN	0.50000	-3470.96600	0.00000	-4994.85800
45	ENVULT MIN	0.75000	-3475.14200	0.00000	-5010.88000
45	ENVULT MIN	1.00000	-3479.31800	0.00000	-5028.24000
46	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	541.25710	0.00000
46	ENVULT MAX	0.14286	0.00000	576.81790	0.00000
46	ENVULT MAX	0.28571	0.00000	612.53070	0.00000
46	ENVULT MAX	0.42857	0.00000	648.39550	0.00000
46	ENVULT MAX	0.57143	0.00000	684.41230	0.00000
46	ENVULT MIN	0.00000	-3479.31800	0.00000	-5028.24000
46	ENVULT MIN	0.14286	-3484.11800	0.00000	-5049.85400
46	ENVULT MIN	0.28571	-3488.91800	0.00000	-5073.25000
46	ENVULT MIN	0.42857	-3493.71800	0.00000	-5098.43400
46	ENVULT MIN	0.57143	-3498.51800	0.00000	-5125.41600

43	ENVULT MIN	1.00000	-3412.31000	-159.47669	-4908.35300
44	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	120.40297	0.00000

2) 사용하중

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

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVUSE MAX	0.56250	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MAX	0.67188	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MAX	0.78125	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MAX	0.89063	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MIN	0.56250	-510.64434	-1967.65800	-3008.95400
1	ENVUSE MIN	0.67188	-510.64434	-1970.72000	-2836.65000
1	ENVUSE MIN	0.78125	-510.64434	-1973.78300	-2664.07800
1	ENVUSE MIN	0.89063	-510.64434	-1976.84500	-2491.23800
1	ENVUSE MIN	1.00000	-510.64434	-1979.90800	-2318.13000
2	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MIN	0.00000	-510.64434	-1979.90800	-2318.13000
2	ENVUSE MIN	0.25000	-510.64434	-1981.84200	-2208.68700
2	ENVUSE MIN	0.50000	-510.64434	-1983.77500	-2099.13700
2	ENVUSE MIN	0.75000	-510.64434	-1985.70900	-1989.48000
2	ENVUSE MIN	1.00000	-510.64434	-1987.64300	-1879.71600
3	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	53.52722
3	ENVUSE MIN	0.00000	-510.64434	-1536.21800	-1879.71600
3	ENVUSE MIN	0.25000	-510.64434	-1545.15200	-1488.78100
3	ENVUSE MIN	0.50000	-510.64434	-1554.08600	-1095.84600
3	ENVUSE MIN	0.75000	-510.64434	-1563.02000	-700.63011
3	ENVUSE MIN	1.00000	-510.64434	-1571.95300	-303.13435
4	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	53.52722
4	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	327.32794
4	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	603.83332
4	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	882.61904
4	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	1166.61300
4	ENVUSE MIN	0.00000	-510.64434	-1148.69700	-303.13435
4	ENVUSE MIN	0.25000	-510.64434	-1157.63000	-118.84680
4	ENVUSE MIN	0.50000	-510.64434	-1166.56400	0.00000
4	ENVUSE MIN	0.75000	-510.64434	-1175.49800	0.00000
4	ENVUSE MIN	1.00000	-510.64434	-1184.43200	0.00000
5	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	1166.61300
5	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	1364.55100
5	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	1564.76500
5	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	1767.25400
5	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	1972.02000
5	ENVUSE MIN	0.00000	-510.64434	-790.20682	0.00000
5	ENVUSE MIN	0.25000	-510.64434	-799.13182	0.00000
5	ENVUSE MIN	0.50000	-510.64434	-808.05682	0.00000
5	ENVUSE MIN	0.75000	-510.64434	-816.98182	0.00000
5	ENVUSE MIN	1.00000	-510.64434	-825.90682	0.00000
6	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	1972.02000
6	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	2086.48800
6	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	2203.23700
6	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	2322.26600
6	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	2443.57500
6	ENVUSE MIN	0.00000	-510.64434	-456.12605	0.00000
6	ENVUSE MIN	0.25000	-510.64434	-465.05980	0.00000
6	ENVUSE MIN	0.50000	-510.64434	-473.99355	0.00000
6	ENVUSE MIN	0.75000	-510.64434	-482.92730	0.00000
6	ENVUSE MIN	1.00000	-510.64434	-491.86105	0.00000
7	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	2443.57500
7	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	2478.92100
7	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	2516.54700
7	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	2556.45300
7	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	2598.64000
7	ENVUSE MIN	0.00000	-510.64434	-138.22934	0.00000
7	ENVUSE MIN	0.25000	-510.64434	-147.16309	0.00000
7	ENVUSE MIN	0.50000	-510.64434	-156.09684	0.00000
7	ENVUSE MIN	0.75000	-510.64434	-165.03059	0.00000
7	ENVUSE MIN	1.00000	-510.64434	-173.96434	0.00000
8	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	174.04149	2598.64000
8	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	165.10774	2556.43400
8	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	156.17399	2516.50800
8	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	147.24024	2478.86300
8	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	138.30649	2443.49800
8	ENVUSE MIN	0.00000	-510.64425	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MIN	0.25000	-510.64425	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MIN	0.50000	-510.64425	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MIN	0.75000	-510.64425	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MIN	1.00000	-510.64425	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	491.93436	2443.49800
9	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	483.00061	2322.17000
9	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	465.13311	2086.35600
9	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	456.19936	1971.86900
9	ENVUSE MIN	0.00000	-510.64425	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MIN	0.25000	-510.64425	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MIN	0.50000	-510.64425	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MIN	0.75000	-510.64425	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MIN	1.00000	-510.64425	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	825.97208	1971.86900
10	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	817.03833	1766.88800
10	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	808.10458	1564.18700
10	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	799.17083	1363.76700
10	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	790.23708	1165.62600
10	ENVUSE MIN	0.00000	-510.64425	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MIN	0.25000	-510.64425	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MIN	0.50000	-510.64425	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MIN	0.75000	-510.64425	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MIN	1.00000	-510.64425	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	1184.47500	1165.62600
11	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	1175.55000	881.94566
11	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	1166.62500	603.41899
11	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	1157.70000	327.16819
11	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	1148.77500	53.61637
11	ENVUSE MIN	0.00000	-510.64425	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MIN	0.25000	-510.64425	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MIN	0.50000	-510.64425	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MIN	0.75000	-510.64425	0.00000	-118.95231
11	ENVUSE MIN	1.00000	-510.64425	0.00000	-303.04099
12	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	1572.01400	53.61637
12	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	1563.08000	0.00000
12	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	1554.14600	0.00000
12	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	1545.21200	0.00000
12	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	1536.27900	0.00000
12	ENVUSE MIN	0.00000	-510.64425	0.00000	-303.04099
12	ENVUSE MIN	0.25000	-510.64425	0.00000	-700.55198
12	ENVUSE MIN	0.50000	-510.64425	0.00000	-1095.78300
12	ENVUSE MIN	0.75000	-510.64425	0.00000	-1488.73300
12	ENVUSE MIN	1.00000	-510.64425	0.00000	-1879.68400
13	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	1987.68000	0.00000
13	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	1985.74600	0.00000
13	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	1983.81200	0.00000
13	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	1981.87800	0.00000
13	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	1979.94500	0.00000
13	ENVUSE MIN	0.00000	-510.64425	0.00000	-1879.68400
13	ENVUSE MIN	0.25000	-510.64425	0.00000	-1989.45000
13	ENVUSE MIN	0.50000	-510.64425	0.00000	-2099.10900
13	ENVUSE MIN	0.75000	-510.64425	0.00000	-2208.66100
13	ENVUSE MIN	1.00000	-510.64425	0.00000	-2318.10600
14	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	1979.94500	0.00000
14	ENVUSE MAX	0.10937	0.00000	1976.88200	0.00000
14	ENVUSE MAX	0.21875	0.00000	1973.82000	0.00000
14	ENVUSE MAX	0.32812	0.00000	1970.75700	0.00000
14	ENVUSE MAX	0.43750	0.00000	1967.69500	0.00000
14	ENVUSE MIN	0.00000	-510.64425	0.00000	-2318.10600
14	ENVUSE MIN	0.10937	-510.64425	0.00000	-2491.21700
14	ENVUSE MIN	0.21875	-510.64425	0.00000	-2664.06100
14	ENVUSE MIN	0.32812	-510.64425	0.00000	-2836.63600
14	ENVUSE MIN	0.43750	-510.64425	0.00000	-3008.94300
15	ENVUSE MAX	0.42857	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MAX	0.57143	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MAX	0.71429	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MAX	0.85714	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MIN	0.42857	-2544.74200	-442.54275	-3765.48700
15	ENVUSE MIN	0.57143	-2540.74200	-420.03225	-3747.14500
15	ENVUSE MIN	0.71429	-2536.74200	-397.61675	-3729.92600
15	ENVUSE MIN	0.85714	-2532.74200	-375.29625	-3713.82500
15	ENVUSE MIN	1.00000	-2528.74200	-353.07075	-3698.83800
16	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	7.52093	0.00000
16	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	16.62928	0.00000
16	ENVUSE MIN	0.00000	-2528.74200	-353.07075	-3698.83800
16	ENVUSE MIN	0.25000	-2525.26200	-333.81185	-3686.70100
16	ENVUSE MIN	0.50000	-2521.78200	-314.62484	-3675.40100
16	ENVUSE MIN	0.75000	-2518.30200	-295.50975	-3664.93400
16	ENVUSE MIN	1.00000	-2514.82200	-276.46656	-3655.29600
17	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	16.75803	0.00000
17	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	43.97059	0.00000
17	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	70.85710	0.00000
17	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	97.41754	0.00000
17	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	123.65193	0.00000

9	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	474.06686	2203.12300
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVUSE MIN	0.25000	-2504.34200	-219.55243	-3631.25500
17	ENVUSE MIN	0.50000	-2493.86200	-164.54659	-3614.62700
17	ENVUSE MIN	0.75000	-2483.38200	-132.79612	-3605.32600
17	ENVUSE MIN	1.00000	-2472.90200	-101.38887	-3603.26800
18	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	124.05289	0.00000
18	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	149.96122	0.00000
18	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	179.75498	0.00000
18	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	230.26740	0.00000
18	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	280.12770	0.00000
18	ENVUSE MIN	0.00000	-2472.90200	-101.38887	-3603.26800
18	ENVUSE MIN	0.25000	-2462.42200	-70.32484	-3608.36600
18	ENVUSE MIN	0.50000	-2451.94200	-39.60403	-3620.53600
18	ENVUSE MIN	0.75000	-2441.46200	-38.69722	-3658.25900
18	ENVUSE MIN	1.00000	-2430.98200	-38.69722	-3710.15600
19	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	280.15394	0.00000
19	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	322.26550	0.00000
19	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	363.90038	0.00000
19	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	405.05858	0.00000
19	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	445.84824	0.00000
19	ENVUSE MIN	0.00000	-2430.98200	-38.69722	-3710.15600
19	ENVUSE MIN	0.25000	-2422.02200	-38.69722	-3759.93400
19	ENVUSE MIN	0.50000	-2413.06200	-38.69722	-3814.63900
19	ENVUSE MIN	0.75000	-2404.10200	-38.69722	-3874.21900
19	ENVUSE MIN	1.00000	-2395.14200	-38.69722	-3938.62100
20	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	445.73530	0.00000
20	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	452.58934	0.00000
20	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	459.70273	0.00000
20	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	466.89033	0.00000
20	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	474.06422	0.00000
20	ENVUSE MIN	0.00000	-2395.14200	-38.69722	-3938.62100
20	ENVUSE MIN	0.25000	-2393.60400	-38.69722	-3950.02100
20	ENVUSE MIN	0.50000	-2392.03000	-38.69722	-3961.55700
20	ENVUSE MIN	0.75000	-2390.42000	-38.69722	-3973.23100
20	ENVUSE MIN	1.00000	-2388.77300	-38.69722	-3985.04100
21	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	473.72872	0.00000
21	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	490.10149	0.00000
21	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	506.40235	0.00000
21	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	522.63131	0.00000
21	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	538.78836	0.00000
21	ENVUSE MIN	0.00000	-2388.77300	-38.69722	-3985.04100
21	ENVUSE MIN	0.25000	-2384.86800	-38.69722	-4012.59100
21	ENVUSE MIN	0.50000	-2380.77400	-38.69722	-4040.85300
21	ENVUSE MIN	0.75000	-2376.49000	-38.69722	-4069.82200
21	ENVUSE MIN	1.00000	-2372.01700	-38.69722	-4099.49500
22	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	537.76545	0.00000
22	ENVUSE MAX	0.10714	0.00000	551.63623	0.00000
22	ENVUSE MAX	0.21429	0.00000	565.45357	0.00000
22	ENVUSE MAX	0.32143	0.00000	579.21748	0.00000
22	ENVUSE MAX	0.42857	0.00000	592.92795	0.00000
22	ENVUSE MIN	0.00000	-2372.01700	-38.69722	-4099.49500
22	ENVUSE MIN	0.10714	-2368.08000	-38.69722	-4125.63800
22	ENVUSE MIN	0.21429	-2364.14200	-38.69722	-4152.30100
22	ENVUSE MIN	0.32143	-2360.20500	-38.69722	-4179.48000
22	ENVUSE MIN	0.42857	-2356.26700	-38.69722	-4207.17500
23	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	0.00000	0.00000
23	ENVUSE MAX	0.81250	38.69722	0.00000	0.00000
23	ENVUSE MAX	0.87500	38.69722	0.00000	0.00000
23	ENVUSE MAX	0.93750	38.69722	0.00000	0.00000
23	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	0.00000	0.00000
23	ENVUSE MIN	0.75000	-663.24618	-2100.29200	-3089.46400
23	ENVUSE MIN	0.81250	-663.24618	-2080.71100	-2984.93900
23	ENVUSE MIN	0.87500	-663.24618	-2061.13000	-2881.39300
23	ENVUSE MIN	0.93750	-663.24618	-2041.54800	-2778.82600
23	ENVUSE MIN	1.00000	-663.24618	-2021.96700	-2677.23900
24	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MIN	0.00000	-663.24618	-2021.96700	-2677.23900
24	ENVUSE MIN	0.25000	-663.24618	-2000.36800	-2566.12200
24	ENVUSE MIN	0.50000	-663.24618	-1978.84500	-2456.19600
24	ENVUSE MIN	0.75000	-663.24618	-1957.39800	-2347.45800
24	ENVUSE MIN	1.00000	-663.24618	-1936.02800	-2239.90300
25	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MIN	0.00000	-663.24618	-1936.02800	-2239.90300
25	ENVUSE MIN	0.25000	-663.24618	-1909.15800	-2105.80200
25	ENVUSE MIN	0.50000	-663.24618	-1882.41000	-1973.57200
25	ENVUSE MIN	0.75000	-663.24618	-1855.78300	-1843.20300
25	ENVUSE MIN	1.00000	-663.24618	-1829.27900	-1714.68800
26	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	0.00000	0.00000

17	ENVUSE MIN	0.00000	-2514.82200	-276.46656	-3655.29600
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
26	ENVUSE MIN	0.00000	-663.24618	-1829.27900	-1714.68800
26	ENVUSE MIN	0.25000	-663.24618	-1758.95100	-1383.94400
26	ENVUSE MIN	0.50000	-663.24618	-1688.62300	-1069.06100
26	ENVUSE MIN	0.75000	-663.24618	-1618.29600	-776.52365
26	ENVUSE MIN	1.00000	-663.24618	-1547.96800	-497.57015
27	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	0.00000	63.59651
27	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	0.00000	291.06033
27	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	0.00000	602.18831
27	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	0.00000	931.88145
27	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	0.00000	1236.92200
27	ENVUSE MIN	0.00000	-663.24618	-1547.96800	-497.57015
27	ENVUSE MIN	0.25000	-663.24618	-1451.29100	-134.55728
27	ENVUSE MIN	0.50000	-663.24618	-1354.61400	0.00000
27	ENVUSE MIN	0.75000	-663.24618	-1257.93700	0.00000
27	ENVUSE MIN	1.00000	-663.24618	-1161.26000	0.00000
28	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	0.00000	1236.92200
28	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	0.00000	1517.57300
28	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	0.00000	1773.52200
28	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	0.00000	2005.82800
28	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	0.00000	2215.78700
28	ENVUSE MIN	0.00000	-663.24618	-1161.26000	0.00000
28	ENVUSE MIN	0.25000	-663.24618	-1064.48900	0.00000
28	ENVUSE MIN	0.50000	-663.24618	-967.71706	0.00000
28	ENVUSE MIN	0.75000	-663.24618	-870.94540	0.00000
28	ENVUSE MIN	1.00000	-663.24618	-774.17374	0.00000
29	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	0.00000	2215.78700
29	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	0.00000	2401.04400
29	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	0.00000	2561.60000
29	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	0.00000	2697.45600
29	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	0.00000	2808.61000
29	ENVUSE MIN	0.00000	-663.24618	-774.17374	0.00000
29	ENVUSE MIN	0.25000	-663.24618	-677.40209	0.00000
29	ENVUSE MIN	0.50000	-663.24618	-581.46029	0.00000
29	ENVUSE MIN	0.75000	-663.24618	-486.98589	0.00000
29	ENVUSE MIN	1.00000	-663.24618	-392.51148	0.00000
30	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	0.00000	2808.61000
30	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	0.00000	2895.06400
30	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	0.00000	2956.81600
30	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	0.00000	2993.86800
30	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	20.08857	3006.21800
30	ENVUSE MIN	0.00000	-663.24618	-392.51148	0.00000
30	ENVUSE MIN	0.25000	-663.24618	-298.03707	0.00000
30	ENVUSE MIN	0.50000	-663.24618	-203.56267	0.00000
30	ENVUSE MIN	0.75000	-663.24618	-109.08826	0.00000
30	ENVUSE MIN	1.00000	-663.24618	-14.61385	0.00000
31	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	14.61313	3006.21800
31	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	109.08737	2993.86800
31	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	203.56177	2956.81700
31	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	298.03618	2895.06400
31	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	392.51058	2808.61100
31	ENVUSE MIN	0.00000	-663.24618	-20.08975	0.00000
31	ENVUSE MIN	0.25000	-663.24618	0.00000	0.00000
31	ENVUSE MIN	0.50000	-663.24618	0.00000	0.00000
31	ENVUSE MIN	0.75000	-663.24618	0.00000	0.00000
31	ENVUSE MIN	1.00000	-663.24618	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	392.51058	2808.61100
32	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	486.98499	2697.45700
32	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	581.45940	2561.60200
32	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	677.40117	2401.04600
32	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	774.17282	2215.78800
32	ENVUSE MIN	0.00000	-663.24618	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MIN	0.25000	-663.24618	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MIN	0.50000	-663.24618	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MIN	0.75000	-663.24618	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MIN	1.00000	-663.24618	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	774.17282	2215.78800
33	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	870.84970	2006.04800
33	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	967.52657	1774.00200
33	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	1064.20300	1518.36300
33	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	1160.88000	1238.07200
33	ENVUSE MIN	0.00000	-663.24618	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MIN	0.25000	-663.24618	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MIN	0.50000	-663.24618	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MIN	0.75000	-663.24618	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MIN	1.00000	-663.24618	0.00000	0.00000
34	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	1160.88000	1238.07200
34	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	1257.65200	932.81769
34	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	1354.42400	602.86203
34	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	1451.19500	291.28440
34	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	1547.96700	63.59964
34	ENVUSE MIN	0.00000	-663.24618	0.00000	0.00000
34	ENVUSE MIN	0.25000	-663.24618	0.00000	0.00000
34	ENVUSE MIN	0.50000	-663.24618	0.00000	0.00000
34	ENVUSE MIN	0.75000	-663.24618	0.00000	-134.21447
34	ENVUSE MIN	1.00000	-663.24618	0.00000	-497.56632
35	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	1547.96700	63.59964
35	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	1618.29500	0.00000

26	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	0.00000	63.59651
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
35	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	1829.27800	0.00000
35	ENVUSE MIN	0.00000	-663.24618	0.00000	-497.56632
35	ENVUSE MIN	0.25000	-663.24618	0.00000	-776.51964
35	ENVUSE MIN	0.50000	-663.24618	0.00000	-1069.05700
35	ENVUSE MIN	0.75000	-663.24618	0.00000	-1383.94000
35	ENVUSE MIN	1.00000	-663.24618	0.00000	-1714.68300
36	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	1829.27800	0.00000
36	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	1855.78300	0.00000
36	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	1882.40900	0.00000
36	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	1909.15700	0.00000
36	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	1936.02700	0.00000
36	ENVUSE MIN	0.00000	-663.24618	0.00000	-1714.68300
36	ENVUSE MIN	0.25000	-663.24618	0.00000	-1843.19900
36	ENVUSE MIN	0.50000	-663.24618	0.00000	-1973.56700
36	ENVUSE MIN	0.75000	-663.24618	0.00000	-2105.79800
36	ENVUSE MIN	1.00000	-663.24618	0.00000	-2239.89800
37	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	1936.02700	0.00000
37	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	1957.39800	0.00000
37	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	1978.84400	0.00000
37	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	2000.36700	0.00000
37	ENVUSE MAX	1.00000	38.69722	2021.96600	0.00000
37	ENVUSE MIN	0.00000	-663.24618	0.00000	-2239.89800
37	ENVUSE MIN	0.25000	-663.24618	0.00000	-2347.45300
37	ENVUSE MIN	0.50000	-663.24618	0.00000	-2456.19100
37	ENVUSE MIN	0.75000	-663.24618	0.00000	-2566.11700
37	ENVUSE MIN	1.00000	-663.24618	0.00000	-2677.23300
38	ENVUSE MAX	0.00000	38.69722	2021.96600	0.00000
38	ENVUSE MAX	0.06250	38.69722	2041.54800	0.00000
38	ENVUSE MAX	0.12500	38.69722	2061.12900	0.00000
38	ENVUSE MAX	0.18750	38.69722	2080.71000	0.00000
38	ENVUSE MAX	0.25000	38.69722	2100.29100	0.00000
38	ENVUSE MIN	0.00000	-663.24618	0.00000	-2677.23300
38	ENVUSE MIN	0.06250	-663.24618	0.00000	-2778.82100
38	ENVUSE MIN	0.12500	-663.24618	0.00000	-2881.38800
38	ENVUSE MIN	0.18750	-663.24618	0.00000	-2984.93400
38	ENVUSE MIN	0.25000	-663.24618	0.00000	-3089.45900
39	ENVUSE MAX	0.57143	0.00000	38.69722	0.00000
39	ENVUSE MAX	0.67857	0.00000	38.69722	0.00000
39	ENVUSE MAX	0.78571	0.00000	38.69722	0.00000
39	ENVUSE MAX	0.89286	0.00000	38.69722	0.00000
39	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	38.69722	0.00000
39	ENVUSE MIN	0.57143	-2356.26600	-592.92720	-4207.16900
39	ENVUSE MIN	0.67857	-2360.20400	-579.21673	-4179.47400
39	ENVUSE MIN	0.78571	-2364.14100	-565.45282	-4152.29500
39	ENVUSE MIN	0.89286	-2368.07900	-551.63548	-4125.63200
39	ENVUSE MIN	1.00000	-2372.01600	-537.76470	-4099.48900
40	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	38.69722	0.00000
40	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	38.69722	0.00000
40	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	38.69722	0.00000
40	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	38.69722	0.00000
40	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	38.69722	0.00000
40	ENVUSE MIN	0.00000	-2372.01600	-538.78752	-4099.48900
40	ENVUSE MIN	0.25000	-2376.48900	-522.63047	-4069.81600
40	ENVUSE MIN	0.50000	-2380.77300	-506.40151	-4040.84700
40	ENVUSE MIN	0.75000	-2384.86700	-490.10065	-4012.58500
40	ENVUSE MIN	1.00000	-2388.77200	-473.72788	-3985.03500
41	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	38.69722	0.00000
41	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	38.69722	0.00000
41	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	38.69722	0.00000
41	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	38.69722	0.00000
41	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	38.69722	0.00000
41	ENVUSE MIN	0.00000	-2388.77200	-474.06335	-3985.03500
41	ENVUSE MIN	0.25000	-2390.41900	-466.88946	-3973.22500
41	ENVUSE MIN	0.50000	-2392.02900	-459.70186	-3961.55100
41	ENVUSE MIN	0.75000	-2393.60300	-452.58851	-3950.01500
41	ENVUSE MIN	1.00000	-2395.14100	-445.73447	-3938.61500
42	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	38.69722	0.00000
42	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	38.69722	0.00000
42	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	38.69722	0.00000
42	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	38.69722	0.00000
42	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	38.69722	0.00000
42	ENVUSE MIN	0.00000	-2395.14100	-445.84732	-3938.61500
42	ENVUSE MIN	0.25000	-2404.10100	-405.05770	-3874.21300
42	ENVUSE MIN	0.50000	-2413.06100	-363.89949	-3814.63300
42	ENVUSE MIN	0.75000	-2422.02100	-322.26461	-3759.92800
42	ENVUSE MIN	1.00000	-2430.98100	-280.15306	-3710.15000
43	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	38.69722	0.00000
43	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	38.69722	0.00000
43	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	39.60412	0.00000
43	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	70.32493	0.00000
43	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	101.38896	0.00000
43	ENVUSE MIN	0.00000	-2430.98100	-280.12675	-3710.15000
43	ENVUSE MIN	0.25000	-2441.46100	-230.26644	-3658.25300
43	ENVUSE MIN	0.50000	-2451.94100	-179.75402	-3620.53100
43	ENVUSE MIN	0.75000	-2462.42100	-149.96027	-3608.36100
43	ENVUSE MIN	1.00000	-2472.90100	-124.05194	-3603.26300
35	ENVUSE MAX	0.50000	38.69722	1688.62200	0.00000
35	ENVUSE MAX	0.75000	38.69722	1758.95000	0.00000
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
44	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	219.55251	0.00000
44	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	276.46664	0.00000
44	ENVUSE MIN	0.00000	-2472.90100	-123.65093	-3603.26300
44	ENVUSE MIN	0.25000	-2483.38100	-97.41654	-3605.32100
44	ENVUSE MIN	0.50000	-2493.86100	-70.85610	-3614.62100
44	ENVUSE MIN	0.75000	-2504.34100	-43.96959	-3631.25000
44	ENVUSE MIN	1.00000	-2514.82100	-16.75703	-3655.29100
45	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	276.46664	0.00000
45	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	295.50983	0.00000
45	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	314.62493	0.00000
45	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	333.81193	0.00000
45	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	353.07084	0.00000
45	ENVUSE MIN	0.00000	-2514.82100	-16.62827	-3655.29100
45	ENVUSE MIN	0.25000	-2518.30100	-7.51992	-3664.92800
45	ENVUSE MIN	0.50000	-2521.78100	0.00000	-3675.39500
45	ENVUSE MIN	0.75000	-2525.26100	0.00000	-3686.69600
45	ENVUSE MIN	1.00000	-2528.74100	0.00000	-3698.83200
46	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	353.07084	0.00000
46	ENVUSE MAX	0.14286	0.00000	375.29634	0.00000
46	ENVUSE MAX	0.28571	0.00000	397.61684	0.00000
46	ENVUSE MAX	0.42857	0.00000	420.03234	0.00000
46	ENVUSE MAX	0.57143	0.00000	442.54284	0.00000
46	ENVUSE MIN	0.00000	-2528.74100	0.00000	-3698.83200
46	ENVUSE MIN	0.14286	-2532.74100	0.00000	-3713.81900
46	ENVUSE MIN	0.28571	-2536.74100	0.00000	-3729.92000
46	ENVUSE MIN	0.42857	-2540.74100	0.00000	-3747.13900
46	ENVUSE MIN	0.57143	-2544.74100	0.00000	-3765.48100

44	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	101.38896	0.00000
44	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	132.79621	0.00000
44	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	164.54668	0.00000

19. OUTPUT DATA (기능수행)

1) 계수하중

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

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVEQ MAX	0.56250	588.11242	0.00000	283.67886
1	ENVEQ MAX	0.67188	578.67283	0.00000	299.27396
1	ENVEQ MAX	0.78125	569.23324	0.00000	315.11022
1	ENVEQ MAX	0.89063	559.79366	0.00000	331.18766
1	ENVEQ MAX	1.00000	550.35407	0.00000	383.45430
1	ENVEQ MIN	0.56250	-293.41166	-1103.48000	-605.90907
1	ENVEQ MIN	0.67188	-283.97207	-1107.15500	-509.19543
1	ENVEQ MIN	0.78125	-274.53249	-1110.83000	-412.16035
1	ENVEQ MIN	0.89063	-265.09290	-1114.50500	-329.10645
1	ENVEQ MIN	1.00000	-255.65331	-1118.18000	-272.76455
2	ENVEQ MAX	0.00000	550.35404	0.00000	383.45430
2	ENVEQ MAX	0.25000	544.39361	0.00000	420.45802
2	ENVEQ MAX	0.50000	538.43319	0.00000	457.58994
2	ENVEQ MAX	0.75000	532.47276	0.00000	494.85312
2	ENVEQ MAX	1.00000	526.51234	0.00000	532.25466
2	ENVEQ MIN	0.00000	-255.85228	-1118.18000	-272.76455
2	ENVEQ MIN	0.25000	-249.89186	-1120.50000	-237.06685
2	ENVEQ MIN	0.50000	-243.93143	-1122.82100	-201.79049
2	ENVEQ MIN	0.75000	-237.97101	-1125.14100	-166.48553
2	ENVEQ MIN	1.00000	-232.01058	-1127.46200	-131.08441
3	ENVEQ MAX	0.00000	560.36590	53.89804	532.25466
3	ENVEQ MAX	0.25000	532.82927	45.85767	552.75895
3	ENVEQ MAX	0.50000	505.29265	37.81729	576.00237
3	ENVEQ MAX	0.75000	477.75602	29.77692	601.98221
3	ENVEQ MAX	1.00000	450.21939	21.73654	630.69846
3	ENVEQ MIN	0.00000	-280.95001	-369.38479	-131.08441
3	ENVEQ MIN	0.25000	-253.41338	-380.10529	-66.38387
3	ENVEQ MIN	0.50000	-225.87676	-390.82579	0.00000
3	ENVEQ MIN	0.75000	-198.34013	-401.54629	0.00000
3	ENVEQ MIN	1.00000	-170.80351	-412.26679	0.00000
4	ENVEQ MAX	0.00000	489.01796	140.61457	630.69846
4	ENVEQ MAX	0.25000	461.48134	129.89407	596.18565
4	ENVEQ MAX	0.50000	433.94471	119.17357	564.40926
4	ENVEQ MAX	0.75000	406.40809	108.45307	535.36927
4	ENVEQ MAX	1.00000	378.87146	97.73257	509.06568
4	ENVEQ MIN	0.00000	-222.14504	-41.88368	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.25000	-194.60841	-49.92406	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.50000	-167.07179	-57.96443	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.75000	-139.53516	-66.00481	0.00000
4	ENVEQ MIN	1.00000	-111.99854	-74.04518	0.00000
5	ENVEQ MAX	0.00000	421.91682	137.58994	509.06568
5	ENVEQ MAX	0.25000	394.40716	126.87994	475.39064
5	ENVEQ MAX	0.50000	366.89751	116.16994	444.44665
5	ENVEQ MAX	0.75000	339.38785	105.45994	416.23370
5	ENVEQ MAX	1.00000	311.87820	94.74994	390.75181
5	ENVEQ MIN	0.00000	-164.99793	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.25000	-137.48827	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.50000	-109.97862	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.75000	-82.46896	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MIN	1.00000	-54.95931	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MAX	0.00000	358.51067	94.74994	390.75181
6	ENVEQ MAX	0.25000	330.97404	84.02944	367.96019
6	ENVEQ MAX	0.50000	303.43742	73.30894	347.90630
6	ENVEQ MAX	0.75000	275.90079	62.58844	330.58881
6	ENVEQ MAX	1.00000	248.36417	51.86794	316.00773
6	ENVEQ MIN	0.00000	-109.05001	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.25000	-81.51339	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.50000	-53.97676	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.75000	-26.44014	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MIN	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.00000	297.96621	51.87614	316.00773
7	ENVEQ MAX	0.25000	270.42959	41.15564	304.13468
7	ENVEQ MAX	0.50000	242.89296	30.43514	294.99804
7	ENVEQ MAX	0.75000	215.35634	19.71464	288.59780
7	ENVEQ MAX	1.00000	239.79087	8.99414	284.95794
7	ENVEQ MIN	0.00000	-53.53336	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.25000	-25.99673	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MIN	1.00000	0.00000	-9.12178	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.00000	239.79883	9.10790	284.95794
8	ENVEQ MAX	0.25000	215.34674	0.00000	288.62530
8	ENVEQ MAX	0.50000	242.88337	0.00000	295.02907
8	ENVEQ MAX	0.75000	270.41999	0.00000	304.16925
8	ENVEQ MAX	1.00000	297.95662	0.00000	316.04583
8	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	-9.00798	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.25000	0.00000	-19.72848	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.50000	0.00000	-30.44898	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.75000	-25.99236	-41.16948	0.00000
8	ENVEQ MIN	1.00000	-53.52899	-51.88998	0.00000
9	ENVEQ MAX	0.00000	248.35283	0.00000	316.04583
9	ENVEQ MAX	0.25000	275.88946	0.00000	330.63043
9	ENVEQ MAX	0.50000	303.42608	0.00000	347.95144
9	ENVEQ MAX	0.75000	330.96271	0.00000	368.00885
9	ENVEQ MAX	1.00000	358.49933	0.00000	390.80398
9	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	-51.88173	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.25000	-26.43635	-62.60223	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.50000	-53.97298	-73.32273	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.75000	-81.50961	-84.04323	0.00000
9	ENVEQ MIN	1.00000	-109.04623	-94.76373	0.00000
10	ENVEQ MAX	0.00000	311.86502	0.00000	390.80398
10	ENVEQ MAX	0.25000	339.40164	0.00000	416.31571
10	ENVEQ MAX	0.50000	366.93827	0.00000	444.56385
10	ENVEQ MAX	0.75000	394.47489	0.00000	475.54839
10	ENVEQ MAX	1.00000	422.01152	0.00000	509.26934
10	ENVEQ MIN	0.00000	-54.95547	-94.76373	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.25000	-82.49209	-105.48423	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.50000	-110.02872	-116.20473	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.75000	-137.56534	-126.92523	0.00000
10	ENVEQ MIN	1.00000	-165.10197	-137.64573	0.00000
11	ENVEQ MAX	0.00000	378.96823	74.08255	509.26934
11	ENVEQ MAX	0.25000	406.47789	66.05005	535.53370
11	ENVEQ MAX	0.50000	433.98754	58.01755	564.52912
11	ENVEQ MAX	0.75000	461.49720	49.98505	596.25558
11	ENVEQ MAX	1.00000	489.00685	41.95255	630.71309
11	ENVEQ MIN	0.00000	-112.10447	-97.68513	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.25000	-139.61412	-108.39513	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.50000	-167.12378	-119.10513	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.75000	-194.63343	-129.81513	0.00000
11	ENVEQ MIN	1.00000	-222.14309	-140.52513	0.00000
12	ENVEQ MAX	0.00000	450.20661	412.34071	630.71309
12	ENVEQ MAX	0.25000	477.74323	401.62021	601.98523
12	ENVEQ MAX	0.50000	505.27986	390.89971	575.99377
12	ENVEQ MAX	0.75000	532.81649	380.17921	552.73872
12	ENVEQ MAX	1.00000	560.35311	369.45871	532.22284
12	ENVEQ MIN	0.00000	-170.80323	-21.72136	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.25000	-198.33985	-29.76173	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.50000	-225.87648	-37.80211	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.75000	-253.41310	-45.84248	-66.37193
12	ENVEQ MIN	1.00000	-280.94973	-53.88286	-131.08325
13	ENVEQ MAX	0.00000	526.49775	1127.50200	532.22284
13	ENVEQ MAX	0.25000	532.45818	1125.18200	494.82011
13	ENVEQ MAX	0.50000	538.41861	1122.86100	457.55579
13	ENVEQ MAX	0.75000	544.37903	1120.54100	420.42267
13	ENVEQ MAX	1.00000	550.33946	1118.22000	383.41776
13	ENVEQ MIN	0.00000	-232.01116	0.00000	-131.08324
13	ENVEQ MIN	0.25000	-237.97158	0.00000	-166.48566
13	ENVEQ MIN	0.50000	-243.93201	0.00000	-201.79193
13	ENVEQ MIN	0.75000	-249.89243	0.00000	-237.06846
13	ENVEQ MIN	1.00000	-255.85286	0.00000	-272.76750
14	ENVEQ MAX	0.00000	550.33948	1118.22100	383.41776
14	ENVEQ MAX	0.10937	559.77907	1114.54600	331.17178
14	ENVEQ MAX	0.21875	569.21866	1110.87100	315.09372
14	ENVEQ MAX	0.32812	578.65825	1107.19600	299.25682
14	ENVEQ MAX	0.43750	588.09783	1103.52100	283.66110
14	ENVEQ MIN	0.00000	-255.65358	0.00000	-272.76750
14	ENVEQ MIN	0.10937	-265.09317	0.00000	-329.11150
14	ENVEQ MIN	0.21875	-274.53276	0.00000	-412.18009
14	ENVEQ MIN	0.32812	-283.97235	0.00000	-509.21873
14	ENVEQ MIN	0.43750	-293.41193	0.00000	-605.93594
15	ENVEQ MAX	0.42857	0.00000	636.05319	88.35440
15	ENVEQ MAX	0.57143	0.00000	635.30324	47.73865
15	ENVEQ MAX	0.71429	0.00000	634.27150	7.25948
15	ENVEQ MAX	0.85714	0.00000	632.95798	0.00000
15	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	631.36267	0.00000
15	ENVEQ MIN	0.42857	-2487.41900	-53.24375	-1154.96000
15	ENVEQ MIN	0.57143	-2475.69200	-52.01880	-1174.22700
15	ENVEQ MIN	0.71429	-2463.96500	-50.51206	-1193.72500
15	ENVEQ MIN	0.85714	-2452.23800	-48.72354	-1213.48400
15	ENVEQ MIN	1.00000	-2440.51100	-46.65324	-1234.07000
16	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	631.36277	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	629.74503	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	627.91279	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	625.86605	0.00000
16	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	623.60481	0.00000
16	ENVEQ MIN	0.00000	-2440.51100	-46.44749	-1234.07000
16	ENVEQ MIN	0.25000	-2430.30900	-44.41649	-1252.33300
16	ENVEQ MIN	0.50000	-2420.10600	-42.17100	-1270.81700
16	ENVEQ MIN	0.75000	-2409.90400	-39.71101	-1289.54200
16	ENVEQ MIN	1.00000	-2399.70100	-37.03652	-1308.52600
17	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	799.81848	0.00000
17	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	791.73300	0.00000
17	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	781.74192	0.00000
17	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	769.84526	0.00000

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	756.04300	0.00000
17	ENVEQ MIN	0.00000	-2589.23900	0.00000	-1308.52600
17	ENVEQ MIN	0.25000	-2558.51400	0.00000	-1423.28800
17	ENVEQ MIN	0.50000	-2527.78900	0.00000	-1541.07100
17	ENVEQ MIN	0.75000	-2497.06500	0.00000	-1662.37300
17	ENVEQ MIN	1.00000	-2466.34000	0.00000	-1787.69300
18	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1109.81200	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1094.10400	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1076.49100	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1057.70000	0.00000
18	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1037.52000	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.00000	-2666.53800	0.00000	-1787.69300
18	ENVEQ MIN	0.25000	-2635.81300	0.00000	-1990.22100
18	ENVEQ MIN	0.50000	-2605.08800	0.00000	-2197.76600
18	ENVEQ MIN	0.75000	-2574.36400	0.00000	-2472.01600
18	ENVEQ MIN	1.00000	-2543.63900	0.00000	-2746.17800
19	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1473.17300	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1454.42900	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1434.33100	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1412.88000	0.00000
19	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1390.07600	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.00000	-2754.82300	0.00000	-2746.17800
19	ENVEQ MIN	0.25000	-2728.55500	0.00000	-3073.97000
19	ENVEQ MIN	0.50000	-2702.28600	0.00000	-3397.17400
19	ENVEQ MIN	0.75000	-2676.01800	0.00000	-3715.48600
19	ENVEQ MIN	1.00000	-2649.75000	0.00000	-4028.60300
20	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1390.07700	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1386.07200	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1382.02600	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1377.93700	0.00000
20	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1373.80600	0.00000
20	ENVEQ MIN	0.00000	-2649.75000	0.00000	-4028.60300
20	ENVEQ MIN	0.25000	-2645.27200	0.00000	-4081.18400
20	ENVEQ MIN	0.50000	-2640.75100	0.00000	-4133.60500
20	ENVEQ MIN	0.75000	-2636.18600	0.00000	-4185.86400
20	ENVEQ MIN	1.00000	-2631.57800	0.00000	-4237.96100
21	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1731.22100	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1721.61400	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1711.80200	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1701.78700	0.00000
21	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1691.56800	0.00000
21	ENVEQ MIN	0.00000	-2854.11200	0.00000	-4237.96100
21	ENVEQ MIN	0.25000	-2843.39900	0.00000	-4387.82500
21	ENVEQ MIN	0.50000	-2837.35800	0.00000	-4536.80800
21	ENVEQ MIN	0.75000	-2838.24400	0.00000	-4684.89300
21	ENVEQ MIN	1.00000	-2838.90300	0.00000	-4832.06100
22	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1691.56800	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.10714	0.00000	1682.59400	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.21429	0.00000	1673.46400	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.32143	0.00000	1664.18100	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.42857	0.00000	1654.74200	0.00000
22	ENVEQ MIN	0.00000	-2838.90300	0.00000	-4832.06100
22	ENVEQ MIN	0.10714	-2839.37400	0.00000	-4958.18200
22	ENVEQ MIN	0.21429	-2839.84400	0.00000	-5083.59700
22	ENVEQ MIN	0.32143	-2840.31400	0.00000	-5208.29400
22	ENVEQ MIN	0.42857	-2840.78400	0.00000	-5332.26300
23	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.81250	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.87500	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.93750	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MIN	0.75000	-1661.19100	-2563.53900	-4360.50700
23	ENVEQ MIN	0.81250	-1658.25600	-2540.23100	-4232.91200
23	ENVEQ MIN	0.87500	-1655.32100	-2516.92400	-4106.48300
23	ENVEQ MIN	0.93750	-1652.38600	-2493.61600	-3981.22000
23	ENVEQ MIN	1.00000	-1649.45100	-2470.30900	-3857.12200
24	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MIN	0.00000	-1649.45100	-2470.31000	-3857.12200
24	ENVEQ MIN	0.25000	-1646.20800	-2444.60100	-3721.34800
24	ENVEQ MIN	0.50000	-1642.96500	-2418.98300	-3586.99200
24	ENVEQ MIN	0.75000	-1639.72200	-2393.45700	-3454.04900
24	ENVEQ MIN	1.00000	-1636.47900	-2368.02300	-3322.51300
25	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MIN	0.00000	-1654.91300	-2367.93600	-3322.51300
25	ENVEQ MIN	0.25000	-1650.81900	-2335.95700	-3158.46600
25	ENVEQ MIN	0.50000	-1646.72500	-2304.12400	-2996.64400
25	ENVEQ MIN	0.75000	-1642.63100	-2272.43700	-2837.03700
25	ENVEQ MIN	1.00000	-1638.53700	-2240.89700	-2679.63500
26	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MIN	0.00000	-1638.53700	-2240.89700	-2679.63500
26	ENVEQ MIN	0.25000	-1627.64800	-2157.20900	-2271.71100
26	ENVEQ MIN	0.50000	-1616.76000	-2073.52100	-1879.31100
26	ENVEQ MIN	0.75000	-1605.87200	-1989.83200	-1502.43500
26	ENVEQ MIN	1.00000	-1594.98300	-1906.14400	-1141.08300
27	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	54.75973
27	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	226.24806
27	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	604.55201
27	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	955.78000
27	ENVEQ MIN	0.00000	-1617.59500	-1906.00300	-1141.08300
27	ENVEQ MIN	0.25000	-1602.62700	-1790.96000	-669.72019
27	ENVEQ MIN	0.50000	-1587.65900	-1675.91600	-227.69348
27	ENVEQ MIN	0.75000	-1572.69100	-1560.87300	-30.55144
27	ENVEQ MIN	1.00000	-1557.72400	-1445.83000	0.00000
28	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	955.78000
28	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	1277.92000
28	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	1570.66700
28	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	1834.02000
28	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	2067.98000
28	ENVEQ MIN	0.00000	-1584.51500	-1445.62500	0.00000
28	ENVEQ MIN	0.25000	-1569.53200	-1330.46900	0.00000
28	ENVEQ MIN	0.50000	-1554.55000	-1215.31300	0.00000
28	ENVEQ MIN	0.75000	-1539.56700	-1100.15700	0.00000
28	ENVEQ MIN	1.00000	-1524.58500	-985.00093	0.00000
29	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	2067.98000
29	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	2272.47800
29	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	2447.58300
29	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	2593.29400
29	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	2709.61200
29	ENVEQ MIN	0.00000	-1555.47300	-984.73794	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.25000	-1540.49000	-869.58190	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.50000	-1525.50800	-754.42586	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.75000	-1510.52500	-639.26983	0.00000
29	ENVEQ MIN	1.00000	-1495.54300	-524.11379	0.00000
30	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	2709.61200
30	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	2796.45800
30	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	2853.91100
30	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	13.51839	2881.97000
30	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	69.39875	2880.63600
30	ENVEQ MIN	0.00000	-1530.45100	-523.81062	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.25000	-1515.46800	-408.65459	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.50000	-1500.48600	-293.49855	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.75000	-1494.40000	-178.34251	0.00000
30	ENVEQ MIN	1.00000	-1509.38200	-63.18647	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	63.18526	2880.63600
31	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	178.34130	2881.97100
31	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	293.49734	2853.91200
31	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	408.65337	2796.46000
31	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	523.80941	2709.61400
31	ENVEQ MIN	0.00000	-1509.38300	-69.39908	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.25000	-1494.40000	-13.51864	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.50000	-1500.48600	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.75000	-1515.46800	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MIN	1.00000	-1530.45100	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	524.11257	2709.61400
32	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	639.26861	2593.29600
32	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	754.42465	2447.58500
32	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	869.58069	2272.48100
32	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	984.73672	2067.98300
32	ENVEQ MIN	0.00000	-1495.54400	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.25000	-1510.52600	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.50000	-1525.50900	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.75000	-1540.49100	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MIN	1.00000	-1555.47300	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	984.99972	2067.98300
33	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1100.04300	1834.26700
33	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1215.08600	1571.21500
33	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1330.12900	1278.82700
33	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1445.17300	957.10366
33	ENVEQ MIN	0.00000	-1524.58600	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.25000	-1539.55400	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.50000	-1554.52200	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.75000	-1569.49000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MIN	1.00000	-1584.45700	0.00000	0.00000
34	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1445.37800	957.10366
34	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1560.53400	605.63237
34	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1675.69000	227.00620
34	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1790.84600	54.92903
34	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1906.00200	0.00000
34	ENVEQ MIN	0.00000	-1557.66300	0.00000	0.00000
34	ENVEQ MIN	0.25000	-1572.64500	0.00000	-30.01896
34	ENVEQ MIN	0.50000	-1587.62800	0.00000	-226.85207
34	ENVEQ MIN	0.75000	-1602.61000	0.00000	-669.26867
34	ENVEQ MIN	1.00000	-1617.59200	0.00000	-1141.07900
35	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1906.14300	0.00000

26	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
35	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	2073.52000	0.00000
35	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	2157.20800	0.00000
35	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	2240.89600	0.00000
35	ENVEQ MIN	0.00000	-1594.98200	0.00000	-1141.07900
35	ENVEQ MIN	0.25000	-1605.87000	0.00000	-1502.43000
35	ENVEQ MIN	0.50000	-1616.75800	0.00000	-1879.30600
35	ENVEQ MIN	0.75000	-1627.64700	0.00000	-2271.70600
35	ENVEQ MIN	1.00000	-1638.53500	0.00000	-2679.63000
36	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	2240.89600	0.00000
36	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2272.43600	0.00000
36	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	2304.12300	0.00000
36	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	2335.95600	0.00000
36	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	2367.93500	0.00000
36	ENVEQ MIN	0.00000	-1638.53500	0.00000	-2679.63000
36	ENVEQ MIN	0.25000	-1642.62900	0.00000	-2837.03200
36	ENVEQ MIN	0.50000	-1646.72300	0.00000	-2996.63900
36	ENVEQ MIN	0.75000	-1650.81700	0.00000	-3158.46000
36	ENVEQ MIN	1.00000	-1654.91100	0.00000	-3322.50800
37	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	2368.02100	0.00000
37	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2393.45600	0.00000
37	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	2418.98200	0.00000
37	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	2444.59900	0.00000
37	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	2470.30800	0.00000
37	ENVEQ MIN	0.00000	-1636.47800	0.00000	-3322.50800
37	ENVEQ MIN	0.25000	-1639.72100	0.00000	-3454.04300
37	ENVEQ MIN	0.50000	-1642.96400	0.00000	-3586.98600
37	ENVEQ MIN	0.75000	-1646.20700	0.00000	-3721.34200
37	ENVEQ MIN	1.00000	-1649.45000	0.00000	-3857.11600
38	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	2470.30800	0.00000
38	ENVEQ MAX	0.06250	0.00000	2493.61500	0.00000
38	ENVEQ MAX	0.12500	0.00000	2516.92300	0.00000
38	ENVEQ MAX	0.18750	0.00000	2540.23000	0.00000
38	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2563.53800	0.00000
38	ENVEQ MIN	0.00000	-1649.45000	0.00000	-3857.11600
38	ENVEQ MIN	0.06250	-1652.38500	0.00000	-3981.21400
38	ENVEQ MIN	0.12500	-1655.32000	0.00000	-4106.47800
38	ENVEQ MIN	0.18750	-1658.25500	0.00000	-4232.90700
38	ENVEQ MIN	0.25000	-1661.19000	0.00000	-4360.50100
39	ENVEQ MAX	0.57143	0.00000	0.00000	0.00000
39	ENVEQ MAX	0.67857	0.00000	0.00000	0.00000
39	ENVEQ MAX	0.78571	0.00000	0.00000	0.00000
39	ENVEQ MAX	0.89286	0.00000	0.00000	0.00000
39	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
39	ENVEQ MIN	0.57143	-2840.78300	-1654.74500	-5332.25600
39	ENVEQ MIN	0.67857	-2840.31300	-1664.18300	-5208.28700
39	ENVEQ MIN	0.78571	-2839.84300	-1673.46700	-5083.58900
39	ENVEQ MIN	0.89286	-2839.37200	-1682.59600	-4958.17400
39	ENVEQ MIN	1.00000	-2838.90200	-1691.57000	-4832.05300
40	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
40	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
40	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
40	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
40	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
40	ENVEQ MIN	0.00000	-2838.90200	-1691.57000	-4832.05300
40	ENVEQ MIN	0.25000	-2838.24300	-1701.78900	-4684.88400
40	ENVEQ MIN	0.50000	-2837.35700	-1711.80500	-4536.79900
40	ENVEQ MIN	0.75000	-2843.39800	-1721.61600	-4387.81600
40	ENVEQ MIN	1.00000	-2854.11000	-1731.22400	-4237.95200
41	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
41	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
41	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
41	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
41	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
41	ENVEQ MIN	0.00000	-2631.57400	-1373.81200	-4237.95200
41	ENVEQ MIN	0.25000	-2636.18200	-1377.94300	-4185.85500
41	ENVEQ MIN	0.50000	-2640.74600	-1382.03100	-4133.59500
41	ENVEQ MIN	0.75000	-2645.26800	-1386.07800	-4081.17400
41	ENVEQ MIN	1.00000	-2649.74600	-1390.08200	-4028.59300
42	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
42	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
42	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
42	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
42	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
42	ENVEQ MIN	0.00000	-2649.74500	-1390.08200	-4028.59300
42	ENVEQ MIN	0.25000	-2676.01400	-1412.88600	-3715.47500
42	ENVEQ MIN	0.50000	-2702.28200	-1434.33700	-3397.16100
42	ENVEQ MIN	0.75000	-2728.55100	-1454.43500	-3073.95600
42	ENVEQ MIN	1.00000	-2754.81900	-1473.17900	-2746.16300
43	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
43	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
43	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
43	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
43	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
43	ENVEQ MIN	0.00000	-2543.63200	-1037.52900	-2746.16300
43	ENVEQ MIN	0.25000	-2574.35600	-1057.70900	-2471.99900
43	ENVEQ MIN	0.50000	-2605.08100	-1076.50000	-2197.75000
43	ENVEQ MIN	0.75000	-2635.80600	-1094.11400	-1990.20300

35	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1989.83100	0.00000
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
44	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
44	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
44	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
44	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
44	ENVEQ MIN	0.00000	-2466.32900	-756.05607	-1787.67300
44	ENVEQ MIN	0.25000	-2497.05400	-769.85833	-1662.34900
44	ENVEQ MIN	0.50000	-2527.77900	-781.75499	-1541.04500
44	ENVEQ MIN	0.75000	-2558.50300	-791.74607	-1423.25900
44	ENVEQ MIN	1.00000	-2589.22800	-799.83155	-1308.49400
45	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	37.03028	0.00000
45	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	39.70476	0.00000
45	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	42.16475	0.00000
45	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	44.41025	0.00000
45	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	46.44124	0.00000
45	ENVEQ MIN	0.00000	-2399.68700	-623.61939	-1308.49400
45	ENVEQ MIN	0.25000	-2409.89000	-625.88062	-1289.50900
45	ENVEQ MIN	0.50000	-2420.09200	-627.92736	-1270.78300
45	ENVEQ MIN	0.75000	-2430.29500	-629.75961	-1252.29700
45	ENVEQ MIN	1.00000	-2440.49700	-631.37735	-1234.03400
46	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	46.64699	0.00000
46	ENVEQ MAX	0.14286	0.00000	48.71729	0.00000
46	ENVEQ MAX	0.28571	0.00000	50.50581	7.27614
46	ENVEQ MAX	0.42857	0.00000	52.01255	47.75586
46	ENVEQ MAX	0.57143	0.00000	53.23750	88.37217
46	ENVEQ MIN	0.00000	-2440.49700	-631.37725	-1234.03400
46	ENVEQ MIN	0.14286	-2452.22400	-632.97256	-1213.44600
46	ENVEQ MIN	0.28571	-2463.95100	-634.28608	-1193.68600
46	ENVEQ MIN	0.42857	-2475.67800	-635.31781	-1174.18600
46	ENVEQ MIN	0.57143	-2487.40500	-636.06776	-1154.91800

43	ENVEQ MIN	1.00000	-2666.53000	-1109.82200	-1787.67300
44	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

20. OUTPUT DATA (붕괴방지)

1) 계수하중

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

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVEQ MAX	0.56250	721.47290	0.00000	162.26918
1	ENVEQ MAX	0.67188	714.27358	0.00000	193.47946
1	ENVEQ MAX	0.78125	707.07425	0.00000	224.93091
1	ENVEQ MAX	0.89063	699.87493	0.00000	256.62353
1	ENVEQ MAX	1.00000	692.67560	0.00000	288.94290
1	ENVEQ MIN	0.56250	-202.95477	-1432.16900	-1243.04400
1	ENVEQ MIN	0.67188	-195.75545	-1435.84400	-1117.56800
1	ENVEQ MIN	0.78125	-188.55612	-1439.51900	-991.77120
1	ENVEQ MIN	0.89063	-181.35680	-1443.19400	-865.65250
1	ENVEQ MIN	1.00000	-174.15747	-1446.86900	-739.21223
2	ENVEQ MAX	0.00000	692.67554	0.00000	288.94290
2	ENVEQ MAX	0.25000	688.12968	0.00000	309.88971
2	ENVEQ MAX	0.50000	683.58382	0.00000	330.93267
2	ENVEQ MAX	0.75000	679.03796	0.00000	352.07179
2	ENVEQ MAX	1.00000	674.49210	0.00000	373.31098
2	ENVEQ MIN	0.00000	-174.36767	-1446.86900	-739.21223
2	ENVEQ MIN	0.25000	-169.82181	-1449.18900	-659.20863
2	ENVEQ MIN	0.50000	-165.27595	-1451.51000	-579.07682
2	ENVEQ MIN	0.75000	-160.73009	-1453.83000	-498.81680
2	ENVEQ MIN	1.00000	-156.18423	-1456.15100	-430.95255
3	ENVEQ MAX	0.00000	690.78608	0.00000	373.31098
3	ENVEQ MAX	0.25000	669.78462	0.00000	466.54257
3	ENVEQ MAX	0.50000	648.78316	0.00000	577.68498
3	ENVEQ MAX	0.75000	627.78170	0.00000	691.56380
3	ENVEQ MAX	1.00000	606.78024	0.00000	808.17903
3	ENVEQ MIN	0.00000	-183.17765	-734.81172	-430.95255
3	ENVEQ MIN	0.25000	-162.17619	-745.53222	-313.30708
3	ENVEQ MIN	0.50000	-141.17473	-756.25272	-202.78224
3	ENVEQ MIN	0.75000	-120.17327	-766.97322	-91.39645
3	ENVEQ MIN	1.00000	-99.17181	-777.69372	0.00000
4	ENVEQ MAX	0.00000	625.55439	31.31730	808.17903
4	ENVEQ MAX	0.25000	604.55293	23.27693	828.93926
4	ENVEQ MAX	0.50000	583.55147	15.23655	852.43590
4	ENVEQ MAX	0.75000	562.55001	7.19618	878.66894
4	ENVEQ MAX	1.00000	541.54856	0.00000	907.63840
4	ENVEQ MIN	0.00000	-126.89510	-293.38473	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.25000	-105.89364	-304.10523	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.50000	-84.89218	-314.82573	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.75000	-63.89072	-325.54623	0.00000
4	ENVEQ MIN	1.00000	-42.88926	-336.26673	0.00000
5	ENVEQ MAX	0.00000	562.55355	76.33180	907.63840
5	ENVEQ MAX	0.25000	541.57266	66.74079	890.11114
5	ENVEQ MAX	0.50000	520.59177	58.70829	875.31493
5	ENVEQ MAX	0.75000	499.61088	50.67579	863.24978
5	ENVEQ MAX	1.00000	478.62999	42.64329	853.91567
5	ENVEQ MIN	0.00000	-70.95299	-57.91499	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.25000	-49.97210	-66.28846	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.50000	-28.99121	-76.99846	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.75000	-8.01032	-87.70846	0.00000
5	ENVEQ MIN	1.00000	0.00000	-98.41846	0.00000
6	ENVEQ MAX	0.00000	501.62318	98.77257	853.91567
6	ENVEQ MAX	0.25000	480.62172	88.05207	830.07218
6	ENVEQ MAX	0.50000	459.62026	77.33157	808.96509
6	ENVEQ MAX	0.75000	438.61880	66.61107	790.59441
6	ENVEQ MAX	1.00000	417.61734	55.89057	774.96014
6	ENVEQ MIN	0.00000	-15.21411	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.25000	0.00000	-6.69354	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.50000	0.00000	-14.73392	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.75000	0.00000	-22.77429	0.00000
6	ENVEQ MIN	1.00000	0.00000	-30.81467	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.00000	442.36761	59.32960	774.96014
7	ENVEQ MAX	0.25000	421.36615	48.60910	761.19560
7	ENVEQ MAX	0.50000	400.36469	37.88860	750.16747
7	ENVEQ MAX	0.75000	379.36323	27.16810	741.87574
7	ENVEQ MAX	1.00000	384.63959	17.11301	736.33007
7	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.50000	0.00000	-7.21090	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.75000	0.00000	-15.25128	0.00000
7	ENVEQ MIN	1.00000	0.00000	-24.00086	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.00000	384.64257	24.01428	736.33007
8	ENVEQ MAX	0.25000	379.35948	15.26136	741.88162
8	ENVEQ MAX	0.50000	400.36094	7.22098	750.16958
8	ENVEQ MAX	0.75000	421.36239	0.00000	761.19395
8	ENVEQ MAX	1.00000	442.36385	0.00000	774.95473
8	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	-17.10559	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.25000	0.00000	-27.15329	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.50000	0.00000	-37.87379	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.75000	0.00000	-48.59429	0.00000
8	ENVEQ MIN	1.00000	0.00000	-59.31479	0.00000
9	ENVEQ MAX	0.00000	417.61281	30.82330	774.95473
9	ENVEQ MAX	0.25000	438.61427	22.78293	790.58792
9	ENVEQ MAX	0.50000	459.61573	14.74255	808.95751
9	ENVEQ MAX	0.75000	480.61719	6.70218	830.06351
9	ENVEQ MAX	1.00000	501.61865	0.00000	853.90592
9	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	-55.88632	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.25000	0.00000	-66.60682	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.50000	0.00000	-77.32732	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.75000	0.00000	-88.04782	0.00000
9	ENVEQ MIN	1.00000	-15.21252	-98.76832	0.00000
10	ENVEQ MAX	0.00000	478.62465	98.41923	853.90592
10	ENVEQ MAX	0.25000	499.62611	87.69873	863.25425
10	ENVEQ MAX	0.50000	520.62757	76.97823	875.33898
10	ENVEQ MAX	0.75000	541.62903	66.25773	890.16013
10	ENVEQ MAX	1.00000	562.63049	57.88567	907.71768
10	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	-42.64955	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.25000	-8.02935	-50.68993	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.50000	-29.03081	-58.73030	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.75000	-50.03227	-66.77068	0.00000
10	ENVEQ MIN	1.00000	-71.03373	-76.38145	0.00000
11	ENVEQ MAX	0.00000	541.62679	336.35962	907.71768
11	ENVEQ MAX	0.25000	562.60768	325.64962	878.75780
11	ENVEQ MAX	0.50000	583.58857	314.93962	852.52896
11	ENVEQ MAX	0.75000	604.56946	304.22962	829.03118
11	ENVEQ MAX	1.00000	625.55035	293.51962	808.26445
11	ENVEQ MIN	0.00000	-42.97054	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.25000	-63.95143	-7.17485	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.50000	-84.93232	-15.20735	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.75000	-105.91321	-23.23985	0.00000
11	ENVEQ MIN	1.00000	-126.89410	-31.27235	0.00000
12	ENVEQ MAX	0.00000	606.77544	777.78850	808.26445
12	ENVEQ MAX	0.25000	627.77690	767.06800	691.62971
12	ENVEQ MAX	0.50000	648.77836	756.34750	577.73137
12	ENVEQ MAX	0.75000	669.77982	745.62700	466.56944
12	ENVEQ MAX	1.00000	690.78128	734.90650	373.31260
12	ENVEQ MIN	0.00000	-99.17141	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.25000	-120.17287	0.00000	-91.34533
12	ENVEQ MIN	0.50000	-141.17432	0.00000	-202.74288
12	ENVEQ MIN	0.75000	-162.17578	0.00000	-313.28052
12	ENVEQ MIN	1.00000	-183.17724	0.00000	-430.93586
13	ENVEQ MAX	0.00000	674.48652	1456.21100	373.31260
13	ENVEQ MAX	0.25000	679.03238	1453.89000	352.07230
13	ENVEQ MAX	0.50000	683.57824	1451.57000	330.93207
13	ENVEQ MAX	0.75000	688.12410	1449.24900	309.88801
13	ENVEQ MAX	1.00000	692.66996	1446.92900	288.94009
13	ENVEQ MIN	0.00000	-156.18421	0.00000	-430.93586
13	ENVEQ MIN	0.25000	-160.73006	0.00000	-498.80026
13	ENVEQ MIN	0.50000	-165.27592	0.00000	-579.06360
13	ENVEQ MIN	0.75000	-169.82178	0.00000	-659.19873
13	ENVEQ MIN	1.00000	-174.36764	0.00000	-739.20565
14	ENVEQ MAX	0.00000	692.67003	1446.92900	288.94009
14	ENVEQ MAX	0.10937	699.86935	1443.25400	256.61899
14	ENVEQ MAX	0.21875	707.06868	1439.57900	224.92466
14	ENVEQ MAX	0.32812	714.26800	1435.90400	193.47151
14	ENVEQ MAX	0.43750	721.46733	1432.22900	162.25952
14	ENVEQ MIN	0.00000	-174.15745	0.00000	-739.20565
14	ENVEQ MIN	0.10937	-181.35678	0.00000	-865.65117
14	ENVEQ MIN	0.21875	-188.55610	0.00000	-991.77514
14	ENVEQ MIN	0.32812	-195.75543	0.00000	-1117.57800
14	ENVEQ MIN	0.43750	-202.95475	0.00000	-1243.05800
15	ENVEQ MAX	0.42857	0.00000	757.11081	0.00000
15	ENVEQ MAX	0.57143	0.00000	756.21481	0.00000
15	ENVEQ MAX	0.71429	0.00000	755.09501	0.00000
15	ENVEQ MAX	0.85714	0.00000	753.75141	0.00000
15	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	752.18401	0.00000
15	ENVEQ MIN	0.42857	-2578.28000	-74.73411	-1946.91300
15	ENVEQ MIN	0.57143	-2567.97200	-73.36311	-1968.52700
15	ENVEQ MIN	0.71429	-2557.66400	-71.76831	-1990.38400
15	ENVEQ MIN	0.85714	-2547.35600	-69.94971	-2013.21600
15	ENVEQ MIN	1.00000	-2537.04800	-67.90731	-2036.46800
16	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	752.18420	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	750.63908	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	748.92570	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	747.04406	0.00000
16	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	744.99417	0.00000
16	ENVEQ MIN	0.00000	-2537.04900	-67.67705	-2036.46800
16	ENVEQ MIN	0.25000	-2528.08100	-65.71868	-2056.91100
16	ENVEQ MIN	0.50000	-2519.11300	-63.59205	-2077.56800
16	ENVEQ MIN	0.75000	-2510.14500	-61.29717	-2098.45200
16	ENVEQ MIN	1.00000	-2501.17700	-58.83402	-2119.58000
17	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	856.01179	0.00000
17	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	848.81874	0.00000
17	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	840.09280	0.00000
17	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	829.83396	0.00000

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	818.04222	0.00000
17	ENVEQ MIN	0.00000	-2654.38100	-4.70350	-2119.58000
17	ENVEQ MIN	0.25000	-2627.37400	0.00000	-2216.33600
17	ENVEQ MIN	0.50000	-2600.36700	0.00000	-2315.82900
17	ENVEQ MIN	0.75000	-2573.36000	0.00000	-2418.46200
17	ENVEQ MIN	1.00000	-2546.35300	0.00000	-2524.63500
18	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1027.89700	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1014.57900	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	999.74041	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	984.15200	0.00000
18	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	967.51765	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.00000	-2703.84100	0.00000	-2524.63500
18	ENVEQ MIN	0.25000	-2676.83400	0.00000	-2673.76000
18	ENVEQ MIN	0.50000	-2649.82700	0.00000	-2906.57600
18	ENVEQ MIN	0.75000	-2622.82000	0.00000	-3166.39900
18	ENVEQ MIN	1.00000	-2595.81300	0.00000	-3421.73600
19	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1218.97500	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1203.55100	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1187.02200	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1169.38800	0.00000
19	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1150.65000	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.00000	-2757.66700	0.00000	-3421.73600
19	ENVEQ MIN	0.25000	-2734.57700	0.00000	-3692.73300
19	ENVEQ MIN	0.50000	-2711.48700	0.00000	-3959.91200
19	ENVEQ MIN	0.75000	-2706.26300	0.00000	-4223.02800
19	ENVEQ MIN	1.00000	-2707.84900	0.00000	-4481.83100
20	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1150.65000	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1147.36200	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1144.04200	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1140.69200	0.00000
20	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1137.31000	0.00000
20	ENVEQ MIN	0.00000	-2707.84900	0.00000	-4481.83100
20	ENVEQ MIN	0.25000	-2708.09700	0.00000	-4525.28900
20	ENVEQ MIN	0.50000	-2708.30100	0.00000	-4568.61600
20	ENVEQ MIN	0.75000	-2708.46100	0.00000	-4611.80800
20	ENVEQ MIN	1.00000	-2708.57900	0.00000	-4654.86600
21	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1350.15800	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1342.29500	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1334.26400	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1326.06500	0.00000
21	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1317.69700	0.00000
21	ENVEQ MIN	0.00000	-2872.98800	0.00000	-4654.86600
21	ENVEQ MIN	0.25000	-2873.09400	0.00000	-4771.50900
21	ENVEQ MIN	0.50000	-2872.97300	0.00000	-4887.42600
21	ENVEQ MIN	0.75000	-2872.62400	0.00000	-5002.60000
21	ENVEQ MIN	1.00000	-2872.04900	0.00000	-5117.01800
22	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1317.69800	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.10714	0.00000	1310.35000	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.21429	0.00000	1302.88000	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.32143	0.00000	1295.28700	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.42857	0.00000	1287.57100	0.00000
22	ENVEQ MIN	0.00000	-2872.05000	0.00000	-5117.01800
22	ENVEQ MIN	0.10714	-2871.45600	0.00000	-5215.03500
22	ENVEQ MIN	0.21429	-2870.86200	0.00000	-5312.47000
22	ENVEQ MIN	0.32143	-2870.26800	0.00000	-5409.31400
22	ENVEQ MIN	0.42857	-2869.67400	0.00000	-5505.55600
23	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.81250	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.87500	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.93750	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MIN	0.75000	-1319.04900	-2586.73500	-4374.70400
23	ENVEQ MIN	0.81250	-1316.51700	-2563.42800	-4245.95000
23	ENVEQ MIN	0.87500	-1313.98500	-2540.12000	-4118.36100
23	ENVEQ MIN	0.93750	-1311.45300	-2516.81300	-3991.93800
23	ENVEQ MIN	1.00000	-1308.92100	-2493.50500	-3866.68000
24	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MIN	0.00000	-1308.92100	-2493.50600	-3866.68000
24	ENVEQ MIN	0.25000	-1306.12300	-2467.79700	-3729.62400
24	ENVEQ MIN	0.50000	-1303.32500	-2442.18000	-3593.98700
24	ENVEQ MIN	0.75000	-1300.52700	-2416.65400	-3459.76200
24	ENVEQ MIN	1.00000	-1297.73000	-2391.21900	-3326.94500
25	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MIN	0.00000	-1315.57900	-2391.12900	-3326.94500
25	ENVEQ MIN	0.25000	-1312.04700	-2359.15000	-3161.28000
25	ENVEQ MIN	0.50000	-1308.51500	-2327.31700	-2997.84000
25	ENVEQ MIN	0.75000	-1304.98300	-2295.63000	-2836.61600
25	ENVEQ MIN	1.00000	-1301.45000	-2264.09000	-2677.59600
26	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	31.27742
26	ENVEQ MIN	0.00000	-1301.45000	-2264.09100	-2677.59600
26	ENVEQ MIN	0.25000	-1292.05700	-2180.40300	-2265.36900
26	ENVEQ MIN	0.50000	-1282.66300	-2096.71400	-1868.66700
26	ENVEQ MIN	0.75000	-1273.26900	-2013.02600	-1487.48800
26	ENVEQ MIN	1.00000	-1263.87500	-1929.33800	-1121.83400
27	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	31.27740
27	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	201.41163
27	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	422.87638
27	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	797.37609
27	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	1142.58200
27	ENVEQ MIN	0.00000	-1283.02000	-1929.21100	-1121.83400
27	ENVEQ MIN	0.25000	-1270.10700	-1814.16700	-644.55346
27	ENVEQ MIN	0.50000	-1257.19300	-1699.12400	-260.00648
27	ENVEQ MIN	0.75000	-1244.28000	-1584.08100	-66.50564
27	ENVEQ MIN	1.00000	-1231.36700	-1469.03800	0.00000
28	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	1142.58200
28	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	1458.70400
28	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	1745.43300
28	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	2002.76800
28	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	2230.70900
28	ENVEQ MIN	0.00000	-1251.80400	-1468.86900	0.00000
28	ENVEQ MIN	0.25000	-1238.87800	-1353.71300	0.00000
28	ENVEQ MIN	0.50000	-1225.95300	-1238.55700	0.00000
28	ENVEQ MIN	0.75000	-1213.02700	-1123.40100	0.00000
28	ENVEQ MIN	1.00000	-1200.10100	-1008.24500	0.00000
29	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	2230.70900
29	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	2429.20400
29	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	2598.30600
29	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	2738.01300
29	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	2848.32700
29	ENVEQ MIN	0.00000	-1221.80000	-1008.03800	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.25000	-1208.87400	-892.88170	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.50000	-1195.94800	-777.72567	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.75000	-1183.02200	-662.56963	0.00000
29	ENVEQ MIN	1.00000	-1170.09700	-547.41359	0.00000
30	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	2848.32700
30	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	2929.18800
30	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	2980.65600
30	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	38.78283	3002.73000
30	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	91.38409	2995.41000
30	ENVEQ MIN	0.00000	-1193.02700	-547.18082	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.25000	-1180.10100	-432.02478	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.50000	-1167.17500	-316.86875	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.75000	-1154.24900	-201.71271	0.00000
30	ENVEQ MIN	1.00000	-1165.45500	-87.22836	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	87.22629	2995.41000
31	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	201.70840	3002.73100
31	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	316.86443	2980.65800
31	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	432.02047	2929.19200
31	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	547.17651	2848.33200
31	ENVEQ MIN	0.00000	-1165.45500	-91.38775	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.25000	-1154.24900	-38.78461	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.50000	-1167.17500	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.75000	-1180.10100	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MIN	1.00000	-1193.02700	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	547.40928	2848.33200
32	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	662.56532	2738.01900
32	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	777.72136	2598.31200
32	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	892.87739	2429.21200
32	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1008.03300	2230.71800
32	ENVEQ MIN	0.00000	-1170.09700	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.25000	-1183.02300	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.50000	-1195.94900	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.75000	-1208.87400	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MIN	1.00000	-1221.80000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1008.24000	2230.71800
33	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1123.28400	2003.01600
33	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1238.32700	1745.97700
33	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1353.37000	1459.60200
33	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1468.41300	1143.89100
33	ENVEQ MIN	0.00000	-1200.10100	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.25000	-1213.01400	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.50000	-1225.92800	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.75000	-1238.84100	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MIN	1.00000	-1251.75400	0.00000	0.00000
34	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1468.58200	1143.89100
34	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1583.73800	798.44872
34	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1698.89400	423.65452
34	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1814.05000	201.58042
34	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1929.20600	31.28573
34	ENVEQ MIN	0.00000	-1231.31600	0.00000	0.00000
34	ENVEQ MIN	0.25000	-1244.24100	0.00000	-65.94866
34	ENVEQ MIN	0.50000	-1257.16700	0.00000	-259.60742
34	ENVEQ MIN	0.75000	-1270.09300	0.00000	-644.08385
34	ENVEQ MIN	1.00000	-1283.01900	0.00000	-1121.81700
35	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1929.33300	31.28574

26	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
35	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	2096.71000	0.00000
35	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	2180.39800	0.00000
35	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	2264.08700	0.00000
35	ENVEQ MIN	0.00000	-1263.87500	0.00000	-1121.81700
35	ENVEQ MIN	0.25000	-1273.26800	0.00000	-1487.47000
35	ENVEQ MIN	0.50000	-1282.66200	0.00000	-1868.64800
35	ENVEQ MIN	0.75000	-1292.05600	0.00000	-2265.35000
35	ENVEQ MIN	1.00000	-1301.45000	0.00000	-2677.57600
36	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	2264.08500	0.00000
36	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2295.62600	0.00000
36	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	2327.31300	0.00000
36	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	2359.14600	0.00000
36	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	2391.12500	0.00000
36	ENVEQ MIN	0.00000	-1301.45000	0.00000	-2677.57600
36	ENVEQ MIN	0.25000	-1304.98200	0.00000	-2836.59500
36	ENVEQ MIN	0.50000	-1308.51400	0.00000	-2997.81900
36	ENVEQ MIN	0.75000	-1312.04600	0.00000	-3161.25800
36	ENVEQ MIN	1.00000	-1315.57800	0.00000	-3326.92300
37	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	2391.21500	0.00000
37	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2416.64900	0.00000
37	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	2442.17600	0.00000
37	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	2467.79300	0.00000
37	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	2493.50200	0.00000
37	ENVEQ MIN	0.00000	-1297.72900	0.00000	-3326.92300
37	ENVEQ MIN	0.25000	-1300.52700	0.00000	-3459.74000
37	ENVEQ MIN	0.50000	-1303.32500	0.00000	-3593.96500
37	ENVEQ MIN	0.75000	-1306.12300	0.00000	-3729.60200
37	ENVEQ MIN	1.00000	-1308.92000	0.00000	-3866.65800
38	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	2493.50100	0.00000
38	ENVEQ MAX	0.06250	0.00000	2516.80800	0.00000
38	ENVEQ MAX	0.12500	0.00000	2540.11600	0.00000
38	ENVEQ MAX	0.18750	0.00000	2563.42300	0.00000
38	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2586.73100	0.00000
38	ENVEQ MIN	0.00000	-1308.92100	0.00000	-3866.65800
38	ENVEQ MIN	0.06250	-1311.45300	0.00000	-3991.91500
38	ENVEQ MIN	0.12500	-1313.98500	0.00000	-4118.33800
38	ENVEQ MIN	0.18750	-1316.51700	0.00000	-4245.92700
38	ENVEQ MIN	0.25000	-1319.04900	0.00000	-4374.68100
39	ENVEQ MAX	0.57143	0.00000	0.00000	0.00000
39	ENVEQ MAX	0.67857	0.00000	0.00000	0.00000
39	ENVEQ MAX	0.78571	0.00000	0.00000	0.00000
39	ENVEQ MAX	0.89286	0.00000	0.00000	0.00000
39	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
39	ENVEQ MIN	0.57143	-2869.66900	-1287.57200	-5505.53000
39	ENVEQ MIN	0.67857	-2870.26300	-1295.28700	-5409.28800
39	ENVEQ MIN	0.78571	-2870.85700	-1302.88000	-5312.44400
39	ENVEQ MIN	0.89286	-2871.45100	-1310.35000	-5215.00900
39	ENVEQ MIN	1.00000	-2872.04500	-1317.69800	-5116.99200
40	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
40	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
40	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
40	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
40	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
40	ENVEQ MIN	0.00000	-2872.04400	-1317.69700	-5116.99200
40	ENVEQ MIN	0.25000	-2872.62000	-1326.06500	-5002.57400
40	ENVEQ MIN	0.50000	-2872.96800	-1334.26400	-4887.40000
40	ENVEQ MIN	0.75000	-2873.09000	-1342.29500	-4771.48400
40	ENVEQ MIN	1.00000	-2872.98400	-1350.15800	-4654.84000
41	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
41	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
41	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
41	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
41	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
41	ENVEQ MIN	0.00000	-2708.57100	-1137.31100	-4654.84000
41	ENVEQ MIN	0.25000	-2708.45400	-1140.69300	-4611.78200
41	ENVEQ MIN	0.50000	-2708.29300	-1144.04400	-4568.59000
41	ENVEQ MIN	0.75000	-2708.08900	-1147.36300	-4525.26300
41	ENVEQ MIN	1.00000	-2707.84100	-1150.65100	-4481.80500
42	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
42	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
42	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
42	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
42	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
42	ENVEQ MIN	0.00000	-2707.84100	-1150.65100	-4481.80500
42	ENVEQ MIN	0.25000	-2706.25500	-1169.39000	-4223.00100
42	ENVEQ MIN	0.50000	-2711.47800	-1187.02400	-3959.88600
42	ENVEQ MIN	0.75000	-2734.56800	-1203.55200	-3692.70500
42	ENVEQ MIN	1.00000	-2757.65800	-1218.97600	-3421.70800
43	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
43	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
43	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
43	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
43	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
43	ENVEQ MIN	0.00000	-2595.80000	-967.52094	-3421.70800
43	ENVEQ MIN	0.25000	-2622.80700	-984.15529	-3166.37000
43	ENVEQ MIN	0.50000	-2649.81400	-999.74370	-2906.54700
43	ENVEQ MIN	0.75000	-2676.82100	-1014.58200	-2673.73000

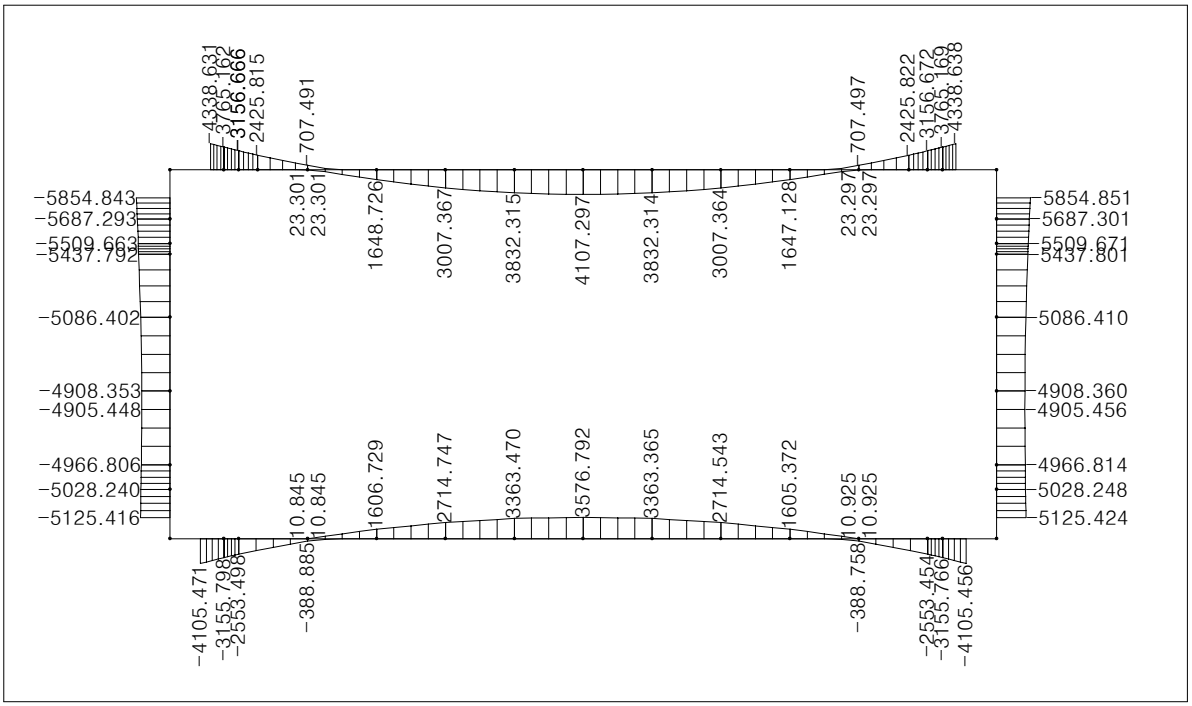
35	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2013.02200	0.00000
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
44	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
44	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
44	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
44	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	4.70155	0.00000
44	ENVEQ MIN	0.00000	-2546.33500	-818.04713	-2524.60400
44	ENVEQ MIN	0.25000	-2573.34200	-829.83887	-2418.43000
44	ENVEQ MIN	0.50000	-2600.34900	-840.09771	-2315.79600
44	ENVEQ MIN	0.75000	-2627.35600	-848.82365	-2216.30100
44	ENVEQ MIN	1.00000	-2654.36300	-856.01670	-2119.54400
45	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	58.83173	0.00000
45	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	61.29487	0.00000
45	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	63.58976	0.00000
45	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	65.71638	0.00000
45	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	67.67475	0.00000
45	ENVEQ MIN	0.00000	-2501.15400	-744.99974	-2119.54400
45	ENVEQ MIN	0.25000	-2510.12200	-747.04963	-2098.41600
45	ENVEQ MIN	0.50000	-2519.09000	-748.93127	-2077.53100
45	ENVEQ MIN	0.75000	-2528.05800	-750.64465	-2056.87400
45	ENVEQ MIN	1.00000	-2537.02600	-752.18977	-2036.43100
46	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	67.90501	0.00000
46	ENVEQ MAX	0.14286	0.00000	69.94741	0.00000
46	ENVEQ MAX	0.28571	0.00000	71.76601	0.00000
46	ENVEQ MAX	0.42857	0.00000	73.36081	0.00000
46	ENVEQ MAX	0.57143	0.00000	74.73181	0.00000
46	ENVEQ MIN	0.00000	-2537.02500	-752.18958	-2036.43100
46	ENVEQ MIN	0.14286	-2547.33300	-753.75698	-2013.17800
46	ENVEQ MIN	0.28571	-2557.64100	-755.10058	-1990.34500
46	ENVEQ MIN	0.42857	-2567.94900	-756.22038	-1968.48800
46	ENVEQ MIN	0.57143	-2578.25700	-757.11638	-1946.87400

43	ENVEQ MIN	1.00000	-2703.82800	-1027.90000	-2524.60400
44	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

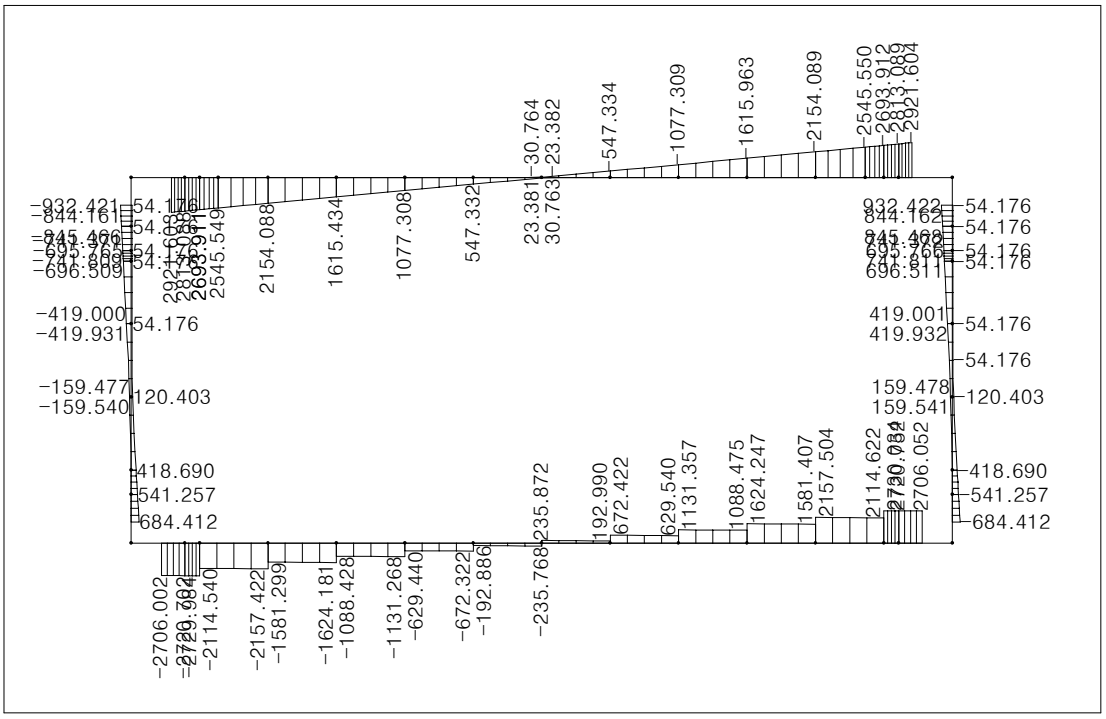
21. 단면력정리

21.1 상시

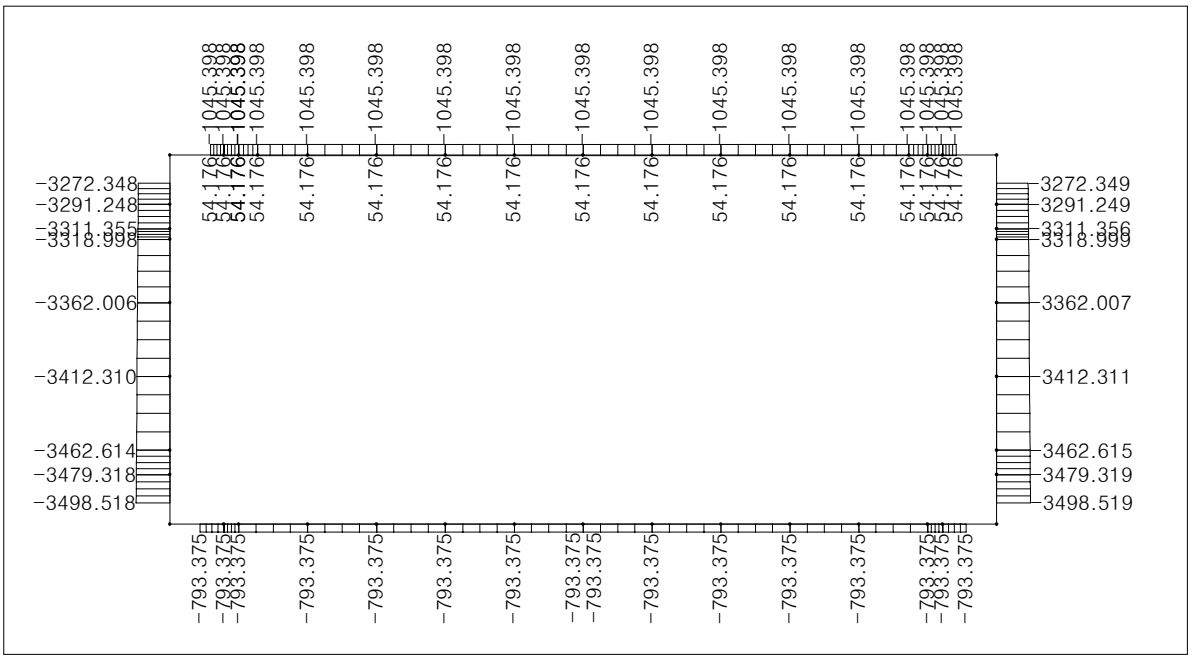
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



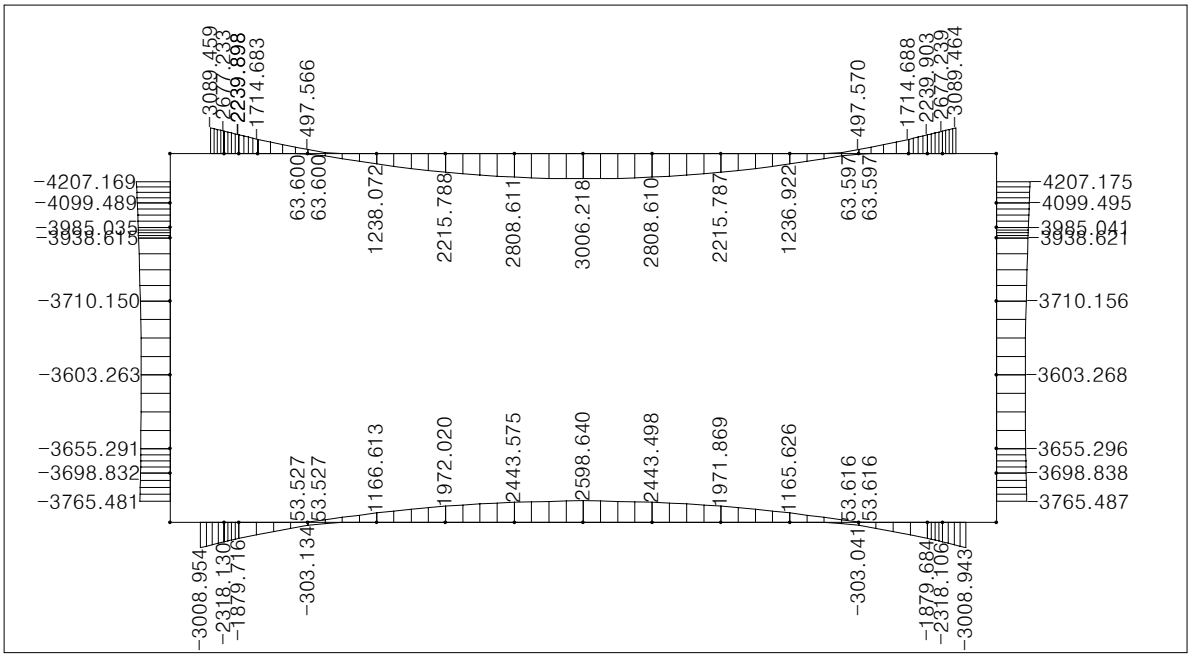
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

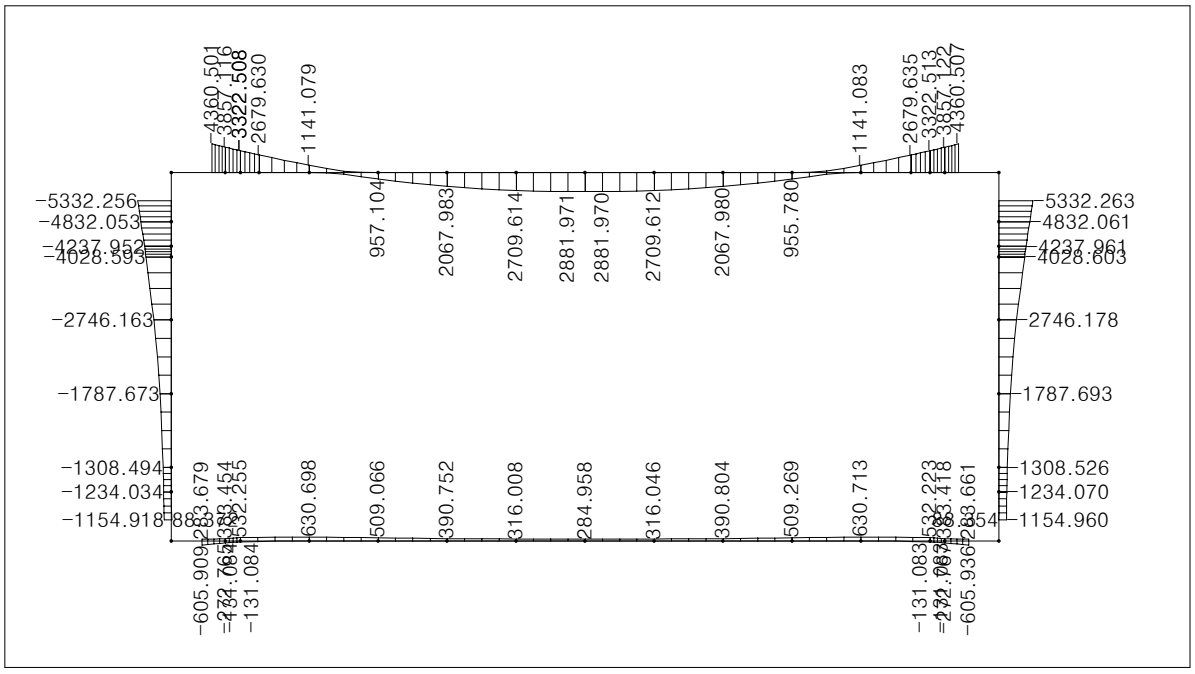


5) 단면력 정리

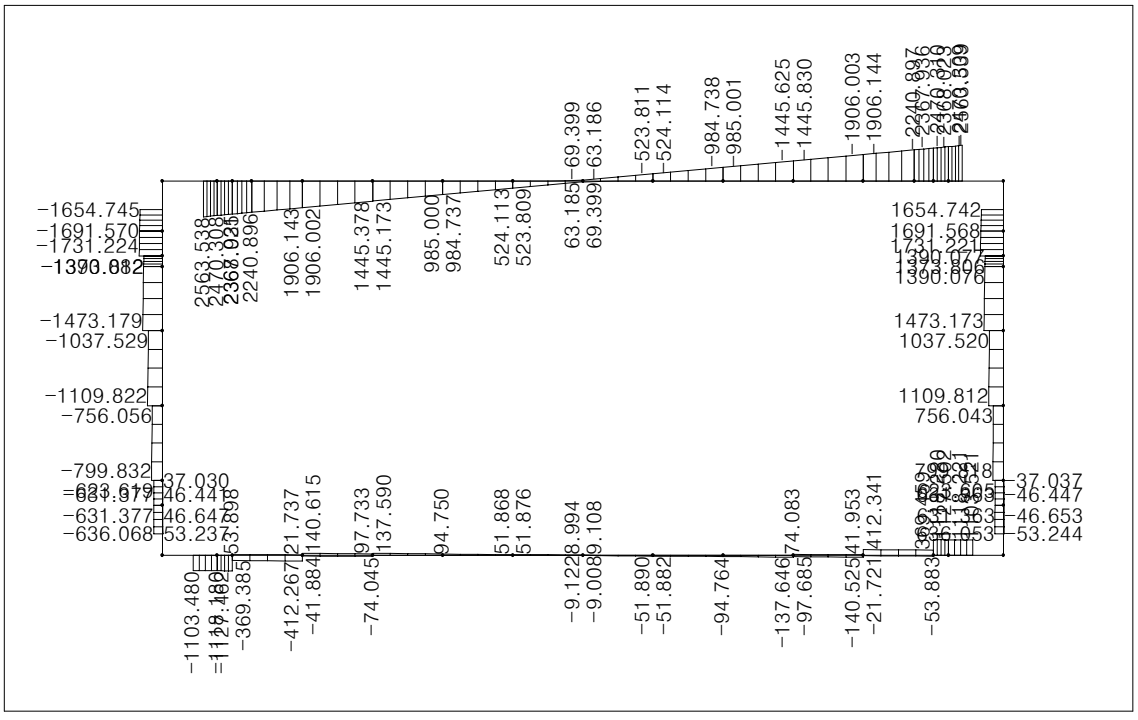
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	3765.16	2123.31	1045.40	2677.23	1000.00	1566.67	
		중앙부	2	4107.30	30.76	1045.40	3006.22	1000.00	1400.00	
		우측	3	3765.17	2123.34	1045.40	2677.24	1000.00	1566.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	0.00	1583.75	793.38	0.00	1000.00	1400.00	
		좌측 (하면)	5	3155.80	1583.75	793.38	2318.13	1000.00	1400.00	
		중앙부	6	3576.79	235.87	793.38	2598.64	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	7	0.00	1583.86	793.38	0.00	1000.00	1400.00	
		우측 (하면)	8	3155.77	1583.86	793.38	2318.11	1000.00	1400.00	
좌측 벽체	1 층	상부	9	5687.29	387.43	3291.25	4099.49	1000.00	1766.67	
		중앙부	10	4948.38	255.14	3387.16	3620.53	1000.00	1600.00	
		하부	11	5028.24	176.35	3479.32	3698.83	1000.00	1600.00	
우측 벽체	1 층	상부	12	5687.30	387.43	3291.25	4099.50	1000.00	1756.00	
		중앙부	13	4948.39	255.14	3387.16	3620.54	1000.00	1600.00	
		하부	14	5028.25	176.35	3479.32	3698.84	1000.00	1600.00	

21.2 지진시(기능수행)

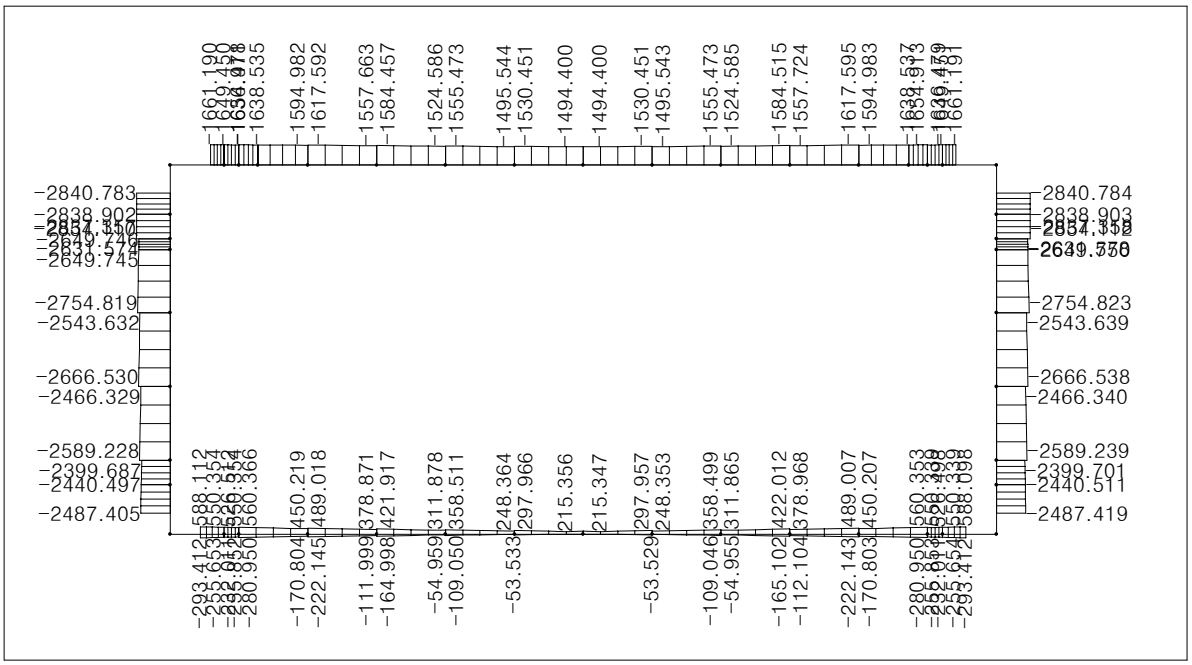
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

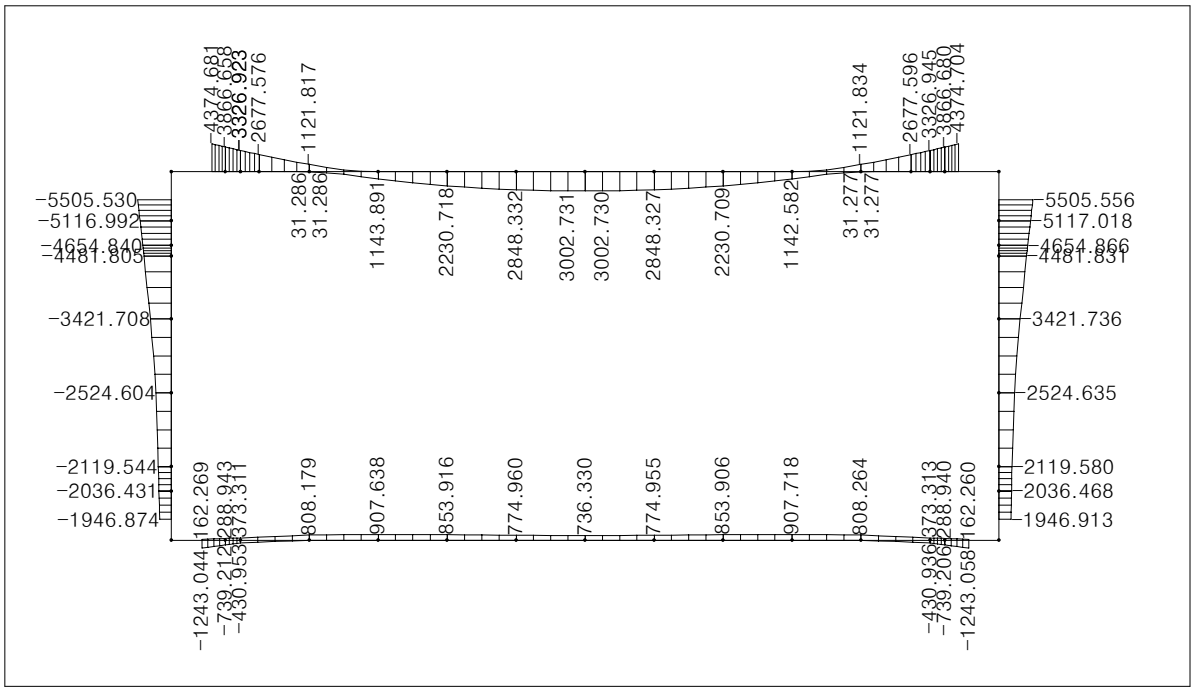


4) 단면력 정리

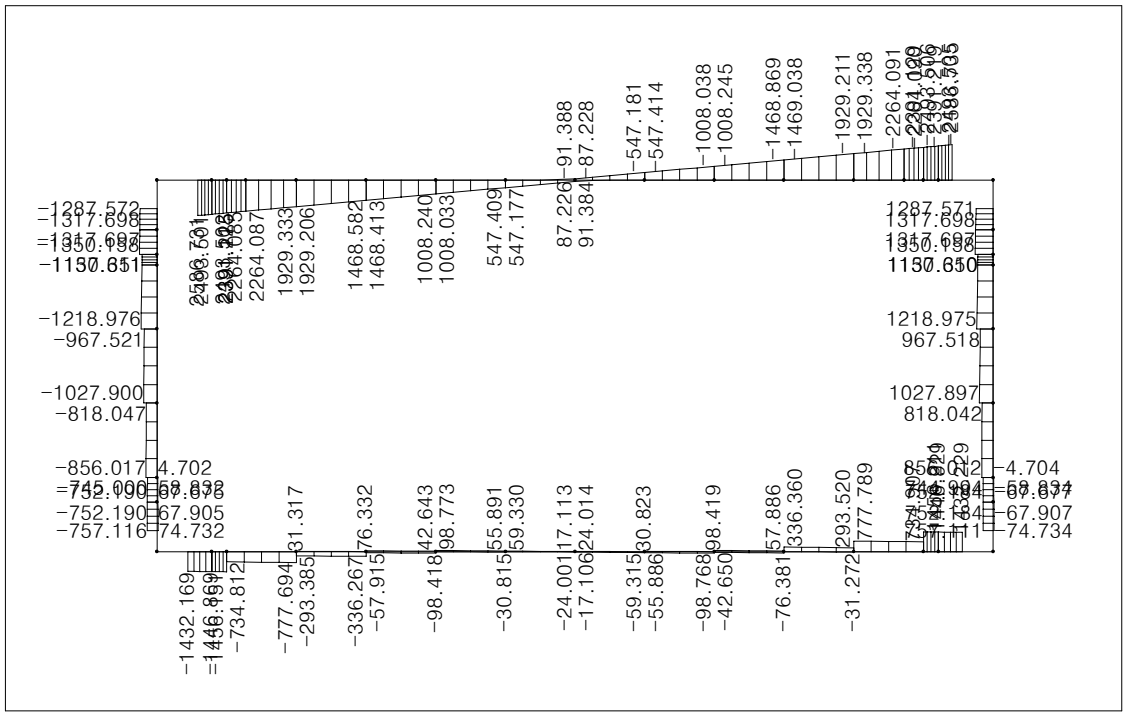
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	3857.12	1879.68	1649.45	1000.00	1566.67	
		중앙부	2	2880.64	69.40	1509.38	1000.00	1400.00	
		우측	3	3857.12	1879.71	1649.45	1000.00	1566.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	383.45	138.16	550.35	1000.00	1400.00	
		좌측 (하면)	5	272.77	138.16	550.35	1000.00	1400.00	
		중앙부	6	284.96	9.12	239.79	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	7	383.42	138.08	550.34	1000.00	1400.00	
		우측 (하면)	8	272.77	138.08	550.34	1000.00	1400.00	
좌측 벽체	1 층	상부	9	4832.05	1045.54	2838.90	1000.00	1766.67	
		중앙부	10	2197.75	1076.50	2605.08	1000.00	1600.00	
		하부	11	1234.03	1103.59	2440.50	1000.00	1600.00	
우측 벽체	1 층	상부	12	4832.06	1045.53	2838.90	1000.00	1756.00	
		중앙부	13	2197.77	1076.49	2605.09	1000.00	1600.00	
		하부	14	1234.07	1103.58	2440.51	1000.00	1600.00	

21.3 지진시(붕괴방지)

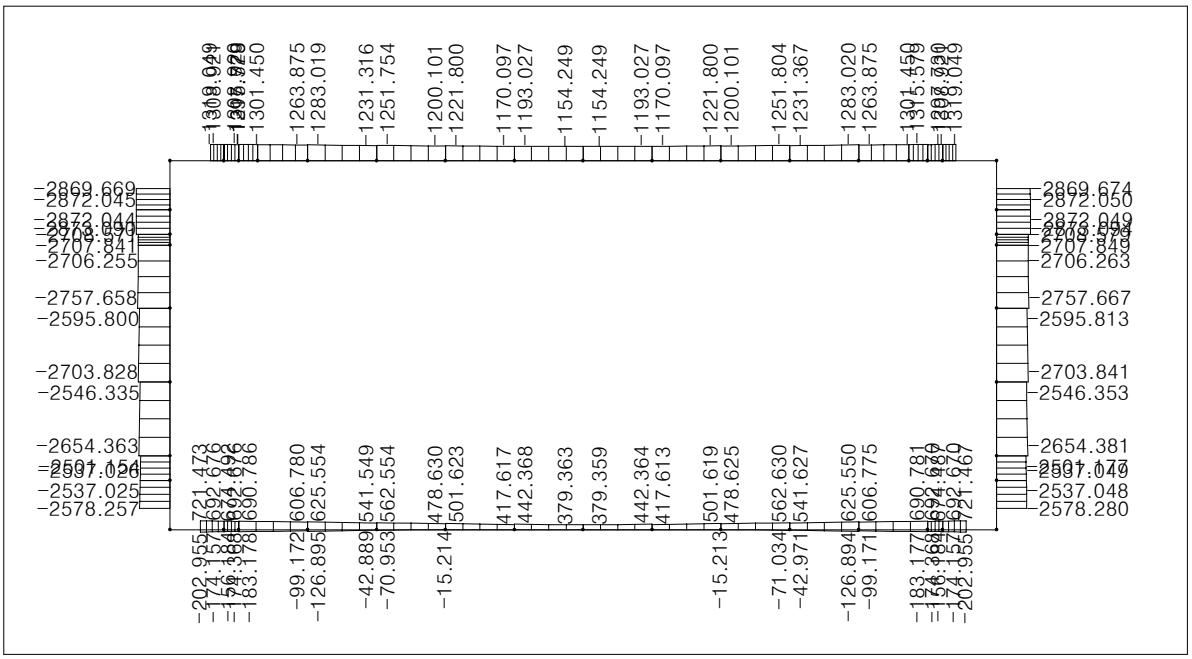
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	3866.66	1902.89	1308.92	1000.00	1566.67	
		중앙부	2	2995.41	91.39	1165.46	1000.00	1400.00	
		우측	3	3866.68	1902.92	1308.92	1000.00	1566.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	288.94	295.84	692.68	1000.00	1400.00	
		좌측 (하면)	5	739.21	295.84	692.68	1000.00	1400.00	
		중앙부	6	736.33	24.01	384.64	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	7	288.94	295.97	692.67	1000.00	1400.00	
		우측 (하면)	8	739.21	295.97	692.67	1000.00	1400.00	
좌측 벽체	1 층	상부	9	5116.99	974.12	2872.04	1000.00	1766.67	
		중앙부	10	2906.55	999.74	2649.81	1000.00	1600.00	
		하부	11	2036.43	1022.61	2537.03	1000.00	1600.00	
우측 벽체	1 층	상부	12	5117.02	974.12	2872.05	1000.00	1756.00	
		중앙부	13	2906.58	999.74	2649.83	1000.00	1600.00	
		하부	14	2036.47	1022.61	2537.05	1000.00	1600.00	

21.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-3765.16	-	-3866.66	-3857.12	-3866.66	
		중앙부	2	4107.30	-	2995.41	2880.64	4107.30	
		우측	3	-3765.17	-	-3866.68	-3857.12	-3866.68	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	-	-	288.94	383.45	383.45	
		좌측 (하면)	5	-3155.80	-	-739.21	-272.77	-3155.80	
		중앙부	6	3576.79	-	736.33	284.96	3576.79	
		우측 (상면)	7	-	-	288.94	383.42	383.42	
		우측 (하면)	8	-3155.77	-	-739.21	-272.77	-3155.77	
좌측 벽체	1 층	상부	9	-5687.29	-	-5116.99	-4832.05	-5687.29	
		중앙부	10	-4948.38	-	-2906.55	-2197.75	-4948.38	
		하부	11	-5028.24	-	-2036.43	-1234.03	-5028.24	
우측 벽체	1 층	상부	12	-5687.30	-	-5117.02	-4832.06	-5687.30	
		중앙부	13	-4948.39	-	-2906.58	-2197.77	-4948.39	
		하부	14	-5028.25	-	-2036.47	-1234.07	-5028.25	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	2123.31	-	1902.89	1879.68	2123.31	
		중앙부	2	-30.76	-	-91.39	-69.40	-91.39	
		우측	3	-2123.34	-	-1902.92	-1879.71	-2123.34	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	-1583.75	-	-295.84	138.16	-1583.75	
		좌측 (하면)	5	-1583.75	-	-295.84	138.16	-1583.75	
		중앙부	6	235.87	-	24.01	-9.12	235.87	
		우측 (상면)	7	1583.86	-	295.97	-138.08	1583.86	
		우측 (하면)	8	1583.86	-	295.97	-138.08	1583.86	
좌측 벽체	1 층	상부	9	-387.43	-	-974.12	-1045.54	-1045.54	
		중앙부	10	-255.14	-	-999.74	-1076.50	-1076.50	
		하부	11	-176.35	-	-1022.61	-1103.59	-1103.59	
우측 벽체	1 층	상부	12	387.43	-	974.12	1045.53	1045.53	
		중앙부	13	255.14	-	999.74	1076.49	1076.49	
		하부	14	176.35	-	1022.61	1103.58	1103.58	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-1045.40	-	-1308.92	-1649.45	-1649.45	
		중앙부	2	-1045.40	-	-1165.46	-1509.38	-1509.38	
		우측	3	-1045.40	-	-1308.92	-1649.45	-1649.45	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	-793.38	-	692.68	550.35	-793.38	
		좌측 (하면)	5	-793.38	-	692.68	550.35	-793.38	
		중앙부	6	-793.38	-	384.64	239.79	-793.38	
		우측 (상면)	7	-793.38	-	692.67	550.34	-793.38	
		우측 (하면)	8	-793.38	-	692.67	550.34	-793.38	
좌측 벽체	1 층	상부	9	-3291.25	-	-2872.04	-2838.90	-3291.25	
		중앙부	10	-3387.16	-	-2649.81	-2605.08	-3387.16	
		하부	11	-3479.32	-	-2537.03	-2440.50	-3479.32	
우측 벽체	1 층	상부	12	-3291.25	-	-2872.05	-2838.90	-3291.25	
		중앙부	13	-3387.16	-	-2649.83	-2605.09	-3387.16	
		하부	14	-3479.32	-	-2537.05	-2440.51	-3479.32	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-2677.23	-	-	-	-2677.23	
		중앙부	2	3006.22	-	-	-	3006.22	
		우측	3	-2677.24	-	-	-	-2677.24	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	5	-2318.13	-	-	-	-2318.13	
		중앙부	6	2598.64	-	-	-	2598.64	
		우측 (상면)	7	-	-	-	-	-	
		우측 (하면)	8	-2318.11	-	-	-	-2318.11	
좌측 벽체	1 층	상부	9	-4099.49	-	-	-	-4099.49	
		중앙부	10	-3620.53	-	-	-	-3620.53	
		하부	11	-3698.83	-	-	-	-3698.83	
우측 벽체	1 층	상부	12	-4099.50	-	-	-	-4099.50	
		중앙부	13	-3620.54	-	-	-	-3620.54	
		하부	14	-3698.84	-	-	-	-3698.84	

22. 단면검토

22.1 상부슬래브 좌측

22.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	140	cm	· 헌치 =	50	cm			
· Mu =	3866.658	kN.m	· Vu =	2123.310	kN	· M =	2677.233	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	146.7	cm	· 전단력 d =	125.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 79.455 cm^2 [p = 0.00542]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 51.333 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 47.667 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 19.583 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 51.333 cm^2 > 19.583 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 105.94 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	TOTAL				=	127.072	cm^2	[p = 0.008664	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.012 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5858.211 kN.m > Mu = 3866.66 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 811.9 kN < Vu = 2123.31 kN

· 1/2·Φv Vc = 405.95 kN < Vu = 2123.31 kN

[∵ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 5.246 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 5.246 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 811.9 + 1432.5 = 2244.4 kN > Vu = 2123.31 kN

Rm = Md / Mu = 1.52 Rs = Φv Vn / Vu = 1.057

22.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.008664 + √ [2 × 0.061 + 0.061 ^{2}] = 0.293

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.293 / 3 = 0.902

fs = M / [As·d·j]

= 2677.233 × 1000 / [127.072 × 146.7 × 0.902] = 159.26 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 159.3) − 2.5 x 84 = 284 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 159.3) = 396 mm > 125 mm ∴ O.K.

22.2 상부슬래브 중앙부

22.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	140	cm						
· Mu =	4107.297	kN.m	· Vu =	91.388	kN	· M =	3006.218	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	132.0	cm	· 전단력 d =	127.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 94.036 cm^2 [p = 0.00712]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 46.2 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 42.9 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 17.5 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 46.2 cm^2 > 17.5 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 125.381 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	TOTAL				=	127.072	cm^2	[p = 0.0096267	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0122 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5224.545 kN.m > Mu = 4107.30 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 824.89 kN > Vu = 91.388 kN

· 1/2·Φv Vc = 412.45 kN > Vu = 91.388 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 824.89 + 727.71 = 1552.6 kN > Vu = 91.39 kN

Rm = Md / Mu = 1.27 Rs = Φv Vn / Vu = 16.989

22.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.0096267 + √ [2 × 0.067 + 0.067 ^{2}] = 0.306

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.306 / 3 = 0.898

fs = M / [As·d·j]

= 3006.218 × 1000 / [127.072 × 132 × 0.898] = 199.58 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 199.6) − 2.5 x 64 = 235 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 199.6) = 316 mm > 125 mm ∴ O.K.

22.3 상부슬래브 우측

22.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	140	cm	· 헌치 =	50	cm			
· Mu =	3866.680	kN.m	· Vu =	2123.341	kN	· M =	2677.239	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	146.7	cm	· 전단력 d =	125.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 79.455 cm^2 [p = 0.00542]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 51.333 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 47.667 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 19.583 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 51.333 cm^2 > 19.583 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 105.94 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	TOTAL				=	127.072	cm^2	[p = 0.008664	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.012 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5858.211 kN.m > Mu = 3866.68 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 811.9 kN < Vu = 2123.341 kN

· 1/2·Φv Vc = 405.95 kN < Vu = 2123.341 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 5.246 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 5.246 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 811.9 + 1432.5 = 2244.4 kN > Vu = 2123.34 kN

Rm = Md / Mu = 1.52 Rs = Φv Vn / Vu = 1.057

22.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.008664 + √ [2 × 0.061 + 0.061 ^{2}] = 0.293

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.293 / 3 = 0.902

fs = M / [As·d·j]

= 2677.239 × 1000 / [127.072 × 146.7 × 0.902] = 159.26 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 159.3) − 2.5 x 84 = 284 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 159.3) = 396 mm > 125 mm ∴ O.K.

22.4 하부슬래브 좌측(상면)

22.4.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	140	cm				
·	Mu =	383.454	kN.m	·	Vu =	1583.749	kN				
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	3	단	
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	132.0	cm	· 전단력 d =	122.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 8.779 cm^2 [p = 0.00067]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	= 0.0035	⇒ MIN	As =	46.2 cm^2	
Pmin2	= 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒ MIN	As =	42.9 cm^2	
Pmin3	= 0.0025·B·t		⇒ MIN	As =	17.5 cm^2	[일면 As]
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	= 0.0035	⇒ MIN	As =	46.2 cm^2	> 17.5 cm^2
		4/3·Req As	⇒ MIN	As =	11.705 cm^2	

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

∴ USE As =	H	32	@	125	=	31.768 cm^2	[4.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
	H	25	@	125	=	20.268 cm^2	[4.0	EA/m]
				TOTAL	=	115.572 cm^2	[p = 0.0087555	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 20.143 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 23.698 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0137 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4791.117 kN.m > Mu = 383.45 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 792.41 kN < Vu = 1583.749 kN

· 1/2·Φv Vc = 396.21 kN < Vu = 1583.749 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 3.243 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 3.243 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 792.41 + 969.17 = 1761.58 kN > Vu = 1583.75 kN

Rm = Md / Mu = 12.49 Rs = Φv Vn / Vu = 1.1123

22.5 하부슬래브 좌측(하면)

22.5.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	140	cm				
·	Mu =	3155.798	kN.m	·	Vu =	1583.749	kN	· M =	2318.130	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	2	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	130.0	cm	· 전단력 d =	125.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 73.946 cm^2 [p = 0.00569]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 45.5 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 42.25 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 17.5 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 45.5 cm^2 > 17.5 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 98.595 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.0097748	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.012 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5138.136 kN.m > Mu = 3155.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 811.9 kN < Vu = 1583.749 kN

· 1/2·Φv Vc = 405.95 kN < Vu = 1583.749 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 3.087 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 3.087 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 811.9 + 993 = 1804.9 kN > Vu = 1583.75 kN

Rm = Md / Mu = 1.63 Rs = Φv Vn / Vu = 1.1396

22.5.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.0097748 + √ [2 × 0.068 + 0.068 ^{2}] = 0.308

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.308 / 3 = 0.897

fs = M / [As·d·j]

= 2318.13 × 1000 / [127.072 × 130 × 0.897] = 156.44 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 156.4) − 2.5 x 84 = 293 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 156.4) = 403 mm > 125 mm ∴ O.K.

22.6 하부슬래브 중앙부

22.6.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	3576.792	kN.m	· Vu =	235.872	kN	· M =	2598.640	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	132.0	cm	· 전단력 d =	122.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 82.497 cm^2 [p = 0.00625]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 46.2 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 42.9 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 17.5 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 46.2 cm^2 > 17.5 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 109.996 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	31.768	cm^2	[4.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	31.768	cm^2	[4.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.0096267	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/c = 0.0122 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5224.545 kN.m > Mu = 3576.79 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 792.41 kN > Vu = 235.872 kN

· 1/2·Φv Vc = 396.21 kN > Vu = 235.872 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 792.41 + 484.58 = 1276.99 kN > Vu = 235.87 kN

Rm = Md / Mu = 1.46 Rs = Φv Vn / Vu = 5.4139

22.6.2 철근의 응력 산정

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

= - 7 × 0.0096267 + √ [2 × 0.067 + 0.067 ^{2}] = 0.306

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.306 / 3 = 0.898

fs = M / [As·d·j]

= 2598.64 × 1000 / [127.072 × 132 × 0.898] = 172.52 MPa

s = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 172.5) - 2.5 x 64 = 296 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 172.5) = 365 mm > 125 mm ∴ O.K.

22.7 하부슬래브 우측(상면)

22.7.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	140	cm				
·	Mu =	383.418	kN.m	·	Vu =	1583.855	kN				
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	3	단	
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	132.0	cm	· 전단력 d =	122.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 8.778 cm^2 [p = 0.00067]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 46.2 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 42.9 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 17.5 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 46.2 cm^2 > 17.5 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 11.704 cm^2

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

∴ USE As =	H	32	@	125	=	31.768	cm^2	[4.0	EA/m]
	H	29	@	125	=	25.696	cm^2	[4.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	25	@	125	=	20.268	cm^2	[4.0	EA/m]
				TOTAL	=	141.268	cm^2	[p = 0.0107021	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 24.622 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 28.967 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0107 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5748.797 kN.m > Mu = 383.42 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 792.41 kN < Vu = 1583.855 kN

· 1/2·Φv Vc = 396.21 kN < Vu = 1583.855 kN

[∵ 확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 3.244 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 3.244 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 792.41 + 969.17 = 1761.58 kN > Vu = 1583.86 kN

Rm = Md / Mu = 14.99 Rs = Φv Vn / Vu = 1.1122

22.8 하부슬래브 우측(하면)

22.8.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	140	cm				
·	Mu =	3155.766	kN.m	·	Vu =	1583.855	kN	· M =	2318.106	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	2	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	130.0	cm	· 전단력 d =	125.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 73.946 cm^2 [p = 0.00569]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 45.5 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 42.25 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 17.5 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 45.5 cm^2 > 17.5 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 98.595 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	TOTAL				=	127.072	cm^2	[p = 0.0097748]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.012 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5138.136 kN.m > Mu = 3155.77 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 811.9 kN < Vu = 1583.855 kN

· 1/2·Φv Vc = 405.95 kN < Vu = 1583.855 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 3.088 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 3.088 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 811.9 + 993 = 1804.9 kN > Vu = 1583.86 kN

Rm = Md / Mu = 1.63 Rs = Φv Vn / Vu = 1.1396

22.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.0097748 + √ [2 × 0.068 + 0.068 ^{2}] = 0.308

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.308 / 3 = 0.897

fs = M / [As·d·j]

= 2318.106 × 1000 / [127.072 × 130 × 0.897] = 156.44 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 156.4) − 2.5 x 84 = 293 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 156.4) = 403 mm > 125 mm ∴ O.K.

22.9 좌측벽체 상부

22.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	벽체	
· B =	100	cm	· H =	160	cm	· 헌치 =	50	cm
· Mu =	5687.293	kN.m	· Vu =	1045.539	kN	· M =	4099.489	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	166.7 cm	· 전단력 d =	145.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 103.136 cm^2 [p = 0.00619]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 58.333 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 54.167 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 22.083 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 58.333 cm^2 > 22.083 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 137.515 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm^2 [8.0 EA/m]

H 32 @ 125 = 63.536 cm^2 [8.0 EA/m]

TOTAL = 127.072 cm^2 [p = 0.0076243]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0143 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 6722.3 kN.m > Mu = 5687.29 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 941.8 kN < Vu = 1045.539 kN

· 1/2·Φv Vc = 470.9 kN < Vu = 1045.539 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.358 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.358 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 941.8 + 1151.88 = 2093.68 kN > Vu = 1045.54 kN

Rm = Md / Mu = 1.18 Rs = Φv Vn / Vu = 2.0025

22.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.0076243 + √ [2 × 0.053 + 0.053 ^{2}] = 0.278

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.278 / 3 = 0.907

fs = M / [As·d·j]

= 4099.489 × 1000 / [127.072 × 166.7 × 0.907] = 213.41 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 213.4) − 2.5 x 84 = 159 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 213.4) = 295 mm > 125 mm ∴ O.K.

22.10 좌측벽체 중앙부

22.10.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	벽체		
·	B =	100	cm	·	H =	160	cm				
·	Mu =	4948.378	kN.m	·	Vu =	1076.500	kN	· M =	3620.531	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	2	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	150.0	cm	· 전단력 d =	145.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 100.014 cm^2 [p = 0.00667]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 52.5 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 48.75 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 20 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 52.5 cm^2 > 20 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 133.352 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.0084715	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0143 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 6002.226 kN.m > Mu = 4948.38 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 941.8 kN < Vu = 1076.5 kN

· 1/2·Φv Vc = 470.9 kN < Vu = 1076.5 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.929 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.929 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 941.8 + 575.94 = 1517.74 kN > Vu = 1076.50 kN

Rm = Md / Mu = 1.21 Rs = Φv Vn / Vu = 1.4099

22.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.0084715 + √ [2 × 0.059 + 0.059 ^{2}] = 0.29

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.29 / 3 = 0.903

fs = M / [As·d·j]

= 3620.531 × 1000 / [127.072 × 150 × 0.903] = 210.35 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 210.4) − 2.5 x 84 = 164 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 210.4) = 300 mm > 125 mm ∴ O.K.

22.11 좌측벽체 하부

22.11.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	벽체		
·	B =	100	cm	·	H =	160	cm				
·	Mu =	5028.240	kN.m	·	Vu =	1103.587	kN	· M =	3698.832	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	2	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	150.0	cm	· 전단력 d =	145.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 101.628 cm^2 [p = 0.00678]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 52.5 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 48.75 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 20 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 52.5 cm^2 > 20 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 135.504 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.0084715	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/c = 0.0143 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 6002.226 kN.m > Mu = 5028.24 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 941.8 kN < Vu = 1103.587 kN

· 1/2·Φv Vc = 470.9 kN < Vu = 1103.587 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.558 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.558 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 941.8 + 1151.88 = 2093.68 kN > Vu = 1103.59 kN

Rm = Md / Mu = 1.19 Rs = Φv Vn / Vu = 1.8972

22.11.2 철근의 응력 산정

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

= - 7 × 0.0084715 + √ [2 × 0.059 + 0.059 ^{2}] = 0.29

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.29 / 3 = 0.903

fs = M / [As·d·j]

= 3698.832 × 1000 / [127.072 × 150 × 0.903] = 214.9 MPa

s = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 214.9) - 2.5 x 84 = 156 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 214.9) = 293 mm > 125 mm ∴ O.K.

22.12 우측벽체 상부

22.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	벽체				
· B =	100	cm	· H =	160	cm	· 헌치 =	50	cm			
· Mu =	5687.301	kN.m	· Vu =	1045.530	kN	· M =	4099.495	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	166.7	cm	· 전단력 d =	145.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 103.136 cm^2 [p = 0.00619]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 58.333 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 54.167 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 22.083 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 58.333 cm^2 > 22.083 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 137.515 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	TOTAL				=	127.072	cm^2	[p = 0.0076243]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0143 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 6722.3 kN.m > Mu = 5687.30 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 941.8 kN < Vu = 1045.53 kN

· 1/2·Φv Vc = 470.9 kN < Vu = 1045.53 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.358 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.358 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 941.8 + 1151.88 = 2093.68 kN > Vu = 1045.53 kN

Rm = Md / Mu = 1.18 Rs = Φv Vn / Vu = 2.0025

22.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.0076243 + √ [2 × 0.053 + 0.053 ^{2}] = 0.278

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.278 / 3 = 0.907

fs = M / [As·d·j]

= 4099.495 × 1000 / [127.072 × 166.7 × 0.907] = 213.41 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 213.4) − 2.5 x 84 = 159 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 213.4) = 295 mm > 125 mm ∴ O.K.

22.13 우측벽체 중앙부

22.13.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	벽체		
·	B =	100	cm	·	H =	160	cm				
·	Mu =	4948.385	kN.m	·	Vu =	1076.491	kN	· M =	3620.536	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	2	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	150.0	cm	· 전단력 d =	145.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 100.014 cm^2 [p = 0.00667]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 52.5 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 48.75 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 20 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 52.5 cm^2 > 20 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 133.352 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.0084715	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/c = 0.0143 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 6002.226 kN.m > Mu = 4948.39 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 941.8 kN < Vu = 1076.491 kN

· 1/2·Φv Vc = 470.9 kN < Vu = 1076.491 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.929 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.929 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 941.8 + 575.94 = 1517.74 kN > Vu = 1076.49 kN

Rm = Md / Mu = 1.21 Rs = Φv Vn / Vu = 1.4099

22.13.2 철근의 응력 산정

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

= - 7 × 0.0084715 + √ [2 × 0.059 + 0.059 ^{2}] = 0.29

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.29 / 3 = 0.903

fs = M / [As·d·j]

= 3620.536 × 1000 / [127.072 × 150 × 0.903] = 210.35 MPa

s = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 210.4) - 2.5 x 84 = 164 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 210.4) = 300 mm > 125 mm ∴ O.K.

22.14 우측벽체 하부

22.14.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	벽체				
· B =	100	cm	· H =	160	cm						
· Mu =	5028.248	kN.m	· Vu =	1103.577	kN	· M =	3698.838	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	150.0	cm	· 전단력 d =	145.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 101.628 cm^2 [p = 0.00678]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 52.5 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 48.75 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 20 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 52.5 cm^2 > 20 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 135.504 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.0084715	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/c = 0.0143 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 6002.226 kN.m > Mu = 5028.25 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 941.8 kN < Vu = 1103.577 kN

· 1/2·Φv Vc = 470.9 kN < Vu = 1103.577 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.558 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.558 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 941.8 + 1151.88 = 2093.68 kN > Vu = 1103.58 kN

Rm = Md / Mu = 1.19 Rs = Φv Vn / Vu = 1.8972

22.14.2 철근의 응력 산정

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

= - 7 × 0.0084715 + √ [2 × 0.059 + 0.059 ^{2}] = 0.29

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.29 / 3 = 0.903

fs = M / [As·d·j]

= 3698.838 × 1000 / [127.072 × 150 × 0.903] = 214.9 MPa

s = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 214.9) - 2.5 x 84 = 156 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 214.9) = 293 mm > 125 mm ∴ O.K.

22.15 【 우측벽체 - 소화전함 중앙외측 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1155.000	100.000	955.000	3387.160	4948.390	1460.926

㉯ 철근비 검토

As = 19060.800 mm² (인장중심 = 200.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H32- 8.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0200) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1155.0 x 1000.0 = 26507250.0 N

Cs = As x fy = 7624320.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (26507250.0 x 577.50 + 7624320.0 x 200.000 + 1621440.0 x 1075.000) / 35753010.0
= 519.560 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 573.000 mm, ab = k1 x cb = 487.050 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 487050.000 = 11177.797 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 7624.320 kN

Pb = 11177.797 + 1528.410 - 7624.320 = 5081.887 kN

Mb = Cc x 276.035 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7666.112 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 1508.517 mm, e = Mu/Pu = 1460.926 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 575.860 mm, a = k1 x c = 489.481 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 489481.319 = 11233.596 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 7529.642 kN

Pn = 11233.596 + 1528.410 - 7529.642 = 5232.364 kN

Mn = Cc x 274.820 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7644.069 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1460.921)| = 0.0052 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1155.00 - 100.00 = 1055.000 mm

c = 575.860 mm, a = k1 x c = 489.481 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1055.00-575.86) / 575.86 = 0.00250

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.68 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0025-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.683

㈐ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28178.028 kN ≥ Pn = 5232.364 kN

ΦPn = 0.68 x 5232.364 = 3574.096 kN ≥ Pu = 3387.160 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.461 = 5221.490 kN.m ≥ Mu = 4948.390 kN.m ∴ O.K

㈑ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 955.00 = 750.224 kN

≥ Vu (= 255.140 kN) , 전단보강 불필요.

22.16【 우측벽체 - 소화전함 중앙내측 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1155.000	80.000	1075.000	3387.160	0.000	0.000

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 19060.800 mm² (압축중심 = 200.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H32- 8.0EA, d1 = 300.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0200) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1155.0 x 1000.0 = 26507250.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 7624320.0 N

Xp = (26507250.0 x 577.50 + 1621440.0 x 80.000 + 7624320.0 x 955.000) / 35753010.0

= 635.440 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 645.000 mm, ab = k1 x cb = 548.250 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 548250.000 = 12582.338 kN, ∑Csi = 7186.875 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 12582.338 + 7186.875 - 1621.440 = 18147.772 kN

Mb = Cc x 361.315 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6285.404 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 346.346 mm, e = Mu/Pu = 0.000 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1398.127 mm, a = k1 x c = 1188.408 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1188407.612 = 27273.955 kN

∑Csi = 7655.951 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 27273.955 + 7655.951 - 0.000 = 34929.905 kN

Mn = Cc x 41.236 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 0.277 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=0.008)| = 0.0079 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1155.00 - 80.00 = 1075.000 mm

c = 1398.127 mm, a = k1 x c = 1188.408 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1075.00-1398.13) / 1398.13 = -0.00069

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

㉮ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28178.028 kN < Pn = 34929.905 kN

ΦPn = 0.65 x 28178.028 = 18315.718 kN ≥ Pu = 3387.160 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.000 = 0.000 kN.m ≥ Mu = 0.000 kN.m ∴ O.K

㉯ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1075.00 = 844.493 kN

≥ Vu (= 255.140 kN) , 전단보강 불필요.

23. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 5958.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K
H16 - 13.3EA (차도부 수평철근)

7) 하부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 5296.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K
H16 - 6.7EA (차도부 수평철근)

8) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 5296.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K
H16 - 6.7EA (차도부 수평철근)

9) 좌측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

10) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

11) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

12) 우측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

13) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

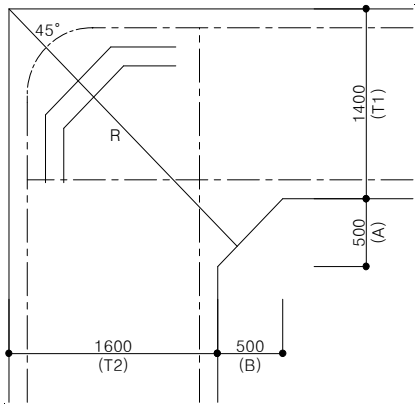
14) 우측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

24. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 4207.169 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 4207.169 kN.m

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

$$= 2474.874 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4207.17 \times 10^6}{2474.874^2 \times 1000} = 3.434 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 4207.17 \times 10^6}{2474.874 \times 180} = 18888.367 \text{ mm}$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 18888.367 mm² - 6353.600 mm²

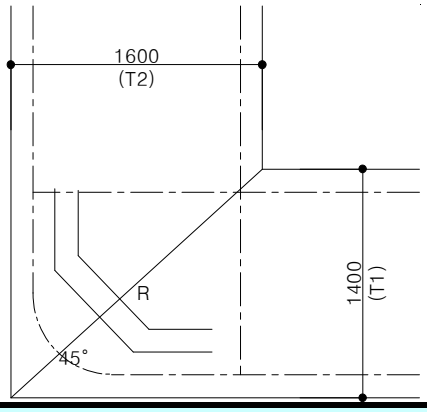
= 12534.767 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8EA , H19 - 8EA

∴ Total As = 14999.200 mm² > Req'd As (= 12534.767 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3765.481 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 3765.481 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2126.029$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3765.48 \times 10^6}{2126.029^2 \times 1000} = 4.165 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3765.48 \times 10^6}{2126.029 \times 180} = 19679.259 \text{ mm}$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 19679.259 mm² - 6353.600 mm²

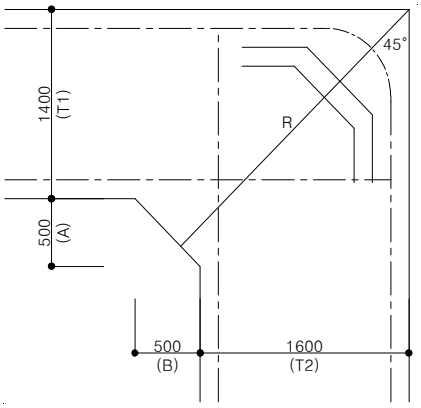
= 13325.659 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8EA , H19 - 8EA

∴ Total As = 14999.200 mm² > Req'd As (= 13325.659 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 4207.175 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 4207.175 kN.m

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

$= 2474.874$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4207.18 \times 10^6}{2474.874^2 \times 1000} = 3.434 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 4207.18 \times 10^6}{2474.874 \times 180} = 18888.394 \text{ mm}$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 18888.394 mm² - 6353.600 mm²

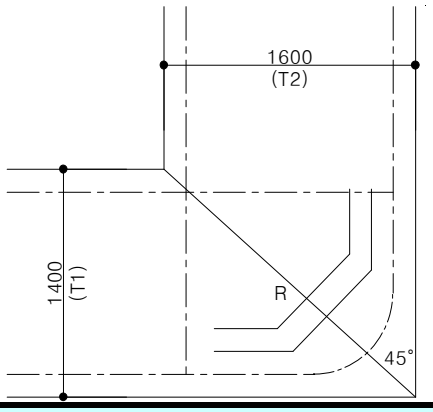
= 12534.794 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8EA , H19 - 8EA

∴ Total As = 14999.200 mm² > Req'd As (= 12534.794 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3765.487 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 3765.487 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2126.029$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3765.49 \times 10^6}{2126.029^2 \times 1000} = 4.165 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3765.49 \times 10^6}{2126.029 \times 180} = 19679.290 \text{ mm}$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 19679.290 mm² - 6353.600 mm²

= 13325.690 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8EA , H19 - 8EA

∴ Total As = 14999.200 mm² > Req'd As (= 13325.690 mm²) ----------> O.K !!!

25. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	1417	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	267.079	O.K	2.137
		중앙부	2	1270	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	218.963	O.K	1.752
		우측	3	1417	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	267.078	O.K	2.137
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1217	H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	4	1250	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	273.348	O.K	2.187
		중앙부	5	1140	H32 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA	125	231.489	O.K	1.852
		우측 (상면)	6	1180	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	6	1250	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	273.353	O.K	2.187
좌측벽체	1층	상부	7	1617	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	147.636	O.K	1.181
		중앙부	8	1450	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	151.461	O.K	1.212
		하부	9	1450	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	143.809	O.K	1.150
우측벽체	1층	상부	10	1606	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	145.174	O.K	1.161
		중앙부	11	1450	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	151.460	O.K	1.212
		하부	12	1450	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	143.809	O.K	1.150

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2677.233 x 1000000 / [12707.200 x (1416.667 - 420.891/3)]
= 165.067 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1416.7/(7x12707.200)]
= 420.891 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 165.07) - 2.5 x 84.00 = 267.08 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 165.07) = 381.66 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 267.08 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 267.08 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3006.218 x 1000000 / [12707.200 x (1270.000 - 394.626/3)]
= 207.804 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1270.0/(7x12707.200)]
= 394.626 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 207.80) - 2.5 x 64.00 = 218.96 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 207.80) = 303.17 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 218.96 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 218.96 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2677.239 x 1000000 / [12707.200 x (1416.667 - 420.891/3)]
= 165.067 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1416.7/(7x12707.200)]
= 420.891 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 165.07) - 2.5 x 84.00 = 267.08 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 165.07) = 381.66 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 267.08 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 267.08 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2318.130 x 1000000 / [12707.200 x (1250.000 - 390.933/3)]
= 162.926 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1250.0/(7x12707.200)]
= 390.933 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 162.93) - 2.5 x 84.00 = 273.35 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 162.93) = 386.68 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 273.35 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 273.35 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2598.640 x 1000000 / [12707.200 x (1140.000 - 370.091/3)]
= 201.155 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1140.0/(7x12707.200)]
= 370.091 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 260.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)
3단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 201.15) - 2.5 x 64.00 = 231.49 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 201.15) = 313.19 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 231.49 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 231.49 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2318.106 x 1000000 / [12707.200 x (1250.000 - 390.933/3)]
= 162.924 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1250.0/(7x12707.200)]
= 390.933 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 162.92) - 2.5 x 84.00 = 273.35 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 162.92) = 386.68 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 273.35 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 273.35 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4099.489 x 1000000 / [12707.200 x (1616.667 - 454.666/3)]
= 220.196 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1616.7/(7x12707.200)]
= 454.666 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 220.20) - 2.5 x 84.00 = 147.64 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 220.20) = 286.11 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 147.64 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 147.64 mm) ∴ O.K

8) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3620.531 x 1000000 / [12707.200 x (1450.000 - 426.674/3)]
= 217.866 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1450.0/(7x12707.200)]
= 426.674 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 217.87) - 2.5 x 84.00 = 151.46 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 217.87) = 289.17 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 151.46 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 151.46 mm) ∴ O.K

9) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3698.832 x 1000000 / [12707.200 x (1450.000 - 426.674/3)]
= 222.578 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1450.0/(7x12707.200)]
= 426.674 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 222.58) - 2.5 x 84.00 = 143.81 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 222.58) = 283.05 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 143.81 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 143.81 mm) ∴ O.K

10) 우측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4099.495 x 1000000 / [12707.200 x (1606.000 - 452.918/3)]
= 221.722 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1606.0/(7x12707.200)]
= 452.918 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 221.72) - 2.5 x 84.00 = 145.17 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 221.72) = 284.14 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 145.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 145.17 mm) ∴ O.K

11) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3620.536 x 1000000 / [12707.200 x (1450.000 - 426.674/3)]
= 217.866 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1450.0/(7x12707.200)]
= 426.674 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 217.87) - 2.5 x 84.00 = 151.46 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 217.87) = 289.17 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 151.46 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 151.46 mm) ∴ O.K

12) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3698.838 x 1000000 / [12707.200 x (1450.000 - 426.674/3)]
= 222.578 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1450.0/(7x12707.200)]
= 426.674 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 222.58) - 2.5 x 84.00 = 143.81 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 222.58) = 283.05 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 143.81 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 143.81 mm) ∴ O.K

13) 소화전함_외측벽체

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3620.540 x 1000000 / [19060.800 x (955.000 - 388.729/3)]
= 230.120 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x19060.800/1000.0 + 7x19060.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x955.0/(7x19060.800)]
= 388.729 mm

사용철근량 = 19060.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 230.12) - 2.5 x 84.00 = 132.21 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 230.12) = 273.77 mm
Sa는 작은 값인 132.21 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 132.21 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 12.250 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.40 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
T = 12.250 / 28
T = 0.438 m < 1.400 m ----------> O.K

26. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

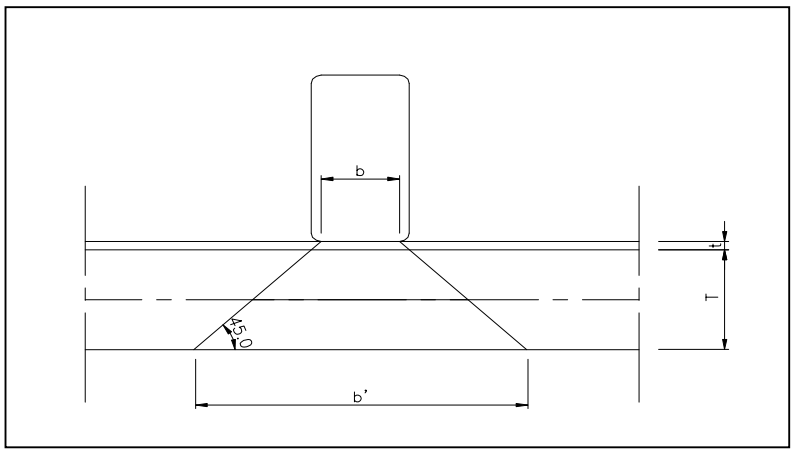
1) 고정하중

- 구체자중 = 1282.950 / 13.850 = 92.632 kN/m²
- 상부연직하중 = 325.125 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 9.000 kN/m²
- 상재활하중 = 10.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

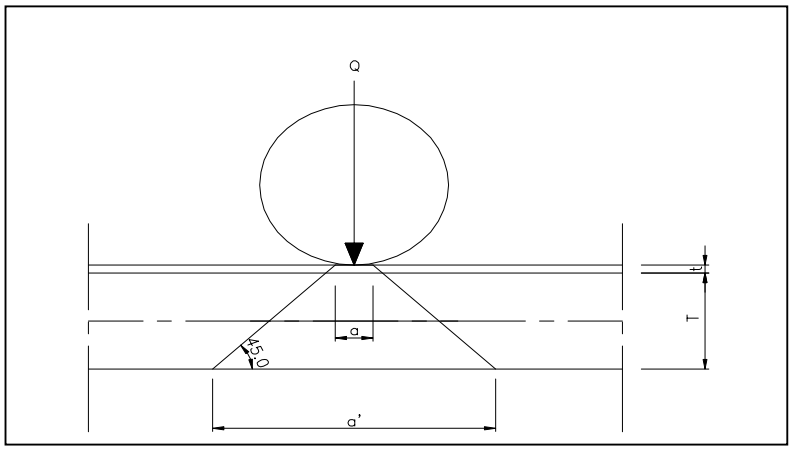


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 1400 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.400 + 0.080) × cot 45°

= 3.460 m



a' = 0.200 + 2 × (1.400 + 0.080) × cot 45°

= 3.160 m

Qz = 96.0 / (3.460 × 3.160)= 8.780 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 92.63 + 325.13 + 19.00 + 1.84 + 8.78

= 447.377 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력 : Terzaghi식 사용

Qu = α c Nc + q Nq + β r1 B' Nr

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)

α,β : 기초의 형상계수 (직사각형, α = 1 + 0.3 B'/ L, β = 0.5 - 0.1 B'/ L)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수 (Nc=90.599, Nq=75.671, Nr=88.997)

c = 0.000 kN/m² r1 = 10.000 kN/m³ r2 = 10.000 kN/m³

Df = 1.000 m B = 13.850 m q = 10.000 kN/m²

L = 40.000 m

Φ = 15 + √12N = 39.495 , N = 50

Nq = a² / (2cos² (45+Φ/2)) , a = $e^{[}$(0.75π-Φ/2) tanΦ]

Nc = (Nq-1) cotΦ

Nr = tanΦ/2 x (Kpr/cos² Φ - 1)

Qu = 1.104 × 0.000 × 90.599 + 10.000 × 75.671 + 0.465 × 10.000 × 13.850 × 88.9

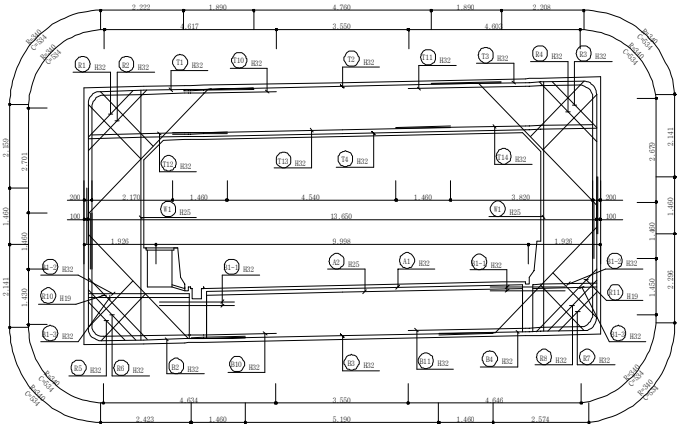
= 6492.967 kN/m²

Qa = Qu / 3 = 6492.967 / 3 = 2164.322 kN/m² > 600.000 kN/m²

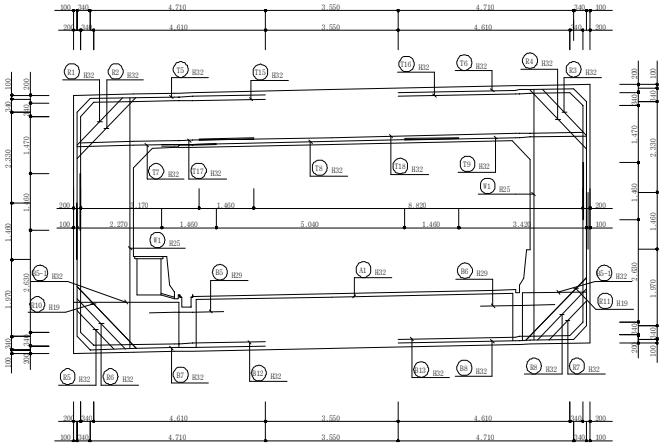
Qa' = 600.000 kN/m² > Qmax = 447.377 kN/m² ..... O.K !!!

27. 주철근 조립도

CYCLE-1 (@250)



CYCLE-2 (@250)



28. 물분무시설 보강철근

☐ 시점측 물분무시설 BOX-8(우측벽체) Block-out 보강철근량 적정성 검토

(1) Block-out에 의해 공제되는 철근

- 주철근	:	H	25	-	39	ea	=	19761.30	㎟
- 배력철근	:	H	16	-	19	ea	=	3773.40	㎟
철근량산정							=	**23534.70**	㎟

(2) Block-out부 보강 철근

- 보강(수평)	:	H	25	-	18	ea	=	9120.60	㎟
- 보강(수직)	:	H	25	-	36	ea	=	18241.20	㎟
철근량산정							=	**27361.80**	㎟

(3) 보강 철근량 검토

보강철근량(27361.8㎟) > 공제철근량(23534.7㎟) ……O.K

1. 설계조건 (상 시)

1) 형　　식 : 철근 콘크리트

2) 기초형식 : 직 접 기 초

3) 토 질 정 수 :

① 단 위 체 적 중 량 : γs = 19.00 kN/m³ (지하수 비고려시)
: γs' = 10.00 kN/m³ (지하수 고려시)
② 뒷채움재 내부마찰각 : Φ = 30 °
③ 기초지반의 내부마찰각 : Φ = 42.4 °
④ 기 초 부 N 치 : N = 50
⑤ 토 압 계 수 : 정지토압계수 적용
Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin 30 = 0.500

4) 하 중

① 고정하중
* 철근 콘크리트 : γc = 25.00 kN/m³
* 무근 콘크리트 : γc = 23.50 kN/m³
* 포 장 , 아스팔트 : γc = 23.00 kN/m³

② 활 하 중 : DB-24 하중으로 충격을 포함시키며 토피에 따른 활하중(충격포함), L은 다음과 같다.

토피고(D,m)	노면활하중(Pvℓ,kN/㎡)	비　　고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

③ 수 압

단 위 체 적 중 량 : γw = 10.00 kN/m³

* 지하수위고 : GL = -1.000 m

5) 강도감소계수

* 휨 : Φf = 0.85

* 전 단 : Φv = 0.75

6) 사 용 재 료

① 콘 크 리 트 강 도 : fck = 27 MPa

② 콘크리트 탄성계수 : Ec = 26702 MPa ---도.설 2.3.3

③ 철 근 항 복 강 도 : fy = 400 MPa

④ 철 근 탄성계수 : Es = 200000 MPa ---콘.구 P67

7) 지진시 수평력

① 내진등급 : 1 등급

② 위험도계수 : 1.4

③ 지진구역 : 0.11

④ 가속도계수 : A = 0.154

⑤ 지반계수 : S = 1.2

⑥ 지진시 하중 : 응답변위법 적용

8) 설 계 방 법

① 안 정 성 검 토 : 극한강도 설계법

② 사 용 성 검 토 : 허용응력 설계법

처 짐 검 토

균 열 검 토

피 로 응 력 검 토

③ 설계피복두께(mm)

	슬래브	벽체	기초	중간 슬래브	비 고
내 벽	80	80	80	80	
외 벽	100	100	100(100)	80	( ) 버림콘크리트 시공시

9) 참 고 서 적

① 도로교설계기준 [2010] ----- 국토해양부

② 도로교설계기준·해설 [2008] ----- 건설교통부

③ 콘크리트구조기준 [2012] ----- 국토해양부

④ 도로설계편람 ----- 건설교통부

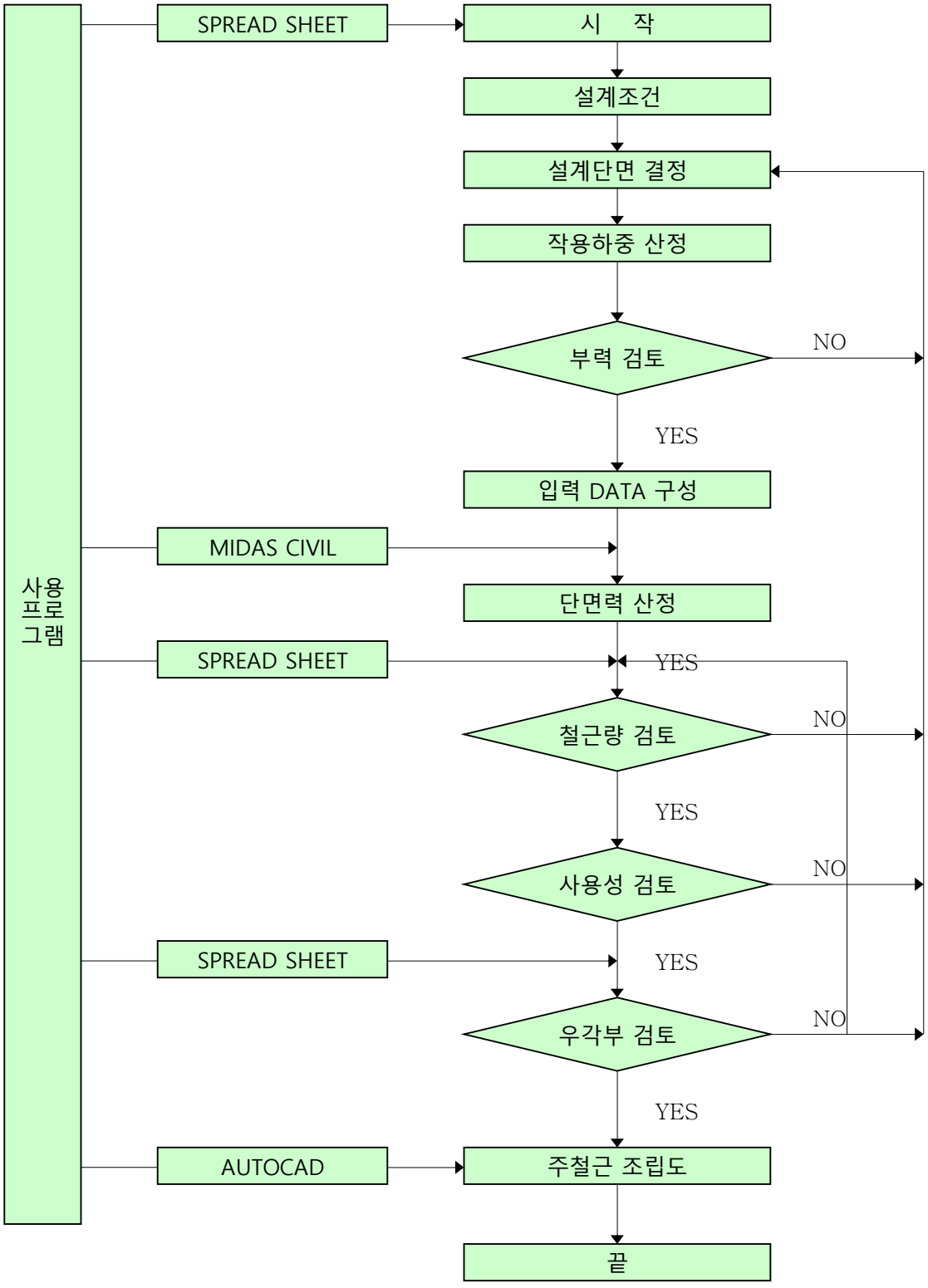
⑤ 지중구조물의 내진설계 ----- 한국지진공학회

⑥ 구조물 기초설계기준·해설 [2009] ----- 건설교통부

10) 사용 프로그램

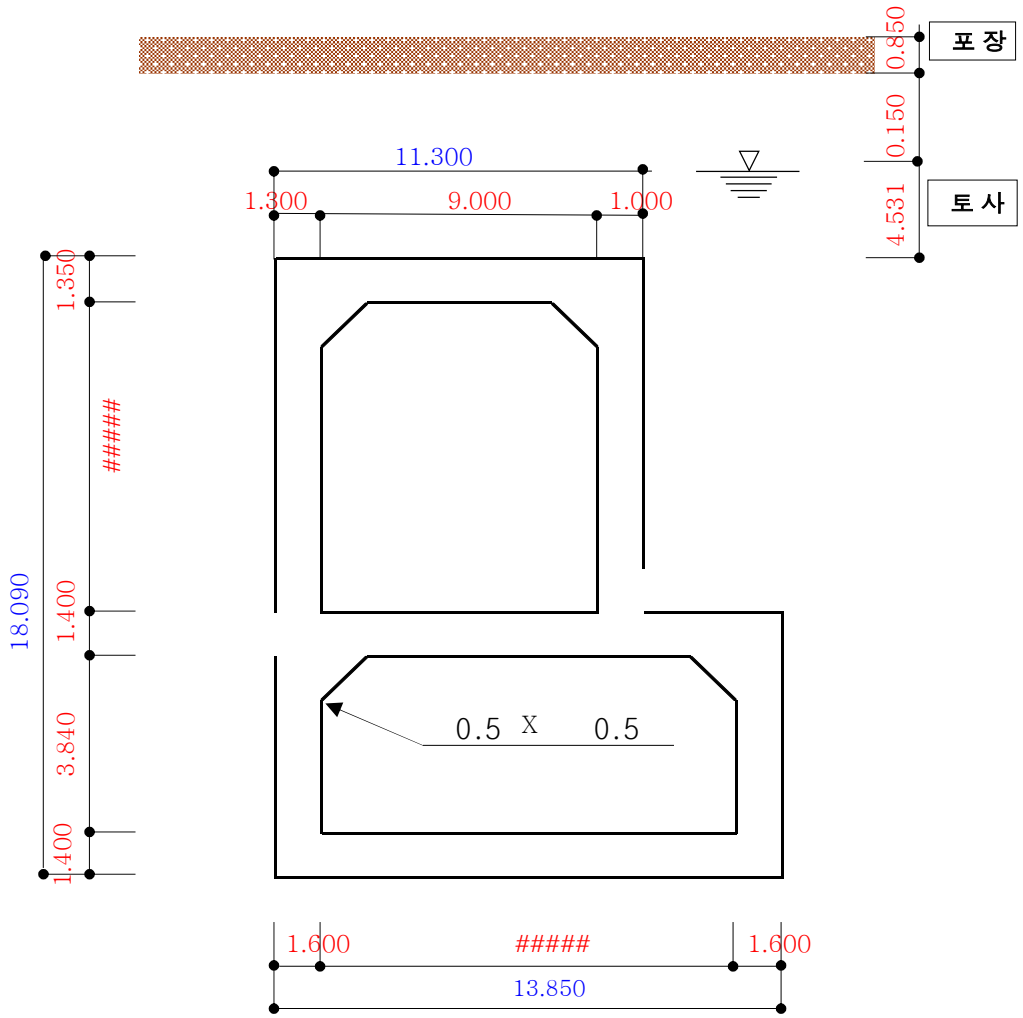
- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

11) 설계흐름도



2. 단면가정

철근 콘크리트



3. 하 중

1) 고정하중 - 자 중

①	상부슬라브	:	1.350	x	11.300	x	25.00				=	381.375	kN
②	측벽1	:	10.100	x	1.300	x	25.00	x	2 ea		=	656.500	kN
②	측벽2	:	1.600	x	3.840	x	25.00	x	2 ea		=	307.200	kN
④	중간슬라브	:	1.400	x	13.850	x	25.00				=	484.750	kN
③	하부슬라브	:	1.400	x	13.850	x	25.00				=	484.750	kN
④	헌 치	:	0.500	x	0.500	x	1/2	x	25.00	x 2 ea	=	6.250	kN
											Σ =	2320.825	KN

2) 연직토압(Hv)

① 지하수 없을때 (CASE-1)

· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	4.681	x	19.000	=	88.939 kN/㎡
					∑ Wt1	=	108.489 kN/㎡

- 하부반력산정 : 108.489 KN

② 지하수 있을때 (CASE-2)

· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	0.150	x	19.000	=	2.850 kN/㎡
· 수중토사 :	1.0	x	4.531	x	10.000	=	45.310 kN/㎡
					∑ Wt2	=	67.710 kN/㎡

- 하부반력산정 : 67.710 KN

3) 노면 활하중 (CASE-3)

- 토피 / B ≥ 0.5

토피고(D,m)	노면활하중(Pvℓ,kN/㎡)	비 고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

노면 활하중 : = 15.00 kN/㎡

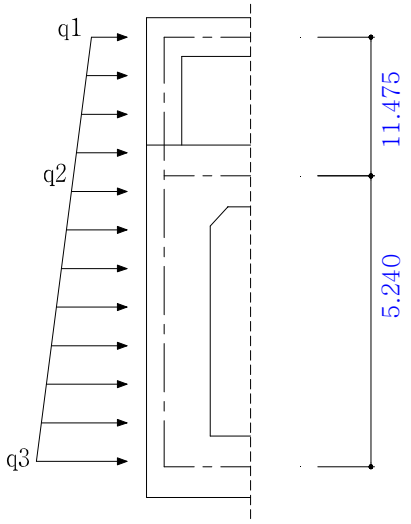
하부반력산정 : = 15.00 kN/㎡

4) 노면 활하중에 의한 측벽 토압

상재하중 q x Ko = 15.000 x 0.500 = 7.500 kN/㎡

3) 토 압

* 정지토압계수 Ko = 1 - sin 30 = 0.500



[토압 작용 단면도]

(1) 지하수 비고려시 (CASE-1)

q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 4.681 x 19.00) = 54.245 kN/㎡

q2 = 54.24 + 0.500 x 11.475 x 19.00 = 163.257 kN/㎡

q3 = 163.26 + 0.500 x 5.240 x 19.00 = 213.037 kN/㎡

(2) 지하수 고려시 (CASE-2)

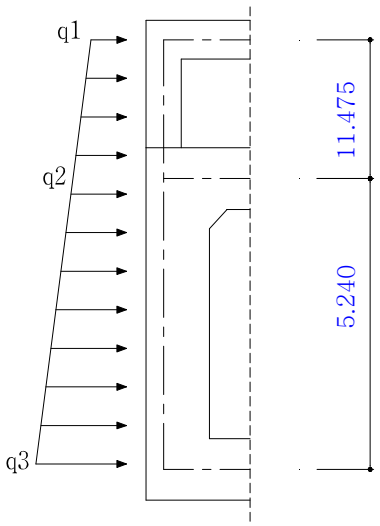
q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 0.150 x 19.00) = 33.105 kN/㎡

+ 4.381 x 10.00)

q2 = 33.11 + 0.500 x 11.475 x 10.00 = 90.480 kN/㎡

q3 = 90.48 + 0.500 x 5.240 x 10.00 = 116.680 kN/㎡

5) 수 압



[수압 작용 단면도]

(1) 연직수압 - 상부슬래브 (CASE-6)

qwt1 = 4.381 x 10.000 = 43.810 kN/㎡

(1) 수평수압 - 벽 체 (CASE-4)

qw1 = 4.381 x 10.000 = 43.810 kN/㎡

qw2 = 43.810 + 11.475 x 10.000 = 158.560 kN/㎡

qw3 = 158.560 + 5.240 x 10.000 = 210.960 kN/㎡

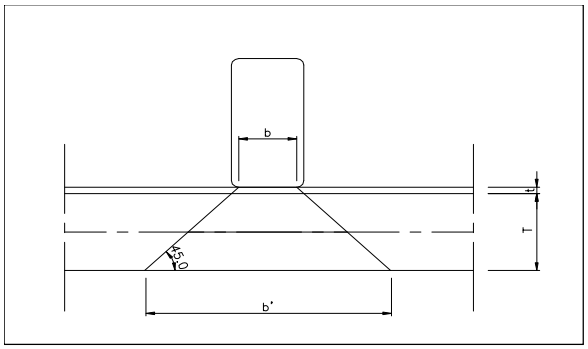
(3) 연직수압 - 하부슬래브 (CASE-5)

qwb = 210.96 + 0.700 x 10.000 = 217.960 kN/㎡

6) 내부 활 하 중

BOX 내부 군중하중(지지력검토시) = 5.000 kN

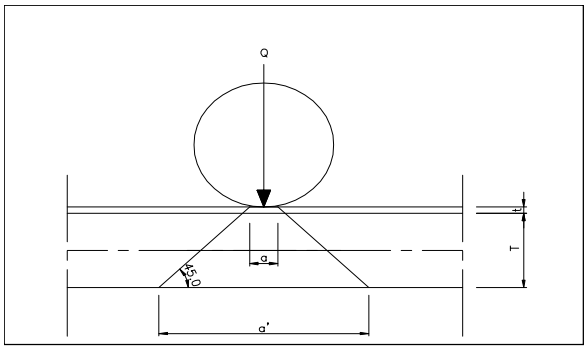
BOX 내부 활하중(지지력검토시)



t = 0.040 m

T = 1.200 m

b' = 0.500 + 2 x (1.200 + 0.040) x cot 45° = 2.980 m



a' = 0.200 + 2 x (1.200 + 0.040) x cot 45° = 2.680 m

Qz = 96.00 / (2.980 x 2.680)

= 12.020 kN/m²

7) 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

8) 지지력 및 부력에 대한 안정성 검토 (사용하중 적용)

(1) 지하수 비고려시

* 상부 작용하중 (위하중 참조)

①	상부슬라브	:			=	381.375	kN
②	측벽	:			=	963.700	kN
③	하부슬라브	:			=	484.750	kN
④	헌치				=	6.250	kN
④	중간슬라브	:			=	484.750	KN
⑤	벽체	:			=	0.000	KN
-	연직토압	:	108.489 x	13.850	=	1502.573	kN
-	상부활하중	:	15.000 x	13.850	=	207.750	kN
-	내부활하중	:	5.000 x	10.650	=	53.250	kN
					Σ =	4084.398	kN

Qmax1 = 4084.398 / 13.850 + 12.020 = **306.923** kN/m²

(2) 지하수 고려시

①	상부슬라브	:			=	381.375	kN
②	측벽	:			=	963.700	kN
③	하부슬라브	:			=	484.750	kN
④	헌치				=	6.250	kN
④	중간슬라브	:			=	484.750	kN
⑤	벽체	:			=	0.000	KN
-	연직하중	:	67.710 x	13.850	=	937.784	KN
-	상부활하중	:			=	207.750	kN
-	내부활하중	:			=	53.250	kN
					Σ =	3519.609	kN

Qmax1 = 3519.609 / 13.850 + 12.020 = **266.144** kN/m²

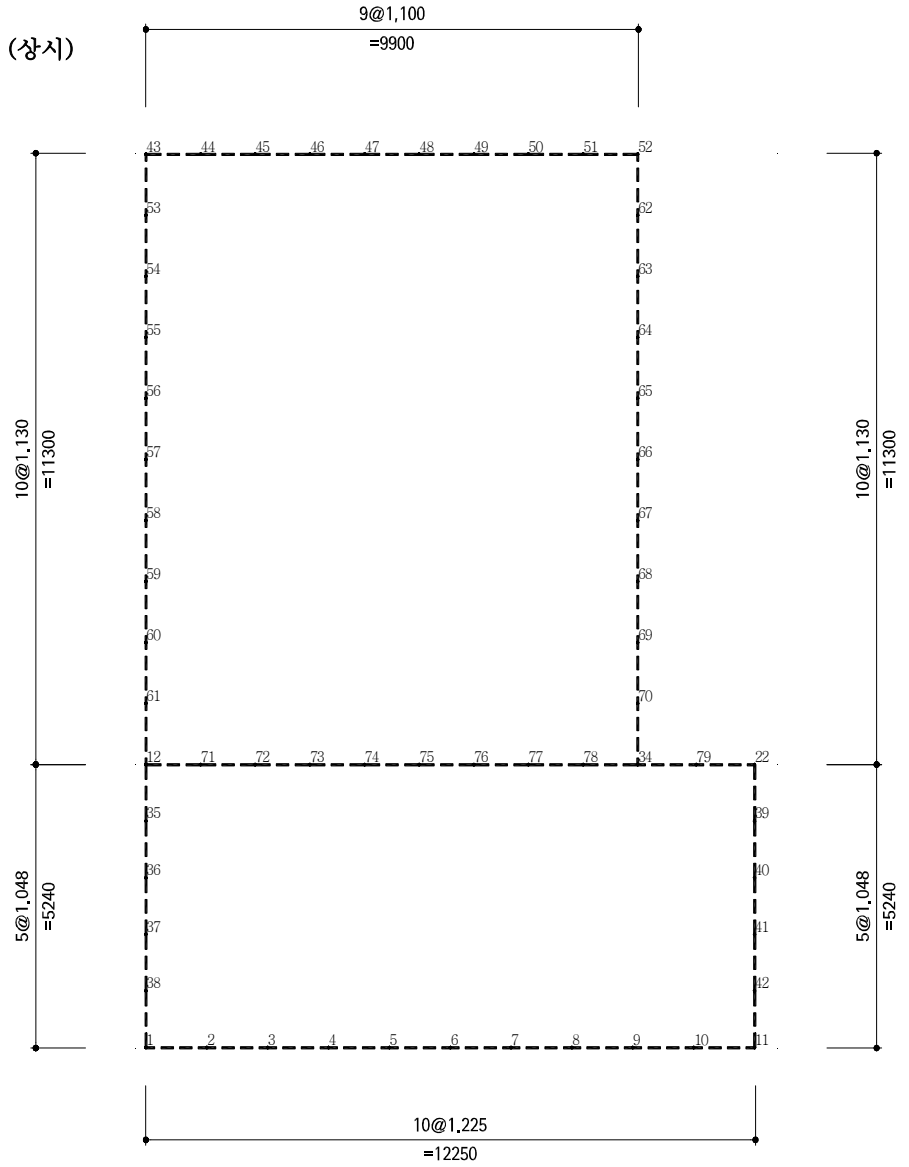
∵ **Qmax = 306.923 kN/m²**

(4) 지지력 판정

Qmax = 306.923 kN/m² < Qa = 816.420 kN/m² --- O.K !

4. 입력 DATA

1) 모 델 링 (상시)



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.350	1.350	0.2050313	26702	20 ~ 23
측 벽	1.0	1.300	1.300	0.1830833	26702	24 ~ 27
	1.0	1.600	1.600	0.3413333	26702	28 ~ 34
	1.0	1.000	1.000	0.0833333	26702	35 ~ 38
	1.0	1.600	1.600	0.3413333	26702	39 ~ 45
하부슬래브	1.0	1.400	1.400	0.2286667	26702	1 ~ 10
중간 슬래브	1.0	1.400	1.400	0.2286667	26702	11 ~ 19

5. 지반반력계수산정

1) 상 시 (연직지반 반력계수)

① 지반의 변형계수

Eo = = 50000.0 KN/m²

② 연직방향 지반반력계수 (α = 1)

Kvc = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1 x 50000 = 166666.67 KN/m²

③ 환산재하폭

Bh = $\sqrt{13.850 \times 40.000}$ = 23.537 m

④ 형상계수 : 암거폭의 정사각형의 지반반력계수 K를 산정후 암거폭과 연장에 따라 형상계수를 산출하여 적용. 형상계수가 1보다 클 경우 1을 적용.

β = (1 + B / L) / 2

= (1 + 13.9 / 40.0) / 1.5 = 0.898 < 1

∴ β = 0.898

⑤ 환산재하폭을 고려한 지반반력계수

Kv = β × Kvo x (Bv / 0)$^{-3/4}$

= 0.898 × 166667 x (23.537 / 0)$^{-3/4}$ = 5674 kN/m³

Kz(1) =	5674	x	1.0	x (	1.048	/	2	+	1.225	/	2	) =	6449 kN/m³
Kz(11) =	5674	x	1.0	x (	1.048	/	2	+	1.225	/	2	) =	6449 kN/m³
Kz(2~10) =	5674	x	1.0	x (	1.225	/	2	+	1.225	/	2	) =	6951 kN/m³

6. 하중조합

--- 콘.구 3.3.2

1) 하중조합

* 토피에 따른 보정 계수 산정

h ≤ 2m 에 대해서 α_H = 1.0

h > 2m 에 대해서 α_H = 1.05 - 0.025 h ≥ 0.875

∴ α_H = 0.903

(상 시)

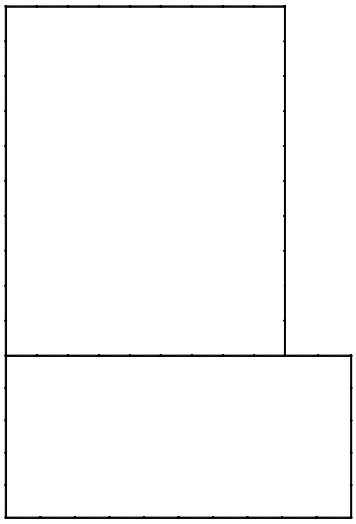
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		건조수축		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	+15°C	-15°C	
COMB 1	지하수 비고려시	1.2	1.6	1.445	1.6			1.2		3.3.2
COMB 2		1.2	1.6	1.445	1.6				1.2	3.3.2
COMB 3		1.2	1							3.3.3
COMB 4		1.2	1.6	1.445	0.8			1.2		3.3.6
COMB 5		1.2	1.6	1.445	0.8				1.2	3.3.6
COMB 6		0.9		0.9	1.6					3.3.7
COMB 7		0.9		0.9	0.8					3.3.7
COMB 8	지하수 고려시	1.2	1.6	1.445	1.6	1.4	1.6	1.2		3.3.2
COMB 9		1.2	1.6	1.445	1.6	1.4	1.6		1.2	3.3.2
COMB 10		1.2	1.6	1.445	0.8	1.4	0.8	1.2		3.3.6
COMB 11		1.2	1.6	1.445	0.8	1.4	0.8		1.2	3.3.6
COMB 12		0.9		0.9	1.6	0.9	1.6			3.3.7
COMB 13		0.9		0.9	0.8	0.9	0.8			3.3.7

* 사용하중 검토시 => 하중계수=1.0, 반토압계수=0.5 적용

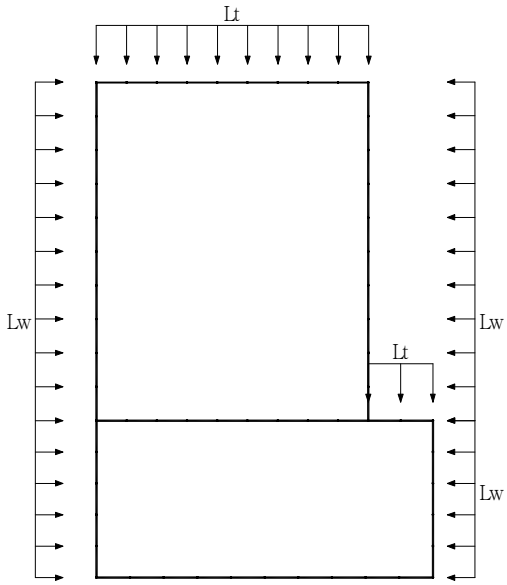
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		건조수축		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	+15°C	-15°C	
COMB 14	지하수 비고려시	1	1	1	1			1		3.3.2
COMB 15		1	1	1	1				1	3.3.2
COMB 16		1	1							3.3.3
COMB 17		1	1	1	0.5			1		3.3.6
COMB 18		1	1	1	0.5				1	3.3.6
COMB 19		0.9		0.9	1					3.3.7
COMB 20		0.9		0.9	0.5					3.3.7
COMB 21	지하수 고려시	1	1	1	1	1	1	1		3.3.2
COMB 22		1	1	1	1	1	1		1	3.3.2
COMB 23		1	1	1	0.5	1	0.5	1		3.3.6
COMB 24		1	1	1	0.5	1	0.5		1	3.3.6
COMB 25		0.9		0.9	1	0.9	1			3.3.7
COMB 26		0.9		0.9	0.5	0.9	0.5			3.3.7

7. 하중 재하도

1) 고정하중 (자 중) - PROGRAM 내에서 자동고려



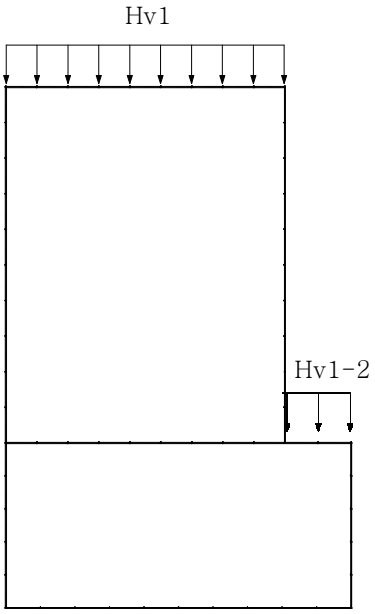
2) CASE 1 - 노면활하중



Lt = 15.00 kN/㎡

Lw = 7.50 kN/㎡

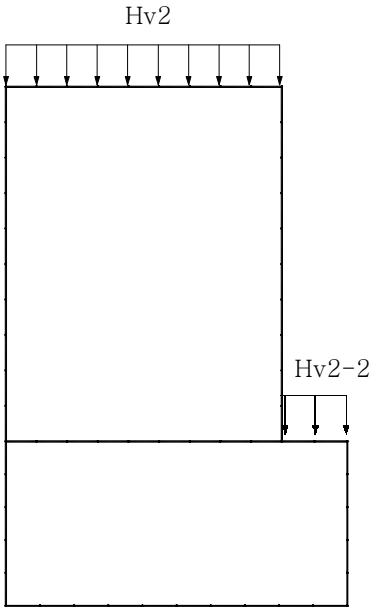
3) 연직 토압(지하수 미고려시)



Hv1-1 = 108.49 kN/㎡

Hv1-2 = 326.04 kN/㎡

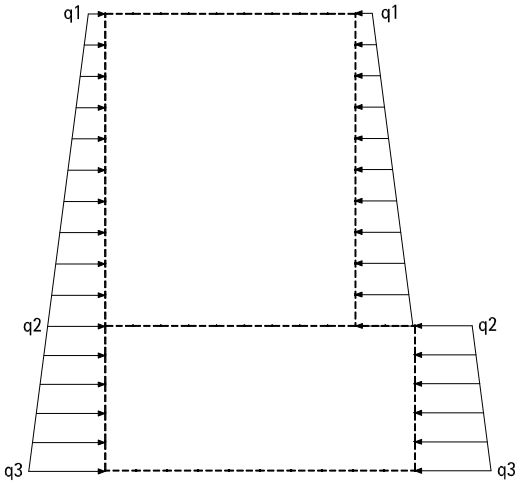
4) 연직 토압(지하수 고려시)



Hv2 = 67.71 kN/㎡

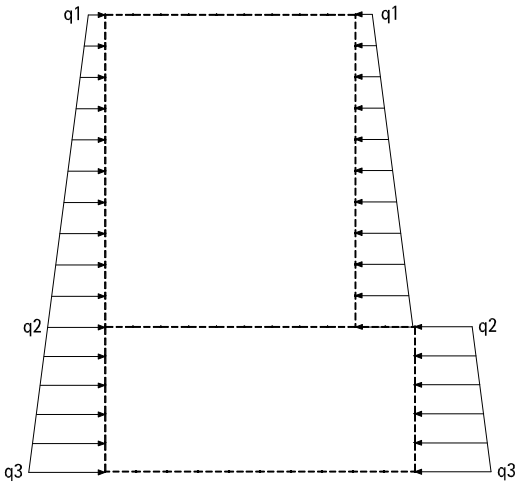
Hv2 = 182.21 kN/㎡

5) CASE 2 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)



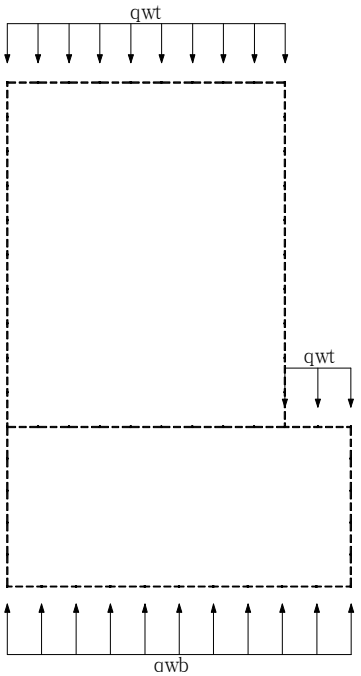
q1 = 54.24 kN/㎡
q2 = 163.26 kN/㎡
q3 = 213.04 kN/㎡

6) CASE 3 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



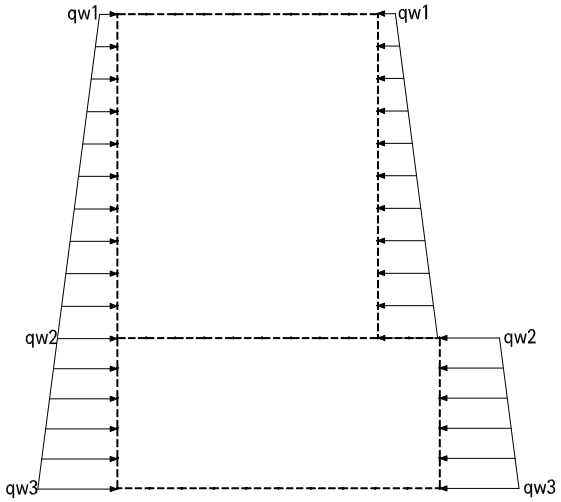
q1 = 33.11 kN/㎡
q2 = 90.48 kN/㎡
q3 = 116.68 kN/㎡

7) CASE 4 - 연 직 수 압



qwt = 43.81 kN/㎡
qwb = 217.96 kN/㎡

8) CASE 5 - 횡 수 압

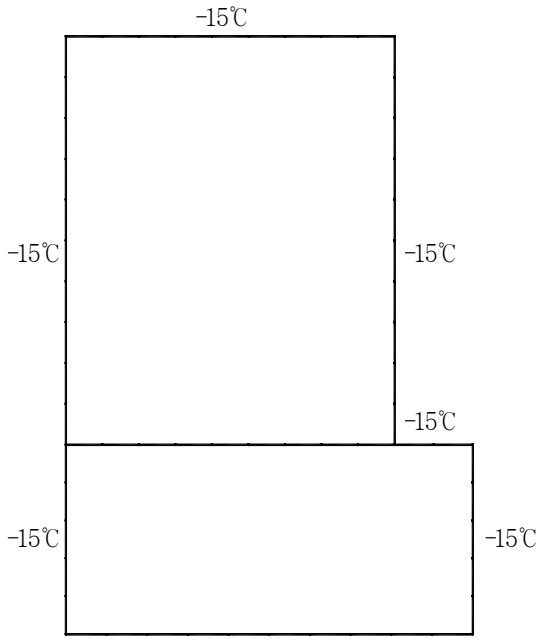


qw1 = 43.81 kN/㎡

qw2 = 158.56 kN/㎡

qw3 = 210.96 kN/㎡

9) CASE 6 - 건조수축



건조수축

-15 ℃

8. 설계조건 (지진시)

1) 설계조건 및 적용계수

① 내진적용등급 : 내진 1 등급 - 지역계수 : 1 구역

응답변위법에 의한 해석

지반종류(상부 30m 에 대한 평균 지반 특성) : Sc- 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반

γt : 20.0 kN/m^3

② 위험도계수(I)

재현주기(년)	50	100	200	500	1000
위험도계수	0.4	**0.57**	0.73	1	**1.4**

④ 지진구역계수(Z)

지진구역	1구역	2구역	비고
구역계수, Z(g값)	0.11	0.07	

⑤ 지진계수

구분	Ca	Cv
지반종류	Sc	Sc
지진계수	0.13	0.18

⑥ 지층별 평균 N치

구분	N 값	구분	N 값
성토재	0	풍화토	0
매립토	6	풍화암	50
퇴적토	10	연암	50

2) 구조물 제원 및 상재토 제원

⑦ 구조물 제원

상부슬라브의 중심축 위치 : 6.206 m 중간슬래브의 중심축 위치 : 17.681 m

하부슬라브의 중심축 위치 : 22.921 m

구조물이 위치한 층의 N치 : 50

구조물 저판폭 : 13.850 m 구조물 길이 : 40.000 m

구조물 높이 : 18.090 m

구조물 두께 : (상부슬래브) 1.350 m (측 벽 -1) 1.300 m (중간슬래브) 1.400 m

(측 벽 -2) 1.600 m (하부슬래브) 1.400 m

⑧ 상재토 제원

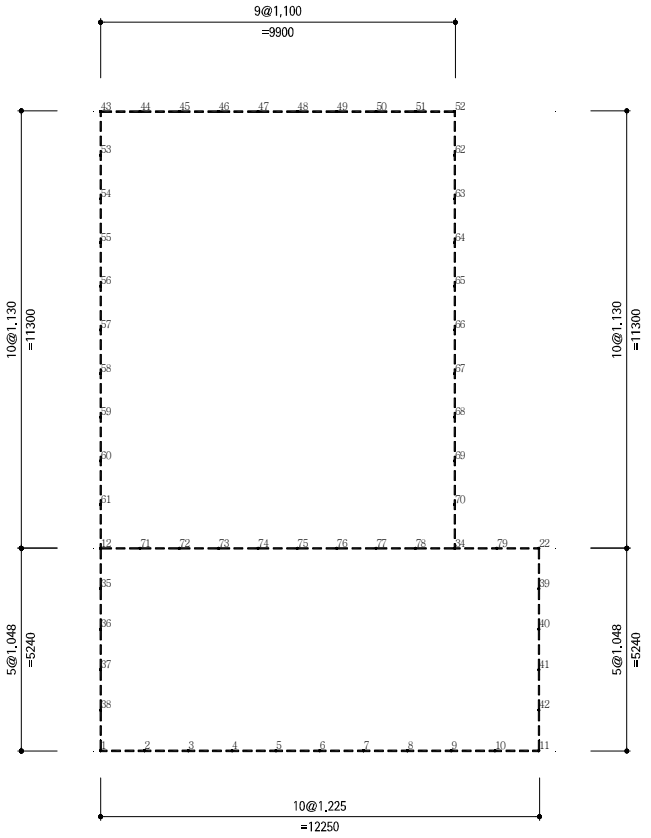
포장두께	0.850	m
입도조정	0.000	m
보조기층	0.000	m
동방층	0.000	m
토사층	4.681	m
전체토피	5.531	m

내부마찰각 30 °

9. 입력 DATA

1) 모 델 링 (지진시)

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.



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.35	1.350	0.2050313	26702	44 ~ 52
측 벽	1.0	1.30	1.300	0.1830833	26702	53 ~ 63
	1.0	1.60	1.600	0.3413333	26702	34 ~ 39
	1.0	1.30	1.300	0.1830833	26702	57 ~ 72
	1.0	1.60	1.600	0.3413333	26702	35 ~ 43
하부슬래브	1.0	1.40	1.400	0.2286667	26702	1 ~ 10
중간 슬래브	1.0	1.40	1.400	0.2286667	26702	11 ~ 21

10. 지반반력계수산정

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 매립토 N= 6

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 6 $^{1/3}$ = 145.4 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo 0.8 × 145.4 = 116.32 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 20.0 / 9.81 × 116.3 ^{2} = 27585.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 27585.0 = 72824.4 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 6 $^{1/3}$ = 145.4 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo 0.5 × 145.4 = 72.7 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 20.0 / 9.81 × 72.7 ^{2} = 10775.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 10775.0 = 28446 kN/m²

(2) 퇴적토 N= 10

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 10 $^{1/3}$ = 172.4 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo 0.8 × 172.4 = 137.92 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 21.0 / 9.81 × 137.9 ^{2} = 40720.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 40720.0 = 107500.8 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 10 $^{1/3}$ = 172.4 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo 0.5 × 172.4 = 86.2 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 21.0 / 9.81 × 86.2 ^{2} = 15906.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 15906.0 = 41991.84 kN/m²

(3) 풍화암 N= 50

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo 0.8 × 294.7 = 235.76 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 23.0 / 9.81 × 235.8 ^{2} = 130316.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.4) × 130316.0 = 364884.8 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo 0.5 × 294.7 = 147.4 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 23.0 / 9.81 × 147.4 ^{2} = 50939.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.4) × 50939.0 = 142629.2 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.85 × 40.00) = 23.537 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 72824.4 = 242748.00 kN/m³

Kv = 242748.00 × (13.85 / 0.3)^(-3 / 4) = 9208.32 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 9208.32 = 3069.44 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.85 × 40.00) = 23.537 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 107500.8 = 358336.00 kN/m³

Kv = 358336.00 × (13.85 / 0.3)^(-3 / 4) = 13593.00 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 13593.00 = 4531.00 kN/m³

(3) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(18.09 × 40.00) = 26.900 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 107500.8 = 358336.00 kN/m³

Kh = 358336.00 × (18.09 / 0.3)^(-3 / 4) = 12297.57 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 12297.57 = 4099.19 kN/m³

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(8.30 × 40.00) = 18.221 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 107500.8 = 358336.00 kN/m³

Kv = 358336.00 × (8.3 / 0.3)^(-3 / 4) = 16470.42 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 16470.42 = 5490.14 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

상부슬래브

Kv(43,52)=	9208	x (	1.100	/	2	+	1.130	/	2	) =	10267	kN/m³
Kvs(43,52)=	3069	x (	1.100	/	2	+	1.130	/	2	) =	3422	kN/m³
Kv(44~51)=	9208	x (	1.130	/	2	+	1.130	/	2	) =	10405	kN/m³
Kvs(44~51)=	3069	x (	1.130	/	2	+	1.130	/	2	) =	3468	kN/m³

- 측 벽

Kh(35~38)=	12298	x (	1.048	/	2	+	1.048	/	2	) =	12888	kN/m³
Khs(35~38)=	4099	x (	1.048	/	2	+	1.048	/	2	) =	4296	kN/m³
Kh(39~42)=	12298	x (	1.048	/	2	+	1.048	/	2	) =	12888	kN/m³
Khs(39~42)=	4099	x (	1.048	/	2	+	1.048	/	2	) =	4296	kN/m³
Kh(53~61)=	12298	x (	1.130	/	2	+	1.130	/	2	) =	13896	kN/m³
Khs(53~61)=	4099	x (	1.130	/	2	+	1.130	/	2	) =	4632	kN/m³
Kh(62~70)=	12298	x (	1.130	/	2	+	1.130	/	2	) =	13896	kN/m³
Khs(62~70)=	4099	x (	1.130	/	2	+	1.130	/	2	) =	4632	kN/m³
Kh(12,22)=	12298	x (	1.130	/	2	+	1.225	/	2	) =	14480	kN/m³
Khs(12,22)=	4099	x (	1.130	/	2	+	1.225	/	2	) =	4827	kN/m³
Kh(1,11)=	12298	x (	1.130	/	2	+	1.225	/	2	) =	14480	kN/m³
Khs(1,11)=	4099	x (	1.130	/	2	+	1.225	/	2	) =	4827	kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,11)=	13593	x (	1.020	/	2	+	1.080	/	2	) =	14273	kN/m³
Kvs(1,11)=	4531	x (	1.020	/	2	+	1.080	/	2	) =	4758	kN/m³
Kv(2~10)=	13593	x (	1.080	/	2	+	1.080	/	2	) =	14680	kN/m³
Kvs(2~10)=	4531	x (	1.080	/	2	+	1.080	/	2	) =	4893	kN/m³

- 중간슬래브

Kv(13~21)=	16470	x (	1.220	/	2	+	1.220	/	2	) =	20094	kN/m³
Kvs(13~21)=	5490	x (	1.220	/	2	+	1.220	/	2	) =	6698	kN/m³

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.85 × 40.00) = 23.537 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 28446 = 94820.00 kN/m³

Kv = 94820.00 × (13.85 / 0.3)^(-3 / 4) = 3596.87 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 3596.87 = 1198.96 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.85 × 40.00) = 23.537 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 41991.84 = 139972.80 kN/m³

Kv = 139972.80 × (13.85 / 0.3)^(-3 / 4) = 5309.68 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 5309.68 = 1769.89 kN/m³

(3) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × H) = √(13.85 × 18.09) = 15.829 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 41991.84 = 139972.80 kN/m³

Kh = 139972.80 × (7.942 / 0.3)^(-3 / 4) = 7149.92 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kv = 1/3.0 × 7149.92 = 2383.31 kN/m³

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(8.30 × 40.00) = 18.221 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 41991.84 = 139972.80 kN/m³

Kv = 139972.80 × (8.3 / 0.3)^(-3 / 4) = 6433.66 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 6433.66 = 2144.55 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

상부슬래브

Kv(43,52)=	3597	x (	1.100	/	2	+	1.130	/	2	) =	4011 kN/m³
Kvs(43,52)=	1199	x (	1.100	/	2	+	1.130	/	2	) =	1337 kN/m³
Kv(44~51)=	3597	x (	1.130	/	2	+	1.130	/	2	) =	4064 kN/m³
Kvs(44~51)=	1199	x (	1.130	/	2	+	1.130	/	2	) =	1355 kN/m³

- 측 벽

Kh(35~38)=	7150	x (	1.048	/	2	+	1.048	/	2	) =	7493 kN/m³
Khs(35~38)=	2383	x (	1.048	/	2	+	1.048	/	2	) =	2498 kN/m³
Kh(39~42)=	7150	x (	1.048	/	2	+	1.048	/	2	) =	7493 kN/m³
Khs(39~42)=	2383	x (	1.048	/	2	+	1.048	/	2	) =	2498 kN/m³
Kh(53~61)=	7150	x (	1.130	/	2	+	1.130	/	2	) =	8079 kN/m³
Khs(53~61)=	2383	x (	1.130	/	2	+	1.130	/	2	) =	2693 kN/m³
Kh(62~70)=	7150	x (	1.130	/	2	+	1.130	/	2	) =	8079 kN/m³
Khs(62~70)=	2383	x (	1.130	/	2	+	1.130	/	2	) =	2693 kN/m³
Kh(12,22)=	7150	x (	1.130	/	2	+	1.225	/	2	) =	8419 kN/m³
Khs(12,22)=	2383	x (	1.130	/	2	+	1.225	/	2	) =	2806 kN/m³
Kh(1,11)=	7150	x (	1.130	/	2	+	1.225	/	2	) =	8419 kN/m³
Khs(1,11)=	2383	x (	1.130	/	2	+	1.225	/	2	) =	2806 kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,11)=	5310	x (	1.020	/	2	+	1.080	/	2	) =	5575 kN/m³
Kvs(1,11)=	1770	x (	1.020	/	2	+	1.080	/	2	) =	1858 kN/m³
Kv(2~10)=	5310	x (	1.080	/	2	+	1.080	/	2	) =	5734 kN/m³
Kvs(2~10)=	1770	x (	1.080	/	2	+	1.080	/	2	) =	1911 kN/m³

- 중간슬래브

Kv(13~21)=	6434	x (	1.220	/	2	+	1.220	/	2	) =	7849 kN/m³
Kvs(13~21)=	2145	x (	1.220	/	2	+	1.220	/	2	) =	2616 kN/m³

11. 지진력 산정

1) 고유주기(Tg)

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

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		ɣ	Tg'(sec)	
		기능수행	붕괴방지	kN/m³	기능수행수준	붕괴방지수준
매립토	2.618	116.296	72.685	19.000	0.090	0.144
퇴적토	16.991	137.884	86.177	19.000	0.493	0.789
연암	4.000	235.778	147.361	23.000	0.068	0.109
계	23.609	152.075	95.047		0.651	1.041

■ 지반의 특성값(Tg) = 1.25 × Tg'

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25 × 0.651 = 0.814	1.25 × 1.041 = 1.302

2) 통제주기(Ts)

■ Ts = Cv / (2.5 × Ca), To = 0.2 × Ts

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	0.18 / (2.5 × 0.13) = 0.554	0.18 / (2.5 × 0.13) = 0.554
To(sec)	0.2 × 0.554 = 0.111	0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

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

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667
VSDi	122.000	63.000

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

지표면~기반암의 두께	전단파속도	기능수행수준		붕괴방지수준	
H (m)	Vs(m/sec)	H/Vs	G_D	H/Vs	G_D
23.609	152.075 , 95.047	0.15525	30376	0.24840	8100

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.18 \times 9.8 \times 0.57 \times 0.800}{0.814} = 0.988$
붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.18 \times 9.8 \times 1.4 \times 0.667}{1.302} = 1.265$

5) 속도 응답스펙트럼(Sv)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = (Tg / 2π) × Sa	Sv = (Tg / 2π) × Sa
$\frac{0.814 \times 0.988}{2 \times \pi} = 0.128$	$\frac{1.302 \times 1.265}{2 \times \pi} = 0.262$

6) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 심도 = 6.206 m
- 하부슬래브 심도 = 22.921 m
- 기반암 심도(H) = 23.609 m

① 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.814 \times \cos(\pi \times 6.206 / (2 \times 23.6))$

$= 0.01934$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.814 \times \cos(\pi \times 22.921 / (2 \times 23.6))$

$= 0.00097$

② 붕괴방지 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.302 \times \cos(\pi \times 6.206 / (2 \times 23.6))$

$= 0.06332$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.302 \times \cos(\pi \times 22.921 / (2 \times 23.6))$

$= 0.00316$

Po = Ksb,top × (U(Zu) - U(Zb))

기능수행수준								
Po =	3069.44	× (	0.01934	-	0.00097	)	=	56.394 kN/m²
붕괴방지수준								
Po =	1198.96	× (	0.06332	-	0.00316	)	=	72.12 kN/m²

7) 측벽 지반변위 하중

① 지반의 변위진폭 산정 Uh(z)

② 지진시 수평하중

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \bullet Sv \bullet Tg \bullet \cos\frac{\pi z}{2H}$$

구분	z(m)	기 능 수 행 수 준			붕 괴 방 지 수 준		
		Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)	Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)
q1	6.206	0.0193	0.0168	206.53	0.0633	0.0550	393.13
q2	7.254	0.0187	0.0162	198.69	0.0612	0.0529	378.21
q3	8.302	0.0180	0.0154	189.73	0.0588	0.0505	361.17
q4	9.350	0.0172	0.0146	179.71	0.0562	0.0478	342.08
q5	10.398	0.0163	0.0137	168.65	0.0532	0.0449	321.03
q6	11.528	0.0152	0.0127	155.65	0.0498	0.0414	296.28
q7	12.658	0.0141	0.0115	141.58	0.0460	0.0377	269.51
q8	13.788	0.0128	0.0103	126.54	0.0420	0.0337	240.88
q9	14.918	0.0115	0.0090	110.61	0.0378	0.0294	210.56
q10	16.048	0.0102	0.0076	93.88	0.0333	0.0250	178.71
q11	17.178	0.0088	0.0062	76.44	0.0287	0.0204	145.51
q12	18.308	0.0073	0.0047	58.39	0.0239	0.0155	111.15
q13	19.438	0.0058	0.0032	39.84	0.0189	0.0106	75.83
q14	20.568	0.0042	0.0017	20.88	0.0139	0.0056	39.75
q15	21.793	0.0025	0.0000	0.00	0.0083	0.0000	0.00

8) 주면 전단력

① 기능수행수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 15.35$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 42.67$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 29.01$$

② 붕괴방지수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 13.40$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 37.25$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 25.33$$

여기서 , Vu : 지진시 상판에 작용하는 주면전단력(kN/㎡) Sv : 기반면에서의 지진계수당 응답속도(m/sec)

Vb : 지진시 저판에 작용하는 주면전단력(kN/㎡) G_D : 지반의 동적전단 탄성계수

Vs : 지진시 측벽에 작용하는 주면전단력(kN/㎡)

9) 구체 관성력

지진시 자체 중량에 의한 관성력는

- fi = Ai × rcon'c × Khu × (1 - 0.015 × Zi)
- 콘크리트 단위중량 = 25.0 kN/m^3
- Khu(기능수행수준) = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- Khu(붕괴방지수준) = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

- 상부슬래브

① 기능수행수준

fu = 1.350 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 6.21)
= 2.270 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 1.350 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 6.21)
= 5.570 kN/m

- 하부슬래브

① 기능수행수준

fb = 1.400 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 22.92)
= 1.700 kN/m

② 붕괴방지수준

fb = 1.400 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 22.92)
= 4.180 kN/m

- 측벽1

① 기능수행수준

fw = 1.300 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 14.56)
= 1.880 kN/m

② 붕괴방지수준

fw = 1.300 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 14.56)
= 4.620 kN/m

- 측벽2

① 기능수행수준

fw = 1.600 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 18.74)
= 2.130 kN/m

② 붕괴방지수준

fw = 1.600 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 18.74)
= 5.230 kN/m

- 중간슬래브

① 기능수행수준

fs = 1.400 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 17.68)
= 1.900 kN/m

② 붕괴방지수준

fs = 1.400 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 17.68)
= 4.680 kN/m

12. 하중조합 및 하중재하도(지진시)

---콘.구 3.3.2

12.1 하중조합

1) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000
LC3	0.900	0.900		1.000		1.000
LC4	0.900	0.900		0.500		1.000

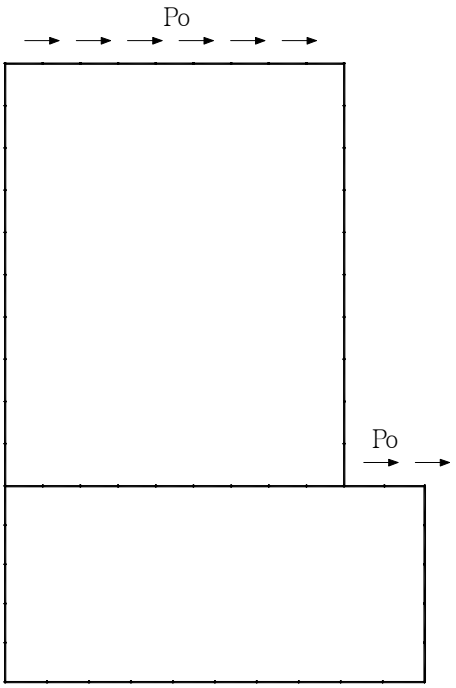
2) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000
LC3	0.900	0.900		1.000		1.000
LC4	0.900	0.900		0.500		1.000

12.2. 하중 재하도 (지진시)

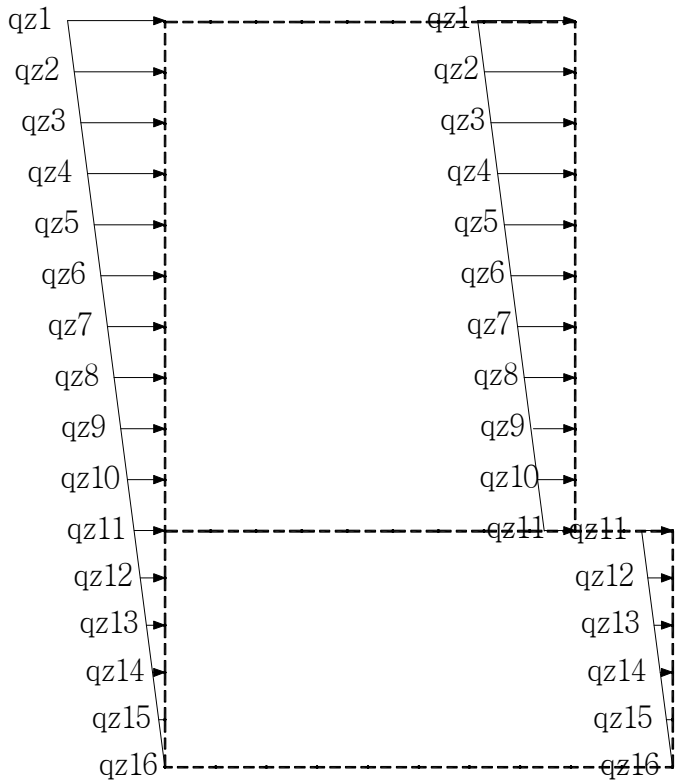
* 연직하중(지하수 무시), 활하중은 (상시) 참조

1) CASE 1 - 상부슬래브 지반변위 하중(기능수행수준)



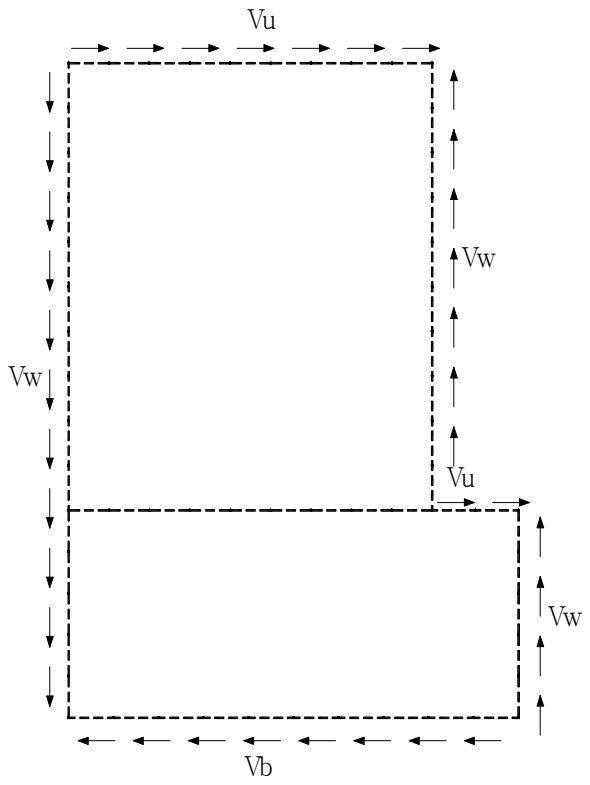
Po = 56.39 kN/㎡

2) CASE 1 - 측벽 지반변위 하중 (기능수행수준)



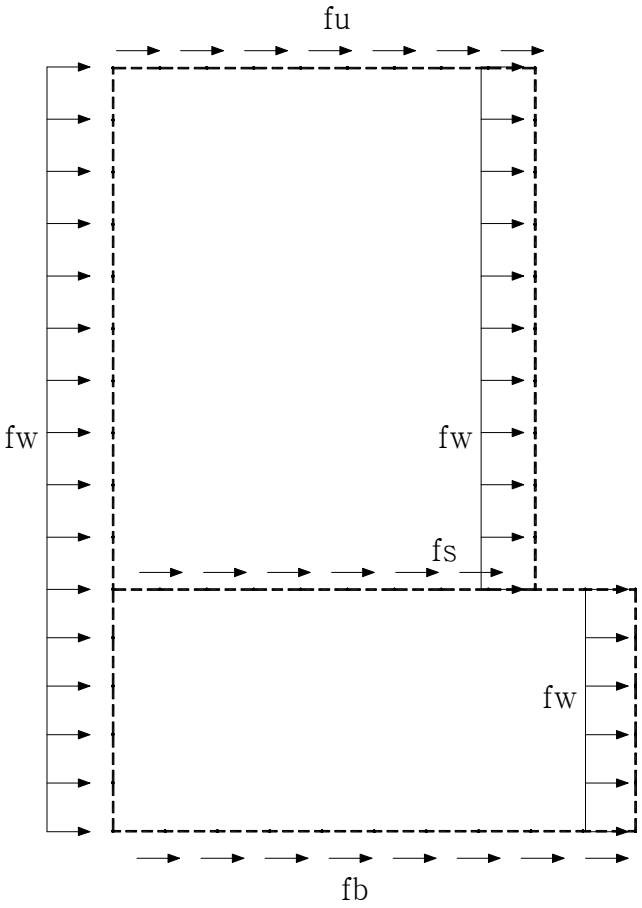
qz1	=	206.53	kN/㎡
qz2	=	198.69	kN/㎡
qz3	=	189.73	kN/㎡
qz4	=	179.71	kN/㎡
qz5	=	168.65	kN/㎡
qz6	=	155.65	kN/㎡
qz7	=	141.58	kN/㎡
qz8	=	126.54	kN/㎡
qz9	=	110.61	kN/㎡
qz10	=	93.88	kN/㎡
qz11	=	76.44	kN/㎡
qz12	=	58.39	kN/㎡
qz13	=	39.84	kN/㎡
qz14	=	20.88	kN/㎡
qz15	=	0.00	kN/㎡

3) CASE 2 - 주면전단력 (기능수행수준)



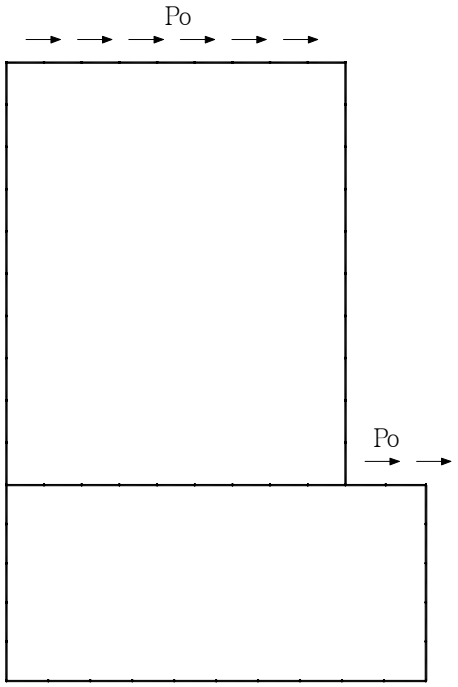
Vu = 15.35 kN/㎡
Vb = 42.67 kN/㎡
Vw = 29.01 kN/㎡

4) CASE 3 - 관성력 (기능수행수준)



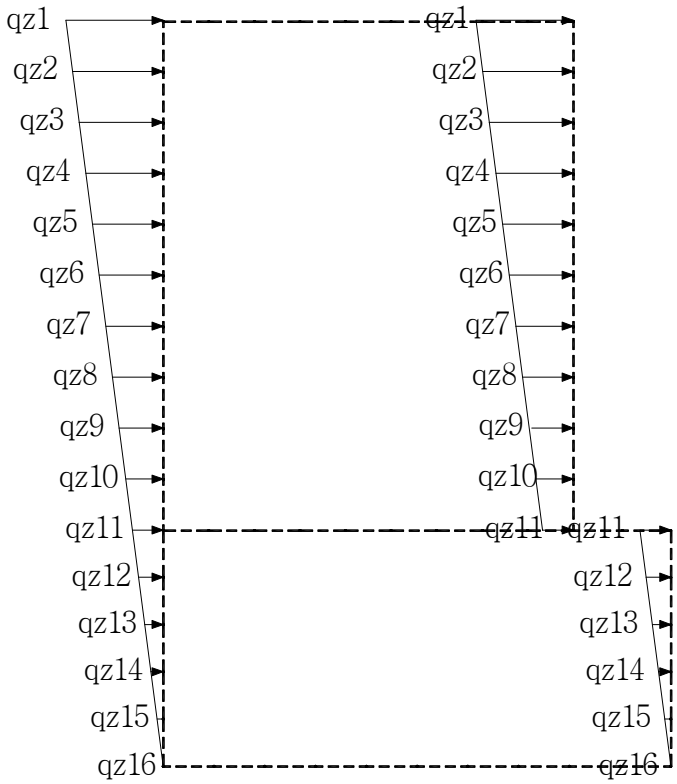
fu = 2.27 kN/m
fb = 1.70 kN/m
fw = 1.88 kN/m
fw1 = 2.13 kN/m
fs = 1.90 kN/m

5) CASE 5 - 상부슬래브 지반변위 하중(붕괴방지수준)



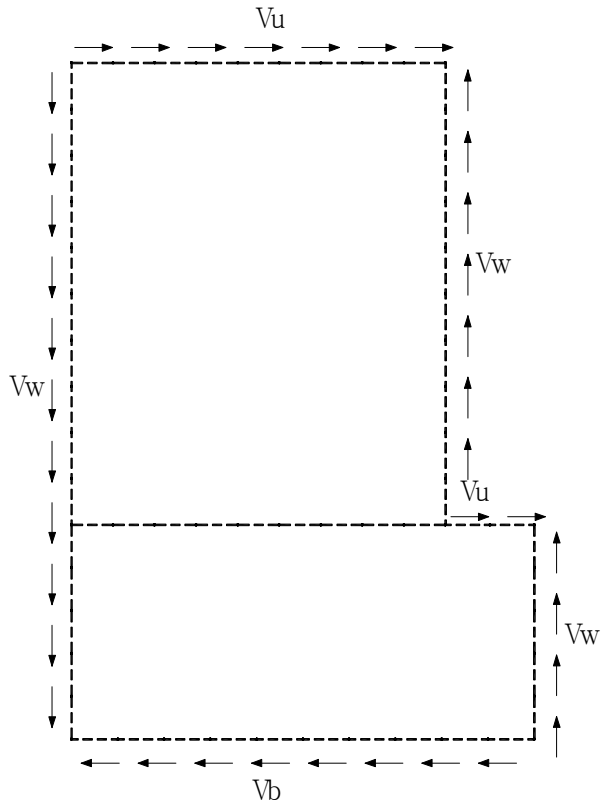
Po = 72.12 kN/㎡

6) CASE 4 - 측벽 지반변위 하중 (붕괴방지수준)



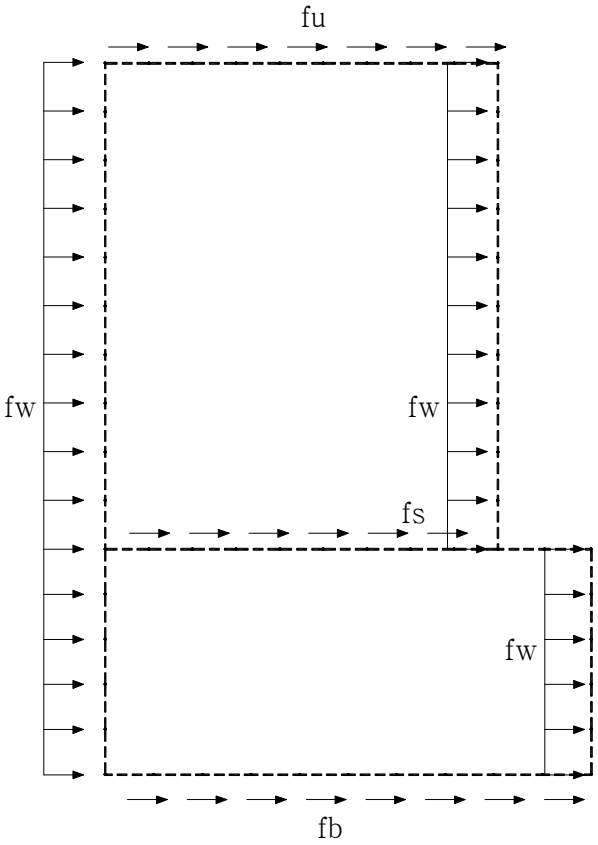
qz1	=	393.13	kN/㎡
qz2	=	378.21	kN/㎡
qz3	=	361.17	kN/㎡
qz4	=	342.08	kN/㎡
qz5	=	321.03	kN/㎡
qz6	=	296.28	kN/㎡
qz7	=	269.51	kN/㎡
qz8	=	240.88	kN/㎡
qz9	=	210.56	kN/㎡
qz10	=	178.71	kN/㎡
qz11	=	145.51	kN/㎡
qz12	=	111.15	kN/㎡
qz13	=	75.83	kN/㎡
qz14	=	39.75	kN/㎡
qz15	=	0.00	kN/㎡

7) CASE 5 - 주면전단력 (붕괴방지수준)



Vu = 13.40 kN/㎡
Vb = 37.25 kN/㎡
Vw = 25.33 kN/㎡

8) CASE 6 - 관성력 (붕괴방지수준)



fu = 5.57 kN/m
fb = 4.18 kN/m
fw = 4.62 kN/m
fw1 = 5.23 kN/m
fs = 4.68 kN/m

13. 부재력 요약

13.1 부재력 집계

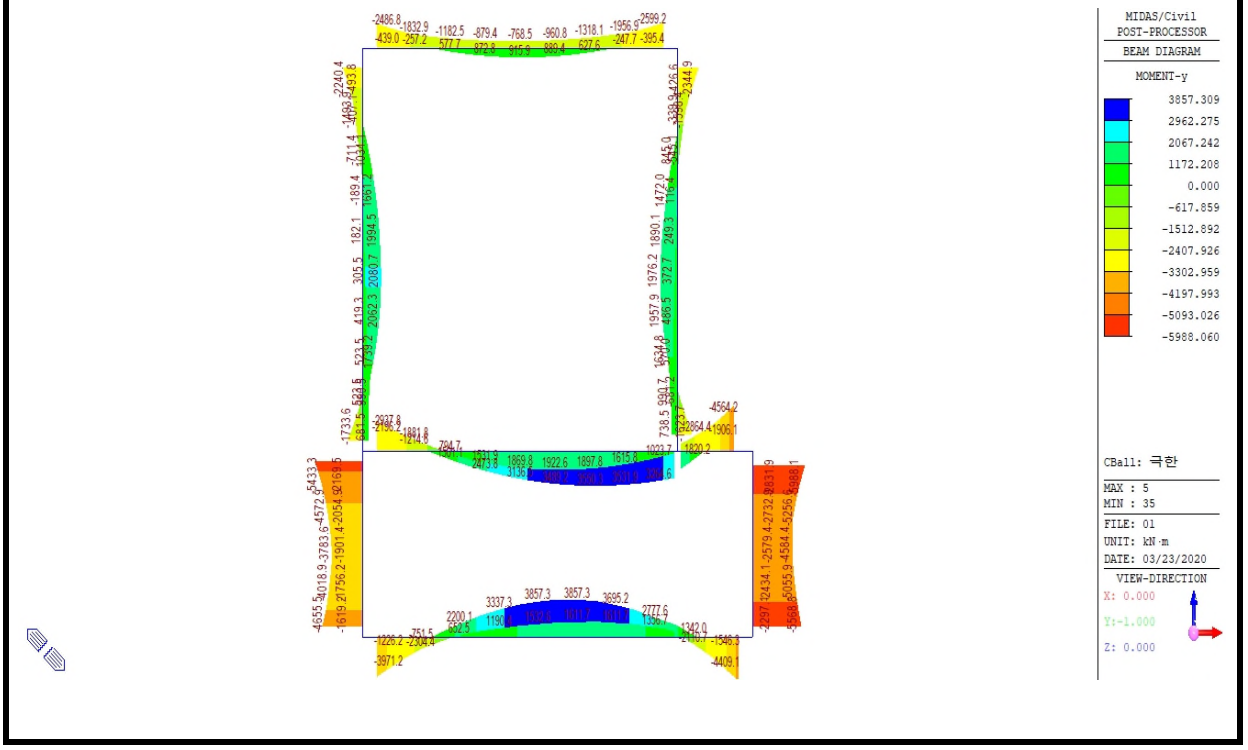
부재 \ 부재력	상시			지진시				적용		
				기능 수행 수준		붕괴 방지 수준				
	Mu	Vu	Mo	Mu	Vu	Mu	Vu	Mu	Vu	Mo
	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)
본 구조물										
1	상부슬래브 좌측단부	2486.8	1107.8	1705.0	1819.7	384.8	2728.6	421	2728.6	1108	1705.0
2	상부슬래브 우측단부	2599.2	1063.9	1760.0	1710.7	406.3	2065.6	505.5	2599.2	1064	1760.0
3	상부슬래브 중앙부	915.9	144.2	661.5	882.1	184.2	1499.9	403.8	1499.9	403.8	661.5
4	중간슬래브 좌측단부	2973.8	1755.3	2660.4	3248.3	1649.2	4125.6	1801.8	4125.6	1801.8	2660.4
5	중간슬래브 우측단부	4564.2	3140.8	3518.6	2656.4	1377.9	2539.4	1494.5	4564.2	3140.8	3518.6
6	중간슬래브 중앙부	3550.3	461.5	2885.8	2116.3	839.9	2270.3	958.9	3550.3	958.9	2885.8
7	하부슬래브 좌측단부	3971.2	2253.9	3045.8	2211.9	1004.3	1437.2	413.9	3971.2	2253.9	3045.8
8	하부슬래브 우측단부	4409.1	3068.9	3443.0	1852.9	892.5	1334.2	389.0	4409.1	3068.9	3443.0
9	하부슬래브 중앙부	3857.3	304.5	3070.0	1277.5	256.47	928.0	389.0	3857.3	389.0	3070.0
10	좌측벽체 상단부(공기정화시설)	2240.5	1333.9	1579.3	1672.6	729.6	2542.3	985.7	2542.3	1333.9	1579.3
11	좌측벽체 중앙부(공기정화시설)	2080.7	241.8	1394.5	1302.4	892.1	2367	1062.8	2367	1062.8	1394.5
12	좌측벽체 하단부(공기정화시설)	1733.6	1646.6	850.5	1656.9	892.1	2423.8	1062.8	2423.8	1646.6	850.5
13	좌측벽체 상단부(본체)	5433.3	1354.3	4202.4	2957.8	886.2	2726.9	1147.6	5433.3	1354.3	4202.4
14	좌측벽체 중앙부(본체)	0.1	316.2	0.1	0.1	186.5	688.7	268.3	688.7	316.2	0.1
15	좌측벽체 하단부(본체)	4655.5	1109.4	3614.0	2482.3	509.8	1509.3	431.5	4655.5	1109.4	3614.0
16	우측벽체 상단부(공기정화시설)	2344.9	1333.9	1620.6	1596.3	687.8	1909.6	881.7	2344.9	1333.9	1620.6
17	우측벽체 중앙부(공기정화시설)	1976.2	241.8	1353.3	1102.6	747.0	1288	881.7	1976	881.7	1353.3
18	우측벽체 하단부(공기정화시설)	1623.7	1575.6	756.2	1184.2	747.0	2307	1029.8	2307	1575.6	756.2
19	우측벽체 상단부(본체)	5988.1	1313.2	4754.7	2895.1	975.3	2555.8	1133.1	5988.1	1313.2	4754.7
20	우측벽체 중앙부(본체)	0.1	316.2	0.1	0.1	192.5	823.9	452.6	823.9	452.6	0.1
21	우측벽체 하단부(본체)	5568.8	1109.4	4404	2114.5	531.9	1310.0	476.6	5568.8	1109.4	4403.8

14. 단면력도

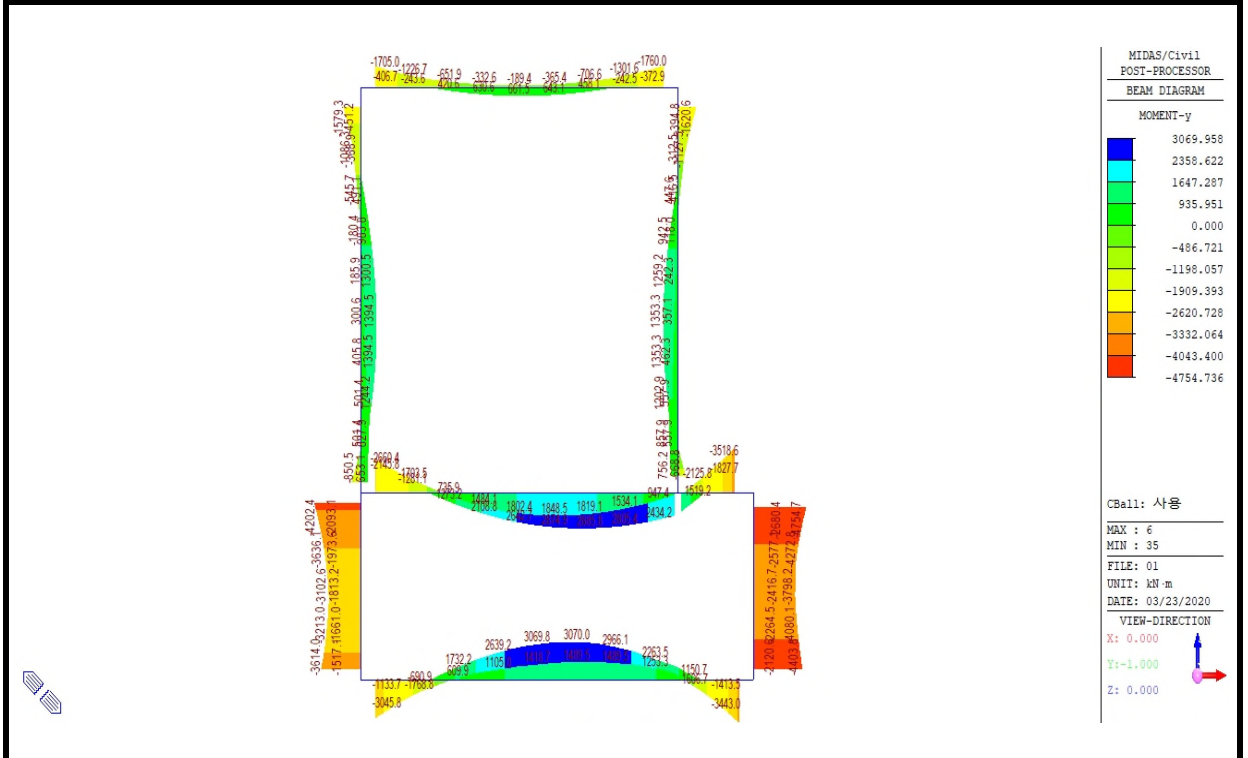
1) 상시

- 모멘트도

계 수 하 중

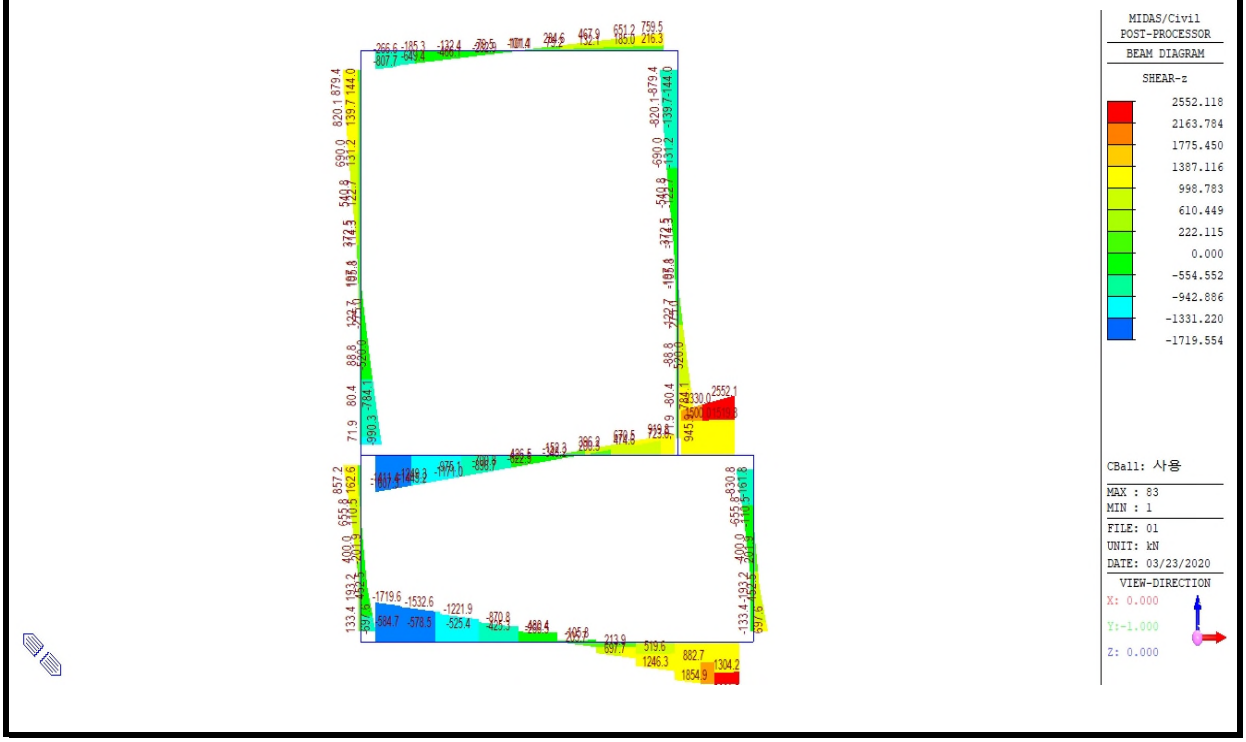


사 용 하 중



- 전단력도

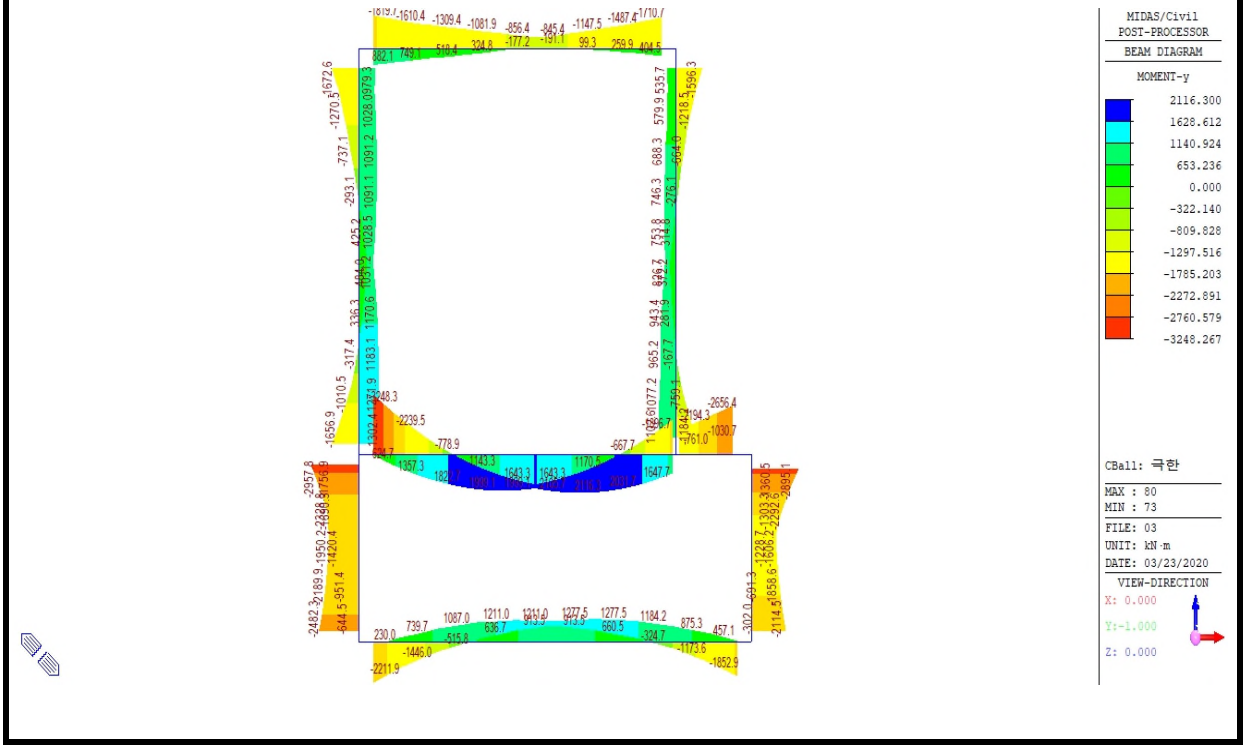
계 수 하 중


MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
SHEAR-z
2552.118
2163.784
1775.450
1387.116
998.783
610.449
222.115
0.000
-554.552
-942.886
-1331.220
-1719.554
CBall: 사용
MAX : 83
MIN : 1
FILE: 01
UNIT: kN
DATE: 03/23/2020
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y:-1.000
Z: 0.000

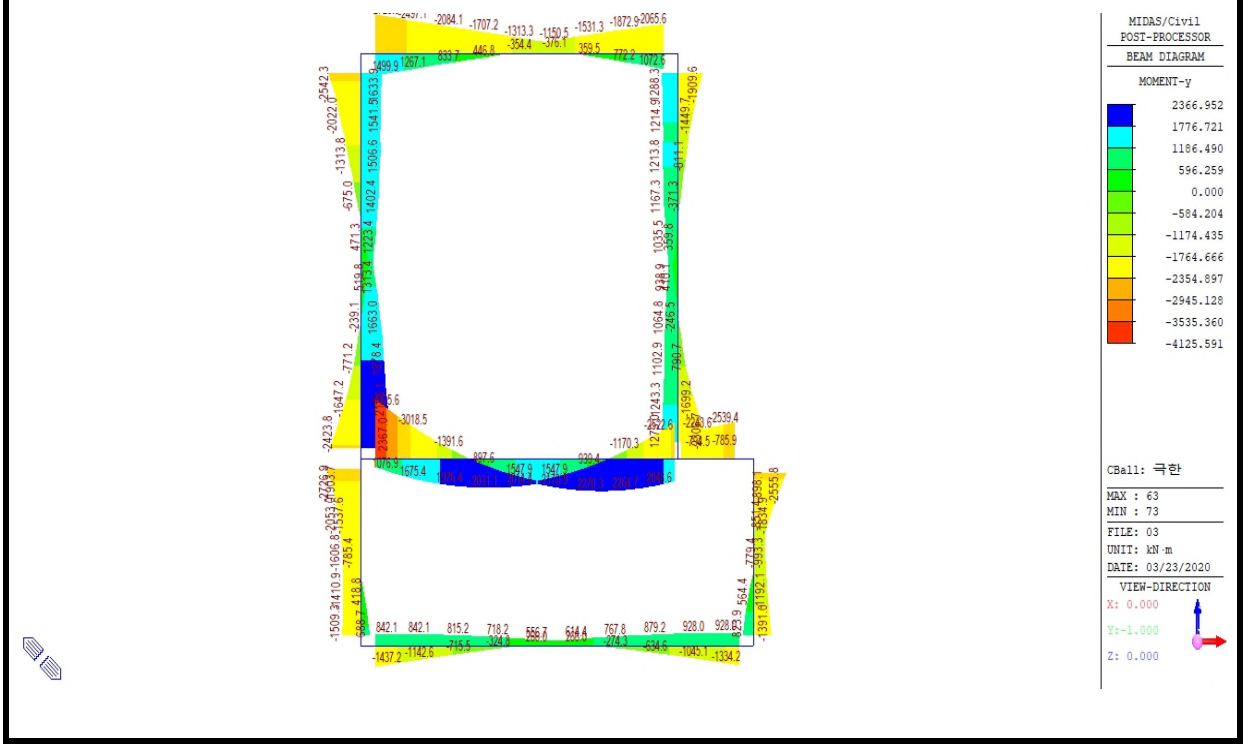
2) 지진시

- 모멘트도

기능 수행 수준

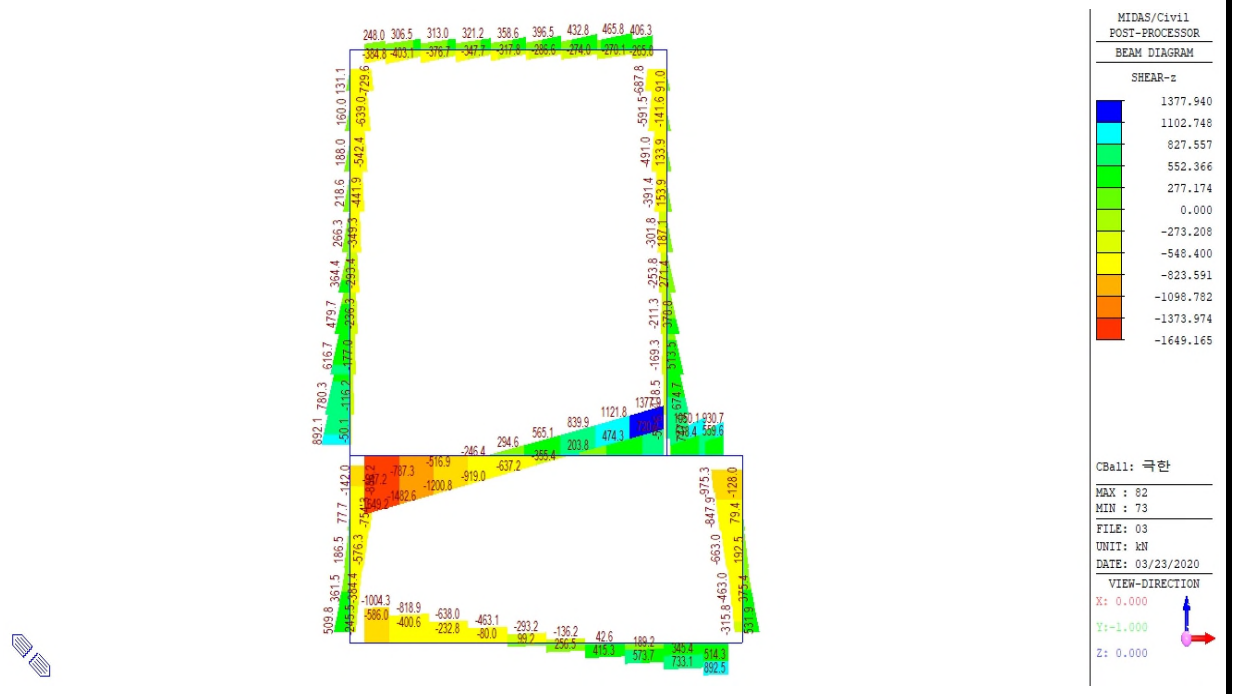


붕괴 방지 수준

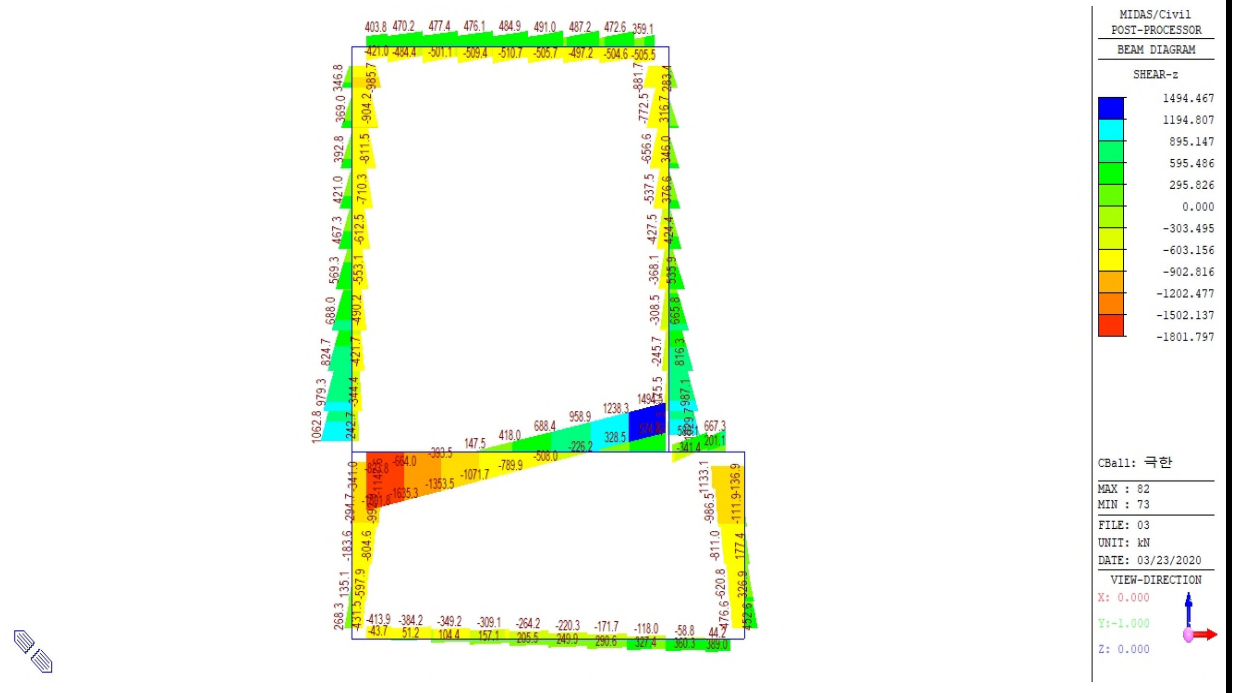


- 전단력도

기능 수행 수준



붕괴 방지 수준



15. 단면검토

15.1 상부슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	135	cm	· 헌치 =	50	cm
· Mu =	2728.596	kN.m	· Vu =	1107.829	kN	· M =	1705.005	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	141.7 cm	· 전단력 d =	136.7 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 61.453 cm^2 [p = 0.00434]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 49.583 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 46.042 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 18.958 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 49.583 cm^2 > 18.958 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 81.937 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.00897	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0114 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5642.188 kN.m > Mu = 2728.60 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 887.68 kN < Vu = 1107.829 kN

· 1/2·Φv Vc = 443.84 kN < Vu = 1107.829 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.805 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.805 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 887.68 + 1085.68 = 1973.36 kN > Vu = 1107.83 kN

Rm = Md / Mu = 2.07 Rs = Φv Vn / Vu = 1.781

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.00897 + √ [2 × 0.067 + 0.067 ^{2}] = 0.306

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.306 / 3 = 0.898

fs = M / [As·d·j]

= 1705.005 × 1000 / [127.072 × 141.7 × 0.898] = 105.47 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 105.5) − 2.5 x 84 = 537 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 105.5) = 597 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.2 상부슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	135	cm	· 헌치 =	50	cm
· Mu =	2599.235	kN.m	· Vu =	1063.928	kN	· M =	1760.030	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	141.7 cm	· 전단력 d =	136.7 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 58.540 cm^2 [p = 0.00413]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 49.583 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 46.042 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 18.958 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 49.583 cm^2 > 18.958 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 78.053 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.00897]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0114 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5642.188 kN.m > Mu = 2599.24 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 887.68 kN < Vu = 1063.928 kN

· 1/2·Φv Vc = 443.84 kN < Vu = 1063.928 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.645 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.645 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 887.68 + 1085.68 = 1973.36 kN > Vu = 1063.93 kN

Rm = Md / Mu = 2.17 Rs = Φv Vn / Vu = 1.855

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.00897 + √ [2 × 0.067 + 0.067 ^{2}] = 0.306

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.306 / 3 = 0.898

fs = M / [As·d·j]

= 1760.03 × 1000 / [127.072 × 141.7 × 0.898] = 108.87 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 108.9) − 2.5 x 84 = 513 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 108.9) = 579 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.3 상부슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	135	cm			
· Mu =	1499.902	kN.m	· Vu =	403.777	kN	· M =	661.532	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	122.0 cm	· 전단력 d =	122.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 37.878 cm^2 [p = 0.00310]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	=	0.0035	⇒ MIN	As =	42.7 cm^2	
Pmin2	= 0.25√fck/fy	=	0.00325	⇒ MIN	As =	39.65 cm^2	
Pmin3	= 0.0025·B·t			⇒ MIN	As =	16.25 cm^2	[일면 As]
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	=	0.0035	⇒ MIN	As =	42.7 cm^2	> 16.25 cm^2
		4/3·Req As		⇒ MIN	As =	50.504 cm^2	

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

∴ USE As =	H	32 @	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
			TOTAL	=	63.536	cm^2	[p = 0.005208]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0262 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2515.862 kN.m > Mu = 1499.90 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 792.41 kN > Vu = 403.777 kN

· 1/2·Φv Vc = 396.21 kN < Vu = 403.777 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.005208 + √ [2 × 0.039 + 0.039 ^{2}] = 0.243

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.243 / 3 = 0.919

fs = M / [As·d·j]

= 661.532 × 1000 / [63.536 × 122 × 0.919] = 92.87 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 92.87) − 2.5 x 64 = 688 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 92.87) = 678 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.4 하부슬래브 좌측단부

15.4.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	140	cm						
· Mu =	3971.181	kN.m	· Vu =	2253.939	kN	· M =	3045.796	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	125.0	cm	· 전단력 d =	120.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 107.759 cm^2 [p = 0.00862]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	=	0.0035	⇒ MIN As =	43.75 cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	=	0.00325	⇒ MIN As =	40.625 cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t			⇒ MIN As =	16.875 cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	=	0.0035	⇒ MIN As =	43.75 cm^2	>	16.875 cm^2
			4/3·Req As	⇒ MIN As =	143.679 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	TOTAL =					190.608	cm^2	[p = 0.015249	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.007 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 7024.368 kN.m > Mu = 3971.18 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 779.42 kN < Vu = 2253.939 kN

· 1/2·Φv Vc = 389.71 kN < Vu = 2253.939 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 6.144 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 6.144 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 779.42 + 2750.4 = 3529.82 kN > Vu = 2253.94 kN

Rm = Md / Mu = 1.77 Rs = Φv Vn / Vu = 1.566

15.4.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.015249 + √ [2 × 0.114 + 0.114 ^{2}] = 0.377

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.377 / 3 = 0.874

fs = M / [As·d·j]

= 3045.796 × 1000 / [190.608 × 125 × 0.874] = 146.26 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 146.3) − 2.5 x 84 = 328 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 146.3) = 431 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.5 하부슬래브 우측단부

15.5.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	140	cm						
· Mu =	4409.106	kN.m	· Vu =	3068.863	kN	· M =	3442.967	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	125.0	cm	· 전단력 d =	120.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 119.642 cm^2 [p = 0.00957]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	=	0.0035	⇒ MIN As =	43.75 cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	=	0.00325	⇒ MIN As =	40.625 cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t			⇒ MIN As =	16.875 cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	=	0.0035	⇒ MIN As =	43.75 cm^2	>	16.875 cm^2
			4/3·Req As	⇒ MIN As =	159.523 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	190.608	cm^2	[p = 0.015249	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.007 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 7024.368 kN.m > Mu = 4409.11 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 779.42 kN < Vu = 3068.863 kN

· 1/2·Φv Vc = 389.71 kN < Vu = 3068.863 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 9.539 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 9.539 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 779.42 + 2750.4 = 3529.82 kN > Vu = 3068.86 kN

Rm = Md / Mu = 1.59 Rs = Φv Vn / Vu = 1.15

15.5.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.015249 + √ [2 × 0.114 + 0.114 ^{2}] = 0.377

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.377 / 3 = 0.874

fs = M / [As·d·j]

= 3442.967 × 1000 / [190.608 × 125 × 0.874] = 165.34 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 165.3) − 2.5 x 84 = 266 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 165.3) = 381 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.6 하부슬래브 중앙부

15.6.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	3857.309	kN.m	· Vu =	389.030	kN	· M =	3069.958	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	127.0 cm	· 전단력 d =	114.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 97.865 cm^2 [p = 0.00771]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.0035	⇒ MIN As =	44.45 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒ MIN As =	41.275 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒ MIN As =	16.875 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.0035	⇒ MIN As =	44.45 cm^2	>	16.875 cm^2	
	4/3·Req As	⇒ MIN As =	130.487 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.010006]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0122 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5008.523 kN.m > Mu = 3857.31 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 740.45 kN > Vu = 389.03 kN

· 1/2·Φv Vc = 370.23 kN < Vu = 389.03 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

15.6.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.010006 + √ [2 × 0.075 + 0.075 ^{2}] = 0.319

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.319 / 3 = 0.894

fs = M / [As·d·j]

= 3069.958 × 1000 / [127.072 × 127 × 0.894] = 212.79 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 212.8) − 2.5 x 64 = 210 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 212.8) = 296 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.7 좌측벽체 상단부(공기정화시설)

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	130	cm	· 헌치 =	50	cm			
· Mu =	2542.282	kN.m	· Vu =	1333.917	kN	· M =	1579.342	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	136.7	cm	· 전단력 d =	131.7	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 59.537 cm^2 [p = 0.00436]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 47.833 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 44.417 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 18.333 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 47.833 cm^2 > 18.333 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 79.383 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.009298	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0108 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5426.166 kN.m > Mu = 2542.28 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 855.2 kN < Vu = 1333.917 kN

· 1/2·Φv Vc = 427.6 kN < Vu = 1333.917 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 1.818 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 1.818 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 855.2 + 3017.8 = 3873 kN > Vu = 1333.92 kN

Rm = Md / Mu = 2.13 Rs = Φv Vn / Vu = 2.903

15.7.2 철근의 응력 산정

A = 2 × 100.0 × 1000.0 / 16.0 = 12500.0 mm^2 N=1M 당 배근된 철근수

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.009298 + √ [2 × 0.07 + 0.07 ^{2}] = 0.31

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.31 / 3 = 0.897

fs = M / [As·d·j]

= 1579.342 × 1000 / [127.072 × 136.7 × 0.897] = 101.38 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 101.4) − 2.5 x 84 = 567 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 101.4) = 621 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.8 좌측벽체 중앙부(공기정화시설)

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	130	cm			
· Mu =	2366.952	kN.m	· Vu =	1062.751	kN	· M =	1394.544	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	117.0 cm	· 전단력 d =	117.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 63.325 cm^2 [p = 0.00541]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (8,107 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 14.13 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 40.95 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 38.025 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 15.625 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 40.95 cm^2 > 15.625 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 84.433 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	81.072	cm^2	[p = 0.006929]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 14.130 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 16.624 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.019 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3030.301 kN.m > Mu = ## kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 759.94 kN < Vu = 1062.751 kN

· 1/2·Φv Vc = 379.97 kN < Vu = 1062.751 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

15.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.006929 + √ [2 × 0.052 + 0.052 ^{2}] = 0.274

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.274 / 3 = 0.909

fs = M / [As·d·j]

= 1394.544 × 1000 / [81.072 × 117 × 0.909] = 161.74 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 161.7) − 2.5 x 67.5 = 318 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 161.7) = 390 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.9 좌측벽체 하단부(공기정화시설)

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	130	cm						
· Mu =	2423.821	kN.m	· Vu =	1646.578	kN	· M =	850.517	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	115.0	cm	· 전단력 d =	110.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 70.426 cm^2 [p = 0.00612]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (15,804 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 27.55 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 40.25 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 37.375 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 15.625 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 40.25 cm^2 > 15.625 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 93.901 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	22	@	125	=	30.968	cm^2	[8.0	EA/m]
	TOTAL				=	158.040	cm^2	[p = 0.013743	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 27.545 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 32.406 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0081 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5439.318 kN.m > Mu = 2423.82 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 714.47 kN < Vu = 1646.578 kN

· 1/2·Φv Vc = 357.24 kN < Vu = 1646.578 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 4.237 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 4.237 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 714.47 + 2521.2 = 3235.67 kN > Vu = 1646.58 kN

Rm = Md / Mu = 2.24 Rs = Φv Vn / Vu = 1.965

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.013743 + √ [2 × 0.103 + 0.103 ^{2}] = 0.362

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.362 / 3 = 0.879

fs = M / [As·d·j]

= 850.517 × 1000 / [158.040 × 115 × 0.879] = 53.24 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 53.24) − 2.5 x 84 = 1269 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 53.24) = 1183 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.7 좌측벽체 상단부(본체)

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	160	cm	· 헌치 =	50	cm			
· Mu =	5433.347	kN.m	· Vu =	1354.312	kN	· M =	4202.434	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	166.7	cm	· 전단력 d =	156.7	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 106.496 cm^2 [p = 0.00639]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	=	0.0035	⇒ MIN As =	58.333 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	=	0.00325	⇒ MIN As =	54.167 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t			⇒ MIN As =	22.083 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	=	0.0035	⇒ MIN As =	58.333 cm^2	>	22.083 cm^2
		4/3·Req As	⇒ MIN As =	141.995 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	190.608	cm^2	[p = 0.011436	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0085 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 9724.648 kN.m > Mu = 5433.35 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1017.58 kN < Vu = 1354.312 kN

· 1/2·Φv Vc = 508.79 kN < Vu = 1354.312 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 1.075 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.075 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1017.58 + 1244.56 = 2262.14 kN > Vu = 1354.31 kN

Rm = Md / Mu = 1.79 Rs = Φv Vn / Vu = 1.67

15.7.2 철근의 응력 산정

A = 2 × 100.0 × 1000.0 / 16.0 = 12500.0 mm^2 N=1M 당 배근된 철근수

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.011436 + √ [2 × 0.086 + 0.086 ^{2}] = 0.337

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.337 / 3 = 0.888

fs = M / [As·d·j]

= 4202.434 × 1000 / [190.608 × 166.7 × 0.888] = 148.97 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 149) − 2.5 x 84 = 319 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 149) = 423 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.8 좌측벽체 중앙부(본체)

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	160	cm						
· Mu =	688.730	kN.m	· Vu =	316.225	kN	· M =	0.100	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	152.0	cm	· 전단력 d =	152.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 13.644 cm^2 [p = 0.00090]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	=	0.0035	⇒ MIN	As =	53.2 cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	=	0.00325	⇒ MIN	As =	49.4 cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t			⇒ MIN	As =	20 cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	=	0.0035	⇒ MIN	As =	53.2 cm^2	>	20 cm^2
		4/3·Req As		⇒ MIN	As =	18.192 cm^2		

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

∴ USE As =	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	40.536	cm^2	[p =	0.002667]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 7.065 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 8.312 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0519 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2046.215 kN.m > Mu = 688.73 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 987.27 kN > Vu = 316.225 kN

· 1/2·Φv Vc = 493.64 kN > Vu = 316.225 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

15.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.002667 + √ [2 × 0.02 + 0.02 ^{2}] = 0.181

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.181 / 3 = 0.94

fs = M / [As·d·j]

= 0.1 × 1000 / [40.536 × 152 × 0.94] = 0.02 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 0.02) − 2.5 x 67.5 = 3937331 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 0.02) = 3150000 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.9 좌측벽체 하단부(본체)

15.9.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	160	cm				
·	Mu =	4655.500	kN.m	·	Vu =	1109.413	kN	· M =	3614.017	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	3	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	145.0	cm	· 전단력 d =	140.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 106.649 cm^2 [p = 0.00736]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 50.75 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 47.125 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 19.375 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 50.75 cm^2 > 19.375 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 142.199 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	190.608	cm^2	[p = 0.013145	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0085 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 8320.502 kN.m > Mu = 4655.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 909.33 kN < Vu = 1109.413 kN

· 1/2·Φv Vc = 454.67 kN < Vu = 1109.413 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.013145 + √ [2 × 0.099 + 0.099 ^{2}] = 0.356

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.356 / 3 = 0.881

fs = M / [As·d·j]

= 3614.017 × 1000 / [190.608 × 145 × 0.881] = 148.42 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 148.4) − 2.5 x 84 = 321 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 148.4) = 424 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.10 우측벽체 상단부(공기정화시설)

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	100	cm	· 헌치 =	50	cm			
· Mu =	2344.895	kN.m	· Vu =	1333.917	kN	· M =	1620.620	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	106.7	cm	· 전단력 d =	85.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 72.148 cm^2 [p = 0.00676]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 37.333 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 34.667 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 14.583 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 37.333 cm^2 > 14.583 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 96.197 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p =	0.011913]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0074 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4130.031 kN.m > Mu = 2344.90 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 552.09 kN < Vu = 1333.917 kN

· 1/2·Φv Vc = 276.05 kN < Vu = 1333.917 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 4.599 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 4.599 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 552.09 + 1948.2 = 2500.29 kN > Vu = 1333.92 kN

Rm = Md / Mu = 1.76 Rs = Φv Vn / Vu = 1.874

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.011913 + √ [2 × 0.089 + 0.089 ^{2}] = 0.342

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.342 / 3 = 0.886

fs = M / [As·d·j]

= 1620.62 × 1000 / [127.072 × 106.7 × 0.886] = 134.95 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 135) − 2.5 x 84 = 374 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 135) = 467 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.11 우측벽체 중앙부(공기정화시설)

15.11.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	100	cm				
·	Mu =	1976.238	kN.m	·	Vu =	881.715	kN	· M =	1353.266	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	2	단	
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	87.0	cm	· 전단력 d =	87.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 72.715 cm^2 [p = 0.00836]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (8,107 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 14.13 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 30.45 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 28.275 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 11.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 30.45 cm^2 > 11.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 96.953 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	TOTAL				=	81.072	cm^2	[p = 0.009319]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 14.130 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 16.624 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0136 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2203.367 kN.m > Mu = ## kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 565.08 kN < Vu = 881.715 kN

· 1/2·Φv Vc = 282.54 kN < Vu = 881.715 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.009319 + √ [2 × 0.07 + 0.07 ^{2}] = 0.31

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.31 / 3 = 0.897

fs = M / [As·d·j]

= 1353.266 × 1000 / [81.072 × 87 × 0.897] = 213.89 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 213.9) − 2.5 x 67.5 = 199 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 213.9) = 295 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.12 우측벽체 하단부(공기정화시설)

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	100	cm						
· Mu =	2306.668	kN.m	· Vu =	1575.639	kN	· M =	756.169	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	87.0	cm	· 전단력 d =	87.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 89.356 cm^2 [p = 0.01027]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 30.45 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 28.275 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 11.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 30.45 cm^2 > 11.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 119.141 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p =	0.014606]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0076 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3280.343 kN.m > Mu = ## kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 565.08 kN < Vu = 1575.639 kN

· 1/2·Φv Vc = 282.54 kN < Vu = 1575.639 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 5.808 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 5.808 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 565.08 + 1994.04 = 2559.12 kN > Vu = 1575.64 kN

Rm = Md / Mu = 1.42 Rs = Φv Vn / Vu = 1.624

15.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.014606 + √ [2 × 0.109 + 0.109 ^{2}] = 0.371

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.371 / 3 = 0.876

fs = M / [As·d·j]

= 756.169 × 1000 / [127.072 × 87 × 0.876] = 78.08 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 78.08) − 2.5 x 64 = 849 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 78.08) = 807 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.10 우측벽체 상단부(본체)

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	160	cm	· 헌치 =	50	cm			
· Mu =	5988.060	kN.m	· Vu =	1313.206	kN	· M =	4754.736	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	166.7	cm	· 전단력 d =	140.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 117.369 cm^2 [p = 0.00704]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	=	0.0035	⇒ MIN As =	58.333 cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	=	0.00325	⇒ MIN As =	54.167 cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t			⇒ MIN As =	22.083 cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	=	0.0035	⇒ MIN As =	58.333 cm^2	>	22.083 cm^2
			4/3·Req As	⇒ MIN As =	156.492 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	190.608	cm^2	[p = 0.011436	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0085 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 9724.648 kN.m > Mu = 5988.06 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 909.33 kN < Vu = 1313.206 kN

· 1/2·Φv Vc = 454.67 kN < Vu = 1313.206 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 1.442 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.442 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 909.33 + 1112.16 = 2021.49 kN > Vu = 1313.21 kN

Rm = Md / Mu = 1.62 Rs = Φv Vn / Vu = 1.539

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.011436 + √ [2 × 0.086 + 0.086 ^{2}] = 0.337

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.337 / 3 = 0.888

fs = M / [As·d·j]

= 4754.736 × 1000 / [190.608 × 166.7 × 0.888] = 168.55 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 168.6) − 2.5 x 84 = 257 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 168.6) = 374 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.11 우측벽체 중앙부(본체)

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	160	cm			
· Mu =	823.914	kN.m	· Vu =	452.628	kN	· M =	0.100	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	152.0 cm	· 전단력 d =	152.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 16.322 cm^2 [p = 0.00107]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 53.2 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 49.4 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 20 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 53.2 cm^2 > 20 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 21.763 cm^2

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

∴ USE As =	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0 EA/m]
TOTAL =						40.536	cm^2	[p = 0.002667]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 7.065 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 8.312 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0519 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2046.215 kN.m > Mu = 823.91 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 987.27 kN > Vu = 452.628 kN

· 1/2·Φv Vc = 493.64 kN > Vu = 452.628 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.002667 + √ [2 × 0.02 + 0.02 ^{2}] = 0.181

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.181 / 3 = 0.94

fs = M / [As·d·j]

= 0.1 × 1000 / [40.536 × 152 × 0.94] = 0.02 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 0.02) − 2.5 x 67.5 = 3937331 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 0.02) = 3150000 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.12 우측벽체 하단부(본체)

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	160	cm						
· Mu =	5568.802	kN.m	· Vu =	1109.413	kN	· M =	4403.825	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	147.0	cm	· 전단력 d =	142.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 125.614 cm^2 [p = 0.00855]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	=	0.0035	⇒ MIN	As =	51.45 cm^2	
Pmin2	= 0.25√fck/fy	=	0.00325	⇒ MIN	As =	47.775 cm^2	
Pmin3	= 0.0025·B·t			⇒ MIN	As =	19.375 cm^2	[일면 As]
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	=	0.0035	⇒ MIN	As =	51.45 cm^2	> 19.375 cm^2
		4/3·Req As		⇒ MIN	As =	167.485 cm^2	

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	TOTAL =					190.608	cm^2	[p = 0.012967	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0087 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 8450.116 kN.m > Mu = 5568.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 922.32 kN < Vu = 1109.413 kN

· 1/2·Φv Vc = 461.16 kN < Vu = 1109.413 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

15.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.012967 + √ [2 × 0.097 + 0.097 ^{2}] = 0.354

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.354 / 3 = 0.882

fs = M / [As·d·j]

= 4403.825 × 1000 / [190.608 × 147 × 0.882] = 178.2 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 178.2) − 2.5 x 64 = 282 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 178.2) = 354 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.13 중간슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	140	cm	· 헌치 =	50	cm			
· Mu =	4125.591	kN.m	· Vu =	1801.797	kN	· M =	2660.445	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	146.7	cm	· 전단력 d =	120.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 93.298 cm^2 [p = 0.00636]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 51.333 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 47.667 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 19.583 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 51.333 cm^2 > 19.583 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 124.397 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	190.608	cm^2	[p = 0.012996	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.007 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 8428.514 kN.m > Mu = 4125.59 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 779.42 kN < Vu = 1801.797 kN

· 1/2·Φv Vc = 389.71 kN < Vu = 1801.797 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 4.260 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 4.260 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 779.42 + 2750.4 = 3529.82 kN > Vu = 1801.80 kN

Rm = Md / Mu = 2.04 Rs = Φv Vn / Vu = 1.959

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.012996 + √ [2 × 0.097 + 0.097 ²] = 0.354

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.354 / 3 = 0.882

fs = M / [As·d·j]

= 2660.445 × 1000 / [190.608 × 146.7 × 0.882] = 107.9 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 107.9) − 2.5 x 84 = 520 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 107.9) = 584 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.2 중간슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm	· 헌치 =	50	cm
· Mu =	4564.165	kN.m	· Vu =	3140.823	kN	· M =	3518.567	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	146.7 cm	· 전단력 d =	120.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 103.217 cm^2 [p = 0.00704]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 51.333 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 47.667 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 19.583 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 51.333 cm^2 > 19.583 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 137.623 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	190.608	cm^2	[p = 0.012996	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.007 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 8428.514 kN.m > Mu = 4564.17 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 779.42 kN < Vu = 3140.823 kN

· 1/2·Φv Vc = 389.71 kN < Vu = 3140.823 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 9.839 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 9.839 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 779.42 + 2750.4 = 3529.82 kN > Vu = 3140.82 kN

Rm = Md / Mu = 1.85 Rs = Φv Vn / Vu = 1.124

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.012996 + √ [2 × 0.097 + 0.097 ²] = 0.354

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.354 / 3 = 0.882

fs = M / [As·d·j]

= 3518.567 × 1000 / [190.608 × 146.7 × 0.882] = 142.7 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 142.7) − 2.5 x 84 = 342 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 142.7) = 441 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.3 중간슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	3550.304	kN.m	· Vu =	958.919	kN	· M =	2885.768	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	127.0 cm	· 전단력 d =	127.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 90.076 cm^2 [p = 0.00709]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 44.45 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 41.275 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 16.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 44.45 cm^2 > 16.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 120.101 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.010006	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0122 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5008.523 kN.m > Mu = 3550.30 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 824.89 kN < Vu = 958.919 kN

· 1/2·Φv Vc = 412.45 kN < Vu = 958.919 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.010006 + √ [2 × 0.075 + 0.075 ^{2}] = 0.319

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.319 / 3 = 0.894

fs = M / [As·d·j]

= 2885.768 × 1000 / [127.072 × 127 × 0.894] = 200.02 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 200) − 2.5 x 64 = 234 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 200) = 315 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.16 소화전함 벽체

15.9.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	116	cm				
·	Mu =	4638.900	kN.m	·	Vu =	517.000	kN	· M =	3512.000	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	3	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	100.5	cm	· 전단력 d =	95.5	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 162.639 cm^2 [p = 0.01618]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 35.175 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 32.663 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 13.813 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 35.175 cm^2 > 13.813 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 216.852 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	190.608	cm^2	[p = 0.018966]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0051 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5436.603 kN.m > Mu = 4638.90 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 620.29 kN > Vu = 517 kN

· 1/2·Φv Vc = 310.15 kN < Vu = 517 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 620.29 + 758.65 = 1378.94 kN > Vu = 517.00 kN

Rm = Md / Mu = 1.17 Rs = Φv Vn / Vu = 2.667

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.018966 + √ [2 × 0.142 + 0.142 ^{2}] = 0.41

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.41 / 3 = 0.863

fs = M / [As·d·j]

= 3512 × 1000 / [190.608 × 100.5 × 0.863] = 212.44 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 212.4) − 2.5 x 84 = 161 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 212.4) = 297 mm > 125 mm ∴ O.K.

16. 배력철근 산정

* 배력철근 계산

① T = 1,350 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적				=	1.350	m²			
필요 배력철근량 :									
단면적의 0.002	=	0.0020	x	1.350	=	2700.0	㎟		
0.0015hb	=	0.002	x	1.350	x	1.000	=	2025.0 ㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 16	@	150	=	1324.0	㎟		h= 1200mm 이하
		H 16	@	300	=	662.0	㎟		
						1986	㎟		--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 4050 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

② T = 1,400 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적				=	1.400	m²			
단면적의 0.002	:	0.0020	x	1.400	=	2800.000	㎟	(≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]	
0.0015hb	=	0.002	x	1.400	x	1.000	=	2100.0 ㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 16	@	150	=	1324.000	㎟		h= 1200mm 이하
		H 16	@	300	=	662.000	㎟		
						1986.000	㎟		--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 4200 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

③ T = 1,600 mm 부

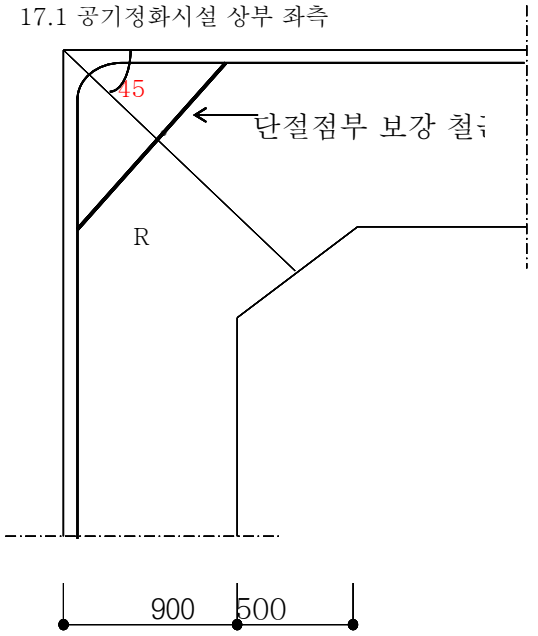
M당 벽체 콘크리트 단면적				=	1.600	m²			
단면적의 0.002	:	0.0020	x	1.600	=	3200.000	㎟	(≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]	
0.0015hb	=	0.002	x	1.600	x	1.000	=	2400.0 ㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 16	@	150	=	1324.000	㎟		h= 1200mm 이하
		H 16	@	300	=	662.000	㎟		
						1986.000	㎟		--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 4800 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

*** 수축 및 온도철근 단면적은 단위 m당 1,800㎟ 보다 크게 취할 필요는 없다. -- 콘.설 P109**

17. 우각부 검토

17.1 공기정화시설 상부 좌측



$R = \sqrt{1200.0^2 + 1200.0^2}$

$= 1697.0563$ mm

Mo = 1705.005 kN-m

W = 1000 mm

fsa = 180 MPa

fca = $0.13\sqrt{fck}$

$= 0.13\sqrt{27} = 0.68$ MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 1705.005 \times 10^6}{1697.056275 \times 1{,}000} = 2.9600781 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 1705.01 \times 10^6}{1{,}697.056 \times 180} = 11{,}163 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

2단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

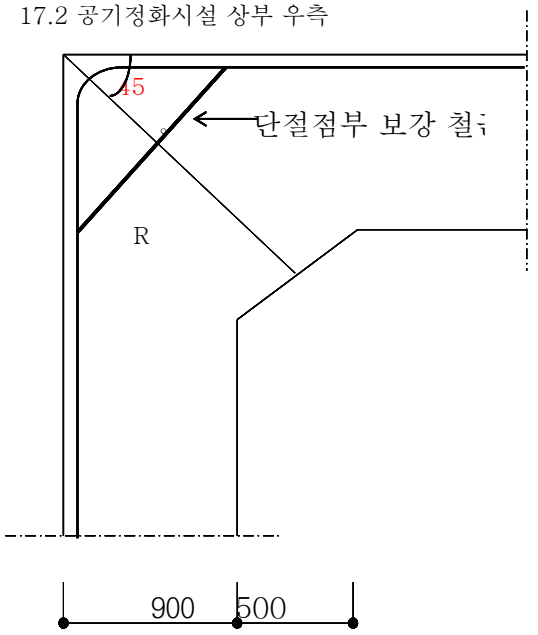
12707.2 mm² > 11,163 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1697.0563 = 1.10 m 이내에 배치

17.2 공기정화시설 상부 우측



$R = \sqrt{1200.0^2 + 1200.0^2}$

$= 1697.0563$ mm

Mo = 1760.03 kN-m

W = 1000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

$= 0.13\sqrt{27} = 0.68$ MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 1760.03 \times 10^6}{1697.056275 \times 1{,}000} = 3.0556076 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 1760.03 \times 10^6}{1{,}697.056 \times 180} = 11{,}523 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

2단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

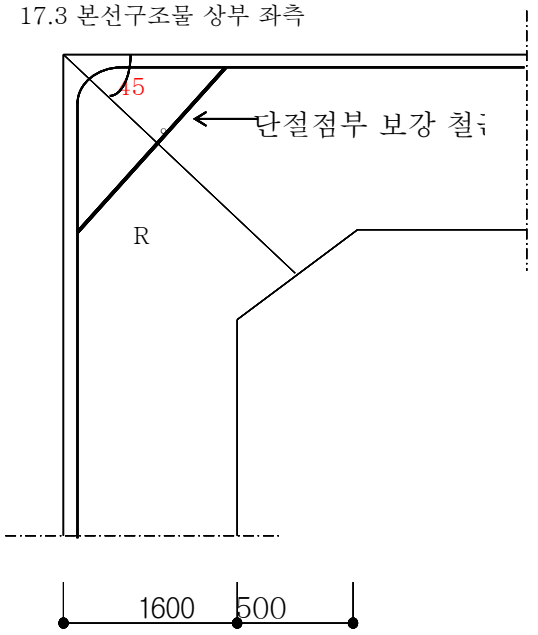
12707.2 mm² > 11,523 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1697.0563 = 1.10 m 이내에 배치

17.3 본선구조물 상부 좌측



R = $\sqrt{1750.0^2 + 1750.0^2}$

= 2474.8737 mm

Mo = 4202.434 kN-m

W = 1000 mm

fsa = 180 MPa

fca = 0.13 $\sqrt{fck}$

= 0.13 $\sqrt{27}$ = 0.68 MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 4202.434 \times 10^6}{2474.873734 \times 1{,}000} = 3.4305584 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 4202.434 \times 10^6}{2474.873734 \times 180} = 18{,}867 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3176.8 mm²

2단 H 32 @ 250 : 3176.8 mm²

3단 H 32 @ 250 : 3176.8 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6353.6 mm²

2단 H 32 @ 125 : 6353.6 mm²

3단 H 32 @ 125 : 6353.6 mm²

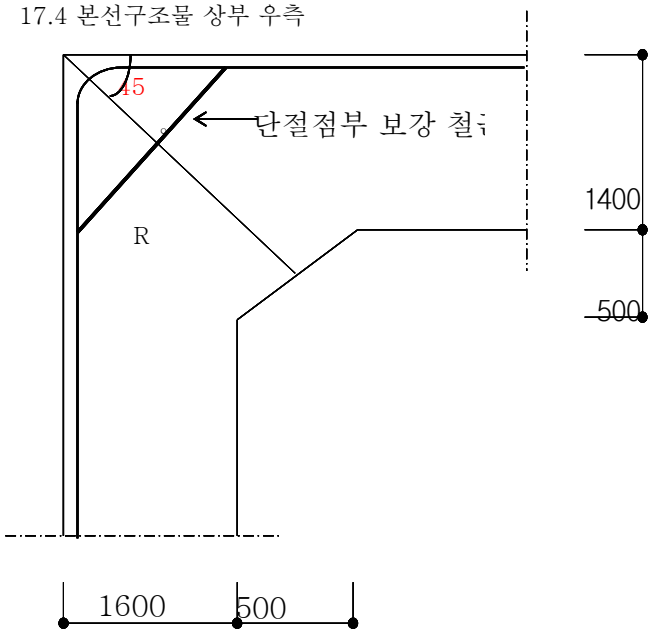
28591.2 mm² > 18867.108 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2474.8737 = 1.61 m 이내에 배치

17.4 본선구조물 상부 우측



R = $\sqrt{1750.0^2 + 1750.0^2}$ = 2474.8737 mm

Mo = 4754.736 kN-m

W = 1000 mm

fsa = 180 MPa

fca = $0.13\sqrt{fck}$ = $0.13\sqrt{27}$ = 0.68 MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 4754.736 \times 10^6}{2474.873734 \times 1{,}000} = 3.881417 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 4754.736 \times 10^6}{2474.873734 \times 180} = 21{,}347 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As =	1단	H 32 @	250	:	3176.8	mm²
	2단	H 32 @	250	:	3176.8	mm²
	3단	H 32 @	250	:	3176.8	mm²

▣ 필요철근량

As =	1단	H 32 @	125	:	6353.6	mm²
	2단	H 32 @	125	:	6353.6	mm²
	3단	H 32 @	125	:	6353.6	mm²

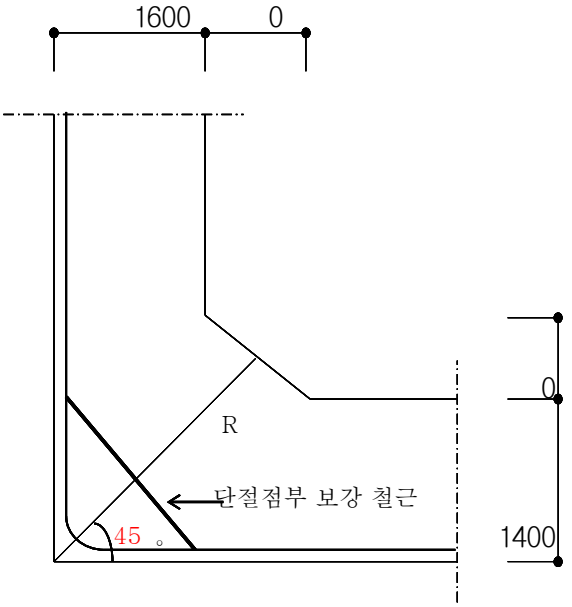
28591.2 mm² > 21346.705 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2474.8737 = 1.61 m 이내에 배치

17.5 하부 단부(좌측)



$$R = \sqrt{1600.0^2 + 1600.0^2} = 2262.7417 \text{ mm}$$

Mo = 3614.017 kN-m

W = 1000 mm

fsa = 180 MPa

$$fca = 0.13\sqrt{fck} = 0.13\sqrt{27} = 0.68 \text{ MPa}$$

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 3614.017 \times 10^6}{2262.7417 \times 1{,}000} = 3.5293135 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 3614.02 \times 10^6}{2{,}262.742 \times 180} = 17{,}746 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

As = 2단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

As = 3단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6353.6 mm²

As = 2단 H 32 @ 125 : 6353.6 mm²

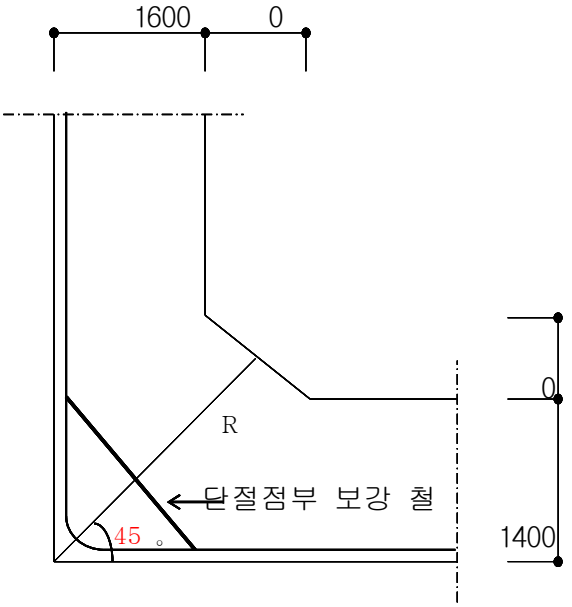
22237.6 mm² > 17,746 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2262.7417 = 1.47 m 이내에 배치

17.6 하부 단부(우측)



$$R = \sqrt{1600.0^2 + 1600.0^2} = 2262.7417 \text{ mm}$$

Mo = 4403.825 kN-m

W = 1000 mm

fsa = 180 MPa

fca = $0.13\sqrt{fck}$ = $0.13\sqrt{27}$ = 0.68 MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 4403.825 \times 10^6}{2262.7417 \times 1{,}000} = 4.30061 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 4403.83 \times 10^6}{2{,}262.742 \times 180} = 21{,}625 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

As = 2단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

As = 3단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6353.6 mm²

As = 2단 H 32 @ 125 : 6353.6 mm²

22237.6 mm² > 21,625 mm² -O.K-

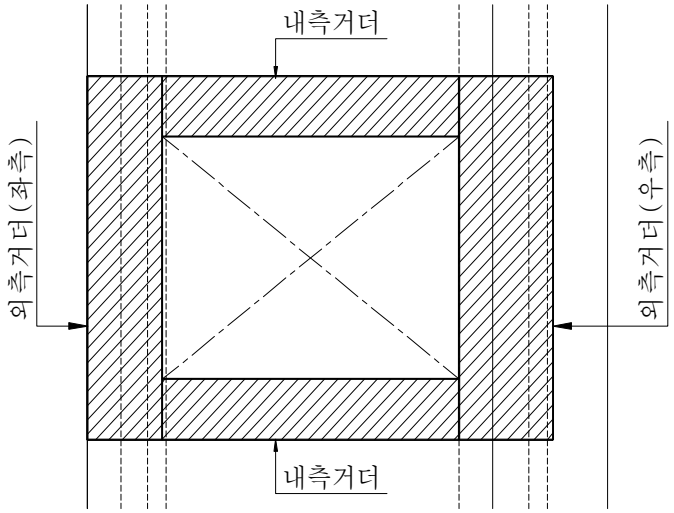
(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2262.7417 = 1.47 m 이내에 배치

18. 개구부 보강거더

18.1 중간슬래브 개구부 외측거더 "1"(좌측)



※ GIRDER 및 헌치자중 : (1.9 × 0 + 0 × 0) × 25 × 1.2
= 0

구 분	계수하중	
부재63 종점 전단력	1677.65	0
부재34 시점 전단력	1315.75	
GIRDER 및 헌치자중	0	0
합 계	2993.4	0

18.1.1 단경간부

부모멘트 Mu_1 = WL_2 /12 = 2993.4 × 6_2 / 12 = 8980.2 kN.m
정모멘트 Mu_2 = WL_2 /24 = 2993.4 × 6_2 / 24 = 4490.1 kN.m
전 단 력 Vu = WL/2
= 2993.4 × 6 / 2
= 8980.2 kN

18.1.2 DEEP BEAM 검토

D = 1.67 m L = 6 m
L/D = 6 / 1.67 = 3.593 > 4 ⇒ 깊은보

18.1.중간슬래브 개구부 외측거더 "1"(좌측) - 부모멘트부
(1) 주철근량 검토

fck= 27 MPa fy = 400 MPa 부재 :보 헌치 = 0 mm
Mu = 8980.2 kN·m Vu = 8980.2 kN dd = 1670 mm
B = 1900 mm d = 1670 mm d' = 430 mm (전단검토시)
φf= 0.85 φv= 0.75 주철근2 단 배치 H = 2100 mm

▶ a = 152 mm 가정
∴ Required As = Mu / [φf·fy·(d - a/2= 16569.9 mm² [p = 0]
β1 = 1 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·0.003/(0.003+0.= 0
a = As·fy /(0.85·fck·= 152 = 가정 a ∴ O.K
Pmax = 0.714·Pb = 0.02092 ⇒ MAX As = 66379.2 mm²
Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 11105.5 mm²
Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 10312.3 mm²
Pmin3 = 0.002·B·H ⇒ MIN As = 1800 mm²
Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 11105.5 mm² > 1800 mm²
4/3·Req As ⇒ MIN As = 22093.1 mm²

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

USE As H 29@ 100 0 0 0 0 0 = 9892.96 mm² [15 0 0 ea/m]
H 29@ 100 0 0 0 0 0 = 9892.96 mm² [15 0 0 ea/m]
0 0 0 0 0 0 0 0 0 = 0 mm² [0 0 0 ea/m]
TOTAL = 19785.9 mm² p = 0.00624 ∴ O.K

◈ Moment check
· a = As·fy /(0.85·fck·= 181.501 c = a/β1 = 181.501/0= 213.531 mm
· ε_t = 0 ·(d_t-c / c) = 0 ≥ 0.004 (최소허용변형률) ∴ O.K
ε_t = 0.02046 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면⇒ Φ = 0.85
· Md = Φ·Asfy·(d-a/2)= 10623.9 kN·m > Mu = 8980.2 kN·m ∴ O.K

◈ Shear check(fy = 400 Mpa)
· φv Vc = φv·1/6·√fck·= 2060.92 kN < Vu = 8980.2 kN
· 1/2·φv Vc = 1030.46 kN < Vu = 8980.2 kN ∴ 전단철근 필요
· 전단철근 간격 s = 150 mm
┌ 0.0625√fck·bw·s / fyt ≥ 0.35 bw s= 249.4 ㎟ ☜ [최소전단철근]
· Req. As └ Vs s / [φv fy d] = 207.2 ㎟ ☜ [소요전단철근]
∴ USE Av = H 22 × 6 ea/m = 2322.6 ㎟ > 249.4 ㎟ ∴ O.K
· φv Vs = φv·Av·fy·D / (s ×100= 7757.48 Kn
> φv·1/3·√(fck)·B·D / = 4121.848 Kn

· φv Vn= φv Vc + φv Vs
= 2060.92 + 7757.48 = 9818.4 Kn > Vu = 8980.2 Kn

안= Md / Mu = 1.18304 Rs = φv Vn / Vu = 1.09334

(2) DEEP BEAM 전단검토

① 최대전단강도 ϕVn

Vn = 5/6 × √fck × b × d
= 5/6 × √ 27 × 1900 × 1670 = 1.4E+07 N = 13739.5 kN
ϕVn = 0.75 × 13739.5 = 10304.6 kN

② 콘크리트 전단강도 ϕVc

Vc = 1/6 × √fck × b × d
= 1/6 × √ 27 × 1900 × 1670 = 2747899 N = 2747.9 kN
ϕVc = 0.75 × 2747.9 = 2060.92 kN

③ 전단철근이 부담해야할 전단강도 Vs

Vs = Vu - ϕVc = 8980.2 - 2060.92 = 6919.28 kN

④ 사용철근량 산정

수직전단철근 간격= 125 < min[d/5,300mm]= 300 O.K
수평전단철근 간격= 150 < min[d/5,300mm]= 300 O.K
수직전단철근Av = 6 22 = 2323 mm^2/수평거리1m
수평전단철근Ah = 6 22 = 2323 mm^2/수직거리1m/1면

⑤ 최소철근량 검토

최소수직철근량 min Av0.003 bs1 = 593.8 mm^2 < Used Av = 2323 mm^2 O.K
최소수평철근량 min Av0.002 bs2 = 427.5 mm^2 < Used Ah = 2323 mm^2 O.K

⑥ 전단철근 전단강도 Vs

Vs = [Av/s1 × (1+Ln/d)/12 + Ah/s2 × (11-Ln/d)/12] × fy × d
Av/s1 ⇔ 2323 / 125 = 18.58
Ah/s2 ⇔ 2323 / 150 = 15.48
(1+Ln/d)/1 ⇔ [1 + 3.593]/ 12 = 0.383
(11-Ln/d)/1 ⇔ [11 - 3.593]/ 12 = 0.617
= [18.58 × 0.383 + 15.48 × 0.617] × 400 × 1670 / 1000
= 11135.1 kN
ϕVs = 0.75 × 11135.1 = 8351.32 kN > Vu-ϕVc = 6919.28 kN O.K

⑦ 단면의 전단강도검토

ϕVc + ϕVs = 2060.92 + 8351.32 = 10412.2 kN > ϕVn = 10304.62
∴ ϕVn = Min [10412.2 10304.6]= 10304.6 kN > Vu = 8980.2 O.K

Rs = ϕv Vı / Vu = 1.147

18.1.4중간슬래브 개구부 외측거더 "1"(좌측) - 정모멘트부
(1) 주철근량 검토

fck= 27 MPa fy = 400 MPa 부재 :보 헌치 = 0 mm
Mu = 4490.1 kN·m Vu = 0 kN dd = 2020 mm
B = 1900 mm d = 2020 mm d' = 80 mm (전단검토시)
φf= 0.85 φv= 0.75 주철근1 단 배치 H = 2100 mm

▶ a = 60.89 mm 가정
∴ Required As = Mu / [φf·fy·(d - a/2= 6637.75 mm² [p = 0]
β1 = 1 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·0.003/(0.003+0.= 0
a = As·fy /(0.85·fck·= 60.89 = 가정 a ∴ O.K
Pmax = 0.714·Pb = 0.02092 ⇒ MAX As = 80291 mm²
Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 13433 mm²
Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 12473.5 mm²
Pmin3 = 0.002·B·H ⇒ MIN As = 1800 mm²
Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 13433 mm² > 1800 mm²
4/3·Req As ⇒ MIN As = 8850.34 mm²

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

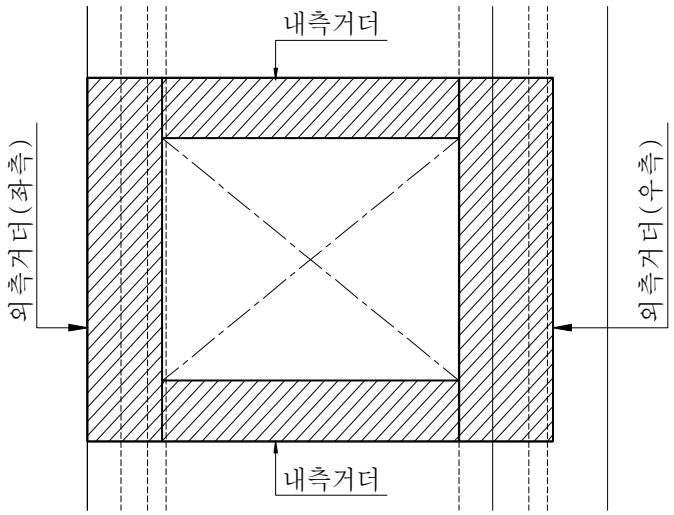
USE As H 29@ 100 0 0 0 0 0 = 9892.96 mm² [15 0 0 ea/m]
0 0 0 0 0 0 0 0 0 = 0 mm² [0 0 0 ea/m]
TOTAL = 9892.96 mm² p = 0.00258 ∴ O.K

◈ Moment check
· a = As·fy /(0.85·fck·= 90.751 c = a/β1 = 90.751/0.= 106.766 mm
· εt= 0 · (dt-c / c) = 0 ≥ 0.004 (최소허용변형률) ∴ O.K
εt= 0.05376 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면⇒ Φ = 0.85
· Md = Φ·Asfy·(d-a/2)= 6641.86 kN·m > Mu = 4490.1 kN·m ∴ O.K

◈ Shear check(fy = 400 Mpa)
· φv Vc = φv·1/6·√fck·= 2492.85 kN > Vu = 0 kN
· 1/2·φv Vc = 1246.43 kN > Vu = 0 kN ∴ 최소전단철근 불필
0
0
0
0 0 0
0
0
0

안= Md / Mu = 1.47922

18.2 중간슬래브 개구부 외측거더 "2"(우측)



※ GIRDER 및 헌치자중 : (1.4 × 0 + 0 × 0) × 25 × 1.2
= 0

구 분	계수하중	
부재82 축력	3837.833	0
	0	
GIRDER 및 헌치자중	0	0
합 계	3837.833	0

18.2.1 단경간부

부모멘트 Mu^{-} = WL_2 /12 = 3837.83 × 6_2 / 12 = 11513.5 kN.m
정모멘트 Mu^{+} = WL_2 /24 = 3837.83 × 6_2 / 24 = 5756.75 kN.m
전 단 력 Vu = WL/2
= 3837.833 × 6 / 2
= 11513.5 kN

18.2.2 DEEP BEAM 검토

D = 2.7 m L = 6 m
L/D = 6 / 2.7 = 2.222 > 4 ⇒ 깊은보

18.2.중간슬래브 개구부 외측거더 "2"(우측) - 부모멘트부
(1) 주철근량 검토

fck= 27 MPa fy = 400 MPa 부재 :보 헌치 = 0 mm
Mu = 11513.5 kN·m Vu = 11513.5 kN dd = 2700 mm
B = 1400 mm d = 2700 mm d' = 100 mm (전단검토시)
φf= 0.85 φv= 0.75 주철근2 단 배치 H = 2800 mm

▶ a = 160.936 mm 가정
∴ Required As = Mu / [φf·fy·(d - a/2= 12927.2 mm² [p = 0]
β1 = 1 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·0.003/(0.003+0.= 0
a = As·fy /(0.85·fck·= 160.936 = 가정 a ∴ O.K
Pmax = 0.714·Pb = 0.02092 ⇒ MAX As = 79077.6 mm²
Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 13230 mm²
Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 12285 mm²
Pmin3 = 0.002·B·H ⇒ MIN As = 1800 mm²
Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 13230 mm² > 1800 mm²
4/3·Req As ⇒ MIN As = 17236.3 mm²

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

USE As H 32 @ 100 0 0 0 0 0 = 6830.12 mm² [9 0 0 ea/m]
H 32 @ 100 0 0 0 0 0 = 6830.12 mm² [9 0 0 ea/m]
0 0 0 0 0 0 0 0 0 = 0 mm² [0 0 0 ea/m]
TOTAL = 13660.2 mm² p = 0.00361 ∴ O.K

◈ Moment check
· a = As·fy /(0.85·fck·= 170.062 c = a/β1 = 170.062/0= 200.073 mm
· εt= 0 ·(dt-c / c) = 0 ≥ 0.004 (최소허용변형률) ∴ O.K
εt= 0.03749 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면⇒ Φ = 0.85
· Md = Φ·Asfy·(d-a/2)= 12145.2 kN·m > Mu = 11513.5 kN·m ∴ O.K

◈ Shear check(fy = 400 Mpa)
· φv Vc = φv·1/6·√fck·= 2455.18 kN < Vu = 11513.5 kN
· 1/2·φv Vc = 1227.59 kN < Vu = 11513.5 kN ∴ 전단철근 필요
· 전단철근 간격 s = 150 mm
┌ 0.0625√fck·bw·s / fyt ≥ 0.35 bw s= 183.8 ㎟ ☜ [최소전단철근]
· Req. As └ Vs s / [φv fy d] = 167.7 ㎟ ☜ [소요전단철근]
∴ USE Av = H 22 × 6 ea/m = 2322.6 ㎟ > 183.8 ㎟ ∴ O.K
· φv Vs = φv·Av·fy·D / (s ×100(= 12542.04 Kn
> φv·1/3·√(fck)·B·D / = 4910.364 Kn

· φv Vn= φv Vc + φv Vs
= 2455.18 + 12542 = 14997.2 Kn > Vu = 11513.5 Kn

안전= Md / Mu = 1.05486 Rs = φv Vn / Vu = 1.30258

(2) DEEP BEAM 전단검토

① 최대전단강도 ϕVn

Vn = 5/6 × √fck × b × d
= 5/6 × √ 27 × 1400 × 2700 = 1.6E+07 N = 16367.9 kN
ϕVn = 0.75 × 16367.9 = 12275.9 kN

② 콘크리트 전단강도 ϕVc

Vc = 1/6 × √fck × b × d
= 1/6 × √ 27 × 1400 × 2700 = 3273576 N = 3273.58 kN
ϕVc = 0.75 × 3273.58 = 2455.18 kN

③ 전단철근이 부담해야할 전단강도 Vs

Vs = Vu - ϕVc = 11513.5 - 2455.18 = 9058.32 kN

④ 사용철근량 산정

수직전단철근 간격= 125 < min[d/5,300mm]= 300 O.K
수평전단철근 간격= 150 < min[d/5,300mm]= 300 O.K
수직전단철근Av = 6 19 = 1719 mm^2/수평거리1m
수평전단철근Ah = 6 19 = 1719 mm^2/수직거리1m/1면

⑤ 최소철근량 검토

최소수직철근량 min Av0.003 bs1 = 437.5 mm^2 < Used Av = 1719 mm^2 O.K
최소수평철근량 min Av0.002 bs2 = 315 mm^2 < Used Ah = 1719 mm^2 O.K

⑥ 전단철근 전단강도 Vs

Vs = [Av/s1 × (1+Ln/d)/12 + Ah/s2 × (11-Ln/d)/12] × fy × d
Av/s1 ⇔ 1719 / 125 = 13.75
Ah/s2 ⇔ 1719 / 150 = 11.46
(1+Ln/d)/1 ⇔ [1 + 2.222]/ 12 = 0.269
(11-Ln/d)/1 ⇔ [11 - 2.222]/ 12 = 0.732
= [13.75 × 0.269 + 11.46 × 0.732] × 400 × 2700 / 1000
= 13041.4 kN
ϕVs = 0.75 × 13041.4 = 9781.08 kN > Vu-ϕVc = 9058.32 kN O.K

⑦ 단면의 전단강도검토

ϕVc + ϕVs = 2455.18 + 9781.08 = 12236.3 kN < ϕVn = 12275.91
∴ ϕVn = Min [12236.3 12275.9]= 12236.3 kN > Vu = 11513.499 O.K

Rs = ϕv Vı / Vu = 1.063

18.2.4중간슬래브 개구부 외측거더 "2"(우측) - 정모멘트부

(1) 주철근량 검토

fck = 27 MPa fy = 400 MPa 부재 : 보 헌치 = 0 mm
Mu = 5756.75 kN·m Vu = 0 kN dd = 2490 mm
B = 1400 mm d = 2490 mm d' = 310 mm (전단검토시)
φf = 0.85 φv = 0.75 주철근2 단 배치 H = 2800 mm

▶ a = 86.144 mm 가정

∴ Required As = Mu / [φf·fy·(d - a/2 = 6919.54 mm² [p = 0]

β1 = 1 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·0.003/(0.003+0. = 0

a = As·fy /(0.85·fck·b = 86.144 = 가정 a ∴ O.K

Pmax = 0.714·Pb = 0.02092 ⇒ MAX As = 72927.1 mm²

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 12201 mm²

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 11329.5 mm²

Pmin3 = 0.002·B·H ⇒ MIN As = 1800 mm²

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 12201 mm² > 1800 mm²

4/3·Req As ⇒ MIN As = 9226.06 mm²

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

USE As H 29 @ 100 0 0 0 0 0 = 5524.64 mm² [9 0 0 ea/m]

H 29 @ 100 0 0 0 0 0 = 5524.64 mm² [9 0 0 ea/m]

TOTAL = 11049.3 mm² p = 0.00317 ∴ O.K

◈ Moment check

· a = As·fy /(0.85·fck·b = 137.557 c = a/β1 = 137.557/0 = 161.832 mm

· εt = 0 · (dt-c / c) = 0 ≥ 0.004 (최소허용변형률) ∴ O.K

εt = 0.04316 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Φ = 0.85

· Md = Φ·Asfy·(d-a/2) = 9095.94 kN·m > Mu = 5756.75 kN·m ∴ O.K

◈ Shear check (fy = 400 Mpa)

· φv Vc = φv·1/6·√fck·b = 2264.22 kN > Vu = 0 kN

· 1/2·φv Vc = 1132.11 kN > Vu = 0 kN ∴ 최소전단철근 불필

0

0

0

0 0 0

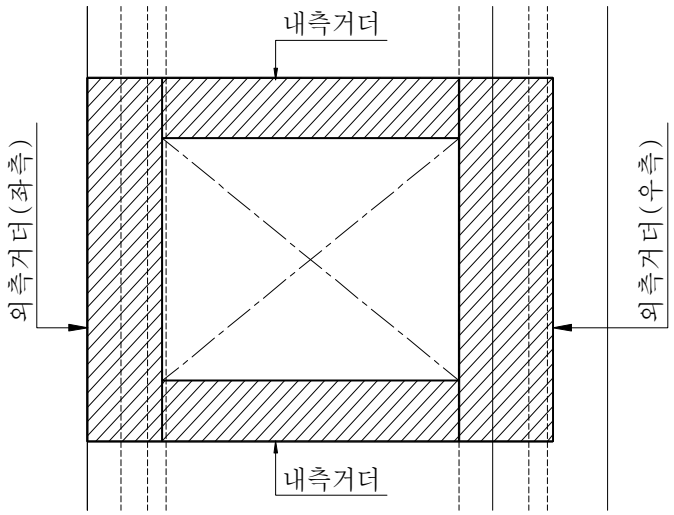
0

0

0

안전율 = Md / Mu = 1.58005

18.3 중간슬래브 개구부 내측거더 "1"



※ GIRDER 자중 :	(	1	×	1.4	)	×	25	×	1.2		=	42
※ 슬래브 자중 :	(	7.8	×	3.9	)	/	2	/	7.8	=	1.95	
	(	1.95	×	1.4	)	×	25	×	1.2		=	81.9
※ 활하중(군중하중) :		2.95	×	5	×	1.6					=	23.6
											연: =	147.5

구 분	계수하중	
부재82 축력	3837.833	0
연직하중	147.500	0

18.3.1 단경간부

부모멘트 Mu = WL_2 /12 = 147.5 × 7.8_2 / 12 = 747.825 kN.m
정모멘트 Mu = WL_2 /24 = 147.5 × 7.8_2 / 24 = 373.913 kN.m
전 단 력 Vu = WL/2
= 147.5 × 7.8 / 2 = 575.25 kN
축 력 Pu = WL/2
= 3837.83 × 6 / 2 = 11513.5 kN

18.3.2 보강기둥 검토

1) 검토 제목 : 내측거더검토

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 27 MPa, fy = 400 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 26680 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 0.85

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 1560.00 mm
단 면 높 이 (H) : 1400.00 mm
철근 피복두께(d') : 320.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 7800.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 0.50
유효길이계수 (Ky) : 0.50
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H22 × 36ea = 13935.6 ㎟ (dc = 320.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 13935.6 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 11513.499 KN

계수모멘트(X) : Mux = 747.825 KN·m
Mux.ns= 747.825 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 9.6
Y축 세장비 : λy = 8.7

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 747.825 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 747.825 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 131.54 mm
작 용 편 심 : e = 64.95 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 648.000 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 19719.742 + 1471.020 + -2260.951 = 18929.811 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 8373.002 + 519.639 + 759.053 = 9651.695 KN·m

평 형 편 심 : eb = 509.87 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 12304.38 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 6273.60 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

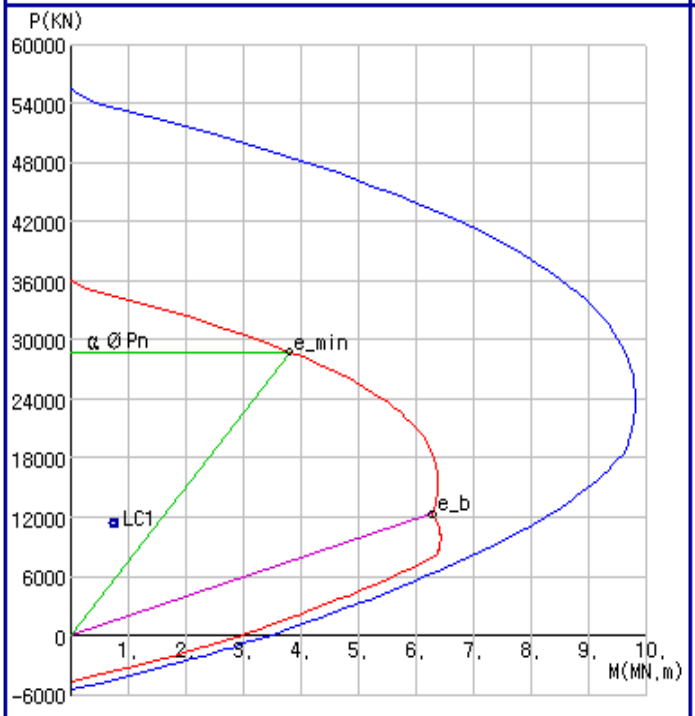
③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 0.638 %

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 44301.775 KN
Mn = αPn × e_min = 5827.515 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800
설계축하중강도 : αØPn = 28796.153 KN ≥ Pu = 11513.499 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 3787.884 KN·m ≥ Mu = 747.825 KN·m ∴ O.K

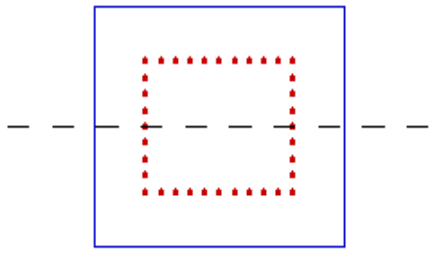
검토단면 : 내측거더검토



검 토 조 건

fck	=	27 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	26680 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	3.567 E+11 mm⁴
Iy	=	4.429 E+11 mm⁴
Ag	=	2.184 E+06 mm²
Lu	=	7800.0 mm
Kx	=	0.50
Ky	=	0.50
ρ	=	0.638 %
Pu	=	11513.500 KN
Mu	=	747.825 KN·m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태
- e_min = 131.541 mm
- ØP_min = 28796.150 KN
- ØM_min = 3787.884 KN·m

▷ 평형 편심 상태
- eb = 509.867 mm
- ØPb = 12304.380 KN
- ØMb = 6273.601 KN·m

▷ 작용편심에서의 설계강도

e < e_min ∴ 최소편심구간
- ØPn = 28796.150 KN(=ØPmin)
- ØMn = 3787.884 KN·m(=ØMmin)

▷ 사용철근량
- A_rebar = 13935.600 mm²

18.3.3 보강기둥 띠철근 검토

(1) 띠철근의 수직간격 검토

① 축방향 철근 지름의 16배이하 (사용 주철근 22)
22.2 x 16 = 355.2 mm
② 부재단면의 최소치수의 1/2이하
1400 x 1 = 700 mm
∴ 사용 띠철근의 간격 = 300 mm < 355.2 mm ∴ O.K

(2) 횡방향 철근량 검토

- 전단력 산정
Vmax = 575.3 KN(합성 전단력)
- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Zs = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d' \right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{1400}{2} - 320 \right) = 241.9 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Zs = \frac{1400}{2} + 241.9 = 941.9 \text{ mm}$$

- 전단력 검토
Vn = Vmax / Φ = 575.25 / 0.75 = 767 KN
Vc = 1/6 √fck · b · d = 1/6 × √27 × 1400 × 941.916 1142.01 KN
Vc/2 = 571.006 KN
∴ Vc/2 ≤ Vn ≤ Vc 이므로 최소 전단철근 필요.
Vs = Vn - Vc/2 = 767.000 - 571.00 195.994 KN

- 필요 전단철근량

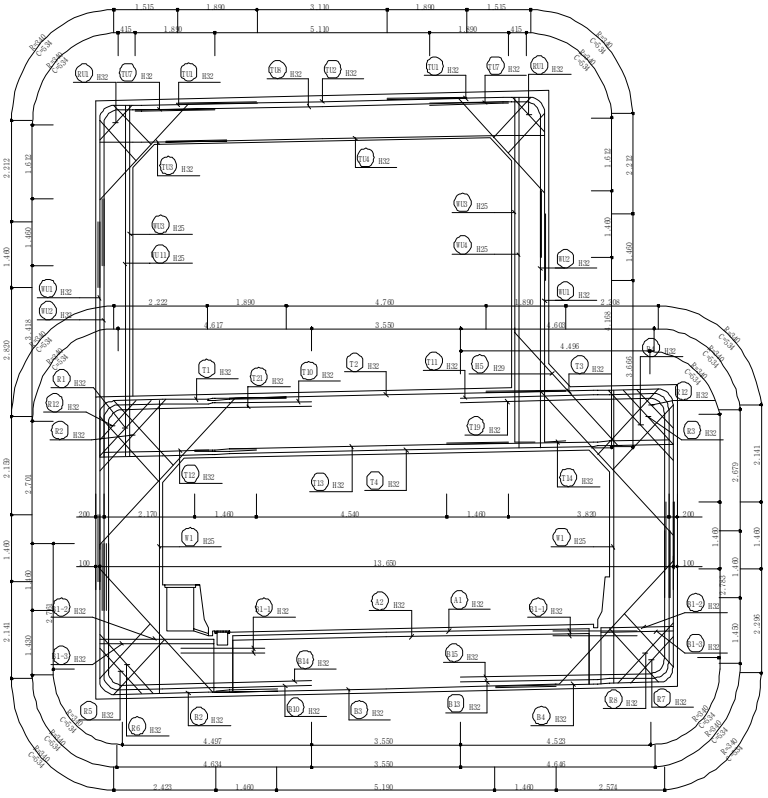
$$Ss = \frac{Areq \times fy \times}{s} \quad \text{로 부터}$$

$$Areq = \frac{Ss \times s}{fy \times D} = \frac{0.35 \times 1400 \times}{400} = 367.5 \text{ mm}^2$$

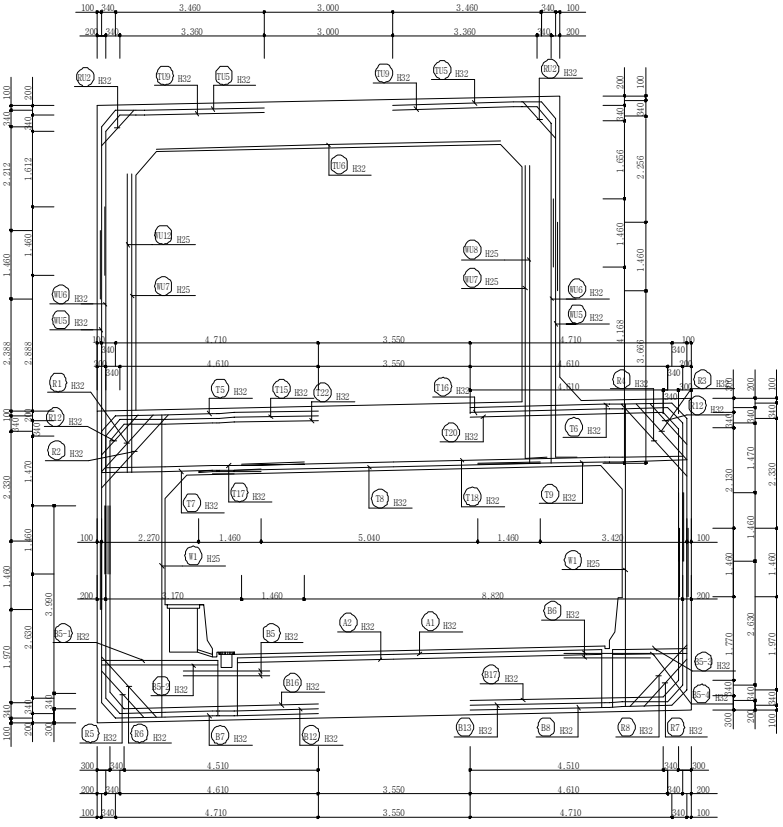
Use As H 16 - 2 (As = 198.6 × 2 = 397.2 ㎟)
Areq = 367.5 ㎟ < ∴ 사용철근량 : A = 397.2 ㎟ ∴ O.K

19. 주철근 조립도

CYCLE-1 (@250)



CYCLE-2 (@250)



20. 물분무시설 보강철근

□ 시점측 물분무시설 BOX-8(좌측벽체) Block-out 보강철근량 적정성 검토

(1) Block-out에 의해 공제되는 철근

- 주철근	: H	25	-	36 ea	=	18241.2 ㎟
- 배력철근	: H	16	-	17 ea	=	3376.2 ㎟
철근량산정					=	21617.4 ㎟

(2) Block-out부 보강 철근

- 보강(수평)	: H	25	-	18 ea	=	9120.6 ㎟
- 보강(수직)	: H	25	-	36 ea	=	18241.2 ㎟
철근량산정					=	27361.8 ㎟

(3) 보강 철근량 검토

보강철근량(27361.8㎟) > 공제철근량(21617.4㎟) ……O.K

지하차도 구조계산서

▣ (BLOCK8), 기계실 높이 축소 구간
▣ 토 피(FH) = 9.60 m ▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 BOX 구조물

목 차

1. 설계조건 (상 시)
2. 단면가정 (상 시)
3. 하 중 (상 시)
4. 입력 DATA (상 시)
5. 지반반력계수산정 (상 시)
6. 하중조합 (상 시)
7. 하중 재하도 (상 시)
8. 설계조건 (지진시)
9. 입력 DATA (지진시)
10. 지반반력계수산정 (지진시)
11. 지진력 산정 (지진시)
12. 하중조합 및 하중재하도 (지진시)
13. 부재력 요약
14. 단면력도
15. 단면검토
16. 배력철근 산정
17. 우각부 검토
18. 개구부 보강거더
19. 주철근 조립도
20. 물분무시설 보강철근

1. 설계조건 (상 시)

1) 형　　식 :　철근 콘크리트

2) 기 초 형 식 :　직 접 기 초

3) 토 질 정 수 :

① 단 위 체 적 중 량　:　γs = 19.00 kN/m³ (지하수 비고려시)
　　:　γs' = 10.00 kN/m³ (지하수 고려시)
② 뒷채움재 내부마찰각　:　Φ = 30 °
③ 기초지반의 내부마찰각　:　Φ = 42.4 °
④ 기 초 부 N 치　:　N = 50
⑤ 토 압 계 수　:　정지토압계수 적용
　　Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin 30 = 0.500

4) 하 중

① 고정하중
* 철근 콘크리트 :　γc = 25.00 kN/m³
* 무근 콘크리트 :　γc = 23.50 kN/m³
* 포 장 , 아스팔트 :　γc = 23.00 kN/m³

② 활 하 중 : DB-24 하중으로 충격을 포함시키며 토피에 따른 활하중(충격포함), L은 다음과 같다.

토피고(D,m)	노면활하중(Pvℓ,kN/㎡)	비　고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

③ 수 압

단 위 체 적 중 량 : γw = 10.00 kN/m³

* 지하수위고 : GL = -1.000 m

5) 강도감소계수

* 휨 : Φf = 0.85

* 전 단 : Φv = 0.75

6) 사 용 재 료

① 콘 크 리 트 강 도 : fck = 27 MPa

② 콘크리트 탄성계수 : Ec = 26702 MPa ---도.설 2.3.3

③ 철 근 항 복 강 도 : fy = 400 MPa

④ 철 근 탄성계수 : Es = 200000 MPa ---콘.구 P67

7) 지진시 수평력

① 내진등급 : 1 등급

② 위험도계수 : 1.4

③ 지진구역 : 0.11

④ 가속도계수 : A = 0.154

⑤ 지반계수 : S = 1.2

⑥ 지진시 하중 : 응답변위법 적용

8) 설 계 방 법

① 안 정 성 검 토 : 극한강도 설계법

② 사 용 성 검 토 : 허용응력 설계법

처 짐 검 토

균 열 검 토

피 로 응 력 검 토

③ 설계피복두께(mm)

	슬래브	벽체	기초	중간 슬래브	비 고
내 벽	80	80	80	80	
외 벽	100	100	100(100)	80	( ) 버림콘크리트 시공시

9) 참 고 서 적

① 도로교설계기준 [2010] ----- 국토해양부

② 도로교설계기준·해설 [2008] ----- 건설교통부

③ 콘크리트구조기준 [2012] ----- 국토해양부

④ 도로설계편람 ----- 건설교통부

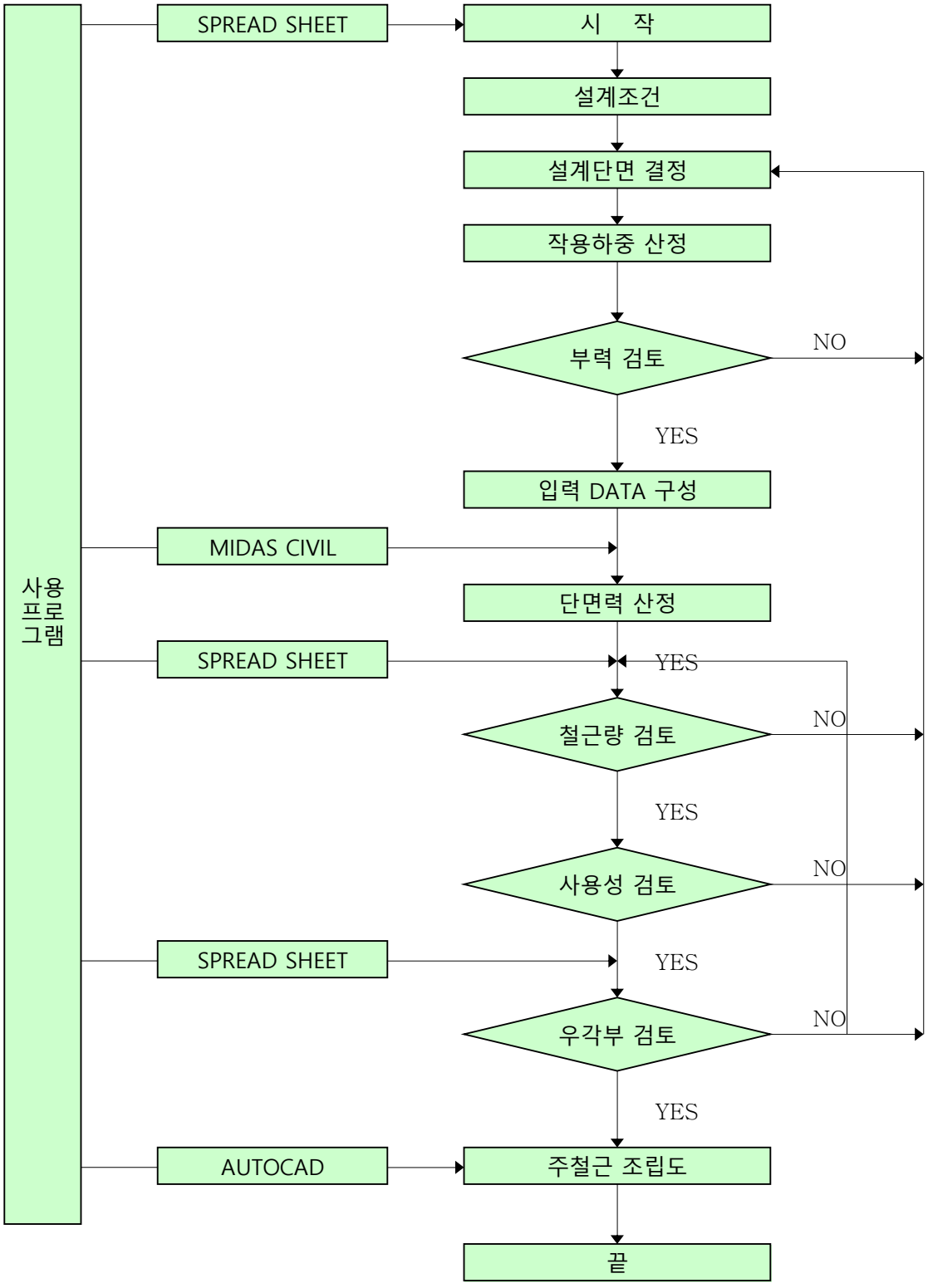
⑤ 지중구조물의 내진설계 ----- 한국지진공학회

⑥ 구조물 기초설계기준·해설 [2009] ----- 건설교통부

10) 사용 프로그램

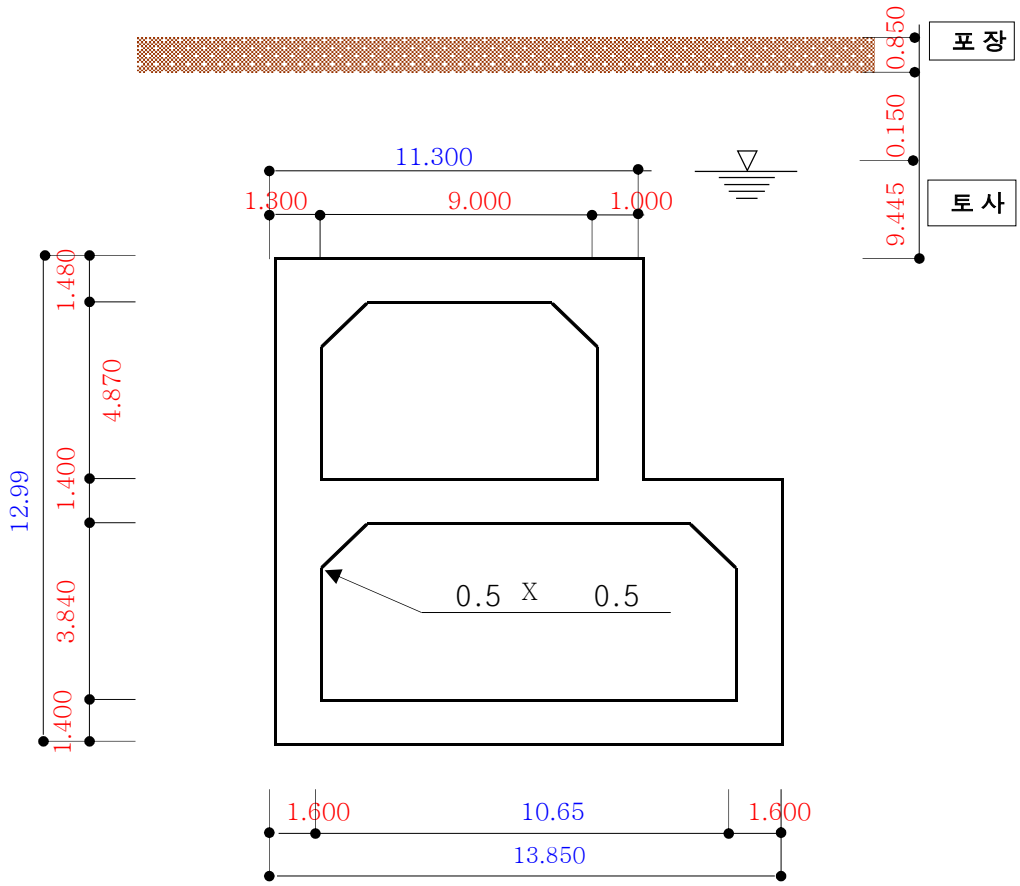
- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

11) 설계흐름도



2. 단면가정

철근 콘크리트



3. 하 중

1) 고정하중 - 자 중

①	상 부 슬 라 브	:	1.480	x	11.300	x	25.00				=	418.100	kN
②	측 벽1	:	4.870	x	1.300	x	25.00	x	2 ea		=	316.550	kN
②	측 벽2	:	1.600	x	3.840	x	25.00	x	2 ea		=	307.200	kN
④	중 간 슬 라 브	:	1.400	x	13.850	x	25.00				=	484.750	kN
③	하 부 슬 라 브	:	1.400	x	13.850	x	25.00				=	484.750	kN
④	헌 치	:	0.500	x	0.500	x	1/2	x	25.00	x 2 ea	=	6.250	kN
											∑ =	2017.600	KN

2) 2차 고정하중 - 기계하중

변압실 기계하중/(기계면적)

기계하중 : 1910.0 / 9.00 = 212.222 kN/m^2

3) 연직토압(Hv)

① 지하수 없을때 (CASE-1)

· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	9.595	x	19.000	=	##### kN/㎡
					∑ Wt1	=	201.855 kN/㎡

- 하부반력산정 : 201.855 KN

② 지하수 있을때 (CASE-2)

· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	0.150	x	19.000	=	2.850 kN/㎡
· 수중토사 :	1.0	x	9.445	x	10.000	=	94.450 kN/㎡
					∑ Wt2	=	116.850 kN/㎡

- 하부반력산정 : 116.850 KN

3) 노면 활하중 (CASE-3)

- 토피 / B ≥ 0.5

토피고(D,m)	노면활하중(Pvℓ,kN/㎡)	비 고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

노면 활하중 : = 15.00 kN/㎡

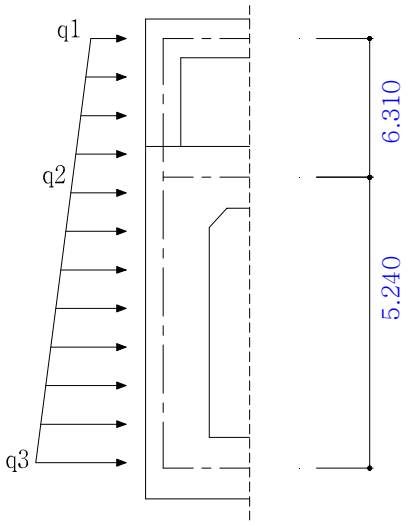
하부반력산정 : = 15.00 kN/㎡

4) 노면 활하중에 의한 측벽 토압

상재하중 q x Ko = 15.000 x 0.500 = 7.500 kN/㎡

4) 토 압

* 정지토압계수 Ko = 1 - sin 30 = 0.500



[토압 작용 단면도]

(1) 지하수 비고려시 (CASE-1)

q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 9.595 x 19.00) = 100.928 kN/㎡

q2 = 100.93 + 0.500 x 6.310 x 19.00 = 160.873 kN/㎡

q3 = 160.87 + 0.500 x 5.240 x 19.00 = 210.653 kN/㎡

(2) 지하수 고려시 (CASE-2)

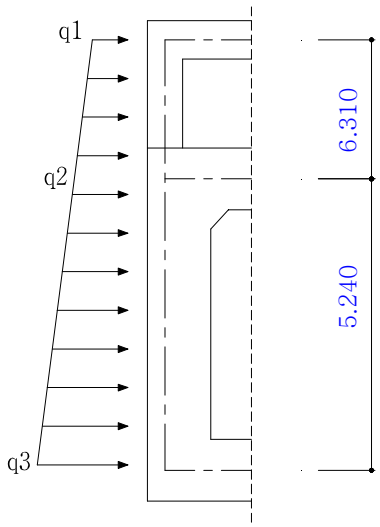
q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 0.150 x 19.00) = 57.675 kN/㎡

+ 9.295 x 10.00)

q2 = 57.68 + 0.500 x 6.310 x 10.00 = 89.225 kN/㎡

q3 = 89.23 + 0.500 x 5.240 x 10.00 = 115.425 kN/㎡

5) 수 압



[수압 작용 단면도]

(1) 연직수압 - 상부슬래브 (CASE-6)

qwt1 = 9.295 x 10.000 = 92.950 kN/㎡

(1) 수평수압 - 벽 체 (CASE-4)

qw1 = 9.295 x 10.000 = 92.950 kN/㎡

qw2 = 92.950 + 6.310 x 10.000 = 156.050 kN/㎡

qw3 = 156.050 + 5.240 x 10.000 = 208.450 kN/㎡

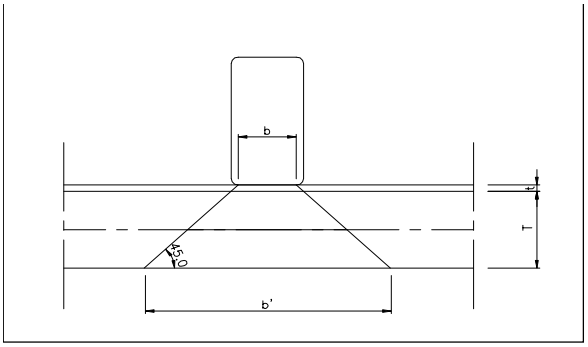
(3) 연직수압 - 하부슬래브 (CASE-5)

qwb = 208.45 + 0.700 x 10.000 = 215.450 kN/㎡

6) 내부 활 하 중

BOX 내부 군중하중(지지력검토시) = 5.000 kN

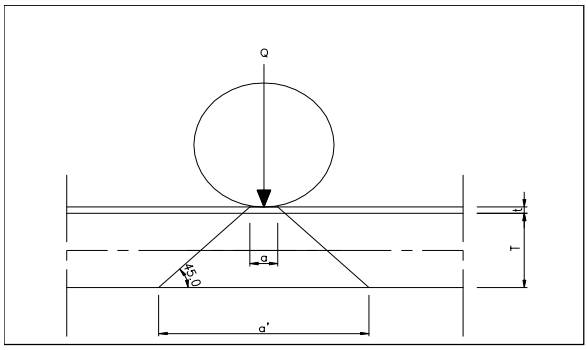
BOX 내부 활하중(지지력검토시)



t = 0.040 m

T = 1.200 m

b' = 0.500 + 2 x (1.200 + 0.040) x cot 45° = 2.980 m



a' = 0.200 + 2 x (1.200 + 0.040) x cot 45° = 2.680 m

Qz = 96.00 / (2.980 x 2.680)

= 12.020 kN/m²

7) 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

8) 지지력 및 부력에 대한 안정성 검토 (사용하중 적용)

(1) 지하수 비고려시

* 상부 작용하중 (위하중 참조)

①	상부슬라브 :				=	418.100	kN
②	측벽 :				=	623.750	kN
③	하부슬라브 :				=	484.750	kN
④	헌치				=	6.250	kN
④	중간슬라브 :				=	484.750	KN
⑤	벽 체 :				=	0.000	KN
-	연직토압 :	201.855	x	13.850	=	2795.692	kN
-	상부활하중 :	15.000	x	13.850	=	207.750	kN
-	내부활하중 :	5.000	x	10.650	=	53.250	kN
					Σ =	5074.292	kN

Qmax1 = 5074.292 / 13.850 + 12.020 = **378.395** kN/m²

(2) 지하수 고려시

①	상부슬라브 :				=	418.100	kN
②	측벽 :				=	623.750	kN
③	하부슬라브 :				=	484.750	kN
④	헌치				=	6.250	kN
④	중간슬라브 :				=	484.750	kN
⑤	벽 체 :				=	0.000	KN
-	연직하중 :	116.850	x	13.850	=	1618.373	KN
-	상부활하중 :				=	207.750	kN
-	내부활하중 :				=	53.250	kN
					Σ =	3896.973	kN

Qmax1 = 3896.973 / 13.850 + 12.020 = **293.390** kN/m²

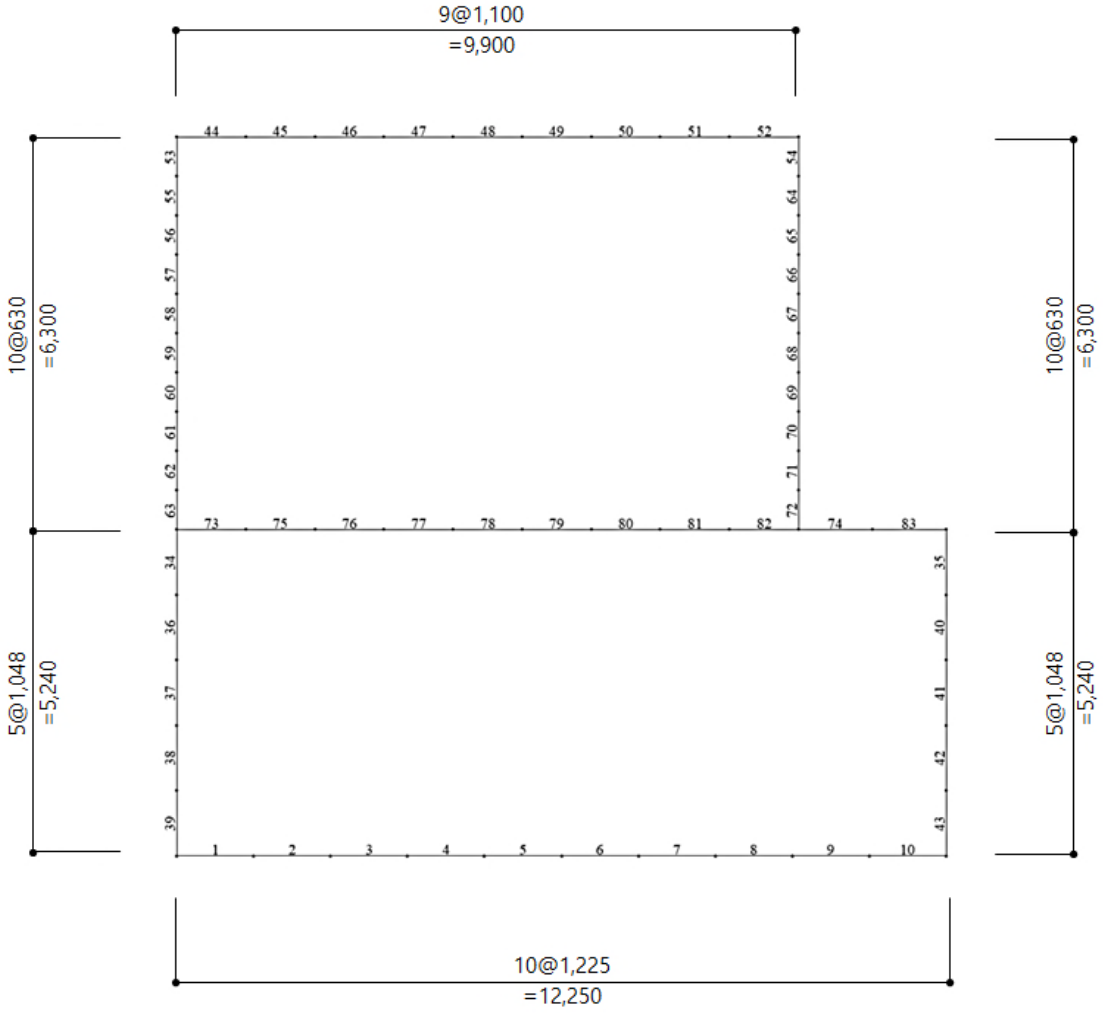
∵ **Qmax = 378.395 kN/m²**

(4) 지지력 판정

Qmax = 378.395 kN/m² < Qa = 816.420 kN/m² --- O.K !

4. 입력 DATA

1) 모 델 링 (상시)



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.480	1.480	0.2701493	26702	20 ~ 23
측 벽	1.0	1.300	1.300	0.1830833	26702	24 ~ 27
	1.0	1.600	1.600	0.3413333	26702	28 ~ 34
	1.0	1.000	1.000	0.0833333	26702	35 ~ 38
	1.0	1.600	1.600	0.3413333	26702	39 ~ 45
하부슬래브	1.0	1.400	1.400	0.2286667	26702	1 ~ 10
중간 슬래브	1.0	1.400	1.400	0.2286667	26702	11 ~ 19

5. 지반반력계수산정

1) 상 시 (연직지반 반력계수)

① 지반의 변형계수

Eo = = 50000.0 KN/m²

② 연직방향 지반반력계수 (α = 1)

Kvc = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1 x 50000 = 166666.67 KN/m²

③ 환산재하폭

Bh = $\sqrt{13.850 \times 40.000}$ = 23.537 m

④ 형상계수 : 암거폭의 정사각형의 지반반력계수 K를 산정후 암거폭과 연장에 따라 형상계수를 산출하여 적용. 형상계수가 1보다 클 경우 1을 적용.

β = (1 + B / L) / 2

= (1 + 13.9 / 40.0) / 1.5 = 0.898 < 1

∴ β = 0.898

⑤ 환산재하폭을 고려한 지반반력계수

Kv = β × Kvo x (Bv / 0)$^{-3/4}$

= 0.898 × 166667 x (23.537 / 0)$^{-3/4}$ = 5674 kN/m³

Kz(1) =	5674	x	1.0	x (	1.048	/	2	+	1.225	/	2	) =	6449 kN/m³
Kz(11) =	5674	x	1.0	x (	1.048	/	2	+	1.225	/	2	) =	6449 kN/m³
Kz(2~10) =	5674	x	1.0	x (	1.225	/	2	+	1.225	/	2	) =	6951 kN/m³

6. 하중조합

--- 콘.구 3.3.2

1) 하중조합

* 토피에 따른 보정 계수 산정

h ≤ 2m 에 대해서 α_H = 1.0

h > 2m 에 대해서 α_H = 1.05 - 0.025 h ≥ 0.875

∴ α_H = 0.903

(상 시)

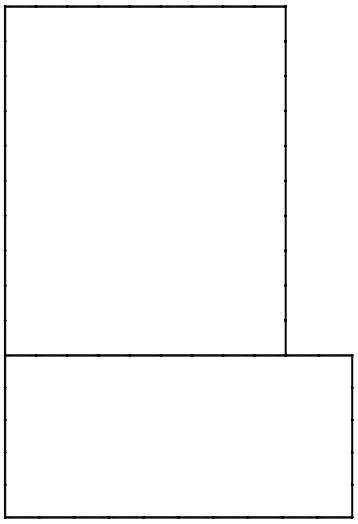
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		건조수축		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	+15°C	-15°C	
COMB 1	지하수 비고려시	1.2	1.6	1.445	1.6			1.2		3.3.2
COMB 2		1.2	1.6	1.445	1.6				1.2	3.3.2
COMB 3		1.2	1							3.3.3
COMB 4		1.2	1.6	1.445	0.8			1.2		3.3.6
COMB 5		1.2	1.6	1.445	0.8				1.2	3.3.6
COMB 6		0.9		0.9	1.6					3.3.7
COMB 7		0.9		0.9	0.8					3.3.7
COMB 8	지하수 고려시	1.2	1.6	1.445	1.6	1.4	1.6	1.2		3.3.2
COMB 9		1.2	1.6	1.445	1.6	1.4	1.6		1.2	3.3.2
COMB 10		1.2	1.6	1.445	0.8	1.4	0.8	1.2		3.3.6
COMB 11		1.2	1.6	1.445	0.8	1.4	0.8		1.2	3.3.6
COMB 12		0.9		0.9	1.6	0.9	1.6			3.3.7
COMB 13		0.9		0.9	0.8	0.9	0.8			3.3.7

* 사용하중 검토시 => 하중계수=1.0, 반토압계수=0.5 적용

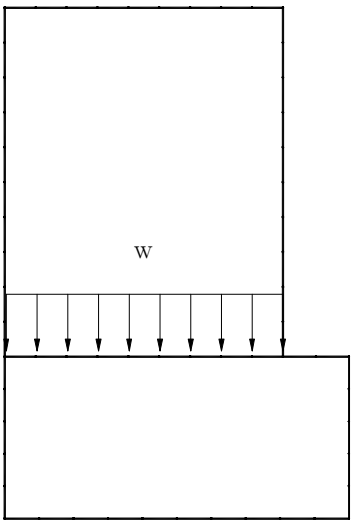
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		건조수축		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	+15°C	-15°C	
COMB 14	지하수 비고려시	1	1	1	1			1		3.3.2
COMB 15		1	1	1	1				1	3.3.2
COMB 16		1	1							3.3.3
COMB 17		1	1	1	0.5			1		3.3.6
COMB 18		1	1	1	0.5				1	3.3.6
COMB 19		0.9		0.9	1					3.3.7
COMB 20		0.9		0.9	0.5					3.3.7
COMB 21	지하수 고려시	1	1	1	1	1	1	1		3.3.2
COMB 22		1	1	1	1	1	1		1	3.3.2
COMB 23		1	1	1	0.5	1	0.5	1		3.3.6
COMB 24		1	1	1	0.5	1	0.5		1	3.3.6
COMB 25		0.9		0.9	1	0.9	1			3.3.7
COMB 26		0.9		0.9	0.5	0.9	0.5			3.3.7

7. 하중 재하도

1) 고정하중 (자 중) - PROGRAM 내에서 자동고려

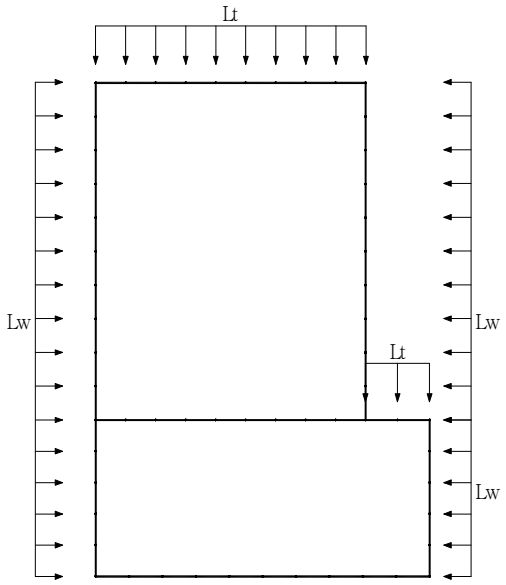


2) 2차고정하중 - 기계하중



w = 212.22 kN/㎡

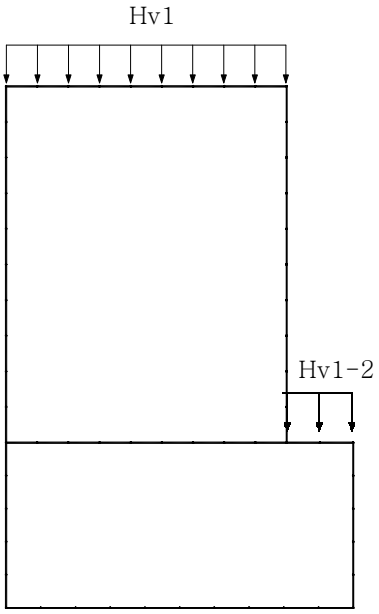
3) CASE 1 - 노면활하중



Lt = 15.00 kN/㎡

Lw = 7.50 kN/㎡

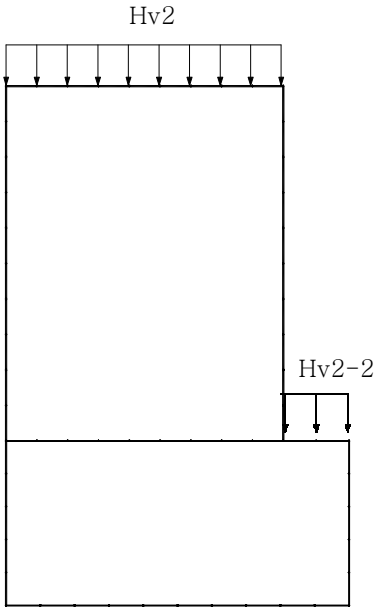
4) 연직 토압(지하수 미고려시)



Hv1-1 = 201.86 kN/㎡

Hv1-2 = 322.51 kN/㎡

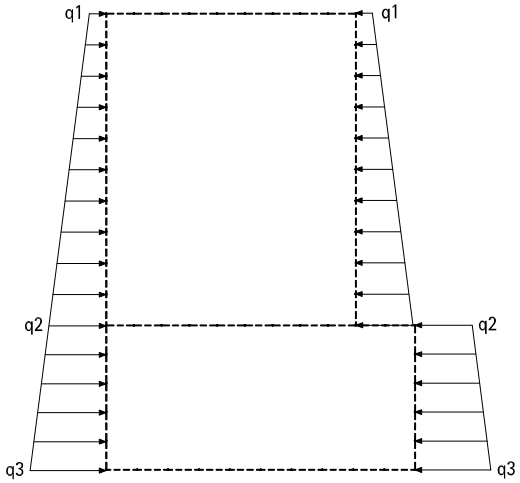
5) 연직 토압(지하수 고려시)



Hv2 = 116.85 kN/㎡

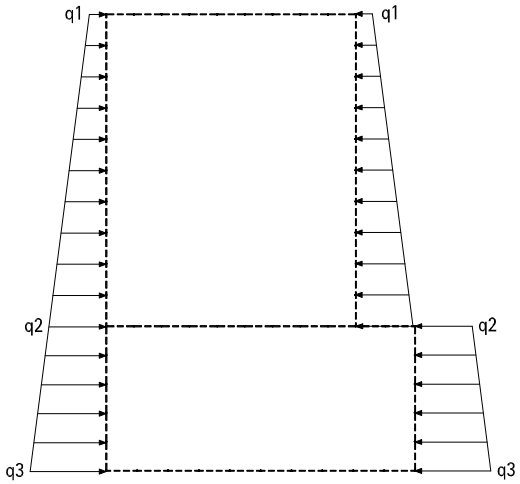
Hv2 = 180.35 kN/㎡

6) CASE 2 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)



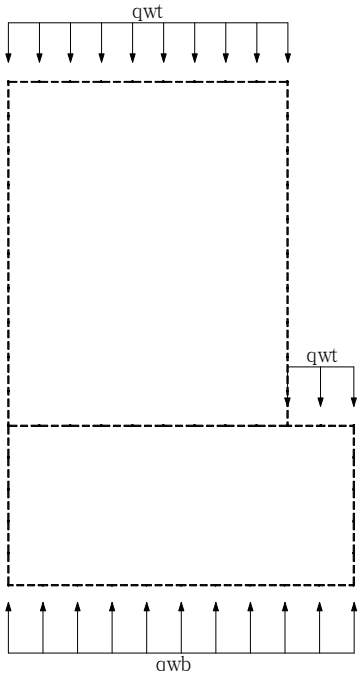
q1 = 100.93 kN/㎡
q2 = 160.87 kN/㎡
q3 = 210.65 kN/㎡

7) CASE 3 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



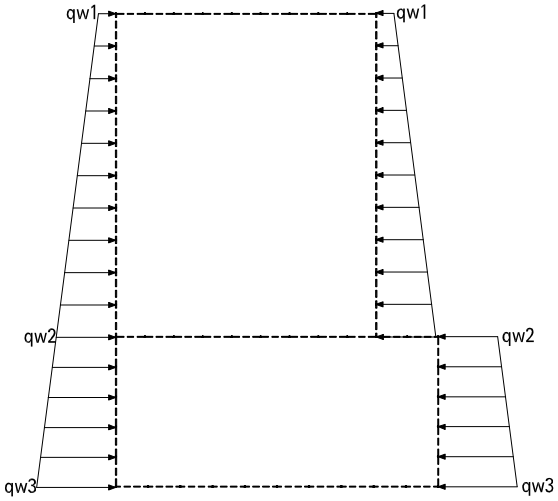
q1 = 57.68 kN/㎡
q2 = 89.23 kN/㎡
q3 = 115.43 kN/㎡

8) CASE 4 - 연 직 수 압



qwt = 92.95 kN/㎡
qwb = 215.45 kN/㎡

9) CASE 5 - 횡 수 압

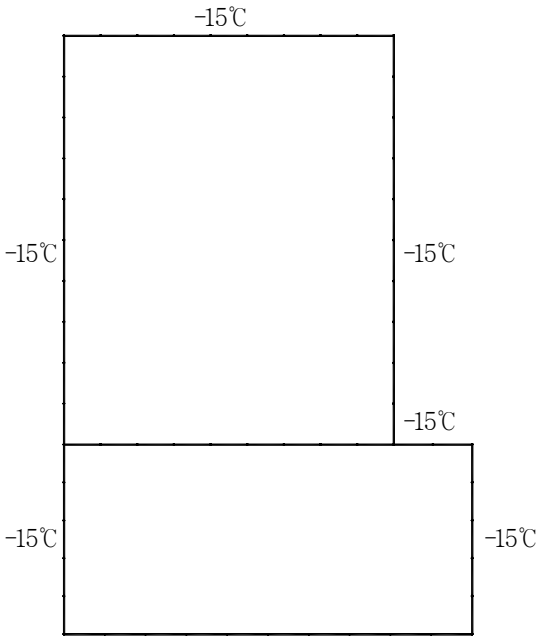


qw1 = 92.95 kN/㎡

qw2 = 156.05 kN/㎡

qw3 = 208.45 kN/㎡

10) CASE 6 - 건조수축



건조수축

-15 ℃

8. 설계조건 (지진시)

1) 설계조건 및 적용계수

① 내진적용등급 : 내진 1 등급 - 지역계수 : 1 구역

응답변위법에 의한 해석

지반종류(상부 30m 에 대한 평균 지반 특성) : Sc- 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반

γt : 20.0 kN/m^3

② 위험도계수(I)

재현주기(년)	50	100	200	500	1000
위험도계수	0.4	**0.57**	0.73	1	**1.4**

④ 지진구역계수(Z)

지진구역	1구역	2구역	비고
구역계수, Z(g값)	0.11	0.07	

⑤ 지진계수

구분	Ca	Cv
지반종류	Sc	Sc
지진계수	0.13	0.18

⑥ 지층별 평균 N치

구분	N 값	구분	N 값
성토재	0	풍화토	0
매립토	6	풍화암	50
퇴적토	10	연암	50

2) 구조물 제원 및 상재토 제원

⑦ 구조물 제원

상부슬라브의 중심축 위치 : 11.185 m 중간슬래브의 중심축 위치 : 17.495 m

하부슬라브의 중심축 위치 : 22.735 m

구조물이 위치한 층의 N치 : ▼ 50

구조물 저판폭 : 13.850 m 구조물 길이 : 40.000 m

구조물 높이 : 12.99 m

구조물 두께 : (상부슬래브) 1.480 m (측 벽 -1) 1.300 m (중간슬래브) 1.400 m

(측 벽 -2) 1.600 m (하부슬래브) 1.400 m

⑧ 상재토 제원

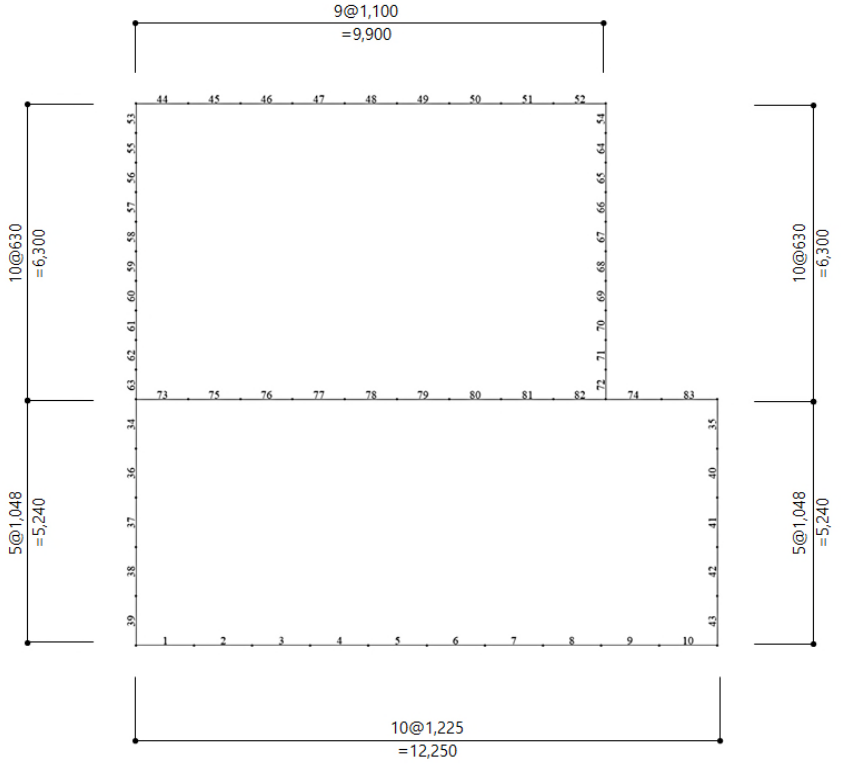
포장두께	0.850	m
입도조정	0.000	m
보조기층	0.000	m
동방층	0.000	m
토사층	9.595	m
전체토피	10.445	m

내부마찰각 30 °

9. 입력 DATA

1) 모 델 링 (지진시)

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.



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.48	1.480	0.2701493	26702	44 ~ 52
측 벽	1.0	1.30	1.300	0.1830833	26702	53 ~ 63
	1.0	1.60	1.600	0.3413333	26702	34 ~ 39
	1.0	1.30	1.300	0.1830833	26702	57 ~ 72
	1.0	1.60	1.600	0.3413333	26702	35 ~ 43
하부슬래브	1.0	1.40	1.400	0.2286667	26702	1 ~ 10
중간 슬래브	1.0	1.40	1.400	0.2286667	26702	11 ~ 21

10. 지반반력계수산정

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 매립토 N= 6

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 6 $^{1/3}$ = 145.4 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo 0.8 × 145.4 = 116.32 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 20.0 / 9.81 × 116.3 ^{2} = 27585.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 27585.0 = 72824.4 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 6 $^{1/3}$ = 145.4 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo 0.5 × 145.4 = 72.7 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 20.0 / 9.81 × 72.7 ^{2} = 10775.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 10775.0 = 28446 kN/m²

(2) 퇴적토 N= 10

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 10 $^{1/3}$ = 172.4 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo 0.8 × 172.4 = 137.92 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 21.0 / 9.81 × 137.9 ^{2} = 40720.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 40720.0 = 107500.8 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 10 $^{1/3}$ = 172.4 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo 0.5 × 172.4 = 86.2 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 21.0 / 9.81 × 86.2 ^{2} = 15906.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 15906.0 = 41991.84 kN/m²

(3) 풍화암 N= 50

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo 0.8 × 294.7 = 235.76 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 23.0 / 9.81 × 235.8 ^{2} = 130316.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.4) × 130316.0 = 364884.8 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo 0.5 × 294.7 = 147.4 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 23.0 / 9.81 × 147.4 ^{2} = 50939.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.4) × 50939.0 = 142629.2 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.85 × 40.00) = 23.537 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 72824.4 = 242748.00 kN/m³

Kv = 242748.00 × (13.85 / 0.3)^(-3 / 4) = 9208.32 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 9208.32 = 3069.44 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.85 × 40.00) = 23.537 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 107500.8 = 358336.00 kN/m³

Kv = 358336.00 × (13.85 / 0.3)^(-3 / 4) = 13593.00 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 13593.00 = 4531.00 kN/m³

(3) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.99 × 40.00) = 22.795 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 107500.8 = 358336.00 kN/m³

Kh = 358336.00 × (12.99 / 0.3)^(-3 / 4) = 13923.73 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 13923.73 = 4641.24 kN/m³

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(8.30 × 40.00) = 18.221 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 107500.8 = 358336.00 kN/m³

Kv = 358336.00 × (8.3 / 0.3)^(-3 / 4) = 16470.42 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 16470.42 = 5490.14 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

상부슬래브

Kv(43,52)=	9208	x (	1.100	/	2	+	0.630	/	2	) =	7965	kN/m³
Kvs(43,52)=	3069	x (	1.100	/	2	+	0.630	/	2	) =	2655	kN/m³
Kv(44~51)=	9208	x (	0.630	/	2	+	0.630	/	2	) =	5801	kN/m³
Kvs(44~51)=	3069	x (	0.630	/	2	+	0.630	/	2	) =	1934	kN/m³

- 측 벽

Kh(35~38)=	13924	x (	1.048	/	2	+	1.048	/	2	) =	14592	kN/m³
Khs(35~38)=	4641	x (	1.048	/	2	+	1.048	/	2	) =	4864	kN/m³
Kh(39~42)=	13924	x (	1.048	/	2	+	1.048	/	2	) =	14592	kN/m³
Khs(39~42)=	4641	x (	1.048	/	2	+	1.048	/	2	) =	4864	kN/m³
Kh(53~61)=	13924	x (	0.630	/	2	+	0.630	/	2	) =	8772	kN/m³
Khs(53~61)=	4641	x (	0.630	/	2	+	0.630	/	2	) =	2924	kN/m³
Kh(62~70)=	13924	x (	0.630	/	2	+	0.630	/	2	) =	8772	kN/m³
Khs(62~70)=	4641	x (	0.630	/	2	+	0.630	/	2	) =	2924	kN/m³
Kh(12,22)=	13924	x (	0.630	/	2	+	1.225	/	2	) =	12914	kN/m³
Khs(12,22)=	4641	x (	0.630	/	2	+	1.225	/	2	) =	4305	kN/m³
Kh(1,11)=	13924	x (	0.630	/	2	+	1.225	/	2	) =	12914	kN/m³
Khs(1,11)=	4641	x (	0.630	/	2	+	1.225	/	2	) =	4305	kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,11)=	13593	x (	1.020	/	2	+	1.080	/	2	) =	14273	kN/m³
Kvs(1,11)=	4531	x (	1.020	/	2	+	1.080	/	2	) =	4758	kN/m³
Kv(2~10)=	13593	x (	1.080	/	2	+	1.080	/	2	) =	14680	kN/m³
Kvs(2~10)=	4531	x (	1.080	/	2	+	1.080	/	2	) =	4893	kN/m³

- 중간슬래브

Kv(13~21)=	16470	x (	1.220	/	2	+	1.220	/	2	) =	20094	kN/m³
Kvs(13~21)=	5490	x (	1.220	/	2	+	1.220	/	2	) =	6698	kN/m³

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.85 × 40.00) = 23.537 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 28446 = 94820.00 kN/m³

Kv = 94820.00 × (13.85 / 0.3)^(-3 / 4) = 3596.87 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 3596.87 = 1198.96 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.85 × 40.00) = 23.537 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 41991.84 = 139972.80 kN/m³

Kv = 139972.80 × (13.85 / 0.3)^(-3 / 4) = 5309.68 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 5309.68 = 1769.89 kN/m³

(3) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × H) = √(13.85 × 12.99) = 13.413 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 41991.84 = 139972.80 kN/m³

Kh = 139972.80 × (7.942 / 0.3)^(-3 / 4) = 8095.38 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kv = 1/3.0 × 8095.38 = 2698.46 kN/m³

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(8.30 × 40.00) = 18.221 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 41991.84 = 139972.80 kN/m³

Kv = 139972.80 × (8.3 / 0.3)^(-3 / 4) = 6433.66 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 6433.66 = 2144.55 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

상부슬래브

Kv(43,52)=	3597	x (	1.100	/	2	+	0.630	/	2	) =	3111	kN/m³
Kvs(43,52)=	1199	x (	1.100	/	2	+	0.630	/	2	) =	1037	kN/m³
Kv(44~51)=	3597	x (	0.630	/	2	+	0.630	/	2	) =	2266	kN/m³
Kvs(44~51)=	1199	x (	0.630	/	2	+	0.630	/	2	) =	755	kN/m³

- 측 벽

Kh(35~38)=	8095	x (	1.048	/	2	+	1.048	/	2	) =	8484	kN/m³
Khs(35~38)=	2698	x (	1.048	/	2	+	1.048	/	2	) =	2828	kN/m³
Kh(39~42)=	8095	x (	1.048	/	2	+	1.048	/	2	) =	8484	kN/m³
Khs(39~42)=	2698	x (	1.048	/	2	+	1.048	/	2	) =	2828	kN/m³
Kh(53~61)=	8095	x (	0.630	/	2	+	0.630	/	2	) =	5100	kN/m³
Khs(53~61)=	2698	x (	0.630	/	2	+	0.630	/	2	) =	1700	kN/m³
Kh(62~70)=	8095	x (	0.630	/	2	+	0.630	/	2	) =	5100	kN/m³
Khs(62~70)=	2698	x (	0.630	/	2	+	0.630	/	2	) =	1700	kN/m³
Kh(12,22)=	8095	x (	0.630	/	2	+	1.225	/	2	) =	7508	kN/m³
Khs(12,22)=	2698	x (	0.630	/	2	+	1.225	/	2	) =	2503	kN/m³
Kh(1,11)=	8095	x (	0.630	/	2	+	1.225	/	2	) =	7508	kN/m³
Khs(1,11)=	2698	x (	0.630	/	2	+	1.225	/	2	) =	2503	kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,11)=	5310	x (	1.020	/	2	+	1.080	/	2	) =	5575	kN/m³
Kvs(1,11)=	1770	x (	1.020	/	2	+	1.080	/	2	) =	1858	kN/m³
Kv(2~10)=	5310	x (	1.080	/	2	+	1.080	/	2	) =	5734	kN/m³
Kvs(2~10)=	1770	x (	1.080	/	2	+	1.080	/	2	) =	1911	kN/m³

- 중간슬래브

Kv(13~21)=	6434	x (	1.220	/	2	+	1.220	/	2	) =	7849	kN/m³
Kvs(13~21)=	2145	x (	1.220	/	2	+	1.220	/	2	) =	2616	kN/m³

11. 지진력 산정

1) 고유주기(Tg)

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

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		ɣ	Tg'(sec)	
		기능수행	붕괴방지	kN/m³	기능수행수준	붕괴방지수준
매립토	2.618	116.296	72.685	19.000	0.090	0.144
퇴적토	16.991	137.884	86.177	19.000	0.493	0.789
연암	4.000	235.778	147.361	23.000	0.068	0.109
계	23.609	152.075	95.047		0.651	1.041

■ 지반의 특성값(Tg) = 1.25 × Tg'

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25 × 0.651 = 0.814	1.25 × 1.041 = 1.302

2) 통제주기(Ts)

■ Ts = Cv / (2.5 × Ca), To = 0.2 × Ts

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	0.18 / (2.5 × 0.13) = 0.554	0.18 / (2.5 × 0.13) = 0.554
To(sec)	0.2 × 0.554 = 0.111	0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

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

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667
VSDi	122.000	63.000

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

지표면~기반암의 두께	전단파속도	기능수행수준		붕괴방지수준	
H (m)	Vs(m/sec)	H/Vs	G_D	H/Vs	G_D
23.609	152.075 , 95.047	0.15525	30376	0.24840	8100

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.18 \times 9.8 \times 0.57 \times 0.800}{0.814} = 0.988$
붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.18 \times 9.8 \times 1.4 \times 0.667}{1.302} = 1.265$

5) 속도 응답스펙트럼(Sv)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = (Tg / 2π) × Sa	Sv = (Tg / 2π) × Sa
$\frac{0.814 \times 0.988}{2 \times \pi} = 0.128$	$\frac{1.302 \times 1.265}{2 \times \pi} = 0.262$

6) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 심도 = 11.185 m
- 하부슬래브 심도 = 22.735 m
- 기반암 심도(H) = 23.609 m

① 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.814 \times \cos(\pi \times 11.185 / (2 \times 23.6))$

$= 0.01553$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.814 \times \cos(\pi \times 22.735 / (2 \times 23.6))$

$= 0.00123$

② 붕괴방지 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.302 \times \cos(\pi \times 11.185 / (2 \times 23.6))$

$= 0.05085$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.302 \times \cos(\pi \times 22.735 / (2 \times 23.6))$

$= 0.00402$

Po = Ksb,top × (U(Zu) - U(Zb))

기능수행수준								
Po =	3069.44	× (	0.01553	-	0.00123	) =	43.908	kN/m²
붕괴방지수준								
Po =	1198.96	× (	0.05085	-	0.00402	) =	56.152	kN/m²

7) 측벽 지반변위 하중

① 지반의 변위진폭 산정 Uh(z)

② 지진시 수평하중

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \bullet Sv \bullet Tg \bullet \cos\frac{\pi z}{2H}$$

구분	z(m)	기 능 수 행 수 준			붕 괴 방 지 수 준		
		Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)	Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)
q1	11.185	0.0155	0.0137	190.15	0.0509	0.0447	361.95
q2	12.233	0.0145	0.0126	175.75	0.0475	0.0413	334.54
q3	13.281	0.0134	0.0115	160.37	0.0439	0.0377	305.26
q4	14.329	0.0122	0.0103	144.08	0.0400	0.0339	274.26
q5	15.377	0.0110	0.0091	126.97	0.0360	0.0299	241.68
q6	16.007	0.0102	0.0084	116.31	0.0335	0.0273	221.41
q7	16.637	0.0094	0.0076	105.41	0.0309	0.0248	200.66
q8	17.267	0.0086	0.0068	94.28	0.0283	0.0222	179.47
q9	17.897	0.0078	0.0060	82.94	0.0256	0.0195	157.87
q10	18.527	0.0070	0.0051	71.40	0.0229	0.0168	135.91
q11	19.157	0.0062	0.0043	59.69	0.0202	0.0140	113.63
q12	19.787	0.0053	0.0034	47.84	0.0174	0.0112	91.06
q13	20.417	0.0045	0.0026	35.85	0.0146	0.0084	68.24
q14	21.047	0.0036	0.0017	23.75	0.0117	0.0056	45.21
q15	22.272	0.0019	0.0000	0.00	0.0061	0.0000	0.00

8) 주면 전단력

① 기능수행수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 27.32$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 42.67$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 35.00$$

② 붕괴방지수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 23.85$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 37.25$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 30.55$$

여기서 , Vu : 지진시 상판에 작용하는 주면전단력(kN/㎥) Sv : 기반면에서의 지진계수당 응답속도(m/sec)

Vb : 지진시 저판에 작용하는 주면전단력(kN/㎥) G_D : 지반의 동적전단 탄성계수

Vs : 지진시 측벽에 작용하는 주면전단력(kN/㎥)

9) 구체 관성력

지진시 자체 중량에 의한 관성력는

- fi = Ai × rcon'c × Khu × (1 - 0.015 × Zi)
- 콘크리트 단위중량 = 25.0 kN/m^3
- Khu(기능수행수준) = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- Khu(붕괴방지수준) = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

- 상부슬래브

① 기능수행수준

fu = 1.480 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 11.19)
= 2.280 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 1.480 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 11.19)
= 5.600 kN/m

- 하부슬래브

① 기능수행수준

fb = 1.400 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 22.74)
= 1.710 kN/m

② 붕괴방지수준

fb = 1.400 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 22.74)
= 4.200 kN/m

- 측벽1

① 기능수행수준

fw = 1.300 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 16.96)
= 1.790 kN/m

② 붕괴방지수준

fw = 1.300 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 16.96)
= 4.410 kN/m

- 측벽2

① 기능수행수준

fw = 1.600 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 19.85)
= 2.080 kN/m

② 붕괴방지수준

fw = 1.600 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 19.85)
= 5.110 kN/m

- 중간슬래브

① 기능수행수준

fs = 1.400 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 17.50)
= 1.910 kN/m

② 붕괴방지수준

fs = 1.400 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 17.50)
= 4.700 kN/m

12. 하중조합 및 하중재하도(지진시)

---콘.구 3.3.2

12.1 하중조합

1) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000
LC3	0.900	0.900		1.000		1.000
LC4	0.900	0.900		0.500		1.000

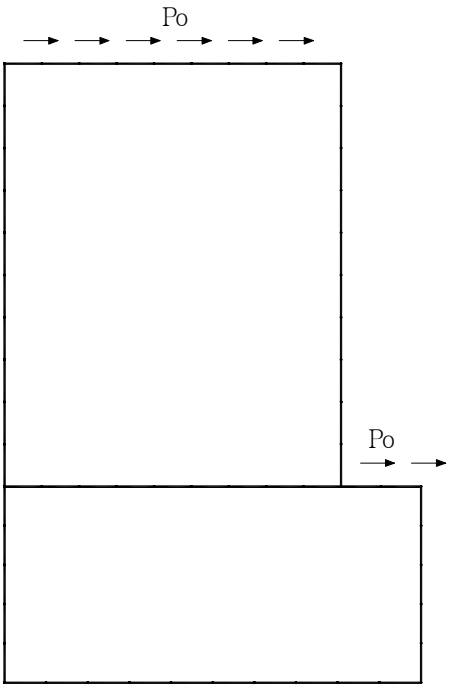
2) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000
LC3	0.900	0.900		1.000		1.000
LC4	0.900	0.900		0.500		1.000

12.2. 하중 재하도 (지진시)

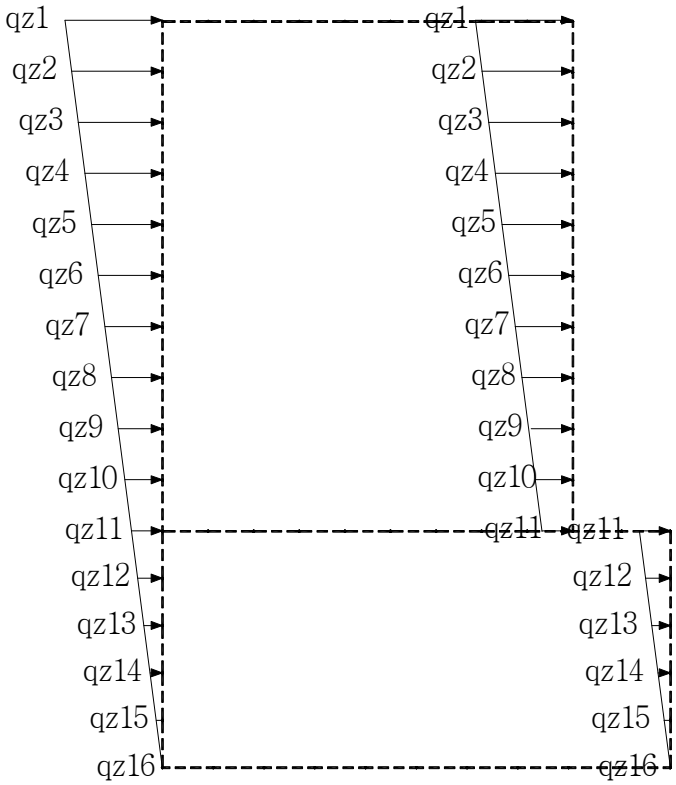
*** 연직하중(지하수 무시), 활하중은 (상시) 참조**

1) CASE 1 - 상부슬래브 지반변위 하중(기능수행수준)



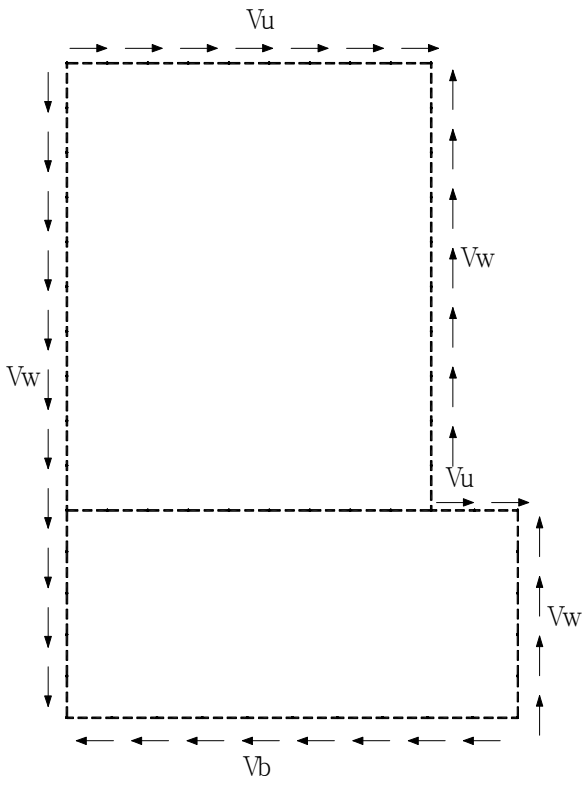
Po = 43.91 kN/㎡

2) CASE 1 - 측벽 지반변위 하중 (기능수행수준)



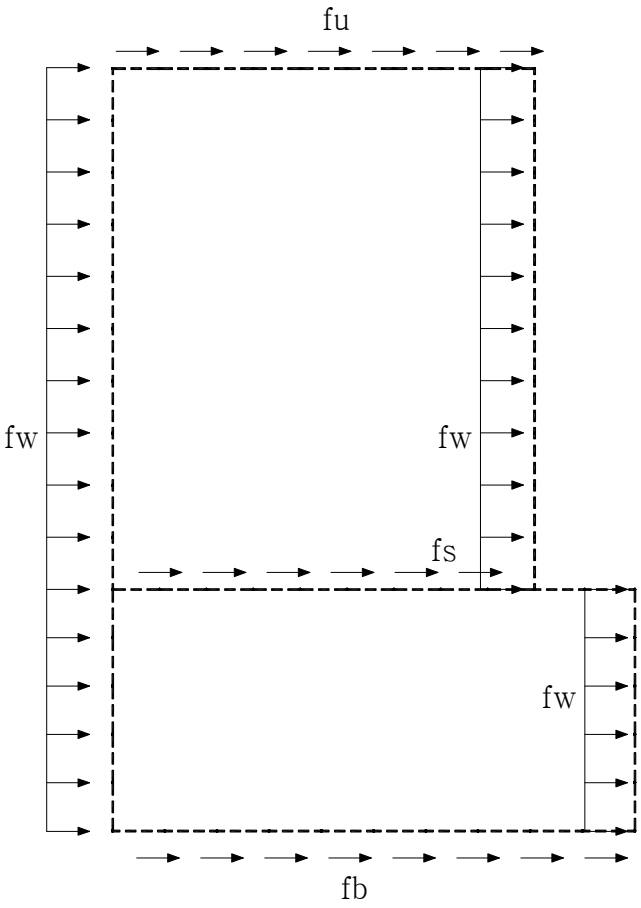
qz1	=	190.15	kN/㎡
qz2	=	175.75	kN/㎡
qz3	=	160.37	kN/㎡
qz4	=	144.08	kN/㎡
qz5	=	126.97	kN/㎡
qz6	=	116.31	kN/㎡
qz7	=	105.41	kN/㎡
qz8	=	94.28	kN/㎡
qz9	=	82.94	kN/㎡
qz10	=	71.40	kN/㎡
qz11	=	59.69	kN/㎡
qz12	=	47.84	kN/㎡
qz13	=	35.85	kN/㎡
qz14	=	23.75	kN/㎡
qz15	=	0.00	kN/㎡

3) CASE 2 - 주면전단력 (기능수행수준)



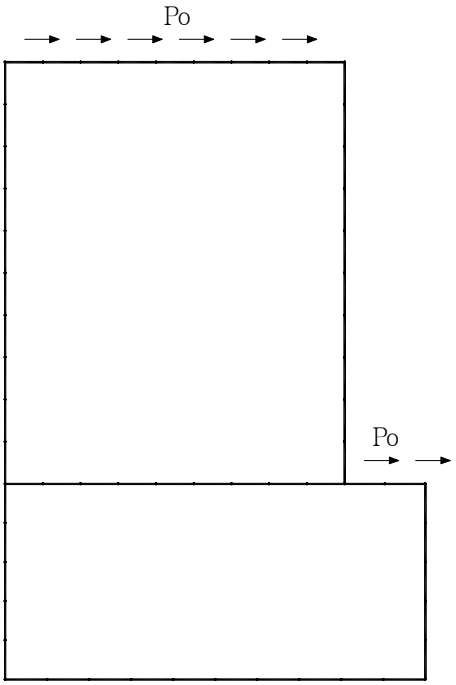
Vu	=	27.32	kN/㎡
Vb	=	42.67	kN/㎡
Vw	=	35.00	kN/㎡

4) CASE 3 - 관성력 (기능수행수준)



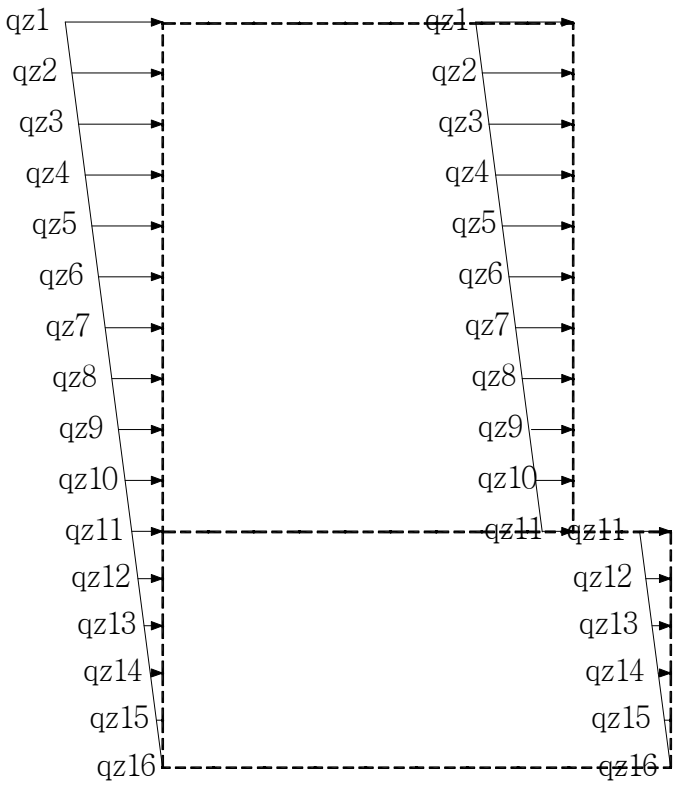
fu	=	2.28	kN/m
fb	=	1.71	kN/m
fw	=	1.79	kN/m
fw1	=	2.08	kN/m
fs	=	1.91	kN/m

5) CASE 5 - 상부슬래브 지반변위 하중(붕괴방지수준)



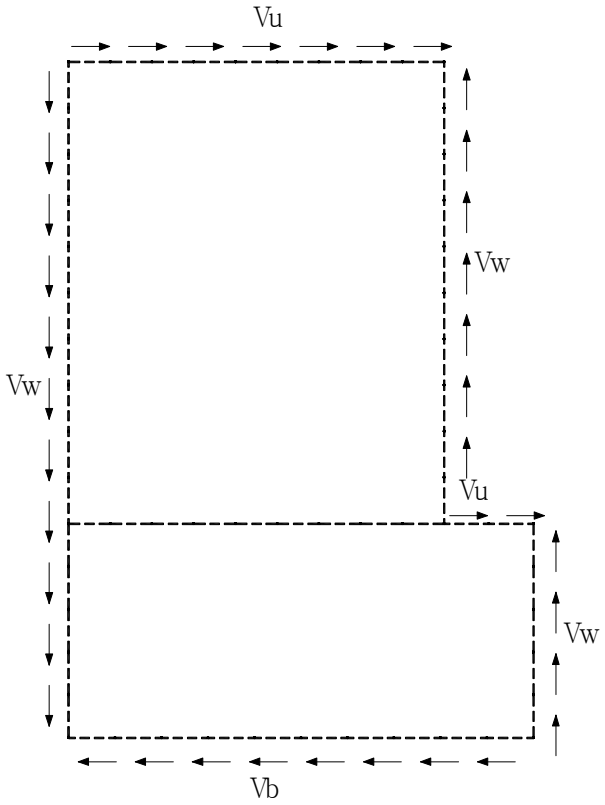
Po = 56.15 kN/㎡

6) CASE 4 - 측벽 지반변위 하중 (붕괴방지수준)



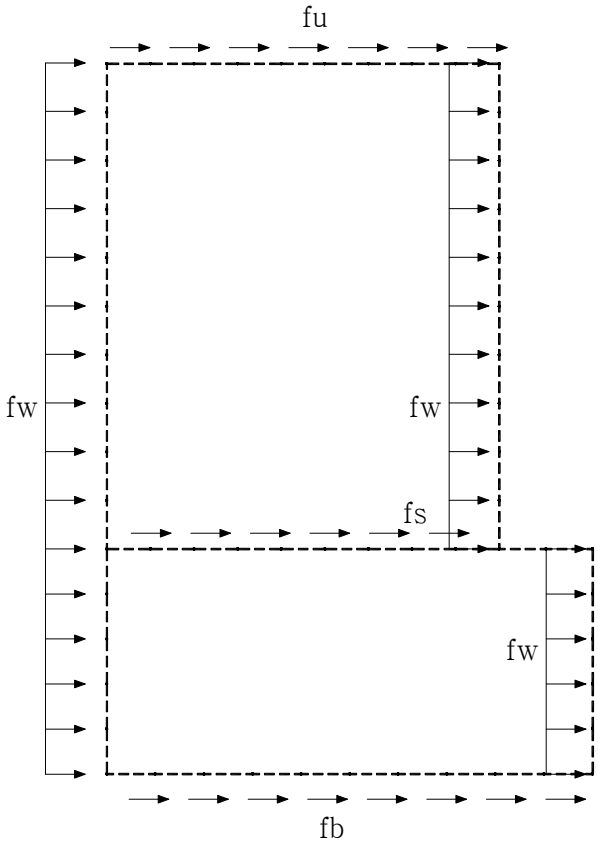
qz1	=	361.95	kN/㎡
qz2	=	334.54	kN/㎡
qz3	=	305.26	kN/㎡
qz4	=	274.26	kN/㎡
qz5	=	241.68	kN/㎡
qz6	=	221.41	kN/㎡
qz7	=	200.66	kN/㎡
qz8	=	179.47	kN/㎡
qz9	=	157.87	kN/㎡
qz10	=	135.91	kN/㎡
qz11	=	113.63	kN/㎡
qz12	=	91.06	kN/㎡
qz13	=	68.24	kN/㎡
qz14	=	45.21	kN/㎡
qz15	=	0.00	kN/㎡

7) CASE 5 - 주면전단력 (붕괴방지수준)



Vu = 23.85 kN/㎡
Vb = 37.25 kN/㎡
Vw = 30.55 kN/㎡

8) CASE 6 - 관성력 (붕괴방지수준)



fu = 5.60 kN/m
fb = 4.20 kN/m
fw = 4.41 kN/m
fw1 = 5.11 kN/m
fs = 4.70 kN/m

13. 부재력 요약

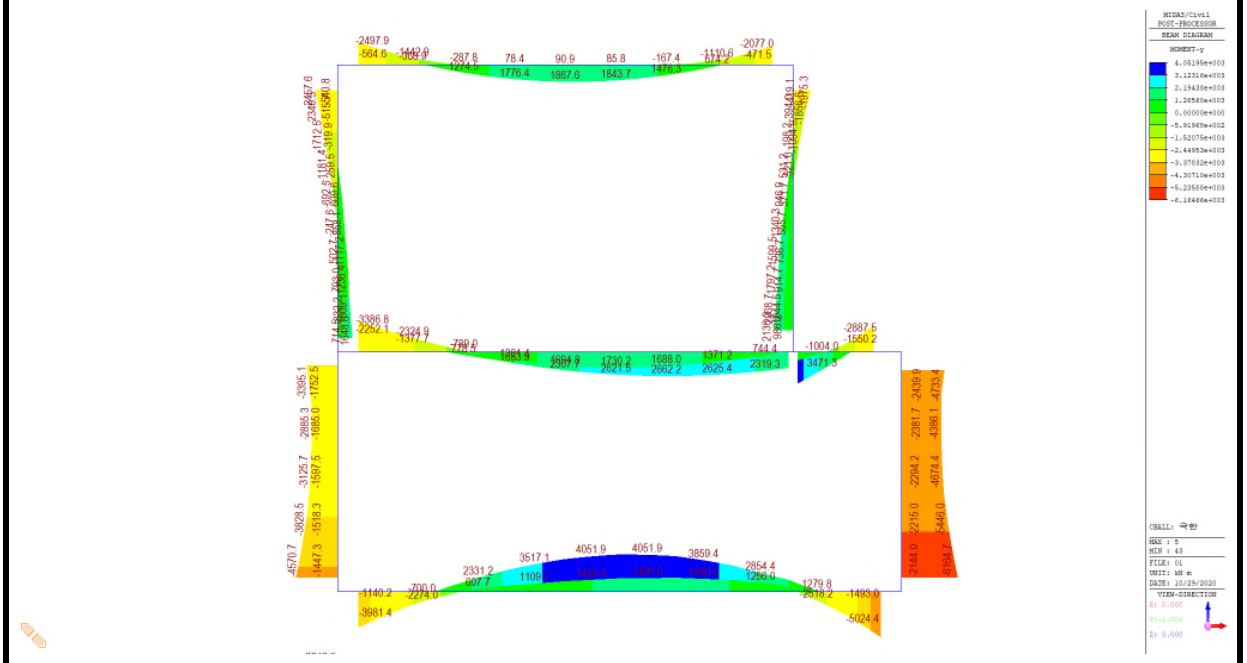
13.1 부재력 집계

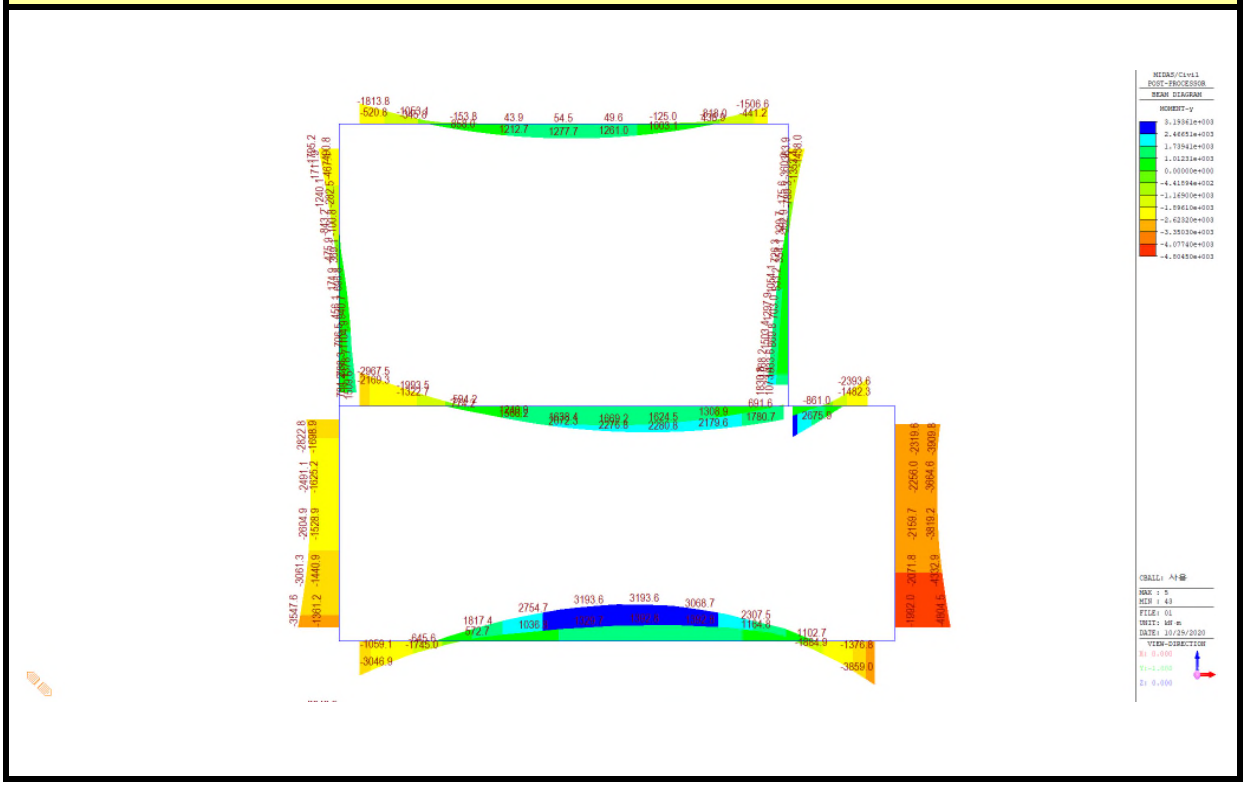
부 재	부 재 력	상시			지진시				적용		
					기능 수행 수준		붕괴 방지 수준				
		Mu	Vu	Mo	Mu	Vu	Mu	Vu	Mu	Vu	Mo
		(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)
본 구조물											
1	상부슬래브 좌측단부	2497.9	1760.5	1813.8	1727.6	749.6	2166.3	762.1	2497.9	1760.5	1813.8
2	상부슬래브 우측단부	2077.0	1605.9	1506.6	1690.4	753.3	1747.2	668.1	2077.0	1605.9	1506.6
3	상부슬래브 중앙부	1867.6	263.0	1277.7	611.1	378.9	560.8	471.6	1867.6	471.6	1277.7
4	중간슬래브 좌측단부	3386.8	1720.0	2967.5	3021.5	1556.8	3521.8	1633.0	3521.8	1720.0	2967.5
5	중간슬래브 우측단부	2887.5	3527.6	2393.6	1972.4	1308.9	2145.7	1363.9	2887.5	3527.6	2393.6
6	중간슬래브 중앙부	2662.2	426.2	2276.8	1707.8	544.8	1676.1	621.0	2662.2	621.0	2276.8
7	하부슬래브 좌측단부	3981.4	2304.1	3046.9	2195.5	1073.5	1237.2	415.1	3981.4	2304.1	3046.9
8	하부슬래브 우측단부	5024.4	3342.1	3859.0	1960.0	957.2	1327.2	425.5	5024.4	3342.1	3859.0
9	하부슬래브 중앙부	4051.9	604.9	3193.6	1328.8	256.3	577.1	229.8	4051.9	604.9	3193.6
10	좌측벽체 상단부(공기정화시설)	2457.6	1494.4	1795.2	1594.3	935.5	1999.6	1065.6	2457.6	1494.4	1795.2
11	좌측벽체 중앙부(공기정화시설)	858.1	767.0	696.8	613.8	605.1	706.5	796.7	858.1	796.7	696.8
12	좌측벽체 하단부(공기정화시설)	1648.8	522.3	1509.5	1401.1	423.0	1780.4	516.8	1780.4	522.3	1509.5
13	좌측벽체 상단부(본체)	3395.1	908.4	2822.8	2280.7	702.1	2310.4	1000.4	3395.1	1000.4	2822.8
14	좌측벽체 중앙부(본체)	0.1	628.7	0.1	0.1	413.1	931.8	685.3	931.8	685.3	0.1
15	좌측벽체 하단부(본체)	4570.7	1503.4	3547.6	2440.3	700.3	1248.2	463.6	4570.7	1503.4	3547.6
16	우측벽체 상단부(공기정화시설)	1975.3	1494.4	1438.0	1560.7	932.0	1573.4	1002.9	1975.3	1494.4	1438.0
17	우측벽체 중앙부(공기정화시설)	946.9	927.7	726.3	447.6	635.6	570.8	652.1	946.9	927.7	726.3
18	우측벽체 하단부(공기정화시설)	2136.2	456.8	1830.8	1612.0	387.3	1421.3	576.1	2136.2	576.1	1830.8
19	우측벽체 상단부(본체)	4733.4	869.3	3909.8	2376.0	768.0	1915.7	882.2	4733.4	882.2	3909.8
20	우측벽체 중앙부(본체)	0.1	628.7	0.1	0.1	474.7	865.7	597.2	865.7	628.7	0.1
21	우측벽체 하단부(본체)	6164.7	1503.4	4304.5	2193.9	641.8	1357.6	557.1	6164.7	1503.4	4304.5

14. 단면력도

1) 상시

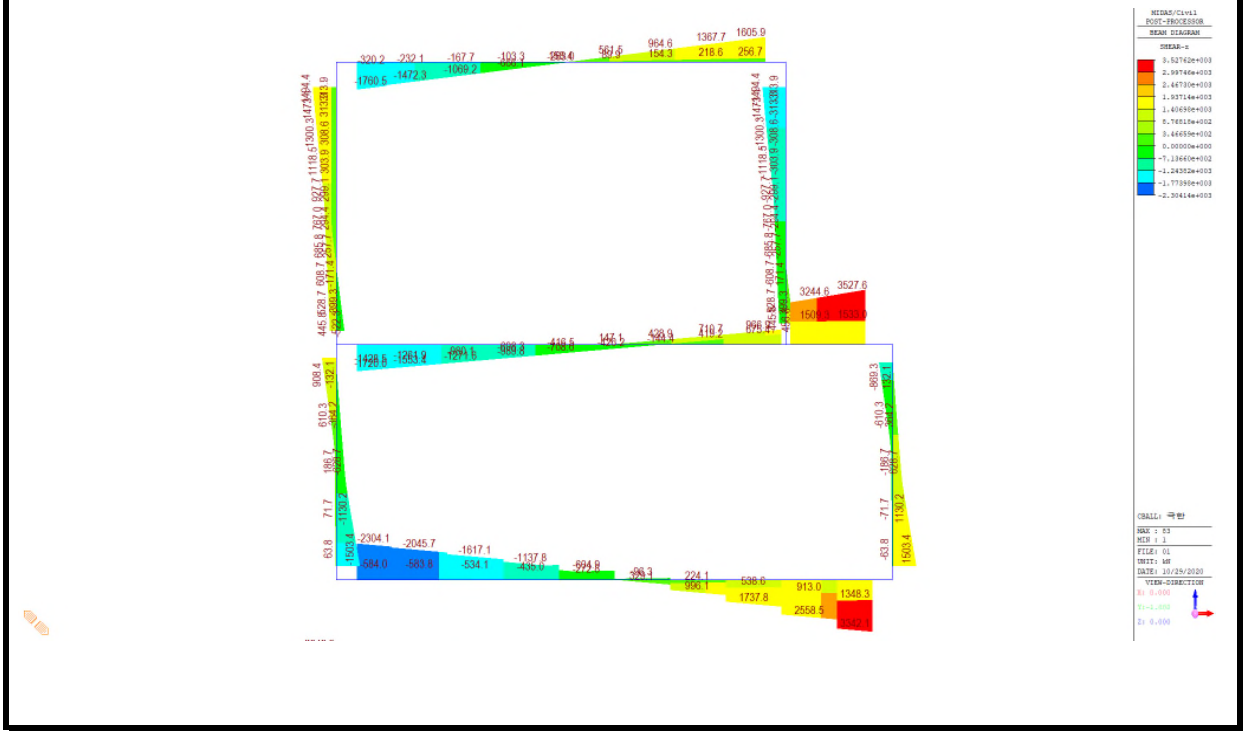
- 모멘트도

계 수 하 중


사 용 하 중


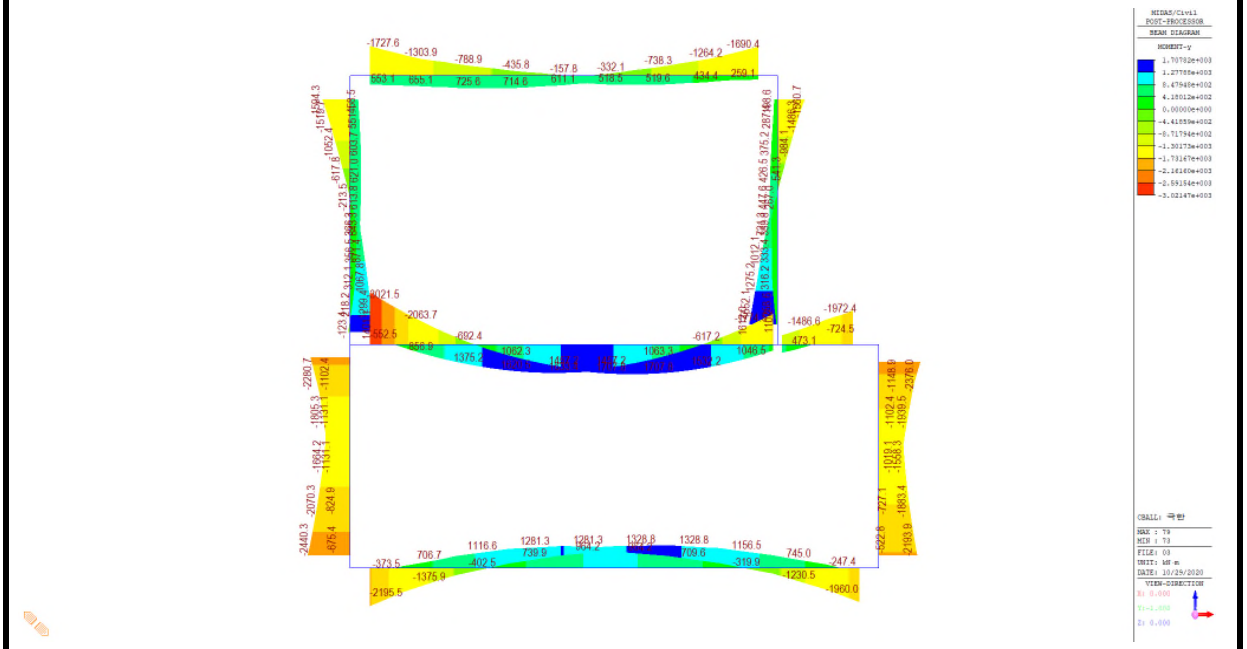
- 전단력도

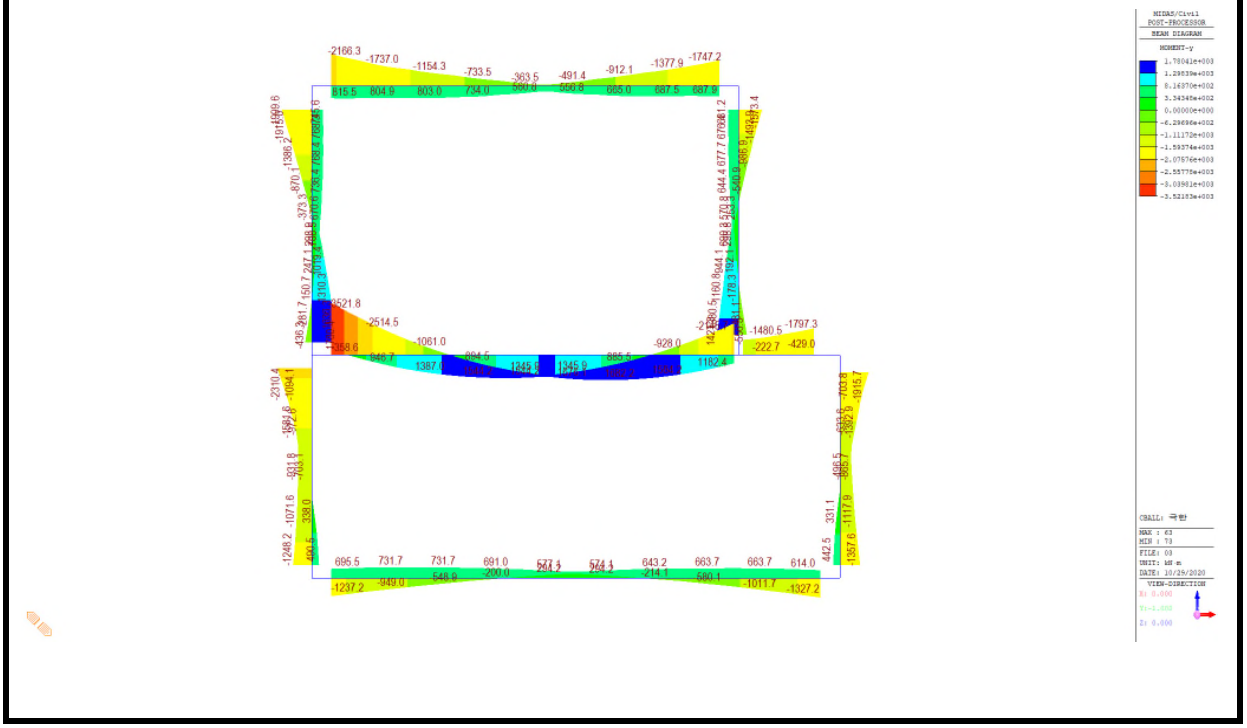
계 수 하 중


MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
SHEAR-z
CBALL: 국한
MAX : 53
MIN : 1
FILE: 01
UNIT: kN
DATE: 10/29/2020
VIEW-DIRECTION

2) 지진시

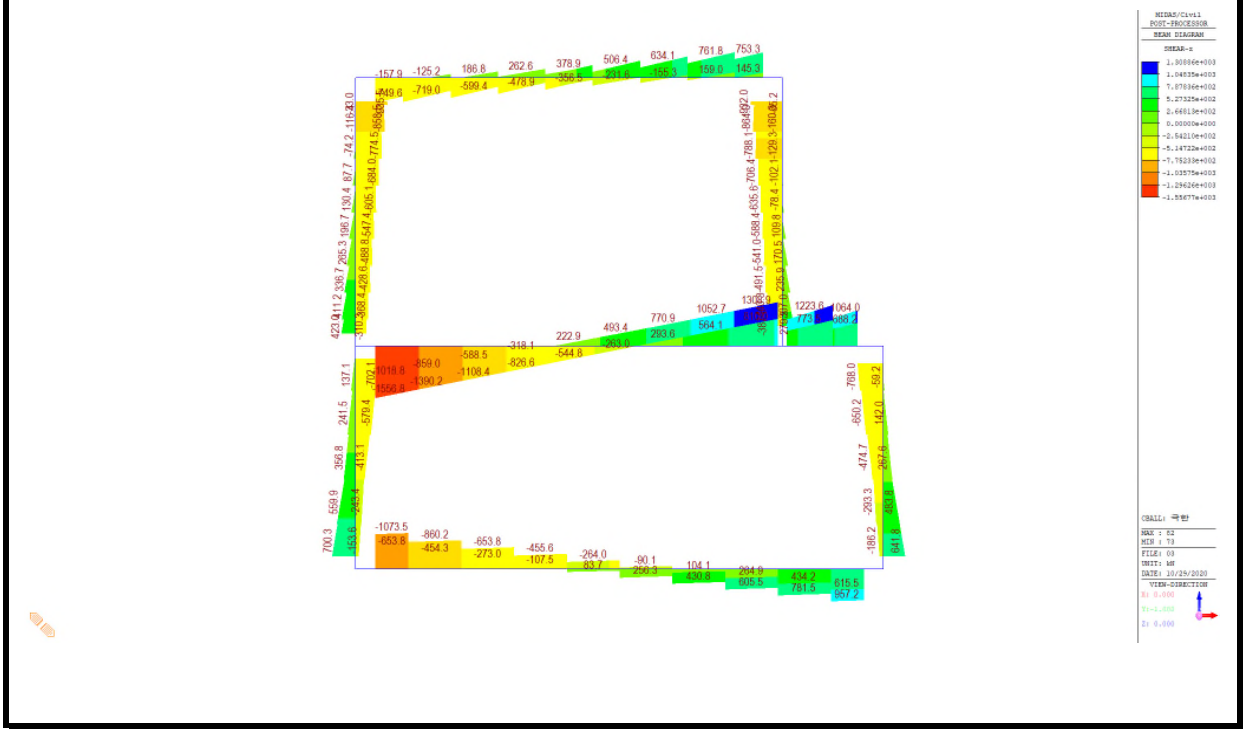
- 모멘트도

기능 수행 수준


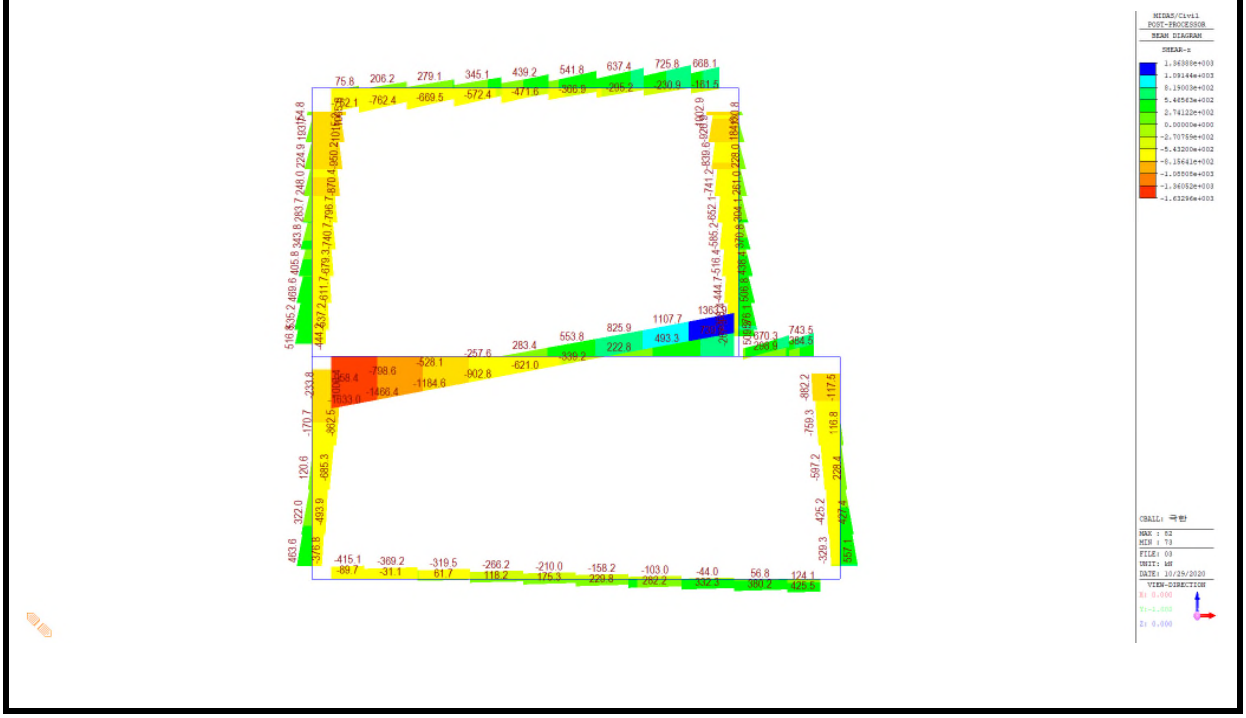
붕괴 방지 수준


- 전단력도

기능 수행 수준



붕괴 방지 수준



15. 단면검토

15.1 상부슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	135	cm	· 헌치 =	50	cm
· Mu =	2497.900	kN.m	· Vu =	1760.500	kN	· M =	1813.800	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	141.7 cm	· 전단력 d =	136.7 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 56.258 cm^2 [p = 0.00397]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 49.583 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 46.042 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 18.958 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 49.583 cm^2 > 18.958 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 75.011 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	TOTAL				=	127.072	cm^2	[p = 0.00897]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0114 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5642.188 kN.m > Mu = 2497.90 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 887.68 kN < Vu = 1760.5 kN

· 1/2·Φv Vc = 443.84 kN < Vu = 1760.5 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 3.193 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 3.193 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 887.68 + 1085.68 = 1973.36 kN > Vu = 1760.50 kN

Rm = Md / Mu = 2.26 Rs = Φv Vn / Vu = 1.121

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.00897 + √ [2 × 0.067 + 0.067 ^{2}] = 0.306

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.306 / 3 = 0.898

fs = M / [As·d·j]

= 1813.8 × 1000 / [127.072 × 141.7 × 0.898] = 112.2 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 112.2) − 2.5 x 84 = 492 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 112.2) = 561 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.2 상부슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	135	cm	· 헌치 =	50	cm
· Mu =	2077.000	kN.m	· Vu =	1605.900	kN	· M =	1506.600	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	141.7 cm	· 전단력 d =	136.7 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 46.778 cm^2 [p = 0.00330]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 49.583 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 46.042 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 18.958 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 49.583 cm^2 > 18.958 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 62.371 cm^2

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

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.00897	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0114 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5642.188 kN.m > Mu = 2077.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 887.68 kN < Vu = 1605.9 kN

· 1/2·Φv Vc = 443.84 kN < Vu = 1605.9 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 2.628 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 2.628 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 887.68 + 1085.68 = 1973.36 kN > Vu = 1605.90 kN

Rm = Md / Mu = 2.72 Rs = Φv Vn / Vu = 1.229

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.00897 + √ [2 × 0.067 + 0.067 ^{2}] = 0.306

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.306 / 3 = 0.898

fs = M / [As·d·j]

= 1506.6 × 1000 / [127.072 × 141.7 × 0.898] = 93.2 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 93.2) − 2.5 x 84 = 635 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 93.2) = 676 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.3 상부슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	135	cm			
· Mu =	1867.600	kN.m	· Vu =	471.600	kN	· M =	1277.700	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	122.0 cm	· 전단력 d =	122.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 47.164 cm^2 [p = 0.00387]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 42.7 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 39.65 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 16.25 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 42.7 cm^2 > 16.25 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 62.885 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm^2 [8.0 EA/m]

TOTAL = 63.536 cm^2 [p = 0.005208]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0262 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2515.862 kN.m > Mu = 1867.60 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 792.41 kN > Vu = 471.6 kN

· 1/2·Φv Vc = 396.21 kN < Vu = 471.6 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.005208 + √ [2 × 0.039 + 0.039 ^{2}] = 0.243

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.243 / 3 = 0.919

fs = M / [As·d·j]

= 1277.7 × 1000 / [63.536 × 122 × 0.919] = 179.36 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 179.4) − 2.5 x 64 = 279 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 179.4) = 351 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.4 하부슬래브 좌측단부

15.4.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	140	cm						
· Mu =	3981.400	kN.m	· Vu =	2304.100	kN	· M =	3046.900	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	125.0	cm	· 전단력 d =	120.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 108.036 cm^2 [p = 0.00864]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 43.75 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 40.625 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 16.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 43.75 cm^2 > 16.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 144.048 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	TOTAL				=	190.608	cm^2	[p = 0.015249	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.007 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 7024.368 kN.m > Mu = 3981.40 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 779.42 kN < Vu = 2304.1 kN

· 1/2·Φv Vc = 389.71 kN < Vu = 2304.1 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 6.353 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 6.353 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 779.42 + 2750.4 = 3529.82 kN > Vu = 2304.10 kN

Rm = Md / Mu = 1.76 Rs = Φv Vn / Vu = 1.532

15.4.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.015249 + √ [2 × 0.114 + 0.114 ^{2}] = 0.377

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.377 / 3 = 0.874

fs = M / [As·d·j]

= 3046.9 × 1000 / [190.608 × 125 × 0.874] = 146.32 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 146.3) − 2.5 x 84 = 328 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 146.3) = 431 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.5 하부슬래브 우측단부

15.5.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	140	cm						
· Mu =	5024.400	kN.m	· Vu =	3342.100	kN	· M =	3859.000	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	125.0	cm	· 전단력 d =	120.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 136.338 cm^2 [p = 0.01091]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 43.75 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 40.625 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 16.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 43.75 cm^2 > 16.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 181.784 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	190.608	cm^2	[p = 0.015249	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.007 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 7024.368 kN.m > Mu = 5024.40 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 779.42 kN < Vu = 3342.1 kN

· 1/2·Φv Vc = 389.71 kN < Vu = 3342.1 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 10.678 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 10.678 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 779.42 + 2750.4 = 3529.82 kN > Vu = 3342.10 kN

Rm = Md / Mu = 1.4 Rs = Φv Vn / Vu = 1.056

15.5.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.015249 + √ [2 × 0.114 + 0.114 ^{2}] = 0.377

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.377 / 3 = 0.874

fs = M / [As·d·j]

= 3859 × 1000 / [190.608 × 125 × 0.874] = 185.32 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 185.3) − 2.5 x 84 = 215 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 185.3) = 340 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.6 하부슬래브 중앙부

15.6.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	140	cm						
· Mu =	4051.900	kN.m	· Vu =	604.900	kN	· M =	3193.600	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	127.0	cm	· 전단력 d =	114.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 102.802 cm^2 [p = 0.00809]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	=	0.0035	⇒	MIN As =	44.45 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	=	0.00325	⇒	MIN As =	41.275 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t			⇒	MIN As =	16.875 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	=	0.0035	⇒	MIN As =	44.45 cm^2	>	16.875 cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN As =	137.069 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.010006	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0122 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5008.523 kN.m > Mu = 4051.90 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 740.45 kN > Vu = 604.9 kN

· 1/2·Φv Vc = 370.23 kN < Vu = 604.9 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

15.6.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.010006 + √ [2 × 0.075 + 0.075 ^{2}] = 0.319

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.319 / 3 = 0.894

fs = M / [As·d·j]

= 3193.6 × 1000 / [127.072 × 127 × 0.894] = 221.36 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 221.4) − 2.5 x 64 = 196 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 221.4) = 285 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.7 좌측벽체 상단부(공기정화시설)

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	130	cm	· 헌치 =	50	cm			
· Mu =	2457.600	kN.m	· Vu =	1494.400	kN	· M =	1795.200	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	136.7	cm	· 전단력 d =	131.7	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 57.553 cm^2 [p = 0.00421]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 47.833 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 44.417 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 18.333 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 47.833 cm^2 > 18.333 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 76.737 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p =	0.009298]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0108 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5426.166 kN.m > Mu = 2457.60 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 855.2 kN < Vu = 1494.4 kN

· 1/2·Φv Vc = 427.6 kN < Vu = 1494.4 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 2.427 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 2.427 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 855.2 + 3017.8 = 3873 kN > Vu = 1494.40 kN

Rm = Md / Mu = 2.21 Rs = Φv Vn / Vu = 2.592

15.7.2 철근의 응력 산정

A = 2 × 100.0 × 1000.0 / 16.0 = 12500.0 mm^2 N=1M 당 배근된 철근수

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.009298 + √ [2 × 0.07 + 0.07 ^{2}] = 0.31

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.31 / 3 = 0.897

fs = M / [As·d·j]

= 1795.2 × 1000 / [127.072 × 136.7 × 0.897] = 115.24 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 115.2) − 2.5 x 84 = 473 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 115.2) = 547 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.8 좌측벽체 중앙부(공기정화시설)

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	130	cm						
· Mu =	858.100	kN.m	· Vu =	796.700	kN	· M =	696.800	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	117.0	cm	· 전단력 d =	117.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 22.957 cm^2 [p = 0.00196]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (8,107 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 14.13 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 40.95 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 38.025 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 15.625 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 40.95 cm^2 > 15.625 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 30.609 cm^2

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

∴ USE As =	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	81.072	cm^2	[p = 0.006929	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 14.130 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 16.624 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.019 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3030.301 kN.m > Mu = ## kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 759.94 kN < Vu = 796.7 kN

· 1/2·Φv Vc = 379.97 kN < Vu = 796.7 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

15.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.006929 + √ [2 × 0.052 + 0.052 ^{2}] = 0.274

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.274 / 3 = 0.909

fs = M / [As·d·j]

= 696.8 × 1000 / [81.072 × 117 × 0.909] = 80.81 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 80.81) − 2.5 x 67.5 = 806 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 80.81) = 780 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.9 좌측벽체 하단부(공기정화시설)

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	130	cm						
· Mu =	1780.400	kN.m	· Vu =	522.300	kN	· M =	1509.500	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	115.0	cm	· 전단력 d =	110.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 48.515 cm^2 [p = 0.00422]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (8,107 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 14.13 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 40.25 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 37.375 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 15.625 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 40.25 cm^2 > 15.625 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 64.687 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H		@		=	FALSE	cm^2	[####	EA/m]
				TOTAL	=	81.072	cm^2	[p =	0.00705]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 14.130 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 16.624 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0187 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2975.172 kN.m > Mu = 1780.40 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 714.47 kN > Vu = 522.3 kN

· 1/2·Φv Vc = 357.24 kN < Vu = 522.3 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 714.47 + 2521.2 = 3235.67 kN > Vu = 522.30 kN

Rm = Md / Mu = 1.67 Rs = Φv Vn / Vu = 6.195

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.00705 + √ [2 × 0.053 + 0.053 ^{2}] = 0.276

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.276 / 3 = 0.908

fs = M / [As·d·j]

= 1509.5 × 1000 / [81.072 × 115 × 0.908] = 178.31 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 178.3) − 2.5 x 87.5 = 223 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 178.3) = 353 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.7 좌측벽체 상단부(본체)

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	160	cm	· 헌치 =	50	cm			
· Mu =	3395.100	kN.m	· Vu =	1000.400	kN	· M =	2822.800	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	166.7	cm	· 전단력 d =	156.7	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 66.545 cm^2 [p = 0.00399]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	=	0.0035	⇒ MIN As =	58.333 cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	=	0.00325	⇒ MIN As =	54.167 cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t			⇒ MIN As =	22.083 cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	=	0.0035	⇒ MIN As =	58.333 cm^2	>	22.083 cm^2
			4/3·Req As	⇒ MIN As =	88.727 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	190.608	cm^2	[p = 0.011436	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0085 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 9724.648 kN.m > Mu = 3395.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1017.58 kN > Vu = 1000.4 kN

· 1/2·Φv Vc = 508.79 kN < Vu = 1000.4 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1017.58 + 1244.56 = 2262.14 kN > Vu = 1000.40 kN

Rm = Md / Mu = 2.86 Rs = Φv Vn / Vu = 2.261

15.7.2 철근의 응력 산정

A = 2 × 100.0 × 1000.0 / 16.0 = 12500.0 mm^2 N=1M 당 배근된 철근수

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.011436 + √ [2 × 0.086 + 0.086 ^{2}] = 0.337

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.337 / 3 = 0.888

fs = M / [As·d·j]

= 2822.8 × 1000 / [190.608 × 166.7 × 0.888] = 100.06 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 100.1) − 2.5 x 84 = 577 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 100.1) = 630 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.8 좌측벽체 중앙부(본체)

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	160	cm						
· Mu =	931.800	kN.m	· Vu =	685.300	kN	· M =	0.100	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	152.0	cm	· 전단력 d =	152.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 18.459 cm^2 [p = 0.00121]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 53.2 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 49.4 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 20 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 53.2 cm^2 > 20 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 24.612 cm^2

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

∴ USE As =	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
TOTAL =						40.536	cm^2	[p =	0.002667]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 7.065 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 8.312 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0519 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2046.215 kN.m > Mu = 931.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 987.27 kN > Vu = 685.3 kN

· 1/2·Φv Vc = 493.64 kN < Vu = 685.3 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

15.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.002667 + √ [2 × 0.02 + 0.02 ^{2}] = 0.181

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.181 / 3 = 0.94

fs = M / [As·d·j]

= 0.1 × 1000 / [40.536 × 152 × 0.94] = 0.02 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 0.02) − 2.5 x 67.5 = 3937331 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 0.02) = 3150000 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.9 좌측벽체 하단부(본체)

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	160	cm						
· Mu =	4570.700	kN.m	· Vu =	1503.400	kN	· M =	3547.600	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	145.0	cm	· 전단력 d =	140.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 104.706 cm^2 [p = 0.00722]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	=	0.0035	⇒ MIN As =	50.75 cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	=	0.00325	⇒ MIN As =	47.125 cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t			⇒ MIN As =	19.375 cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	=	0.0035	⇒ MIN As =	50.75 cm^2	>	19.375 cm^2
			4/3·Req As	⇒ MIN As =	139.608 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	190.608	cm^2	[p = 0.013145	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0085 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 8320.502 kN.m > Mu = 4570.70 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 909.33 kN < Vu = 1503.4 kN

· 1/2·Φv Vc = 454.67 kN < Vu = 1503.4 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.013145 + √ [2 × 0.099 + 0.099 ^{2}] = 0.356

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.356 / 3 = 0.881

fs = M / [As·d·j]

= 3547.6 × 1000 / [190.608 × 145 × 0.881] = 145.7 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 145.7) − 2.5 x 84 = 330 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 145.7) = 432 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.10 우측벽체 상단부(공기정화시설)

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	100	cm	· 헌치 =	50	cm			
· Mu =	1975.300	kN.m	· Vu =	1494.400	kN	· M =	1438.000	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	106.7	cm	· 전단력 d =	85.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 60.776 cm^2 [p = 0.00570]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 37.333 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 34.667 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 14.583 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 37.333 cm^2 > 14.583 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 81.035 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p =	0.011913]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0074 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4130.031 kN.m > Mu = 1975.30 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 552.09 kN < Vu = 1494.4 kN

· 1/2·Φv Vc = 276.05 kN < Vu = 1494.4 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 5.543 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 5.543 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 552.09 + 1948.2 = 2500.29 kN > Vu = 1494.40 kN

Rm = Md / Mu = 2.09 Rs = Φv Vn / Vu = 1.673

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.011913 + √ [2 × 0.089 + 0.089 ^{2}] = 0.342

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.342 / 3 = 0.886

fs = M / [As·d·j]

= 1438 × 1000 / [127.072 × 106.7 × 0.886] = 119.74 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 119.7) − 2.5 x 84 = 448 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 119.7) = 526 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.11 우측벽체 중앙부(공기정화시설)

15.11.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	100	cm				
·	Mu =	946.900	kN.m	·	Vu =	927.700	kN	· M =	726.300	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	2	단	
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	87.0	cm	· 전단력 d =	87.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 34.841 cm^2 [p = 0.00400]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (8,107 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 14.13 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 30.45 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 28.275 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 11.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 30.45 cm^2 > 11.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 46.455 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	TOTAL				=	81.072	cm^2	[p = 0.009319]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 14.130 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 16.624 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0136 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2203.367 kN.m > Mu = ## kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 565.08 kN < Vu = 927.7 kN

· 1/2·Φv Vc = 282.54 kN < Vu = 927.7 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.009319 + √ [2 × 0.07 + 0.07 ^{2}] = 0.31

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.31 / 3 = 0.897

fs = M / [As·d·j]

= 726.3 × 1000 / [81.072 × 87 × 0.897] = 114.8 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 114.8) − 2.5 x 67.5 = 517 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 114.8) = 549 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.12 우측벽체 하단부(공기정화시설)

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	100	cm						
· Mu =	2136.200	kN.m	· Vu =	576.100	kN	· M =	1830.800	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	87.0	cm	· 전단력 d =	87.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 78.601 cm^2 [p = 0.00903]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (8,107 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 14.13 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 30.45 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 28.275 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 11.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 30.45 cm^2 > 11.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 104.801 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	81.072	cm^2	[p = 0.009319	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 14.130 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 16.624 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0136 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2203.367 kN.m > Mu = ## kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 565.08 kN < Vu = 576.1 kN

· 1/2·Φv Vc = 282.54 kN < Vu = 576.1 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.063 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 0.063 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 565.08 + 1994.04 = 2559.12 kN > Vu = 576.10 kN

Rm = Md / Mu = 1.03 Rs = Φv Vn / Vu = 4.442

15.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.009319 + √ [2 × 0.07 + 0.07 ^{2}] = 0.31

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.31 / 3 = 0.897

fs = M / [As·d·j]

= 1830.8 × 1000 / [81.072 × 87 × 0.897] = 289.37 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 289.4) − 2.5 x 67.5 = 128 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 289.4) = 218 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.10 우측벽체 상단부(본체)

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	160	cm	· 헌치 =	50	cm			
· Mu =	4733.400	kN.m	· Vu =	882.200	kN	· M =	3909.800	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	166.7	cm	· 전단력 d =	140.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 92.777 cm^2 [p = 0.00557]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	=	0.0035	⇒ MIN As =	58.333 cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	=	0.00325	⇒ MIN As =	54.167 cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t			⇒ MIN As =	22.083 cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	=	0.0035	⇒ MIN As =	58.333 cm^2	>	22.083 cm^2
			4/3·Req As	⇒ MIN As =	123.703 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	190.608	cm^2	[p = 0.011436	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0085 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 9724.648 kN.m > Mu = 4733.40 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 909.33 kN > Vu = 882.2 kN

· 1/2·Φv Vc = 454.67 kN < Vu = 882.2 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 909.33 + 1112.16 = 2021.49 kN > Vu = 882.20 kN

Rm = Md / Mu = 2.05 Rs = Φv Vn / Vu = 2.291

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.011436 + √ [2 × 0.086 + 0.086 ^{2}] = 0.337

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.337 / 3 = 0.888

fs = M / [As·d·j]

= 3909.8 × 1000 / [190.608 × 166.7 × 0.888] = 138.6 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 138.6) − 2.5 x 84 = 358 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 138.6) = 455 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.11 우측벽체 중앙부(본체)

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	160	cm			
· Mu =	865.700	kN.m	· Vu =	628.700	kN	· M =	0.100	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	152.0 cm	· 전단력 d =	152.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 17.150 cm^2 [p = 0.00113]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 53.2 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 49.4 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 20 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 53.2 cm^2 > 20 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 22.867 cm^2

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

∴ USE As = H 25 @ 125 = 40.536 cm^2 [8.0 EA/m]

TOTAL = 40.536 cm^2 [p = 0.002667]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 7.065 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 8.312 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0519 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2046.215 kN.m > Mu = 865.70 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 987.27 kN > Vu = 628.7 kN

· 1/2·Φv Vc = 493.64 kN < Vu = 628.7 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.002667 + √ [2 × 0.02 + 0.02 ^{2}] = 0.181

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.181 / 3 = 0.94

fs = M / [As·d·j]

= 0.1 × 1000 / [40.536 × 152 × 0.94] = 0.02 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 0.02) − 2.5 x 67.5 = 3937331 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 0.02) = 3150000 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.12 우측벽체 하단부(본체)

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	160	cm						
· Mu =	6164.700	kN.m	· Vu =	1503.400	kN	· M =	4304.500	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	147.0	cm	· 전단력 d =	142.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 139.056 cm^2 [p = 0.00946]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	=	0.0035	⇒ MIN As =	51.45 cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	=	0.00325	⇒ MIN As =	47.775 cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t			⇒ MIN As =	19.375 cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	=	0.0035	⇒ MIN As =	51.45 cm^2	>	19.375 cm^2
			4/3·Req As	⇒ MIN As =	185.408 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	190.608	cm^2	[p = 0.012967	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0087 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 8450.116 kN.m > Mu = 6164.70 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 922.32 kN < Vu = 1503.4 kN

· 1/2·Φv Vc = 461.16 kN < Vu = 1503.4 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

15.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.012967 + √ [2 × 0.097 + 0.097 ^{2}] = 0.354

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.354 / 3 = 0.882

fs = M / [As·d·j]

= 4304.5 × 1000 / [190.608 × 147 × 0.882] = 174.18 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 174.2) − 2.5 x 64 = 292 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 174.2) = 362 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.13 중간슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm	· 헌치 =	50	cm
· Mu =	3521.800	kN.m	· Vu =	1720.000	kN	· M =	2967.500	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	146.7 cm	· 전단력 d =	120.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 79.644 cm^2 [p = 0.00543]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 51.333 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 47.667 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 19.583 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 51.333 cm^2 > 19.583 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 106.192 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	190.608	cm^2	[p = 0.012996	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.007 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 8428.514 kN.m > Mu = 3521.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 779.42 kN < Vu = 1720 kN

· 1/2·Φv Vc = 389.71 kN < Vu = 1720 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 3.919 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 3.919 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 779.42 + 2750.4 = 3529.82 kN > Vu = 1720.00 kN

Rm = Md / Mu = 2.39 Rs = Φv Vn / Vu = 2.052

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.012996 + √ [2 × 0.097 + 0.097 ²] = 0.354

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.354 / 3 = 0.882

fs = M / [As·d·j]

= 2967.5 × 1000 / [190.608 × 146.7 × 0.882] = 120.35 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 120.4) − 2.5 x 84 = 444 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 120.4) = 523 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.2 중간슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm	· 헌치 =	50	cm
· Mu =	2887.500	kN.m	· Vu =	3527.600	kN	· M =	2393.600	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	146.7 cm	· 전단력 d =	120.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 65.300 cm^2 [p = 0.00445]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 51.333 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 47.667 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 19.583 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 51.333 cm^2 > 19.583 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 87.067 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	190.608	cm^2	[p = 0.012996]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.007 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 8428.514 kN.m > Mu = 2887.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 779.42 kN < Vu = 3527.6 kN

· 1/2·Φv Vc = 389.71 kN < Vu = 3527.6 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 11.451 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 11.451 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 779.42 + 2750.4 = 3529.82 kN > Vu = 3527.60 kN

Rm = Md / Mu = 2.92 Rs = Φv Vn / Vu = 1.001

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.012996 + √ [2 × 0.097 + 0.097 ^{2}] = 0.354

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.354 / 3 = 0.882

fs = M / [As·d·j]

= 2393.6 × 1000 / [190.608 × 146.7 × 0.882] = 97.08 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 97.08) − 2.5 x 84 = 601 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 97.08) = 649 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.3 중간슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	2662.200	kN.m	· Vu =	621.000	kN	· M =	2276.800	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	127.0 cm	· 전단력 d =	127.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 67.544 cm^2 [p = 0.00532]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 44.45 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 41.275 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 16.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 44.45 cm^2 > 16.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 90.059 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.010006	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0122 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5008.523 kN.m > Mu = 2662.20 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 824.89 kN > Vu = 621 kN

· 1/2·Φv Vc = 412.45 kN < Vu = 621 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.010006 + √ [2 × 0.075 + 0.075 ^{2}] = 0.319

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.319 / 3 = 0.894

fs = M / [As·d·j]

= 2276.8 × 1000 / [127.072 × 127 × 0.894] = 157.81 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 157.8) − 2.5 x 64 = 339 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 157.8) = 399 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.16 소화전함 벽체

15.9.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	116	cm				
·	Mu =	4638.900	kN.m	·	Vu =	517.000	kN	· M =	3512.000	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	3	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	100.5	cm	· 전단력 d =	95.5	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 162.639 cm^2 [p = 0.01618]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (19,061 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 33.22 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 35.175 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 32.663 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 13.813 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 35.175 cm^2 > 13.813 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 216.852 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	190.608	cm^2	[p = 0.018966]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.221 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 39.084 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0051 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5436.603 kN.m > Mu = 4638.90 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 620.29 kN > Vu = 517 kN

· 1/2·Φv Vc = 310.15 kN < Vu = 517 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15 cm

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

· Req. Av Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 620.29 + 758.65 = 1378.94 kN > Vu = 517.00 kN

Rm = Md / Mu = 1.17 Rs = Φv Vn / Vu = 2.667

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.5 × 0.018966 + √ [2 × 0.142 + 0.142 ^{2}] = 0.41

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.41 / 3 = 0.863

fs = M / [As·d·j]

= 3512 × 1000 / [190.608 × 100.5 × 0.863] = 212.44 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 212.4) − 2.5 x 84 = 161 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 212.4) = 297 mm > 125 mm ∴ O.K.

16. 배력철근 산정

* 배력철근 계산

① T = 1,480 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.480 m²

필요 배력철근량 :

단면적의 0.002 = 0.0020 x 1.480 = 2960.0 ㎟

0.0015hb = 0.002 x 1.480 x 1.000 = 2220.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.0 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.0 ㎟

1986 ㎟ --- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 4440 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

② T = 1,400 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.400 m²

단면적의 0.002 : 0.0020 x 1.400 = 2800.000 ㎟ (≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]

0.0015hb = 0.002 x 1.400 x 1.000 = 2100.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

1986.000 ㎟ --- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 4200 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

③ T = 1,600 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.600 m²

단면적의 0.002 : 0.0020 x 1.600 = 3200.000 ㎟ (≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]

0.0015hb = 0.002 x 1.600 x 1.000 = 2400.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

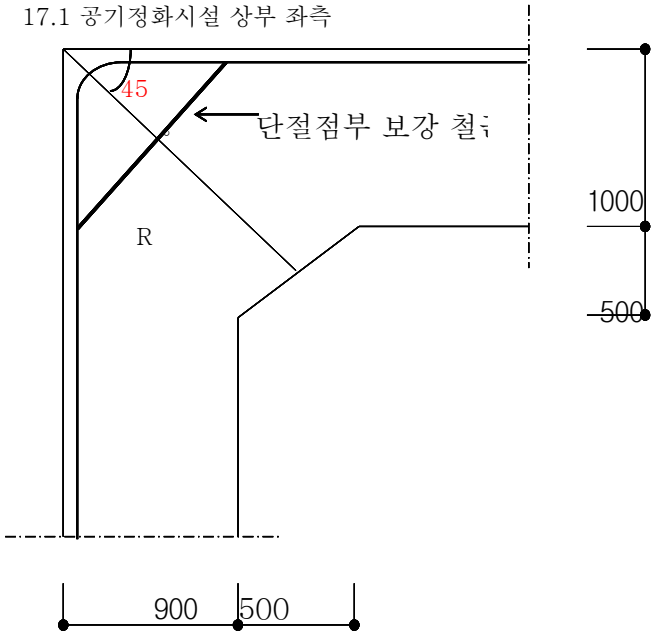
1986.000 ㎟ --- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 4800 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

*** 수축 및 온도철근 단면적은 단위 m당 1,800㎟ 보다 크게 취할 필요는 없다. -- 콘.설 P109**

17. 우각부 검토

17.1 공기정화시설 상부 좌측



R = $\sqrt{1200.0^2 + 1200.0^2}$

= 1697.0563 mm

Mo = 1813.8 kN-m

W = 1000 mm

fsa = 180 MPa

fca = 0.13 $\sqrt{fck}$

= 0.13 $\sqrt{27}$ = 0.68 MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 1813.8 \times 10^6}{1697.056275 \times 1{,}000} = 3.1489583 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 1813.80 \times 10^6}{1{,}697.056 \times 180} = 11{,}875 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

2단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

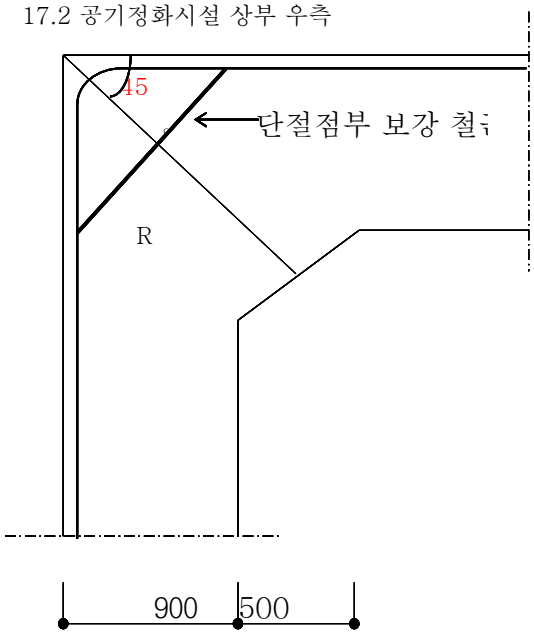
12707.2 mm² > 11,875 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1697.0563 = 1.10 m 이내에 배치

17.2 공기정화시설 상부 우측



$R = \sqrt{1200.0^2 + 1200.0^2}$

$= 1697.0563$ mm

Mo = 1506.6 kN-m

W = 1000 mm

fsa = 180 MPa

fca = $0.13\sqrt{fck}$

$= 0.13\sqrt{27} = 0.68$ MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 1506.6 \times 10^6}{1697.056275 \times 1{,}000} = 2.615625 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 1506.60 \times 10^6}{1{,}697.056 \times 180} = 9{,}864 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

2단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

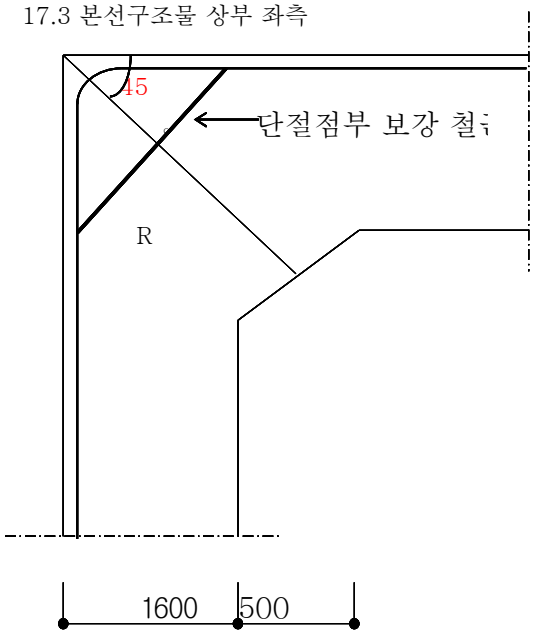
12707.2 mm² > 9,864 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1697.0563 = 1.10 m 이내에 배치

17.3 본선구조물 상부 좌측



R = $\sqrt{1750.0^2 + 1750.0^2}$

= 2474.8737 mm

Mo = 2822.8 kN-m

W = 1000 mm

fsa = 180 MPa

fca = 0.13 $\sqrt{fck}$

= 0.13 $\sqrt{27}$ = 0.68 MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 2822.8 \times 10^6}{2474.873734 \times 1{,}000} = 2.3043265 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 2822.8 \times 10^6}{2474.873734 \times 180} = 12{,}673 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3176.8 mm²

2단 H 32 @ 250 : 3176.8 mm²

3단 H 32 @ 250 : 3176.8 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6353.6 mm²

2단 H 32 @ 125 : 6353.6 mm²

3단 H 32 @ 125 : 6353.6 mm²

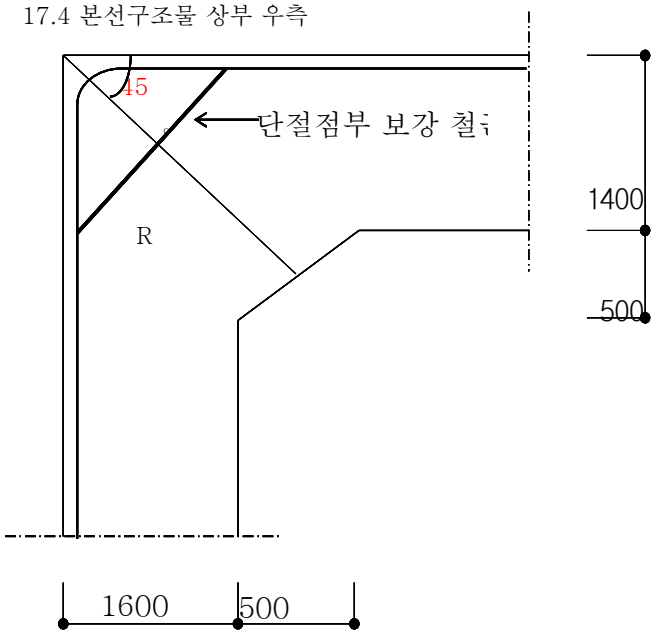
28591.2 mm² > 12673.149 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2474.8737 = 1.61 m 이내에 배치

17.4 본선구조물 상부 우측



R = $\sqrt{1750.0^2 + 1750.0^2}$ = 2474.8737 mm

Mo = 3909.8 kN-m

W = 1000 mm

fsa = 180 MPa

fca = 0.13 $\sqrt{fck}$ = 0.13 $\sqrt{27}$ = 0.68 MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 3909.8 \times 10^6}{2474.873734 \times 1,000} = 3.191673 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 3909.8 \times 10^6}{2474.873734 \times 180} = 17,553 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As =	1단	H 32 @	250	:	3176.8	mm²
	2단	H 32 @	250	:	3176.8	mm²
	3단	H 32 @	250	:	3176.8	mm²

▣ 필요철근량

As =	1단	H 32 @	125	:	6353.6	mm²
	2단	H 32 @	125	:	6353.6	mm²
	3단	H 32 @	125	:	6353.6	mm²

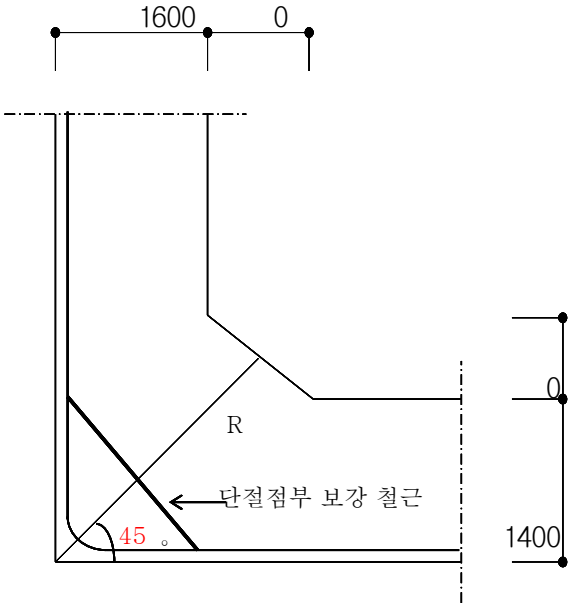
28591.2 mm² > 17553.309 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2474.8737 = 1.61 m 이내에 배치

17.5 하부 단부(좌측)



$$R = \sqrt{1600.0^2 + 1600.0^2} = 2262.7417 \text{ mm}$$

Mo = 3547.6 kN-m

W = 1000 mm

fsa = 180 MPa

$$fca = 0.13\sqrt{fck} = 0.13\sqrt{27} = 0.68 \text{ MPa}$$

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 3547.6 \times 10^6}{2262.7417 \times 1{,}000} = 3.4644531 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 3547.60 \times 10^6}{2{,}262.742 \times 180} = 17{,}420 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

As = 2단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

As = 3단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6353.6 mm²

As = 2단 H 32 @ 125 : 6353.6 mm²

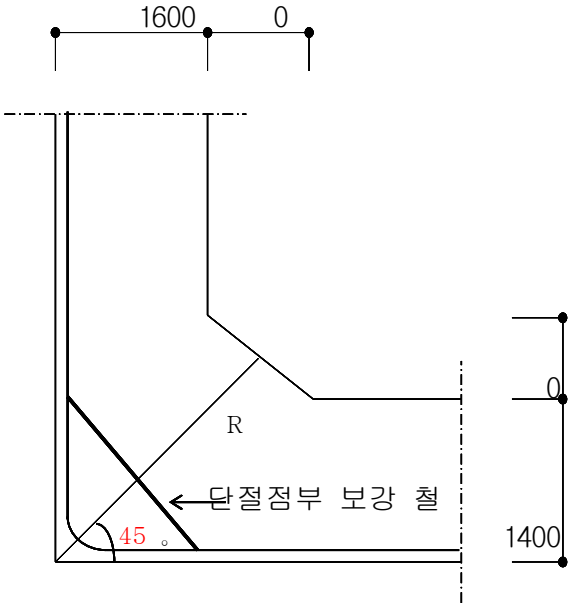
22237.6 mm² > 17,420 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2262.7417 = 1.47 m 이내에 배치

17.6 하부 단부(우측)



$$R = \sqrt{1600.0^2 + 1600.0^2} = 2262.7417 \text{ mm}$$

Mo = 4304.5 kN-m

W = 1000 mm

fsa = 180 MPa

$$fca = 0.13\sqrt{fck} = 0.13\sqrt{27} = 0.68 \text{ MPa}$$

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 4304.5 \times 10^6}{2262.7417 \times 1,000} = 4.203613 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 4304.50 \times 10^6}{2,262.742 \times 180} = 21,137 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

As = 2단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

As = 3단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6353.6 mm²

As = 2단 H 32 @ 125 : 6353.6 mm²

22237.6 mm² > 21,137 mm² -O.K-

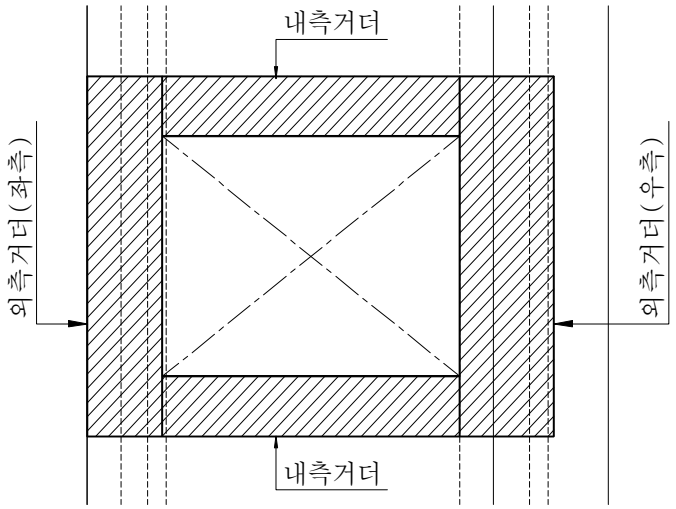
(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2262.7417 = 1.47 m 이내에 배치

18. 개구부 보강거더

18.1 중간슬래브 개구부 외측거더 "1"(좌측)



※ GIRDER 및 헌치자중 : (1.9 × 0 + 0 × 0) × 25 × 1.2
= 0

구 분	계수하중	
부재63 종점 전단력	1677.65	0
부재34 시점 전단력	1315.75	
GIRDER 및 헌치자중	0	0
합 계	2993.4	0

18.1.1 단경간부

부모멘트 $Mu' = WL^2/12 = 2993.4 \times 6^2 / 12 = 8980.2$ kN.m
정모멘트 $Mu^+ = WL^2/24 = 2993.4 \times 6^2 / 24 = 4490.1$ kN.m
전 단 력 Vu = WL/2
= 2993.4 × 6 / 2
= 8980.2 kN

18.1.2 DEEP BEAM 검토

D = 1.67 m L = 6 m
L/D = 6 / 1.67 = 3.593 > 4 ⇒ 깊은보

18.1.중간슬래브 개구부 외측거더 "1"(좌측) - 부모멘트부
(1) 주철근량 검토

fck= 27 MPa fy = 400 MPa 부재 :보 헌치 = 0 mm
Mu = 8980.2 kN·m Vu = 8980.2 kN dd = 1670 mm
B = 1900 mm d = 1670 mm d' = 430 mm (전단검토시)
φf= 0.85 φv= 0.75 주철근2 단 배치 H = 2100 mm

▶ a = 152 mm 가정
∴ Required As = Mu / [φf·fy·(d - a/2= 16569.9 mm²[p = 0]
β1 = 1 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·0.003/(0.003+0.= 0
a = As·fy /(0.85·fck·= 152 = 가정 a ∴ O.K
Pmax = 0.714·Pb = 0.02092 ⇒ MAX As = 66379.2 mm²
Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 11105.5 mm²
Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 10312.3 mm²
Pmin3 = 0.002·B·H ⇒ MIN As = 1800 mm²
Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 11105.5 mm²> 1800 mm²
4/3·Req As ⇒ MIN As = 22093.1 mm²

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

USE As H 29 @ 100 0 0 0 0 0 = 9892.96 mm²[15 0 0 ea/m]
H 29 @ 100 0 0 0 0 0 = 9892.96 mm²[15 0 0 ea/m]
0 0 0 0 0 0 0 0 0 = 0 mm²[0 0 0 ea/m]
TOTAL = 19785.9 mm²p = 0.00624 ∴ O.K

◈ Moment check
· a = As·fy /(0.85·fck·= 181.501 c = a/β1 = 181.501/0= 213.531 mm
· εt= 0 ·(dt-c/c) = 0 ≥ 0.004 (최소허용변형률) ∴ O.K
εt= 0.02046 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면⇒ Φ = 0.85
· Md = Φ·Asfy·(d-a/2)= 10623.9 kN·m > Mu = 8980.2 kN·m ∴ O.K

◈ Shear check(fy = 400 Mpa)
· φv Vc = φv·1/6·√fck·= 2060.92 kN < Vu = 8980.2 kN
· 1/2·φv Vc = 1030.46 kN < Vu = 8980.2 kN ∴ 전단철근 필요
· 전단철근 간격 s = 150 mm
┌ 0.0625√fck·bw·s / fyt ≥ 0.35 bw s= 249.4 ㎟ ☜ [최소전단철근]
· Req. As └ Vs s / [φv fy d] = 207.2 ㎟ ☜ [소요전단철근]
∴ USE Av = H 22 × 6 ea/m = 2322.6 ㎟ > 249.4 ㎟ ∴ O.K
· φv Vs = φv·Av·fy·D / (s ×100(= 7757.48 Kn
> φv·1/3·√(fck)·B·D / = 4121.848 Kn

· φv Vn= φv Vc + φv Vs
= 2060.92 + 7757.48 = 9818.4 Kn > Vu = 8980.2 Kn

안= Md / Mu = 1.18304 Rs = φv Vn / Vu = 1.09334

(2) DEEP BEAM 전단검토

① 최대전단강도 ϕVn

Vn = 5/6 × √fck × b × d

= 5/6 × √ 27 × 1900 × 1670 = 1.4E+07 N = 13739.5 kN

ϕVn = 0.75 × 13739.5 = 10304.6 kN

② 콘크리트 전단강도 ϕVc

Vc = 1/6 × √fck × b × d

= 1/6 × √ 27 × 1900 × 1670 = 2747899 N = 2747.9 kN

ϕVc = 0.75 × 2747.9 = 2060.92 kN

③ 전단철근이 부담해야할 전단강도 Vs

Vs = Vu − ϕVc = 8980.2 − 2060.92 = 6919.28 kN

④ 사용철근량 산정

수직전단철근 간격= 125 < min[d/5,300mm]= 300 O.K

수평전단철근 간격= 150 < min[d/5,300mm]= 300 O.K

수직전단철근Av = 6 22 = 2323 mm^2/수평거리1m

수평전단철근Ah = 6 22 = 2323 mm^2/수직거리1m/1면

⑤ 최소철근량 검토

최소수직철근량 min Av 0.003 bs1 = 593.8 mm^2 < Used Av = 2323 mm^2 O.K

최소수평철근량 min Ah 0.002 bs2 = 427.5 mm^2 < Used Ah = 2323 mm^2 O.K

⑥ 전단철근 전단강도 Vs

Vs = [Av/s1 × (1+Ln/d)/12 + Ah/s2 × (11-Ln/d)/12] × fy × d

Av/s1 ⇔ 2323 / 125 = 18.58

Ah/s2 ⇔ 2323 / 150 = 15.48

(1+Ln/d)/12 ⇔ [1 + 3.593]/ 12 = 0.383

(11-Ln/d)/12 ⇔ [11 − 3.593]/ 12 = 0.617

= [18.58 × 0.383 + 15.48 × 0.617] × 400 × 1670 / 1000

= 11135.1 kN

ϕVs = 0.75 × 11135.1 = 8351.32 kN > Vu−ϕVc = 6919.28 kN O.K

⑦ 단면의 전단강도검토

ϕVc + ϕVs = 2060.92 + 8351.32 = 10412.2 kN > ϕVn = 10304.62

∴ ϕVn = Min [10412.2 10304.6]= 10304.6 kN > Vu = 8980.2 O.K

Rs = ϕv Vr / Vu = 1.147

18.1.4중간슬래브 개구부 외측거더 "1"(좌측) - 정모멘트부
(1) 주철근량 검토

fck= 27 MPa fy = 400 MPa 부재 :보 헌치 = 0 mm
Mu = 4490.1 kN·m Vu = 0 kN dd = 2020 mm
B = 1900 mm d = 2020 mm d' = 80 mm (전단검토시)
φ1= 0.85 φ2= 0.75 주철근1 단 배치 H = 2100 mm

▶ a = 60.89 mm 가정
∴ Required As = Mu / [φf·fy·(d - a/2= 6637.75 mm² [p = 0]
β1 = 1 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·0.003/(0.003+0.= 0
a = As·fy /(0.85·fck·= 60.89 = 가정 a ∴ O.K
Pmax = 0.714·Pb = 0.02092 ⇒ MAX As = 80291 mm²
Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 13433 mm²
Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 12473.5 mm²
Pmin3 = 0.002·B·H ⇒ MIN As = 1800 mm²
Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 13433 mm² > 1800 mm²
4/3·Req As ⇒ MIN As = 8850.34 mm²

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

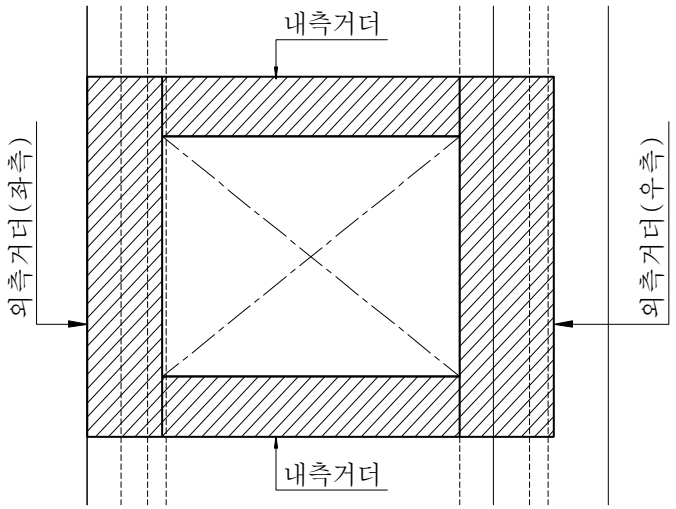
USE As H 29 @ 100 0 0 0 0 0 = 9892.96 mm² [15 0 0 ea/m]
0 0 0 0 0 0 0 0 0 = 0 mm² [0 0 0 ea/m]
TOTAL = 9892.96 mm² p = 0.00258 ∴ O.K

◈ Moment check
· a = As·fy /(0.85·fck·= 90.751 c = a/β1 = 90.751/0.= 106.766 mm
· ε_t = 0 ·(d_t-c / c) = 0 ≥ 0.004 (최소허용변형률) ∴ O.K
ε_t = 0.05376 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면⇒ Φ = 0.85
· Md = Φ·Asfy·(d-a/2)= 6641.86 kN·m > Mu = 4490.1 kN·m ∴ O.K

◈ Shear check(fy = 400 Mpa)
· φv Vc = φv·1/6·√fck·= 2492.85 kN > Vu = 0 kN
· 1/2·φv Vc = 1246.43 kN > Vu = 0 kN ∴ 최소전단철근 불필
0
0
0
0 0 0
0
0
0

안= Md / Mu = 1.47922

18.2 중간슬래브 개구부 외측거더 "2"(우측)



※ GIRDER 및 헌치자중 : (1.4 × 0 + 0 × 0) × 25 × 1.2
= 0

구 분	계수하중	
부재82 축력	3837.833	0
	0	
GIRDER 및 헌치자중	0	0
합 계	3837.833	0

18.2.1 단경간부

부모멘트 Mu^{-} = WL_2 /12 = 3837.83 × 6 / 12 = 11513.5 kN.m
정모멘트 Mu^{+} = WL_2 /24 = 3837.83 × 6 / 24 = 5756.75 kN.m
전 단 력 Vu = WL/2
= 3837.833 × 6 / 2
= 11513.5 kN

18.2.2 DEEP BEAM 검토

D = 2.7 m L = 6 m
L/D = 6 / 2.7 = 2.222 > 4 ⇒ 깊은보

18.2.중간슬래브 개구부 외측거더 "2"(우측) - 부모멘트부
(1) 주철근량 검토

fck= 27 MPa fy = 400 MPa 부재 :보 헌치 = 0 mm
Mu = 11513.5 kN·m Vu = 11513.5 kN dd = 2700 mm
B = 1400 mm d = 2700 mm d' = 100 mm (전단검토시)
φ1= 0.85 φv= 0.75 주철근2 단 배치 H = 2800 mm

▶ a = 160.936 mm 가정
∴ Required As = Mu / [φf·fy·(d - a/2= 12927.2 mm² [p = 0]
β1 = 1 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·0.003/(0.003+0.= 0
a = As·fy /(0.85·fck·= 160.936 = 가정 a ∴ 0.K
Pmax = 0.714·Pb = 0.02092 ⇒ MAX As = 79077.6 mm²
Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 13230 mm²
Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 12285 mm²
Pmin3 = 0.002·B·H ⇒ MIN As = 1800 mm²
Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 13230 mm² > 1800 mm²
4/3·Req As ⇒ MIN As = 17236.3 mm²

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

USE As H 32 @ 100 0 0 0 0 0 = 6830.12 mm² [9 0 0 ea/m]
H 32 @ 100 0 0 0 0 0 = 6830.12 mm² [9 0 0 ea/m]
0 0 0 0 0 0 0 0 0 = 0 mm² [0 0 0 ea/m]
TOTAL = 13660.2 mm² p = 0.00361 ∴ 0.K

◈ Moment check
· a = As·fy /(0.85·fck·= 170.062 c = a/β1 = 170.062/0= 200.073 mm
· εt = 0 · (dt-c / c) = 0 ≥ 0.004 (최소허용변형률) ∴ 0.K
εt = 0.03749 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Φ = 0.85
· Md = Φ·Asfy·(d-a/2)= 12145.2 kN·m > Mu = 11513.5 kN·m ∴ 0.K

◈ Shear check(fy = 400 Mpa)
· φv Vc = φv·1/6·√fck·= 2455.18 kN < Vu = 11513.5 kN
· 1/2·φv Vc = 1227.59 kN < Vu = 11513.5 kN ∴ 전단철근 필요
· 전단철근 간격 s = 150 mm
┌ 0.0625√fck·bw·s / fyt ≥ 0.35 bw s= 183.8 ㎟ ☜ [최소전단철근]
· Req. As └ Vs s / [φv fy d] = 167.7 ㎟ ☜ [소요전단철근]
∴ USE Av = H 22 × 6 ea/m = 2322.6 ㎟ > 183.8 ㎟ ∴ 0.K
· φv Vs = φv·Av·fy·D / (s ×100(= 12542.04 Kn
> φv·1/3·√(fck)·B·D / = 4910.364 Kn

· φv Vn= φv Vc + φv Vs
= 2455.18 + 12542 = 14997.2 Kn > Vu = 11513.5 Kn

안= Md / Mu = 1.05486 Rs = φv Vn / Vu = 1.30258

(2) DEEP BEAM 전단검토

① 최대전단강도 ϕVn

Vn = 5/6 × √fck × b × d

= 5/6 × √ 27 × 1400 × 2700 = 1.6E+07 N = 16367.9 kN

ϕVn = 0.75 × 16367.9 = 12275.9 kN

② 콘크리트 전단강도 ϕVc

Vc = 1/6 × √fck × b × d

= 1/6 × √ 27 × 1400 × 2700 = 3273576 N = 3273.58 kN

ϕVc = 0.75 × 3273.58 = 2455.18 kN

③ 전단철근이 부담해야할 전단강도 Vs

Vs = Vu - ϕVc = 11513.5 - 2455.18 = 9058.32 kN

④ 사용철근량 산정

수직전단철근 간격= 125 < min[d/5,300mm]= 300 O.K

수평전단철근 간격= 150 < min[d/5,300mm]= 300 O.K

수직전단철근Av = 6 19 = 1719 mm^2/수평거리1m

수평전단철근Ah = 6 19 = 1719 mm^2/수직거리1m/1면

⑤ 최소철근량 검토

최소수직철근량 min Av=0.003 bs1 = 437.5 mm^2< Used Av = 1719 mm^2 O.K

최소수평철근량 min Av=0.002 bs2 = 315 mm^2< Used Ah = 1719 mm^2 O.K

⑥ 전단철근 전단강도 Vs

Vs = [Av/s1 ×(1+Ln/d)/12+Ah/s2 ×(11-Ln/d)/12] ×fy ×d

Av/s1 ⇔ 1719 / 125 = 13.75

Ah/s2 ⇔ 1719 / 150 = 11.46

(1+Ln/d)/12 ⇔ [1 + 2.222]/ 12 = 0.269

(11-Ln/d)/12 ⇔ [11 - 2.222]/ 12 = 0.732

= [13.75 × 0.269 + 11.46 × 0.732] × 400 × 2700 / 1000

= 13041.4 kN

ϕVs = 0.75 × 13041.4 = 9781.08 kN > Vu-ϕVc = 9058.32 kN O.K

⑦ 단면의 전단강도검토

ϕVc+ϕVs = 2455.18 + 9781.08 = 12236.3 kN < ϕVn = 12275.91

∴ ϕVn =Min [12236.3 12275.9]= 12236.3 kN > Vu = 11513.499 O.K

Rs = ϕv Vr / Vu = 1.063

18.2.4중간슬래브 개구부 외측거더 "2"(우측) - 정모멘트부

(1) 주철근량 검토

fck= 27 MPa fy = 400 MPa 부재 :보 헌치 = 0 mm
Mu = 5756.75 kN·m Vu = 0 kN dd = 2490 mm
B = 1400 mm d = 2490 mm d' = 310 mm (전단검토시)
φf= 0.85 φv= 0.75 주철근2 단 배치 H = 2800 mm

▶ a = 86.144 mm 가정

∴ Required As = Mu / [φf·fy·(d - a/2= 6919.54 mm² [p = 0]
β1 = 1 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·0.003/(0.003+0.= 0
a = As·fy /(0.85·fck·= 86.144 = 가정 a ∴ O.K
Pmax = 0.714·Pb = 0.02092 ⇒ MAX As = 72927.1 mm²
Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 12201 mm²
Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 11329.5 mm²
Pmin3 = 0.002·B·H ⇒ MIN As = 1800 mm²
Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 12201 mm² > 1800 mm²
4/3·Req As ⇒ MIN As = 9226.06 mm²

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

USE As H 29 @ 100 0 0 0 0 0 = 5524.64 mm² [9 0 0 ea/m]
H 29 @ 100 0 0 0 0 0 = 5524.64 mm² [9 0 0 ea/m]
TOTAL = 11049.3 mm² p = 0.00317 ∴ O.K

◈ Moment check
· a = As·fy /(0.85·fck·= 137.557 c = a/β1 = 137.557/0= 161.832 mm
· εt = 0 ·(dt-c / c) = 0 ≥ 0.004 (최소허용변형률) ∴ O.K
εt = 0.04316 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면⇒ Φ = 0.85
· Md = Φ·Asfy·(d-a/2)= 9095.94 kN·m > Mu = 5756.75 kN·m ∴ O.K

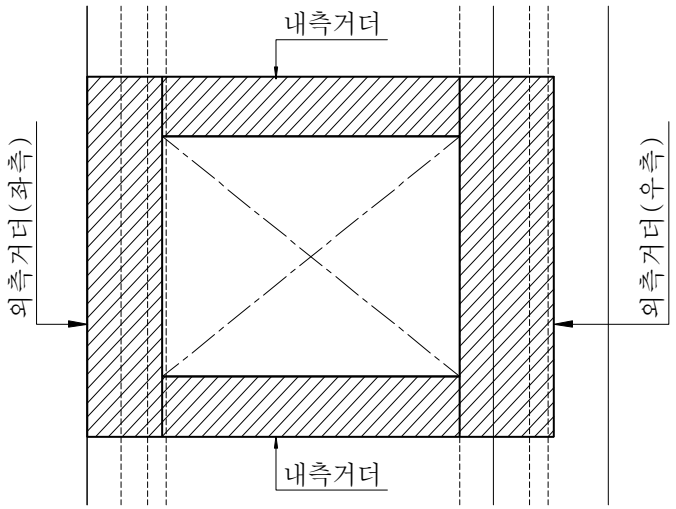
◈ Shear check(fy = 400 Mpa)
· φv Vc = φv·1/6·√fck·= 2264.22 kN > Vu = 0 kN
· 1/2·φv Vc = 1132.11 kN > Vu = 0 kN ∴ 최소전단철근 불필

0
0
0
0 0 0
0
0

0

안= Md / Mu = 1.58005

18.3 중간슬래브 개구부 내측거더 "1"



※ GIRDER 자중 :	(	1	×	1.4	)	×	25	×	1.2		=	42
※ 슬래브 자중 :	(	7.8	×	3.9	)	/	2	/	7.8	=	1.95	
	(	1.95	×	1.4	)	×	25	×	1.2		=	81.9
※ 활하중(군중하중) :		2.95	×	5	×	1.6					=	23.6
										연	=	147.5

구 분	계수하중	
부재82 축력	3837.833	0
연직하중	147.500	0

18.3.1 단경간부

부모멘트 Mu = WL_2 /12 = 147.5 × 7.8_2 / 12 = 747.825 kN.m
정모멘트 Mu = WL_2 /24 = 147.5 × 7.8_2 / 24 = 373.913 kN.m
전 단 력 Vu = WL/2
= 147.5 × 7.8 / 2 = 575.25 kN
축 력 Pu = WL/2
= 3837.83 × 6 / 2 = 11513.5 kN

18.3.2 보강기둥 검토

1) 검토 제목 : 내측거더검토

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 27 MPa, fy = 400 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 26680 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 0.85

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 1560.00 mm
단 면 높 이 (H) : 1400.00 mm
철근 피복두께(d') : 320.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 7800.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 0.50
유효길이계수 (Ky) : 0.50
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H22 × 36ea = 13935.6 ㎟ (dc = 320.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 13935.6 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 11513.499 KN

계수모멘트(X) : Mux = 747.825 KN·m
Mux.ns= 747.825 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 9.6
Y축 세장비 : λy = 8.7

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 747.825 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 747.825 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 131.54 mm
작 용 편 심 : e = 64.95 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 648.000 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 19719.742 + 1471.020 + -2260.951 = 18929.811 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 8373.002 + 519.639 + 759.053 = 9651.695 KN·m

평 형 편 심 : eb = 509.87 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 12304.38 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 6273.60 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

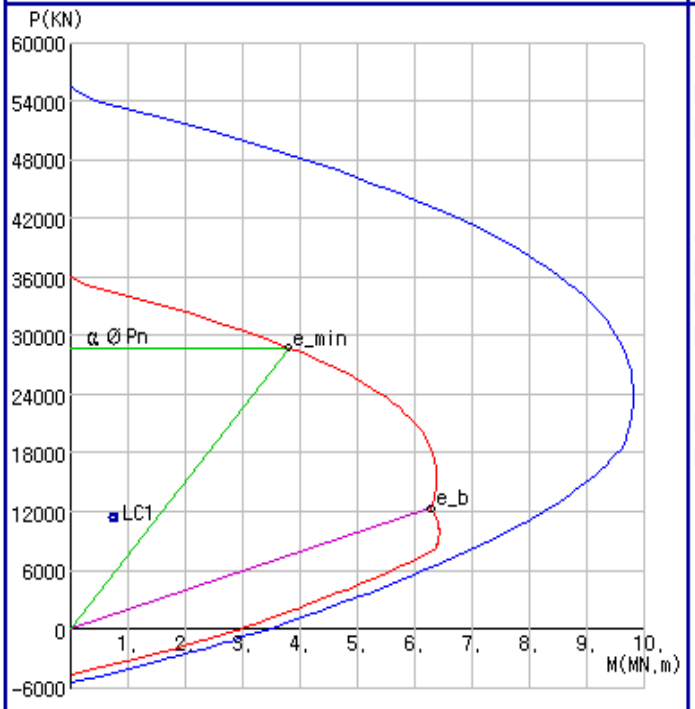
③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 0.638 %

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 44301.775 KN
Mn = αPn × e_min = 5827.515 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800
설계축하중강도 : αØPn = 28796.153 KN ≥ Pu = 11513.499 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 3787.884 KN·m ≥ Mu = 747.825 KN·m ∴ O.K

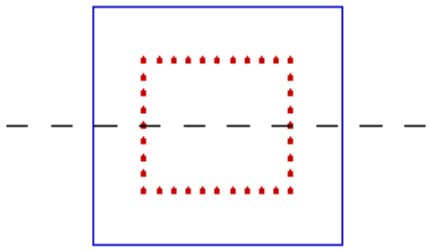
검토단면 : 내측거더검토



검 토 조 건

fck	=	27 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	26680 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	3.567 E+11 mm⁴
Iy	=	4.429 E+11 mm⁴
Ag	=	2.184 E+06 mm²
Lu	=	7800.0 mm
Kx	=	0.50
Ky	=	0.50
ρ	=	0.638 %
Pu	=	11513.500 KN
Mu	=	747.825 KN·m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 131.541 mm

ØP_min = 28796.150 KN

ØM_min = 3787.884 KN·m

▷ 평형 편심 상태

eb = 509.867 mm

ØPb = 12304.380 KN

ØMb = 6273.601 KN·m

▷ 작용편심에서의 설계강도

e < e_min ∴ 최소편심구간

ØPn = 28796.150 KN(=ØPmin)

ØMn = 3787.884 KN·m(=ØMmin)

▷ 사용철근량

A_rebar = 13935.600 mm²

18.3.3 보강기둥 띠철근 검토

(1) 띠철근의 수직간격 검토

① 축방향 철근 지름의 16배이하 (사용 주철근 22)
22.2 x 16 = 355.2 mm
② 부재단면의 최소치수의 1/2이하
1400 x 1 = 700 mm
∴ 사용 띠철근의 간격 = 300 mm < 355.2 mm ∴ O.K

(2) 횡방향 철근량 검토

- 전단력 산정
Vmax = 575.3 KN (합성 전단력)
- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Zs = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d' \right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{1400}{2} - 320 \right) = 241.9 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Zs = \frac{1400}{2} + 241.9 = 941.9 \text{ mm}$$

- 전단력 검토
Vn = Vmax / Φ = 575.25 / 0.75 = 767 KN
Vc = 1/6 √fck · b · d = 1/6 × √27 × 1400 × 941.916 1142.01 KN
Vc/2 = 571.006 KN
∴ Vc/2 ≤ Vn ≤ Vc 이므로 최소 전단철근 필요.
Vs = Vn - Vc/2 = 767.000 - 571.00 195.994 KN

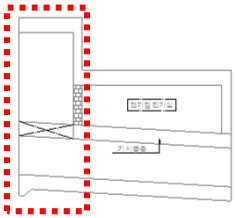
- 필요 전단철근량

$$Ss = \frac{Areq \times fy \times}{s} \quad \text{로 부터}$$

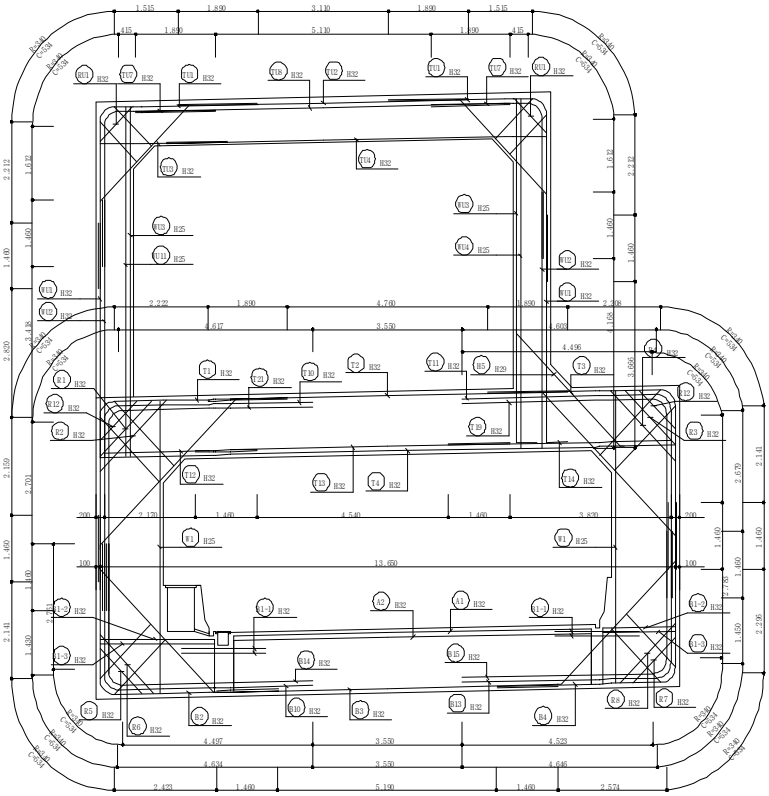
$$Areq = \frac{Ss \times s}{fy \times D} = \frac{0.35 \times 1400 \times}{400} = 367.5 \text{ mm}^2$$

Use As H 16 - 2 (As = 198.6 × 2 = 397.2 ㎟)
Areq = 367.5 ㎟ < ∴ 사용철근량 : A_s = 397.2 ㎟ ∴ O.K

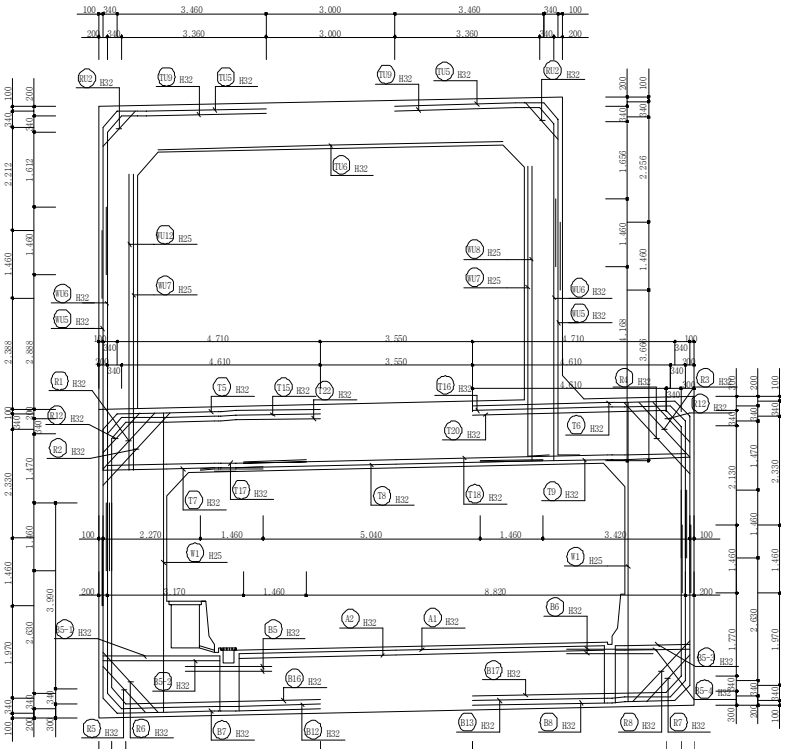
19. 주철근 조립도

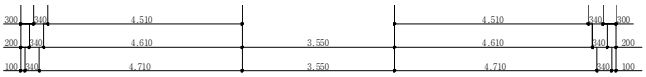


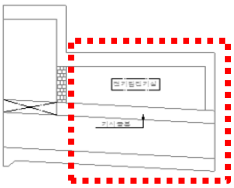
CYCLE-1 (@250)



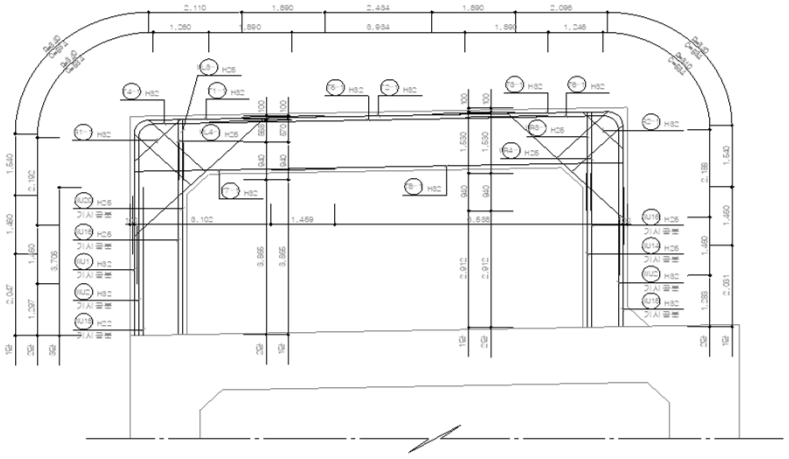
CYCLE-2 (@250)



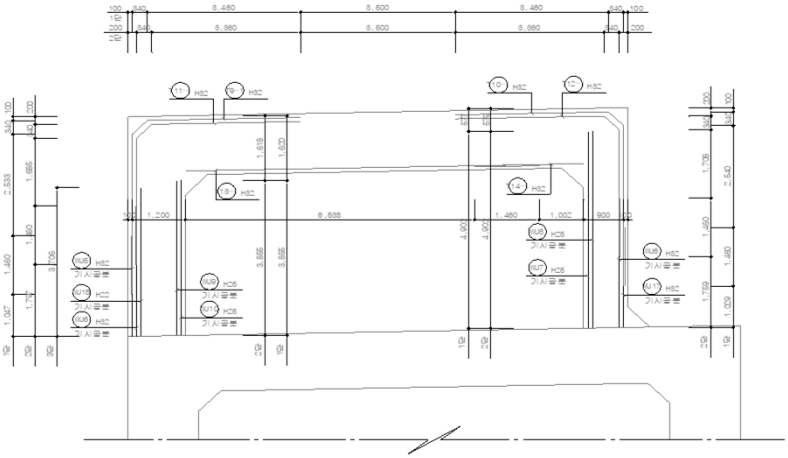




CYCLE-1 (@250)



CYCLE-2 (@250)



20. 물분무시설 보강철근

□ 시점측 물분무시설 BOX-8(좌측벽체) Block-out 보강철근량 적정성 검토

(1) Block-out에 의해 공제되는 철근

- 주철근	: H	25 -	36 ea	=	18241.2 ㎟
- 배력철근	: H	16 -	17 ea	=	3376.2 ㎟
철근량산정				=	21617.4 ㎟

(2) Block-out부 보강 철근

- 보강(수평)	: H	25 -	18 ea	=	9120.6 ㎟
- 보강(수직)	: H	25 -	36 ea	=	18241.2 ㎟
철근량산정				=	27361.8 ㎟

(3) 보강 철근량 검토

보강철근량(27361.8㎟) > 공제철근량(21617.4㎟) ……O.K

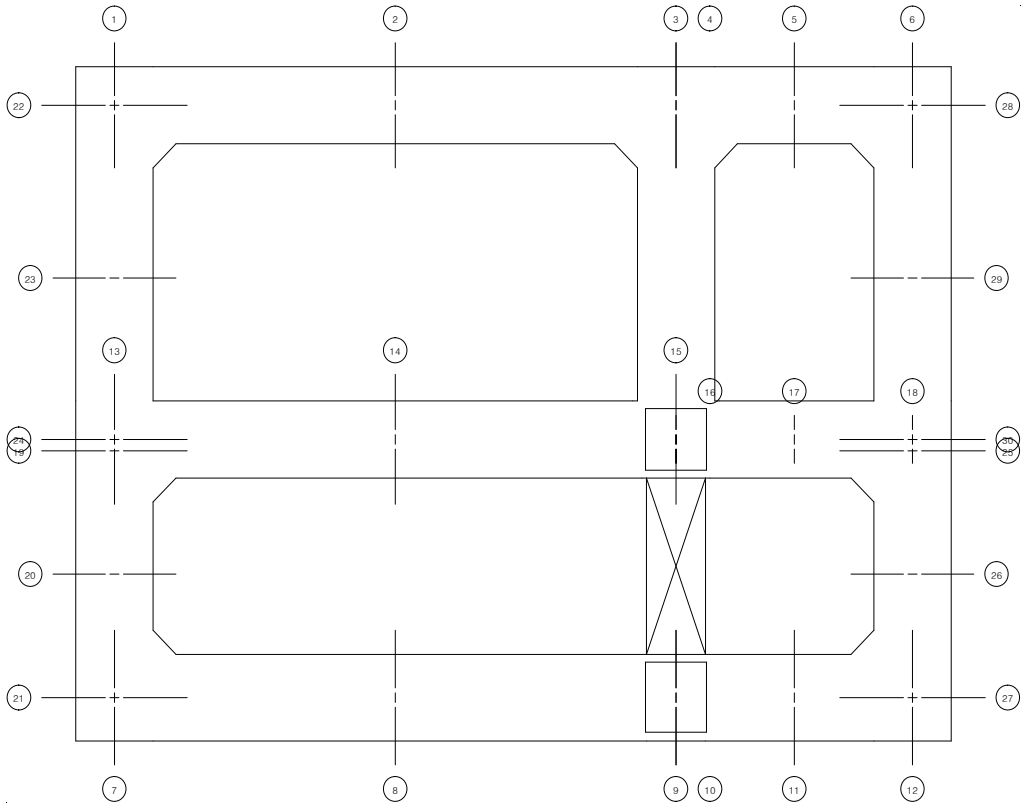
집수정 구조계산서

▣ STA. 1K+231.400 (B6)
▣ 토 피(FH) = 10.60 m ▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 2 련
(내공 : 2@(10.65M × 10.605M), 사각 : 90°)

목 차

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

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	767.949	804.5	O.K

■ 부력 검토

구분	U(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	5130.51	7632.974	1.488	O.K

■ 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(상면)	1	1000	1617	4743.58	6506.29	9073.73	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.37
		좌측(하면)	1	1000	1487	2062.42	4548.18	4182.78	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	2.21
		중앙부	2	1000	1487	2683.49	4548.18	5485.30	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.69
		우측(상면)	3	1000	1617	4669.53	6506.29	8924.55	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.39
		우측(하면)	3	1000	1487	4111.13	4548.18	8563.18	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.11
	2경간	좌측(상면)	4	1000	1617	1351.31	6506.29	2491.88	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	4.81
		좌측(하면)	4	1000	1487	963.75	4548.18	1928.46	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	4.72
		중앙부	5	1000	1487	454.31	4548.18	903.58	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	10.01
		우측(상면)	6	1000	1667	2004.31	3480.76	3604.96	H32 - 8.0EA	6353.60	1.74
		우측(하면)	6	1000	1487	837.94	4548.18	1674.19	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	5.43
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	7	1000	1670	4441.24	5523.05	8170.16	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.24
		좌측(하면)	7	1000	1794	7373.96	7989.54	12900.77	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14062.40	1.08
		중앙부	8	1000	1670	5021.65	5523.05	9294.88	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.10
		우측(상면)	9	1000	1670	3283.01	5523.05	5967.84	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.68
		우측(하면)	9	1000	1627	6590.64	7192.67	12791.17	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14062.40	1.09
	2경간	좌측(상면)	10	1000	1670	480.46	5523.05	849.96	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	11.50
		좌측(하면)	10	1000	1627	3567.72	7192.67	6689.53	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14062.40	2.02
		중앙부	11	1000	1670	2378.79	5523.05	4285.32	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	2.32
		우측(상면)	12	1000	1670	3402.57	5523.05	6192.66	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.62
		우측(하면)	12	1000	1817	5358.42	6035.60	9069.88	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.13

중간슬래브	1경간	좌측(상면)	13	1000	1607	6583.94	7929.34	12964.24	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	15884.00	1.20
		좌측(하면)	13	1000	1470	5296.33	5872.62	11362.23	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.11
		중앙부	14	1000	1470	1081.91	5872.62	2193.21	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	5.43
		우측(상면)	15	1000	1440	5017.37	7029.25	10977.11	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	15884.00	1.40
		우측(하면)	15	1000	1470	4800.32	5872.62	10224.18	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.22
	2경간	좌측(상면)	16	1000	1440	2260.92	7029.25	4754.71	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	15884.00	3.11
		좌측(하면)	16	1000	1470	2675.19	5872.62	5534.08	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	2.20
		중앙부(상면)	17	1000	1440	1118.22	7029.25	2316.41	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	15884.00	6.29
		중앙부(하면)	17	1000	1470	1161.57	5872.62	2357.01	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	5.06
		우측(상면)	18	1000	1607	5123.30	7929.34	9911.61	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	15884.00	1.55
		우측(하면)	18	1000	1470	4415.94	5872.62	9354.13	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.33
좌측벽체	1층	상부(외측)	19	1000	1767	3555.39	3696.79	6102.79	H32 - 8.0EA	6353.60	1.04
		상부(내측)	19	1000	1587	3535.71	3982.56	6808.71	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.13
		중앙부(외측)	20	1000	1527	2192.22	6714.55	4329.71	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14062.40	3.06
		중앙부(내측)	20	1000	1587	1122.24	3982.56	2104.61	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	3.55
		하부(외측)	21	1000	1694	6687.26	7511.42	12405.45	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14062.40	1.12
		하부(내측)	21	1000	1587	3950.12	3982.56	7643.12	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.01
	2층	상부(외측)	22	1000	1717	5411.78	6938.33	9755.12	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.28
		상부(내측)	22	1000	1587	2330.15	3982.56	4427.00	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.71
		중앙부(외측)	23	1000	1600	1478.29	2717.47	2758.91	H29 - 8.0EA	5139.20	1.84
		중앙부(내측)	23	1000	1587	1752.23	3982.56	3308.19	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	2.27
		하부(외측)	24	1000	1767	1875.80	3696.79	3172.51	H32 - 8.0EA	6353.60	1.97
		하부(내측)	24	1000	1587	3263.74	3982.56	6265.56	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.22

우측벽체	1층	상부 (외측)	25	1000	1733	3419.14	4366.98	5981.60	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.28
		상부 (내측)	25	1000	1587	3555.99	3982.56	6849.33	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.12
		중앙부 (외측)	26	1000	1567	746.72	3930.14	1412.96	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	5.26
		중앙부 (내측)	26	1000	1587	689.97	3982.56	1288.10	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	5.77
		하부 (외측)	27	1000	1717	4337.26	5686.14	7734.76	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.31
		하부 (내측)	27	1000	1587	3006.64	3982.56	5755.28	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.32
	2층	상부 (외측)	28	1000	1767	2513.20	3696.79	4274.12	H32 - 8.0EA	6353.60	1.47
		상부 (내측)	28	1000	1587	1277.10	3982.56	2398.94	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	3.12
		중앙부 (외측)	29	1000	1600	977.81	2717.47	1815.40	H29 - 8.0EA	5139.20	2.78
		중앙부 (내측)	29	1000	1587	1365.29	3982.56	2567.00	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	2.92
		하부 (외측)	30	1000	1767	1736.78	3008.69	2933.89	H29 - 8.0EA	5139.20	1.73
		하부 (내측)	30	1000	1587	1776.25	3982.56	3354.40	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	2.24

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	1	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	3	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	3	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
	2 경간	좌측 (상면)	4	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	4	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		중앙부	5	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	6	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	6	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	7	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		좌측 (하면)	7	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측 (상면)	9	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		우측 (하면)	9	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
	2 경간	좌측 (상면)	10	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		좌측 (하면)	10	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측 (상면)	12	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		우측 (하면)	12	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	13	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	13	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
		중앙부	14	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	15	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	15	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
	2 경간	좌측 (상면)	16	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	16	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
		중앙부 (상면)	17	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
		중앙부 (하면)	17	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	18	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	18	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-

좌측 벽체	1층	1층(상부)	19	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		1층(상부)	19	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		1층(중앙부)	20	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		1층(중앙부)	20	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		1층(하부)	21	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		1층(하부)	21	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
	2층	2층(상부)	22	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		2층(상부)	22	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		2층(중앙부)	23	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(중앙부)	23	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(하부)	24	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(하부)	24	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
우측 벽체	1층	1층(상부)	25	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		1층(상부)	25	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		1층(중앙부)	26	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		1층(중앙부)	26	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		1층(하부)	27	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		1층(하부)	27	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
	2층	2층(상부)	28	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(상부)	28	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(중앙부)	29	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(중앙부)	29	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(하부)	30	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(하부)	30	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	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	941.8	1673.4	2093.68	2.00	252.29	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	2	965.6	800.5	1556.12	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	3	941.8	1569.1	2093.68	2.00	216.30	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	4	941.8	790.3	2093.68	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	965.6	757.1	1556.12	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	974.3	831.3	2165.88	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	7	1084.7	2025.9	2411.34	2.00	281.79	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	8	1084.7	950.2	1748.02	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	9	1084.7	2210.0	2411.34	2.00	336.92	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	10	1084.7	1066.4	1748.02	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	11	1084.7	717.6	1748.02	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	12	1084.7	1290.4	1748.02	2.00	123.20	H16	300	397.20	O.K
중간슬래브	1경간	좌측	13	935.3	1186.2	1507.28	2.00	174.23	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	14	954.8	996.0	1538.68	2.00	28.01	H16	300	397.20	O.K
		우측	15	935.3	1071.3	1507.28	2.00	94.46	H16	300	397.20	O.K
	2경간	좌측	16	935.3	1816.0	2079.24	2.00	305.79	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	17	935.3	1864.0	2079.24	2.00	322.46	H16	150	397.20	O.K
		우측	18	935.3	1912.0	2079.24	2.00	339.12	H16	150	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	19	1039.2	1928.9	3516.67	2.00	278.02	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	20	991.8	2386.5	3356.02	2.00	456.71	H22	150	774.20	O.K
		하부	21	991.8	2755.2	3356.02	2.00	577.44	H22	150	774.20	O.K
	2층	상부	22	1006.8	1807.3	2238.07	2.00	258.24	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	23	1039.2	1418.1	1674.75	2.00	236.77	H16	300	397.20	O.K
		하부	24	1039.2	1402.3	2310.27	2.00	113.45	H16	150	397.20	O.K
우측벽체	1층	상부	25	1017.6	1561.7	3443.41	2.00	173.64	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	26	1017.6	1851.2	2230.49	2.00	532.11	H22	300	774.20	O.K
		하부	27	1006.8	2221.6	3406.77	2.00	391.88	H22	150	774.20	O.K
	2층	상부	28	1039.2	1191.8	2310.27	2.00	47.69	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	29	1039.2	747.6	1674.75	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		하부	30	1039.2	1113.0	2310.27	2.00	23.07	H16	150	397.20	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1617	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	226.774	O.K	1.814
		좌측 (하면)	1	1487	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	1487	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	365.555	O.K	2.924
		우측 (상면)	3	1617	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	261.392	O.K	2.091
		우측 (하면)	3	1487	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	-	-	-	-
	2경간	좌측 (상면)	4	1617	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	1182.825	O.K	9.463
		좌측 (하면)	4	1487	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	5	1487	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (상면)	6	1667	H32 - 8.0EA	125	364.524	O.K	2.916
		우측 (하면)	6	1487	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	1670	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	7	1794	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	129.040	O.K	1.032
		중앙부	8	1670	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	178.768	O.K	1.430
		우측 (상면)	9	1670	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	9	1627	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	143.770	O.K	1.150
	2경간	좌측 (상면)	10	1670	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	10	1627	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	425.676	O.K	3.405
		중앙부	11	1670	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	1328.128	O.K	10.625
		우측 (상면)	12	1670	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	3089.819	O.K	24.719
		우측	12	1817	H29 - 8.0EA + H29 -	125	139.684	O.K	1.117

		(하면)	12	1617	8.0EA	125	139.084	O.K	1.117
중간슬래브	1경간	좌측(상면)	13	1607	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	573.398	O.K	4.587
		좌측(하면)	13	1470	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	901.009	O.K	7.208
		중앙부	14	1470	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	1323.380	O.K	10.587
		우측(상면)	15	1440	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	748.468	O.K	5.988
		우측(하면)	15	1470	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	826.732	O.K	6.614
	2경간	좌측(상면)	16	1440	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	3146.624	O.K	25.173
		좌측(하면)	16	1470	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	1709.343	O.K	13.675
		중앙부(상면)	17	1440	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	5609.389	O.K	44.875
		중앙부(하면)	17	1470	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	1372.806	O.K	10.982
		우측(상면)	18	1607	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	1322.928	O.K	10.583
		우측(하면)	18	1470	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	692.476	O.K	5.540
좌측벽체	1층	1층(상부)	19	1767	H32 - 8.0EA	125	385.245	O.K	3.082
		1층(상부)	19	1587	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	178.632	O.K	1.429
		1층(중앙부)	20	1527	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	719.300	O.K	5.754
		1층(중앙부)	20	1587	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	21	1694	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	136.479	O.K	1.092
		1층(하부)	21	1587	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
	2층	2층(상부)	22	1717	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	197.692	O.K	1.582
		2층(상부)	22	1587	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		2층(중앙부)	23	1600	H29 - 8.0EA	125	387.262	O.K	3.098
		2층(중앙부)	23	1587	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	1027.484	O.K	8.220
		2층(하부)	24	1767	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		2층(하부)	24	1587	H29 - 8.0EA + H29 -	125	185.575	O.K	1.485

		2층(하부)	24	1587	4.0EA	125	185.375	O.K	1.485
우측벽체	1층	1층(상부)	25	1733	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	741.555	O.K	5.932
		1층(상부)	25	1587	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	175.945	O.K	1.408
		1층(중앙부)	26	1567	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	1284.019	O.K	10.272
		1층(중앙부)	26	1587	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	11794.735	O.K	94.358
		1층(하부)	27	1717	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	190.204	O.K	1.522
		1층(하부)	27	1587	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
	2층	2층(상부)	28	1767	H32 - 8.0EA	125	399.634	O.K	3.197
		2층(상부)	28	1587	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		2층(중앙부)	29	1600	H29 - 8.0EA	125	2514.529	O.K	20.116
		2층(중앙부)	29	1587	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	768.751	O.K	6.150
		2층(하부)	30	1767	H29 - 8.0EA	125	2001.672	O.K	16.013
		2층(하부)	30	1587	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	455.015	O.K	3.640

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 2 련 BOX (내공 : 2@(10.65M × 10.605M), 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 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 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 : I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 10.000 kN/m² (∵ 토피 : 10.600 m)

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

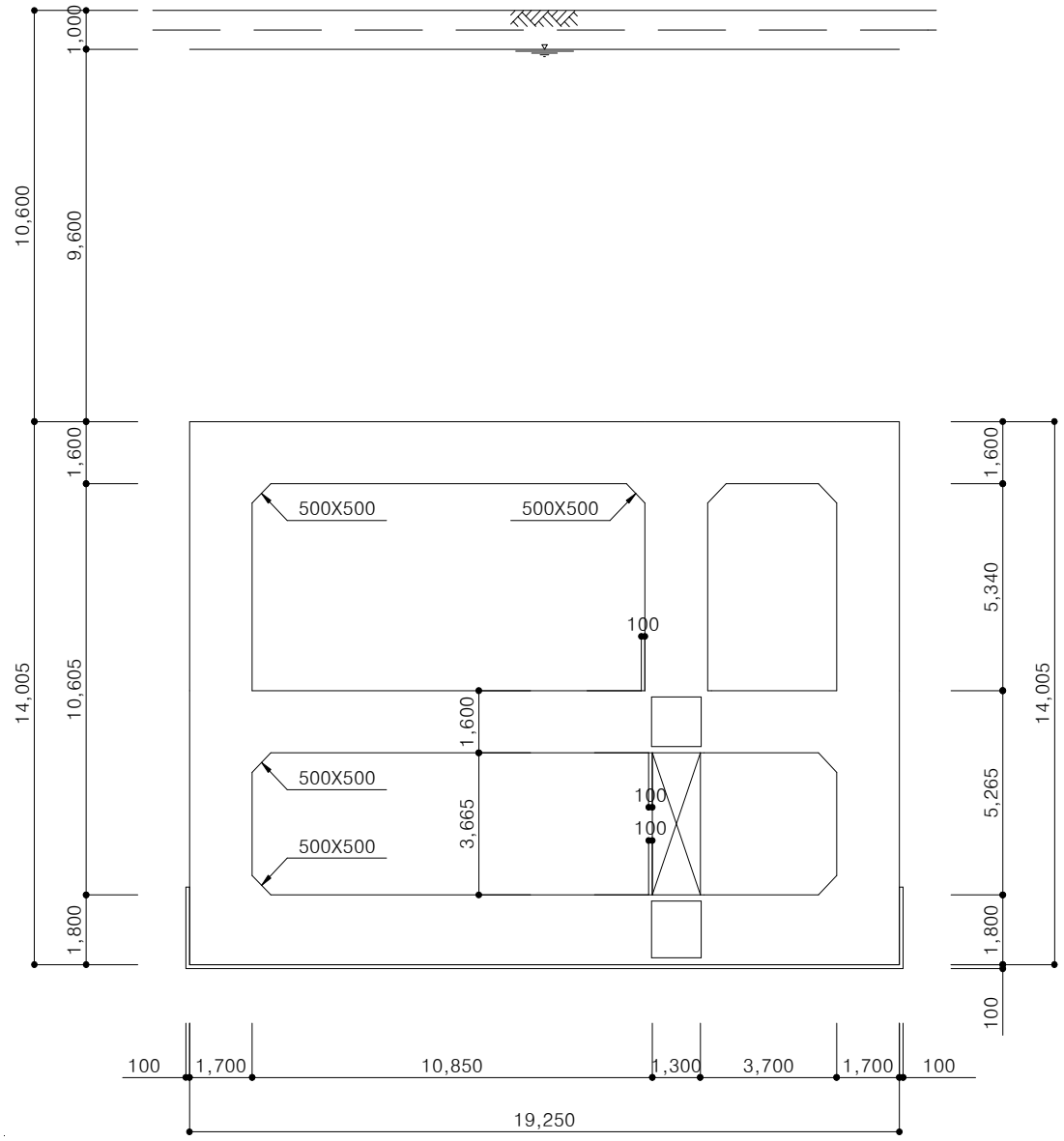
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


1,000
10,600
9,600
1,600
14,005
10,605
1,800
500X500
500X500
100
1,600
500X500
3,665
100
100
500X500
1,600
5,340
5,265
1,800
14,005
100
100
1,700
10,850
1,300
3,700
1,700
100
19,250

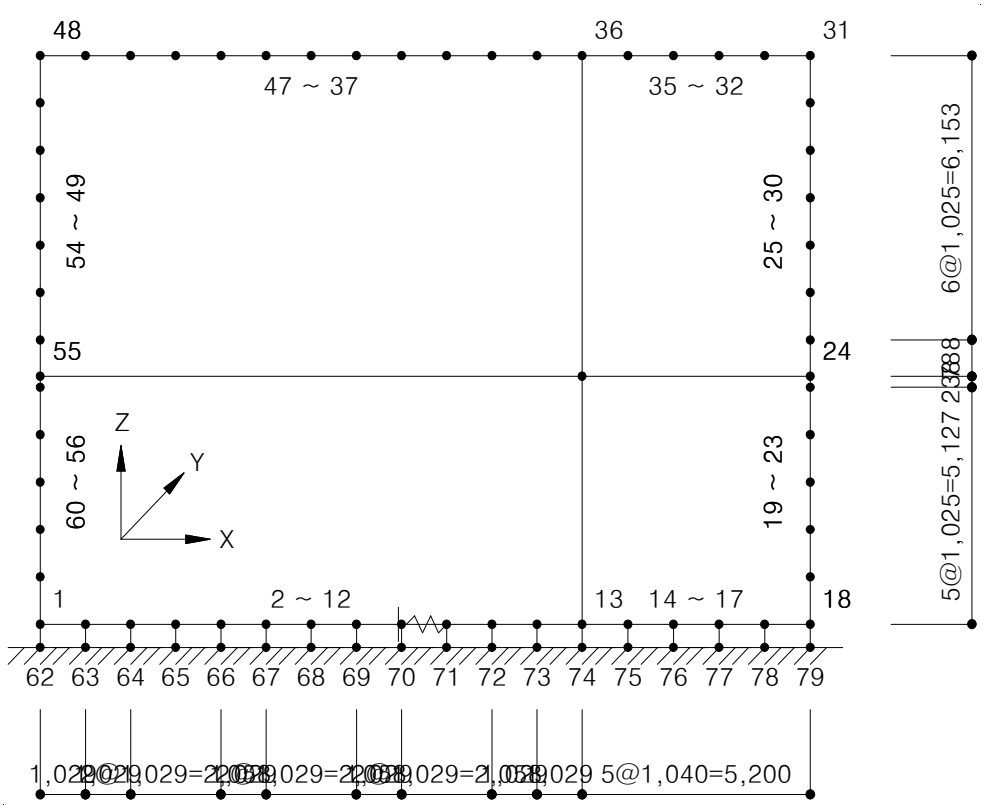
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

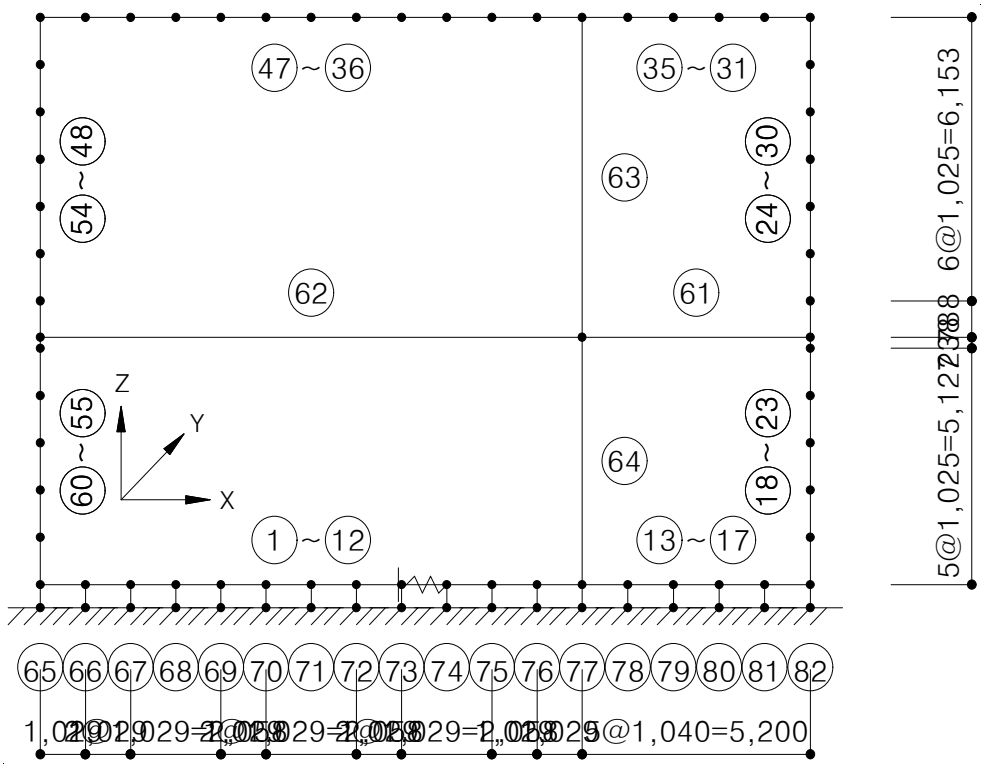
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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

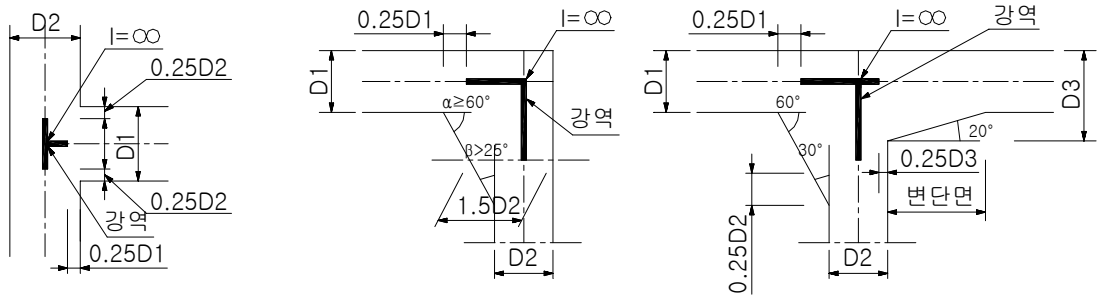
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.800 × 1.000	= 1.800	0.48600	1~17
2	1.700 × 1.000	= 1.700	0.40942	18~30,48~60,63
3	1.600 × 1.000	= 1.600	0.34133	31~47,61~62
4	1.300 × 1.300 / 4.300	= 0.393	0.05535	64

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	41	7.204	12.805
2	1.029	0.500	42	6.175	12.805
3	2.058	0.500	43	5.146	12.805
4	3.087	0.500	44	4.117	12.805
5	4.117	0.500	45	3.087	12.805
6	5.146	0.500	46	2.058	12.805
7	6.175	0.500	47	1.029	12.805
8	7.204	0.500	48	0.000	12.805
9	8.233	0.500	49	0.000	11.780
10	9.262	0.500	50	0.000	10.754
11	10.292	0.500	51	0.000	9.729
12	11.321	0.500	52	0.000	8.703
13	12.350	0.500	53	0.000	7.678
14	13.390	0.500	54	0.000	6.653
15	14.430	0.500	55	0.000	5.865
16	15.470	0.500	56	0.000	5.627
17	16.510	0.500	57	0.000	4.602
18	17.550	0.500	58	0.000	3.576
19	17.550	1.525	59	0.000	2.551
20	17.550	2.551	60	0.000	1.525
21	17.550	3.576	61	12.350	5.865
22	17.550	4.602	62	0.000	0.000
23	17.550	5.627	63	1.029	0.000
24	17.550	5.865	64	2.058	0.000
25	17.550	6.653	65	3.087	0.000
26	17.550	7.678	66	4.117	0.000
27	17.550	8.703	67	5.146	0.000
28	17.550	9.729	68	6.175	0.000
29	17.550	10.754	69	7.204	0.000
30	17.550	11.780	70	8.233	0.000
31	17.550	12.805	71	9.262	0.000
32	16.510	12.805	72	10.292	0.000
33	15.470	12.805	73	11.321	0.000
34	14.430	12.805	74	12.350	0.000
35	13.390	12.805	75	13.390	0.000
36	12.350	12.805	76	14.430	0.000
37	11.321	12.805	77	15.470	0.000
38	10.292	12.805	78	16.510	0.000
39	9.262	12.805	79	17.550	0.000
40	8.233	12.805			

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 48 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm
(2) 48 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm
(3) 36 지점 - 슬래브 상면 좌측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm
(4) 36 지점 - 슬래브 상면 우측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm
(5) 36 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm
(6) 31 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm
(7) 31 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm
(8) 55 지점 - 슬래브 중간
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm
(9) 55 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1700 = 375 mm
(10) 55 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm
(11) 61 지점 - 슬래브 중간 좌측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1600 = 450 mm
(12) 61 지점 - 슬래브 중간 우측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1600 = 450 mm
(13) 61 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1700 = 375 mm
(14) 61 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1300 = 475 mm
(15) 24 지점 - 슬래브 중간
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm
(16) 24 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1700 = 375 mm

(17) 24 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(18) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(19) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(20) 13 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1800 = 200 mm

(21) 13 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1800 = 200 mm

(22) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1800 / 2 - 0.25 × 1700 = 475 mm

(23) 18 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(24) 18 지점 - 슬래브 벽체 연결부

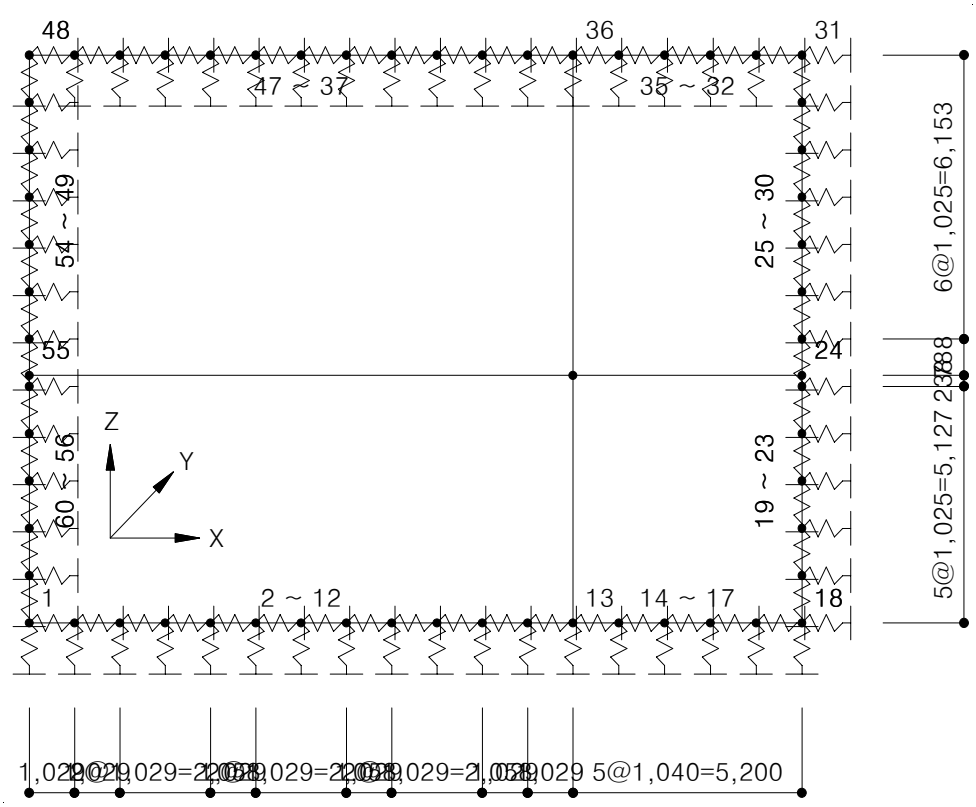
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

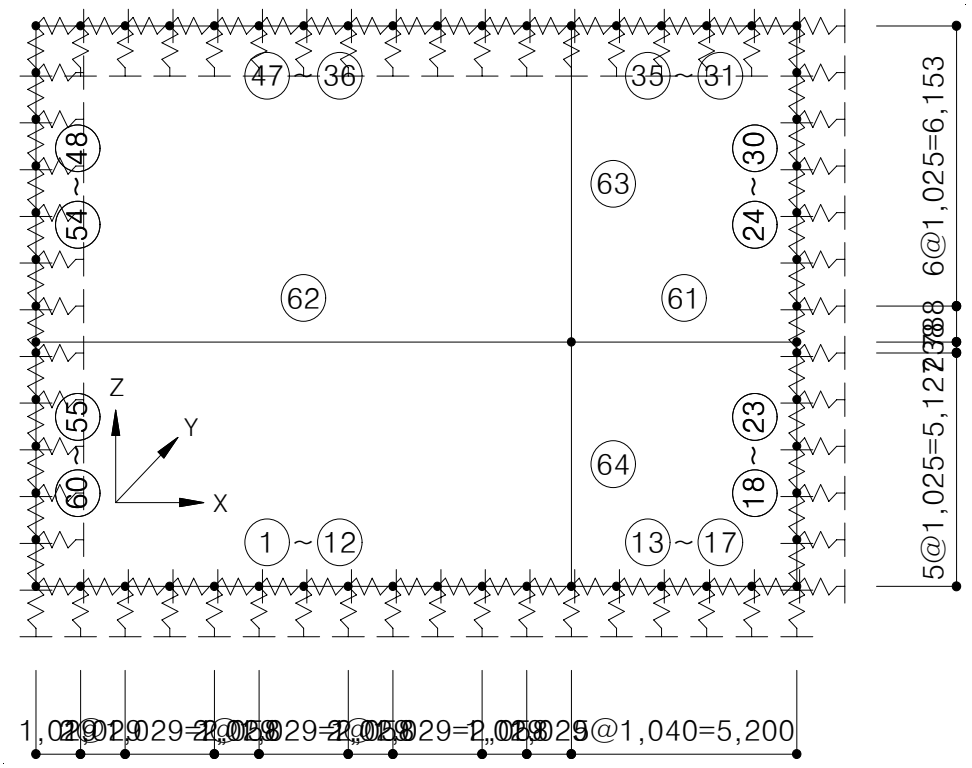
1) Modeling

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

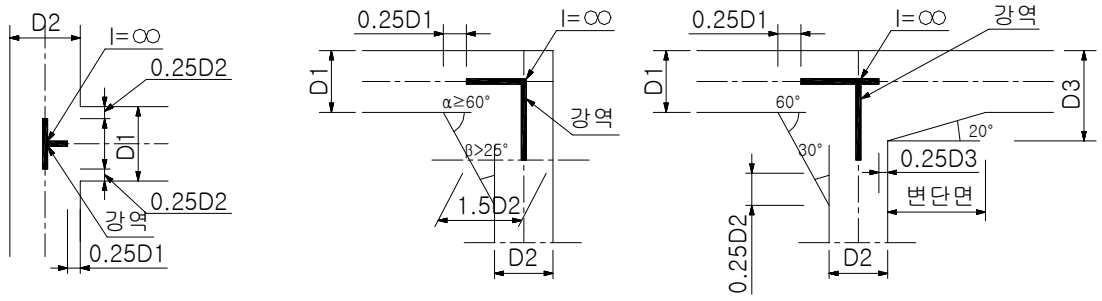
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.800 × 1.000	= 1.800	0.48600	1~17
2	1.700 × 1.000	= 1.700	0.40942	18~30,48~60,63
3	1.600 × 1.000	= 1.600	0.34133	31~47,61~62
4	1.300 × 1.300 / 4.300	= 0.393	0.05535	64

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	32	16.510	12.305
2	1.029	0.000	33	15.470	12.305
3	2.058	0.000	34	14.430	12.305
4	3.087	0.000	35	13.390	12.305
5	4.117	0.000	36	12.350	12.305
6	5.146	0.000	37	11.321	12.305
7	6.175	0.000	38	10.292	12.305
8	7.204	0.000	39	9.262	12.305
9	8.233	0.000	40	8.233	12.305
10	9.262	0.000	41	7.204	12.305
11	10.292	0.000	42	6.175	12.305
12	11.321	0.000	43	5.146	12.305
13	12.350	0.000	44	4.117	12.305
14	13.390	0.000	45	3.087	12.305
15	14.430	0.000	46	2.058	12.305
16	15.470	0.000	47	1.029	12.305
17	16.510	0.000	48	0.000	12.305
18	17.550	0.000	49	0.000	11.280
19	17.550	1.025	50	0.000	10.254
20	17.550	2.051	51	0.000	9.229
21	17.550	3.076	52	0.000	8.203
22	17.550	4.102	53	0.000	7.178
23	17.550	5.127	54	0.000	6.153
24	17.550	5.365	55	0.000	5.365
25	17.550	6.153	56	0.000	5.127
26	17.550	7.178	57	0.000	4.102
27	17.550	8.203	58	0.000	3.076
28	17.550	9.229	59	0.000	2.051
29	17.550	10.254	60	0.000	1.025
30	17.550	11.280	61	12.350	5.365
31	17.550	12.305			

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 48 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(2) 48 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(3) 36 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(4) 36 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(5) 36 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(6) 31 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(7) 31 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(8) 55 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(9) 55 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1700 = 375 mm

(10) 55 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(11) 61 지점 - 슬래브 중간 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1600 = 450 mm

(12) 61 지점 - 슬래브 중간 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1600 = 450 mm

(13) 61 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1700 = 375 mm

(14) 61 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1300 = 475 mm

(15) 24 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(16) 24 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1700 = 375 mm

(17) 24 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(18) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(19) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(20) 13 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1800 = 200 mm

(21) 13 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1800 = 200 mm

(22) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1800 / 2 - 0.25 × 1700 = 475 mm

(23) 18 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(24) 18 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

6. 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 = 50000.00 kN/m² (지반조사보고서 참고)

Bv = √(B × L) = √(19.250 × 4.300) = 9.10 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 50000 = 166670.00 kN/m³

Kv = 166670.000 × (9.098 / 0.3)$^{-3/4}$ = 12896.93 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.700/2 + 1.029/2) = 17599 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 13273 kN/m	2~12
Kv3	Kv x (1.029/2 + 1.040/2) = 13343 kN/m	13
Kv4	Kv x (1.040/2 + 1.040/2) = 13413 kN/m	14~17
Kv5	Kv x (1.040/2 + 1.700/2) = 17669 kN/m	18
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	10

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 성토재 (N=10)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $10^{1/3}$ = 172.4 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 172.4 = 172.4 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 19 / 9.810 × 172.4^2 = 57565.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + ν) × Gd (ν : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 57565.0 = 151971.6 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $10^{1/3}$ = 172.4 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 172.4 = 137.9 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 19.0 / 9.810 × 137.9^2 = 36831.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + ν) × Gd (ν : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 36831.0 = 97233.8 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,성토재

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(19.250 × 4.300) = 9.098 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 151971.6 = 1013144.00 kN/m³

Kv = 1013144.000 × (9.098 / 0.3)$^{-3/4}$ = 78397.09 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 78397.090 = 26132.36 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 성토재

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(19.250 × 4.300) = 9.098 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 151971.6 = 1013144.00 kN/m³

Kv = 1013144.000 × (9.098 / 0.3)$^{-3/4}$ = 78397.09 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 78397.090 = 26132.36 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Bh = √(H × L) = √(14.005 × 4.300) = 7.760 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 151971.6 = 1013144.00 kN/m³

Kh = 1013144.000 × (7.760 / 0.3)$^{-3/4}$ = 88329.40 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 88329.400 = 29443.13 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.040/2 + 1.040/2) = 81533 kN/m	32~35
Ksb1	Ksb x (1.040/2 + 1.040/2) = 27178 kN/m	
Kv2	Kv x (1.040/2 + 1.029/2) = 81108 kN/m	36
Ksb2	Ksb x (1.040/2 + 1.029/2) = 27036 kN/m	
Kv3	Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 80684 kN/m	37~47
Ksb3	Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 26895 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.025/2 + 1.025/2) = 90575 kN/m	19~23,25~30,49~54,56~60
Kss1	Kss x (1.025/2 + 1.025/2) = 30192 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 80684 kN/m	2~12
Ksb1	Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 26895 kN/m	
Kv2	Kv x (1.029/2 + 1.040/2) = 81108 kN/m	13
Ksb2	Ksb x (1.029/2 + 1.040/2) = 27036 kN/m	
Kv3	Kv x (1.040/2 + 1.040/2) = 81533 kN/m	14~17
Ksb3	Ksb x (1.040/2 + 1.040/2) = 27178 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.700/2 + 1.029/2) = 106979 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.025/2 + 1.800/2) = 124784 kN/m	
Kv2	Kv x (1.040/2 + 1.700/2) = 107404 kN/m	18
Ksb2	Kh x (1.025/2 + 1.800/2) = 124784 kN/m	
Kv3	Kv x (1.040/2 + 1.700/2) = 107404 kN/m	31
Ksb3	Kh x (1.025/2 + 1.600/2) = 115951 kN/m	
Kv4	Kv x (1.029/2 + 1.700/2) = 106979 kN/m	48
Ksb4	Kh x (1.600/2 + 1.025/2) = 115951 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,성토재

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(19.250 × 4.300) = 9.098 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 97233.8 = 648225.33 kN/m³

Kv = 648225.330 × (9.098 / 0.3)$^{-3/4}$ = 50159.68 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 50159.680 = 16719.89 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 성토재

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(19.250 × 4.300) = 9.098 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 97233.8 = 648225.33 kN/m³

Kv = 648225.330 × (9.098 / 0.3)$^{-3/4}$ = 50159.68 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 50159.680 = 16719.89 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Bh = √(H × L) = √(14.005 × 4.300) = 7.760 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 97233.8 = 648225.33 kN/m³

Kh = 648225.330 × (7.760 / 0.3)$^{-3/4}$ = 56514.53 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 56514.530 = 18838.18 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.040/2 + 1.040/2) = 52166 kN/m	32~35
Ksb1	Ksb x (1.040/2 + 1.040/2) = 17389 kN/m	
Kv2	Kv x (1.040/2 + 1.029/2) = 51894 kN/m	36
Ksb2	Ksb x (1.040/2 + 1.029/2) = 17298 kN/m	
Kv3	Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 51623 kN/m	37~47
Ksb3	Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 17208 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.025/2 + 1.025/2) = 57951 kN/m	19~23,25~30,49~54,56~60
Kss1	Kss x (1.025/2 + 1.025/2) = 19317 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 51623 kN/m	2~12
Ksb1	Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 17208 kN/m	
Kv2	Kv x (1.029/2 + 1.040/2) = 51894 kN/m	13
Ksb2	Ksb x (1.029/2 + 1.040/2) = 17298 kN/m	
Kv3	Kv x (1.040/2 + 1.040/2) = 52166 kN/m	14~17
Ksb3	Ksb x (1.040/2 + 1.040/2) = 17389 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.700/2 + 1.029/2) = 68447 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.025/2 + 1.800/2) = 79839 kN/m	
Kv2	Kv x (1.040/2 + 1.700/2) = 68719 kN/m	18
Ksb2	Kh x (1.025/2 + 1.800/2) = 79839 kN/m	
Kv3	Kv x (1.040/2 + 1.700/2) = 68719 kN/m	31
Ksb3	Kh x (1.025/2 + 1.600/2) = 74187 kN/m	
Kv4	Kv x (1.029/2 + 1.700/2) = 68447 kN/m	48
Ksb4	Kh x (1.600/2 + 1.025/2) = 74187 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	재현주기 \ 성능기준	기 능 수 행	붕 괴 방 지
	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

지반분류	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(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 토 사	: 10.100 × 19.00		= 191.900	kN/m²
		∴ Total Wd1	= 203.400	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00		= 9.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 9.600 × 10.00		= 96.000	kN/m²
		∴ Total Wd2	= 117.000	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (WI1) - 토피 10.600m

- WI1 = 10.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (WI2)

- WI2 = 10.000 × 0.500 = 5.000 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 10.900 × 19.000) × 0.500 = 109.300 kN/m²
Wh2 = 109.300 + 1.025 × 19.000 × 0.500 = 119.041 kN/m²
Wh3 = 119.041 + 1.025 × 19.000 × 0.500 = 128.783 kN/m²
Wh4 = 128.783 + 1.025 × 19.000 × 0.500 = 138.524 kN/m²
Wh5 = 138.524 + 1.025 × 19.000 × 0.500 = 148.266 kN/m²
Wh6 = 148.266 + 1.025 × 19.000 × 0.500 = 158.007 kN/m²
Wh7 = 158.007 + 1.025 × 19.000 × 0.500 = 167.749 kN/m²
Wh8 = 167.749 + 0.788 × 19.000 × 0.500 = 175.230 kN/m²
Wh9 = 175.230 + 0.238 × 19.000 × 0.500 = 177.490 kN/m²
Wh10 = 177.490 + 1.025 × 19.000 × 0.500 = 187.231 kN/m²
Wh11 = 187.231 + 1.025 × 19.000 × 0.500 = 196.974 kN/m²
Wh12 = 196.974 + 1.025 × 19.000 × 0.500 = 206.715 kN/m²
Wh13 = 206.715 + 1.025 × 19.000 × 0.500 = 216.456 kN/m²
Wh14 = 216.456 + 1.025 × 19.000 × 0.500 = 226.197 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 10.400 × 10.00 = 62.500 kN/m²
Wh2 = 62.500 + 1.025 × 10.000 × 0.500 = 67.627 kN/m²
Wh3 = 67.627 + 1.025 × 10.000 × 0.500 = 72.754 kN/m²
Wh4 = 72.754 + 1.025 × 10.000 × 0.500 = 77.881 kN/m²
Wh5 = 77.881 + 1.025 × 10.000 × 0.500 = 83.008 kN/m²
Wh6 = 83.008 + 1.025 × 10.000 × 0.500 = 88.135 kN/m²
Wh7 = 88.135 + 1.025 × 10.000 × 0.500 = 93.262 kN/m²
Wh8 = 93.262 + 0.788 × 10.000 × 0.500 = 97.200 kN/m²
Wh9 = 97.200 + 0.238 × 10.000 × 0.500 = 98.390 kN/m²
Wh10 = 98.390 + 1.025 × 10.000 × 0.500 = 103.517 kN/m²
Wh11 = 103.517 + 1.025 × 10.000 × 0.500 = 108.644 kN/m²
Wh12 = 108.644 + 1.025 × 10.000 × 0.500 = 113.771 kN/m²
Wh13 = 113.771 + 1.025 × 10.000 × 0.500 = 118.898 kN/m²
Wh14 = 118.898 + 1.025 × 10.000 × 0.500 = 124.025 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 9.600 × 10.000 = 96.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 10.400 × 10.000 = 104.000 kN/m²
Ww3 = 104.000 + 1.025 × 10.000 = 114.254 kN/m²
Ww4 = 114.254 + 1.025 × 10.000 = 124.508 kN/m²
Ww5 = 124.508 + 1.025 × 10.000 = 134.763 kN/m²
Ww6 = 134.763 + 1.025 × 10.000 = 145.017 kN/m²
Ww7 = 145.017 + 1.025 × 10.000 = 155.271 kN/m²
Ww8 = 155.271 + 1.025 × 10.000 = 165.525 kN/m²
Ww9 = 165.525 + 0.787 × 10.000 = 173.400 kN/m²
Ww10 = 173.400 + 0.238 × 10.000 = 175.779 kN/m²
Ww11 = 175.779 + 1.025 × 10.000 = 186.033 kN/m²
Ww12 = 186.033 + 1.025 × 10.000 = 196.288 kN/m²
Ww13 = 196.288 + 1.025 × 10.000 = 206.542 kN/m²
Ww14 = 206.542 + 1.025 × 10.000 = 216.796 kN/m²
Ww15 = 216.796 + 1.025 × 10.000 = 227.050 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww16 = (10.600 + 14.005 - 1.000) × 10.000 = 236.050 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

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

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

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	30.000	172.400	137.900	19.000	0.696	0.870
계					0.696	0.870

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.696 = 0.870	1.25 Tg' = 1.25 × 0.870 = 1.087

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

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

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

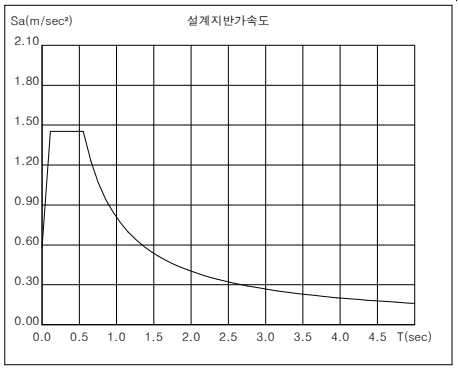
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 0.926 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.517 m/s²

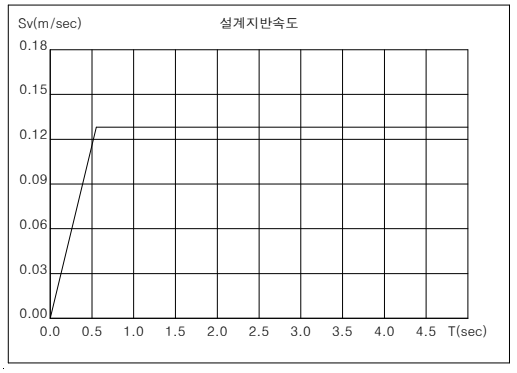
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.870 / 2π × 0.926 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 1.087 / 2π × 1.517 = 0.262 m/s

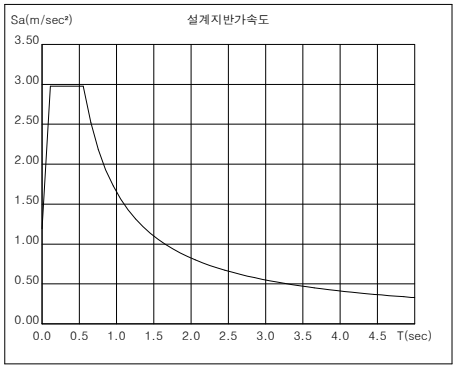
6) 설계응답 응답스펙트럼

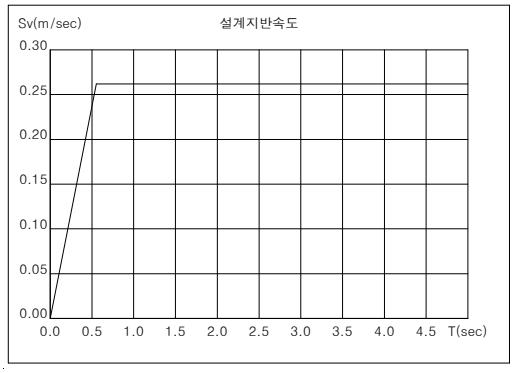
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 11.400 m
- 하부슬래브 EL. = 23.705 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.870 \times \cos(\pi \times 11.400 / (2 \times 30.000)) = 0.018664$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.870 \times \cos(\pi \times 23.705 / (2 \times 30.000)) = 0.007304$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.087 \times \cos(\pi \times 11.400 / (2 \times 30.000)) = 0.047732$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.087 \times \cos(\pi \times 23.705 / (2 \times 30.000)) = 0.018679$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
Po = 26132.360 × (0.018664 - 0.007304) = 296.864 kN/m²	Po = 16719.890 × (0.047732 - 0.018679) = 485.763 kN/m²

8) 측벽 지반변위 하중

P(z) = Kh × (Uh(z) - Uh(b))

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
11.400	88329.400	0.018664	0.011360	1003.422
12.425	88329.400	0.017957	0.010653	940.973
13.451	88329.400	0.017197	0.009893	873.843
14.476	88329.400	0.016388	0.009084	802.384
15.502	88329.400	0.015532	0.008228	726.774
16.527	88329.400	0.014631	0.007327	647.190
17.552	88329.400	0.013689	0.006385	563.983
18.340	88329.400	0.012937	0.005633	497.560
18.578	88329.400	0.012706	0.005402	477.155
19.603	88329.400	0.011687	0.004383	387.148
20.629	88329.400	0.010633	0.003329	294.049
21.654	88329.400	0.009550	0.002246	198.388
22.680	88329.400	0.008439	0.001135	100.254
23.705	88329.400	0.007304	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
11.400	56514.530	0.047732	0.029053	1641.917
12.425	56514.530	0.045923	0.027244	1539.682
13.451	56514.530	0.043980	0.025301	1429.874
14.476	56514.530	0.041912	0.023233	1313.002
15.502	56514.530	0.039721	0.021042	1189.179
16.527	56514.530	0.037418	0.018739	1059.026
17.552	56514.530	0.035008	0.016329	922.826
18.340	56514.530	0.033085	0.014406	814.148
18.578	56514.530	0.032494	0.013815	780.748
19.603	56514.530	0.029888	0.011209	633.471
20.629	56514.530	0.027194	0.008515	481.221
21.654	56514.530	0.024425	0.005746	324.732
22.680	56514.530	0.021582	0.002903	164.062
23.705	56514.530	0.018679	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

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

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

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	57565.000 × 0.000617 = 35.520	36831.000 × 0.001579 = 58.160
Vb	57565.000 × 0.001099 = 63.260	36831.000 × 0.002810 = 103.500
Vs	(35.520 + 63.260) / 2 = 49.390	(58.160 + 103.500) / 2 = 80.830

10) 구체 관성력

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

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.600×25.000×0.074×(1 - 0.015×11.400) = 2.454	fu = 1.600×25.000×0.182×(1 - 0.015×11.400) = 6.035

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.800×25.000×0.074×(1 - 0.015×23.705) = 2.146	fb = 1.800×25.000×0.182×(1 - 0.015×23.705) = 5.278

③ 중간슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.600×25.000×0.074×(1 - 0.015×14.005) = 2.529	fb = 1.600×25.000×0.182×(1 - 0.015×14.005) = 6.221

④ 중간벽체

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu1 = (1.700×1.300×25.000×0.074× (1-0.015×10.500))/4.300 = 0.788	fu1 = (1.700×1.300×25.000×0.182× (1-0.015×10.500))/4.300 = 1.939
fb1 = (1.700×1.300×25.000×0.074 × (1-0.015×23.705))/4.300 = 0.613	fb1 = (1.700×1.300×25.000×0.182 × (1-0.015×23.705))/4.300 = 1.507
fu1 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×10.500) = 0.788	fu1 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×10.500) = 1.939
fb1 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×23.705) = 0.613	fb1 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×23.705) = 1.507

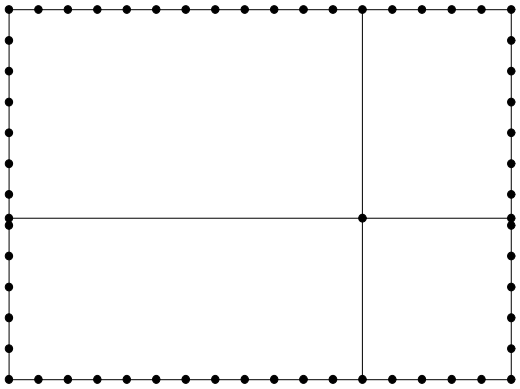
⑤ 측벽

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×11.400) = 2.607	f1 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×11.400) = 6.412
f2 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×12.425) = 2.559	f2 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×12.425) = 6.293
f3 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×13.451) = 2.510	f3 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×13.451) = 6.174
f4 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×14.476) = 2.462	f4 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×14.476) = 6.055
f5 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×15.502) = 2.414	f5 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×15.502) = 5.936
f6 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×16.527) = 2.365	f6 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×16.527) = 5.817
f7 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×17.552) = 2.317	f7 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×17.552) = 5.699
f8 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×18.340) = 2.280	f8 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×18.340) = 5.607
f9 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×18.578) = 2.269	f9 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×18.578) = 5.579

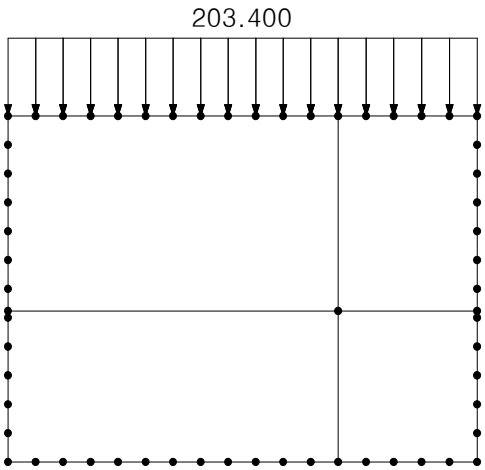
f10 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×19.603) = 2.220	f10 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×19.603) = 5.461
f11 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×20.629) = 2.172	f11 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×20.629) = 5.342
f12 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×21.654) = 2.123	f12 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×21.654) = 5.223
f13 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×22.680) = 2.075	f13 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×22.680) = 5.104
f14 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×23.705) = 2.027	f14 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×23.705) = 4.985

10. 하 중 재 하 (상시)

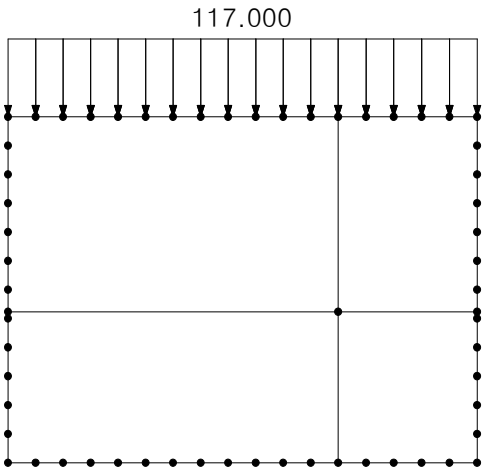
1) CASE1 - 구체자중(SW)



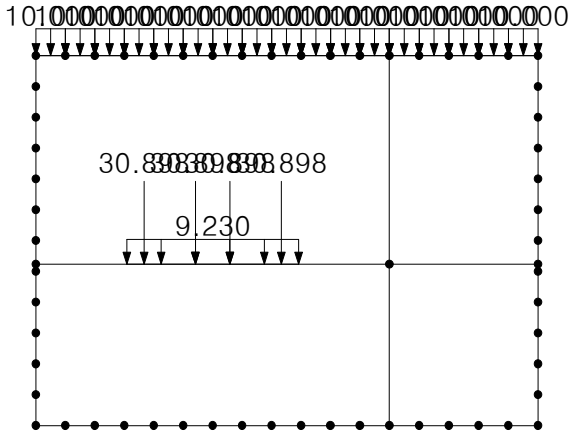
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



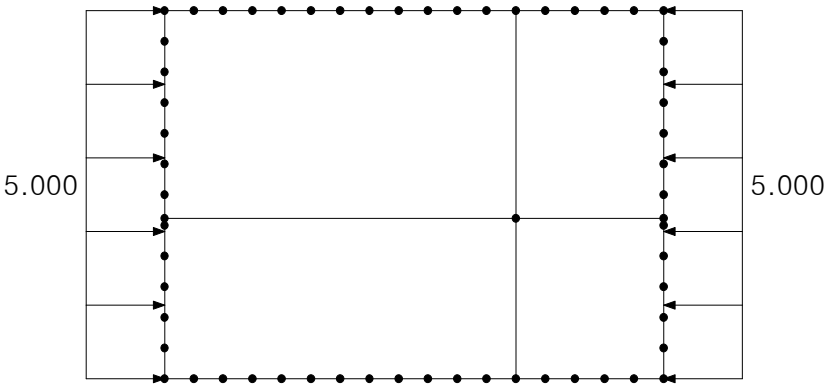
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



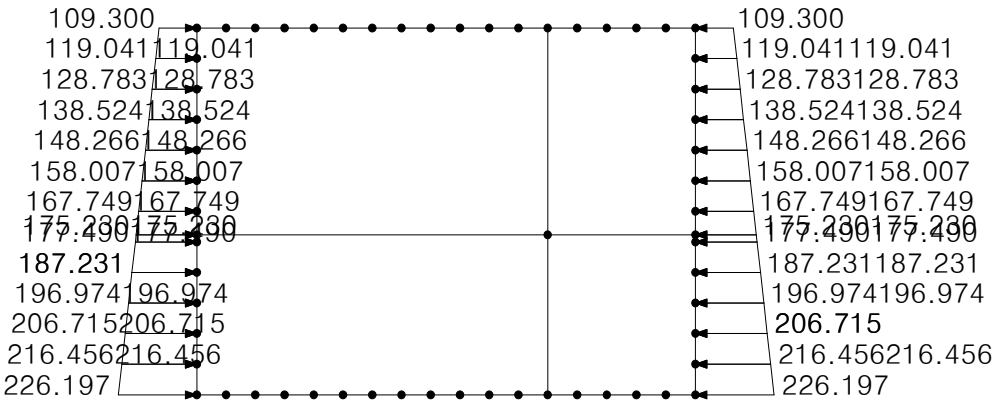
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



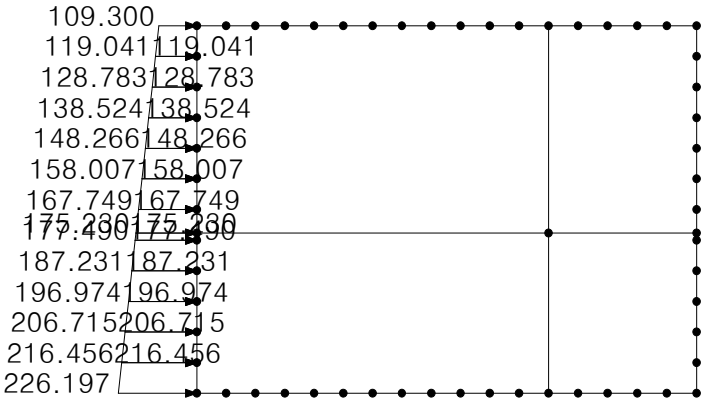
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



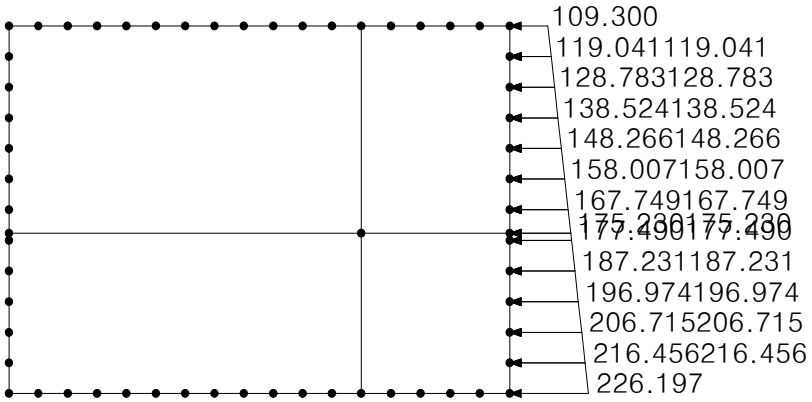
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



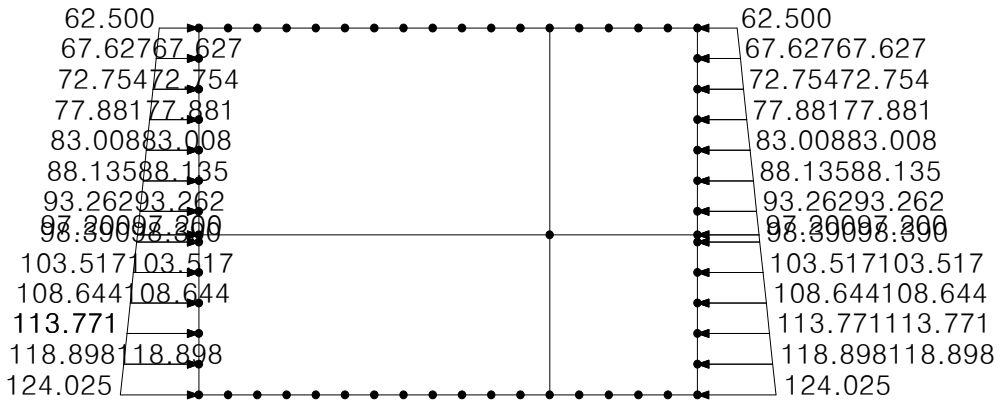
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



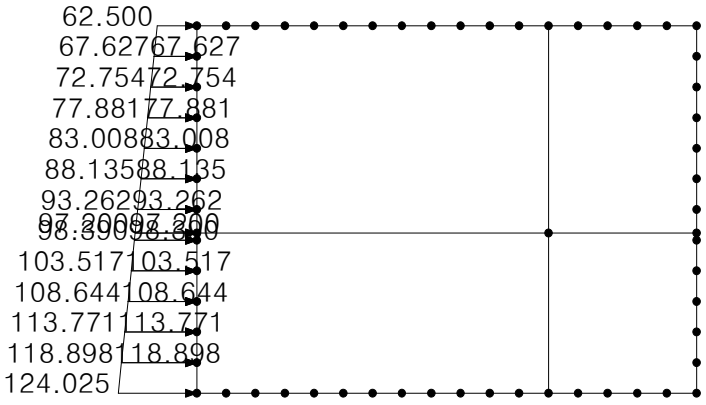
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



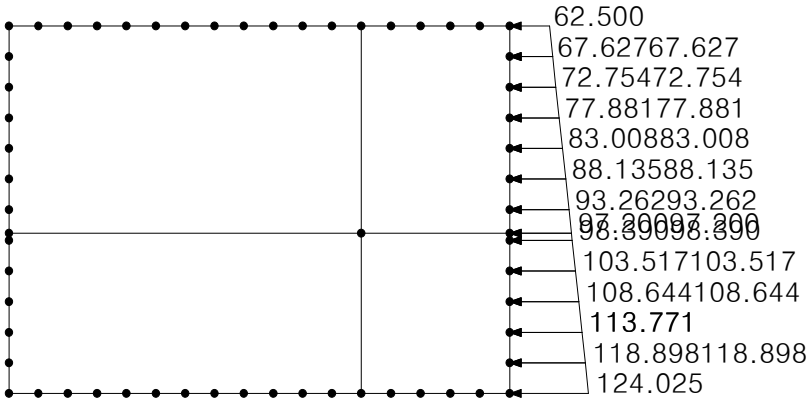
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



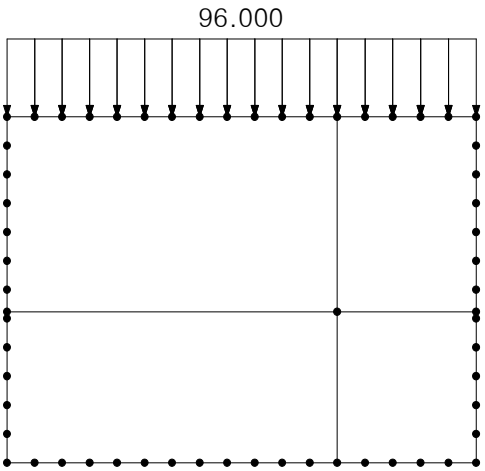
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



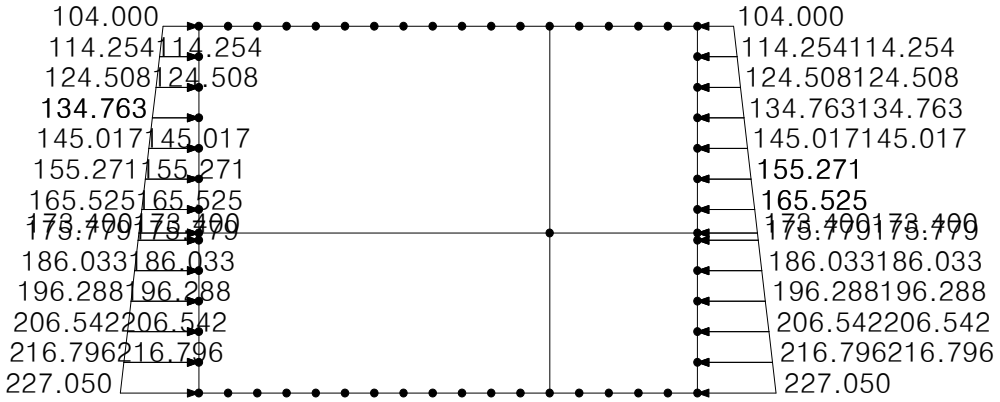
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



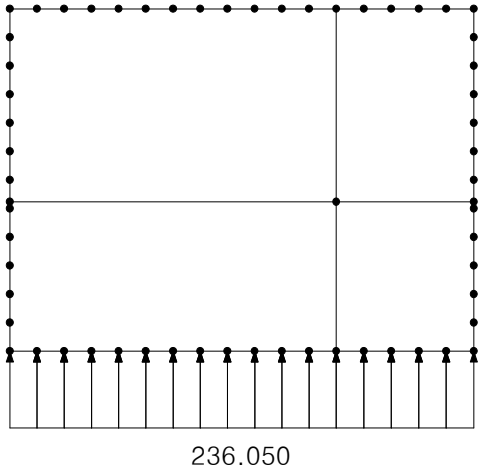
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



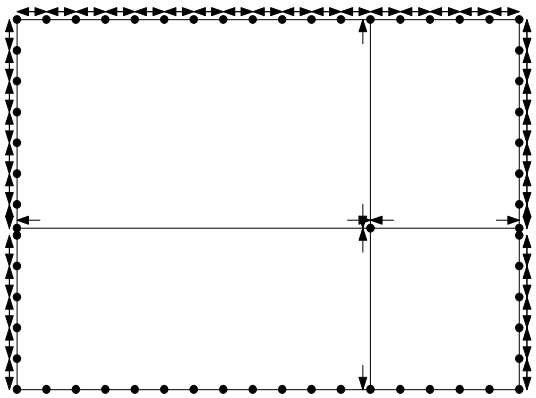
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



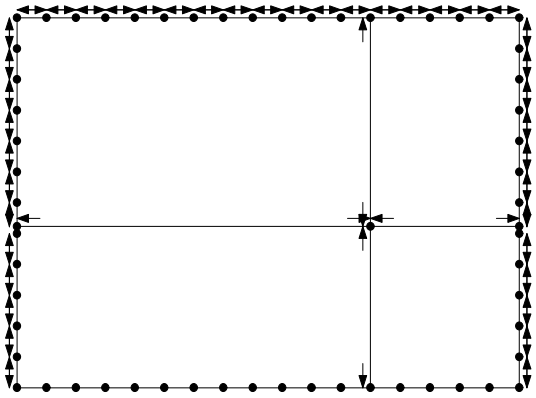
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



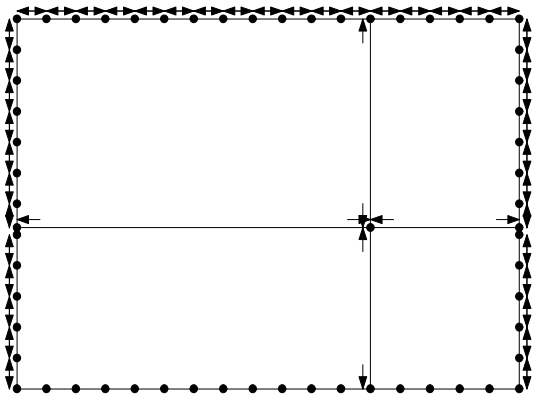
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

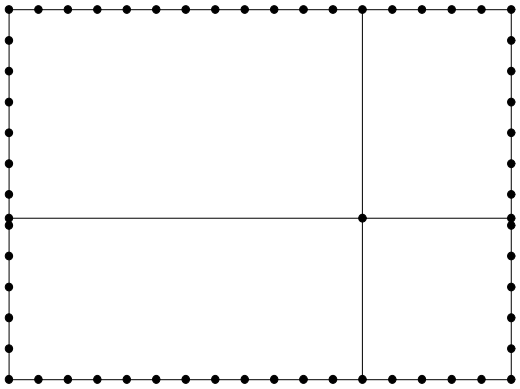


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

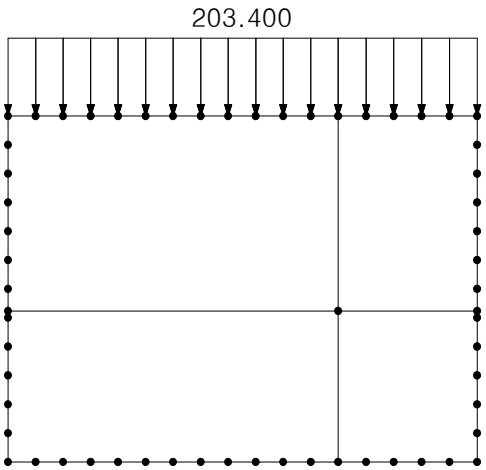


11. 하중 재하 (기능수행)

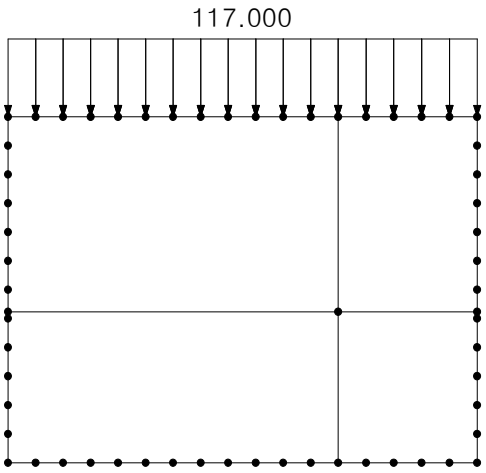
1) CASE1 - 구체자중(SW)



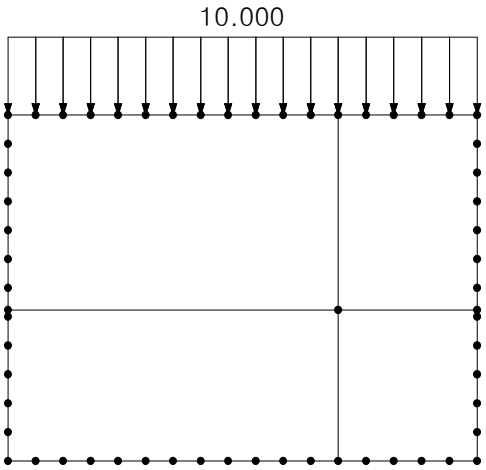
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



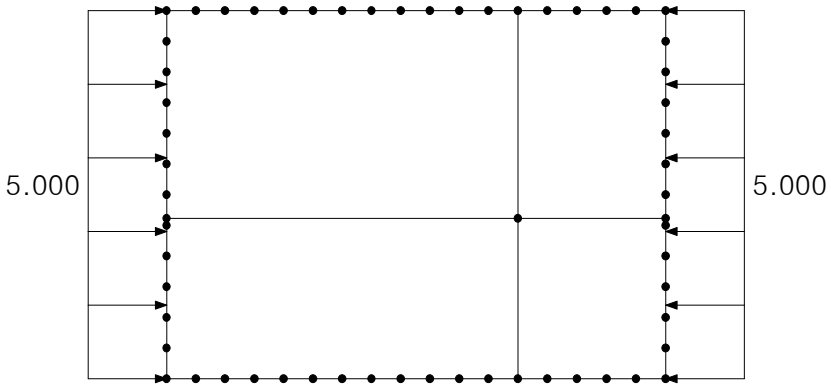
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



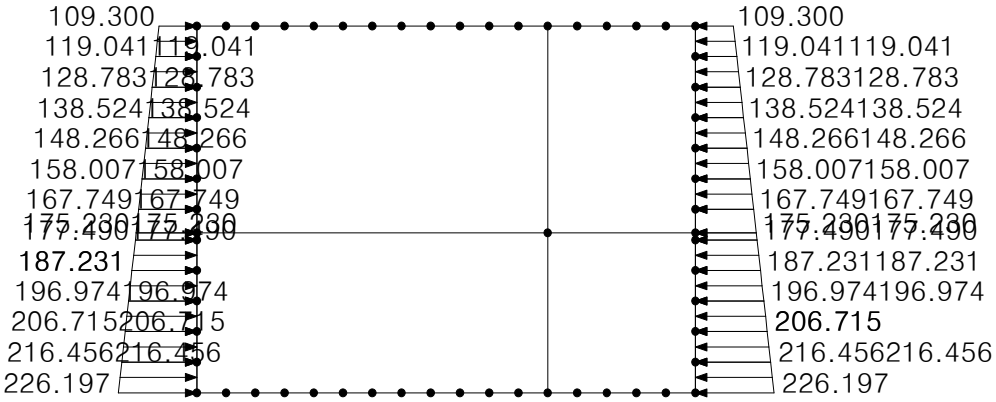
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



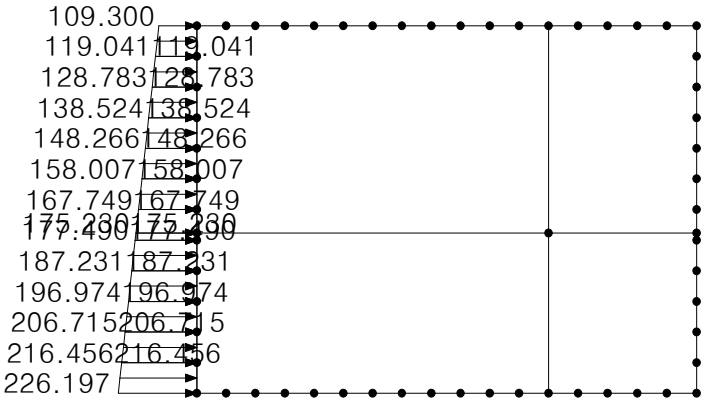
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



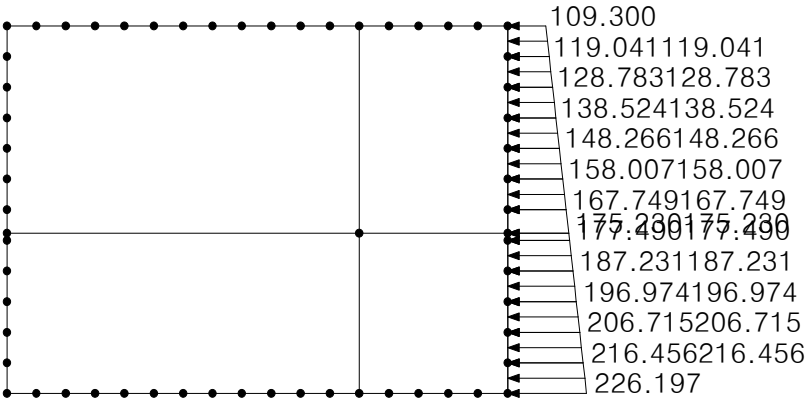
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



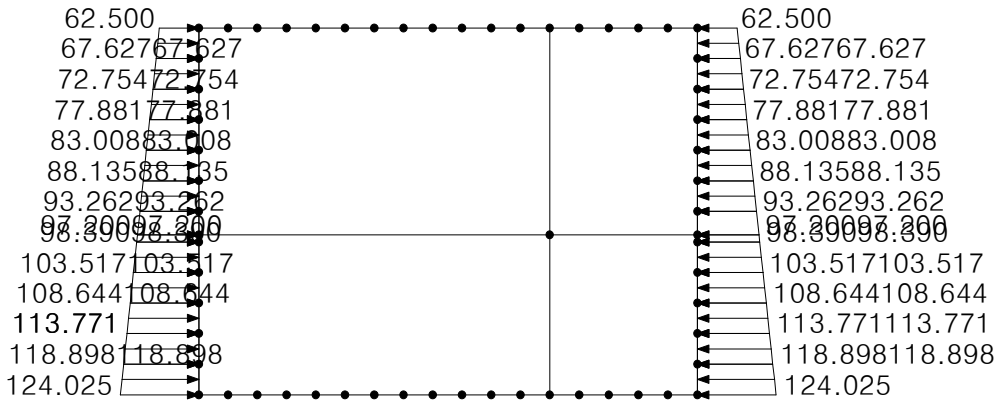
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



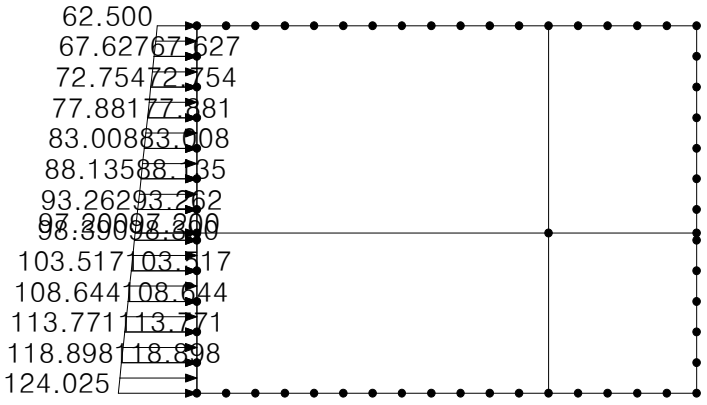
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



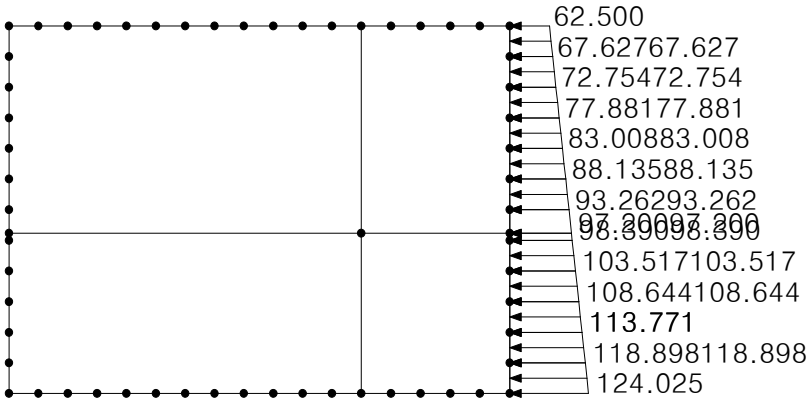
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



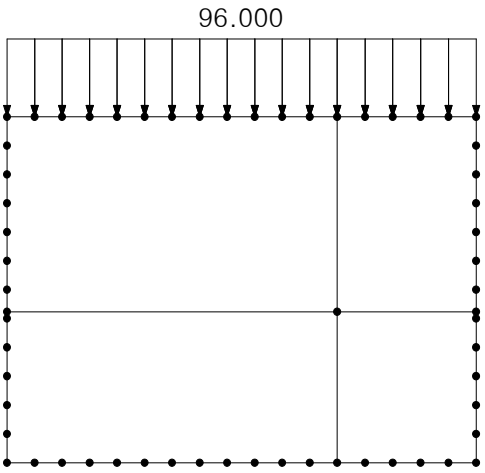
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



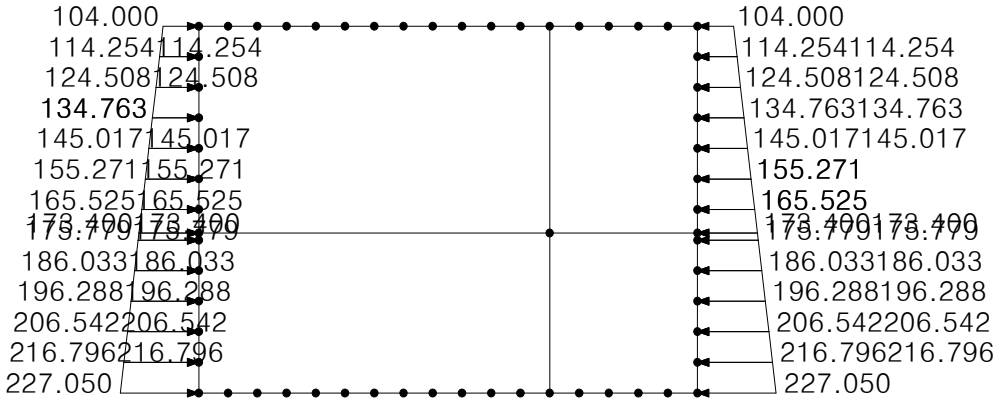
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



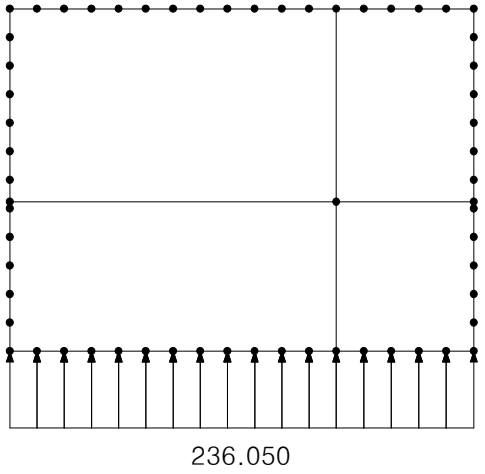
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

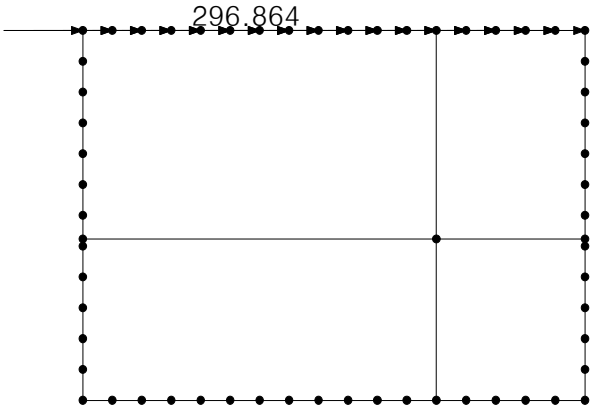


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

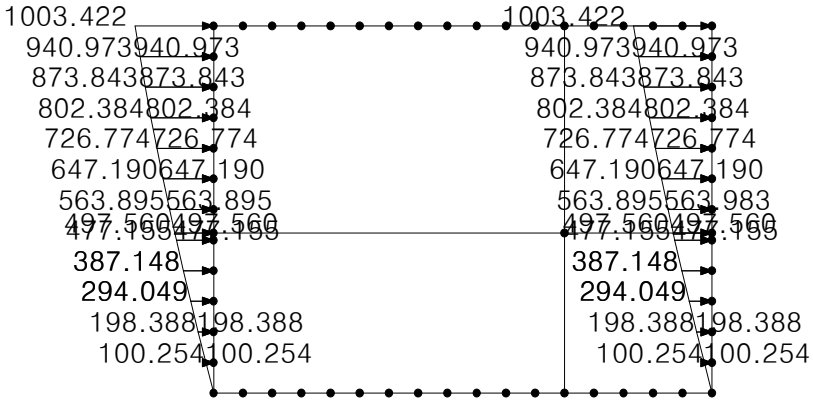


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

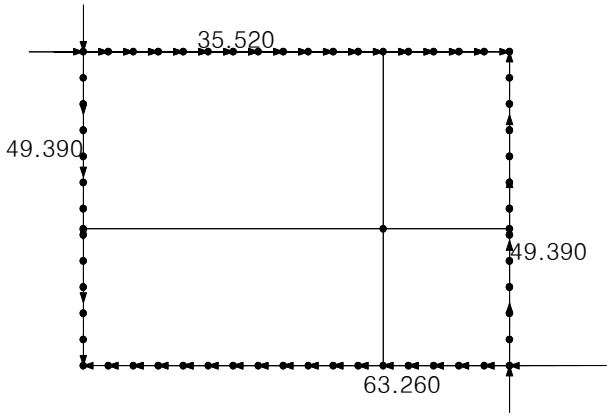
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



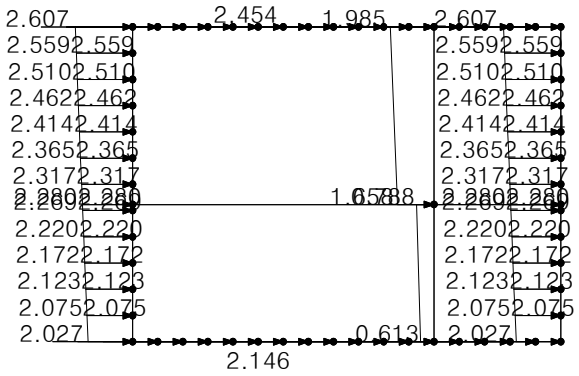
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

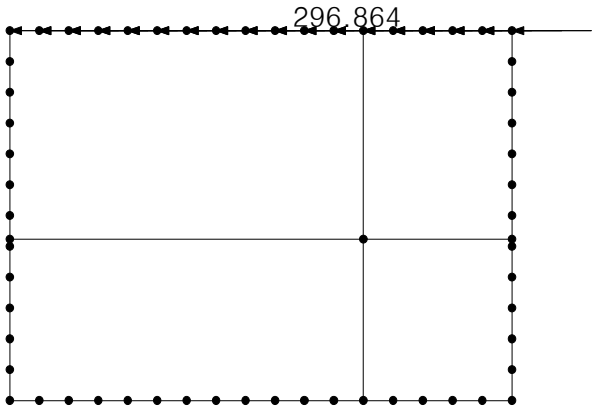


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

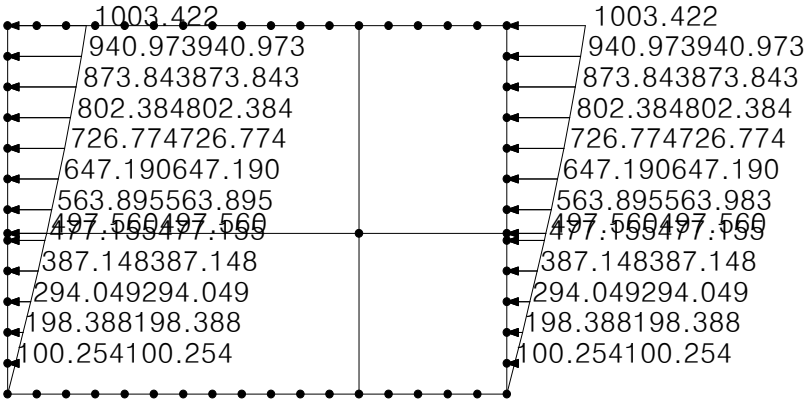


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

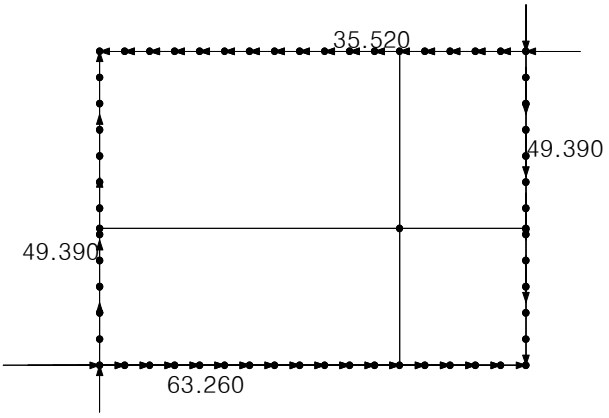
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



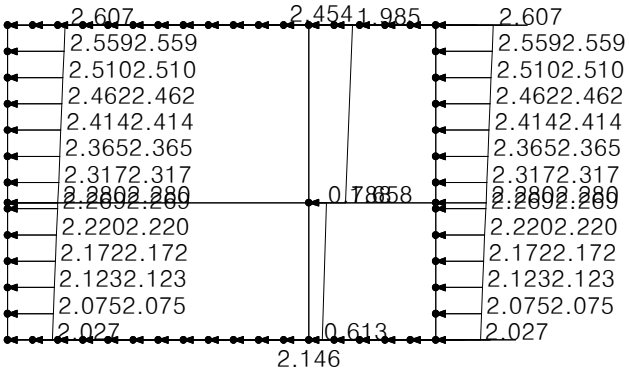
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

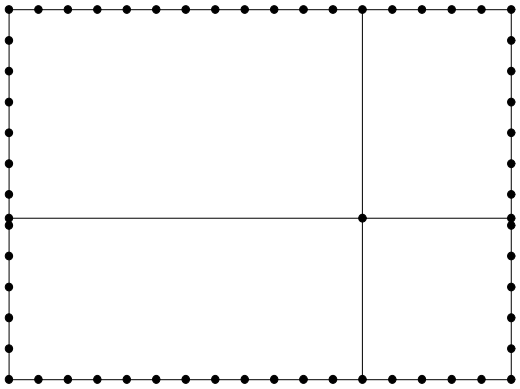


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

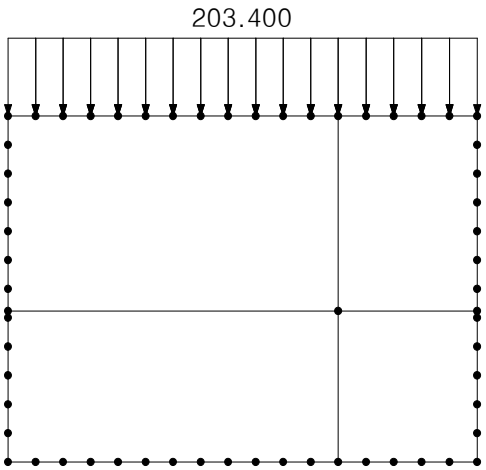


12. 하중 재하 (붕괴방지)

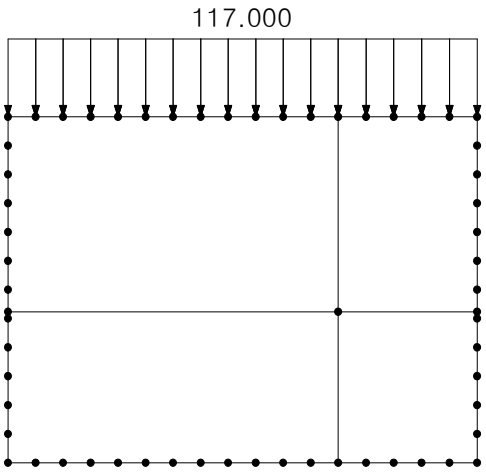
1) CASE1 - 구체자중(SW)



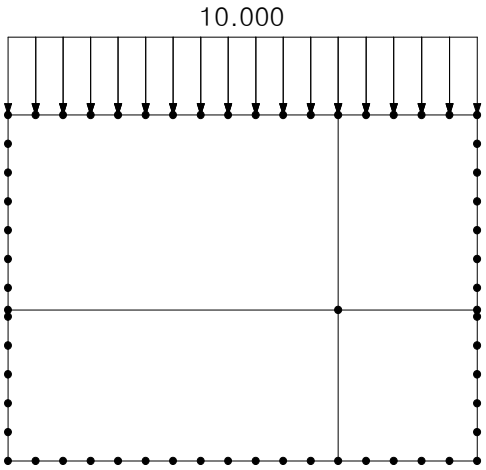
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



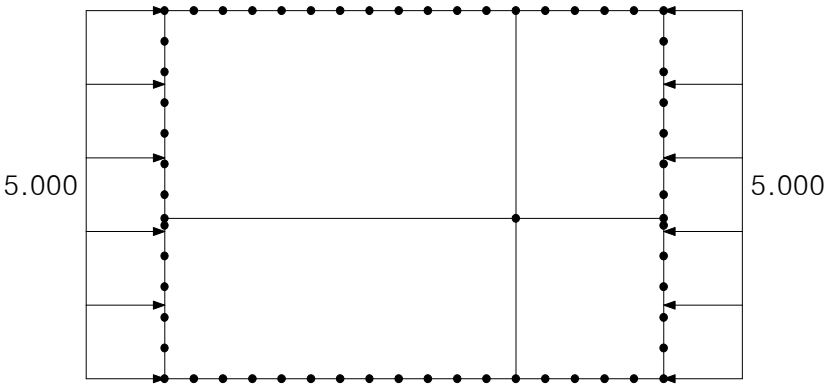
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



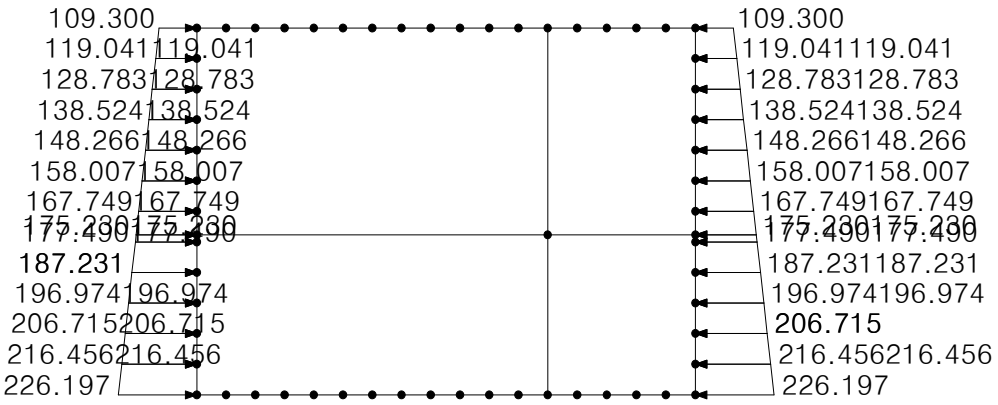
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



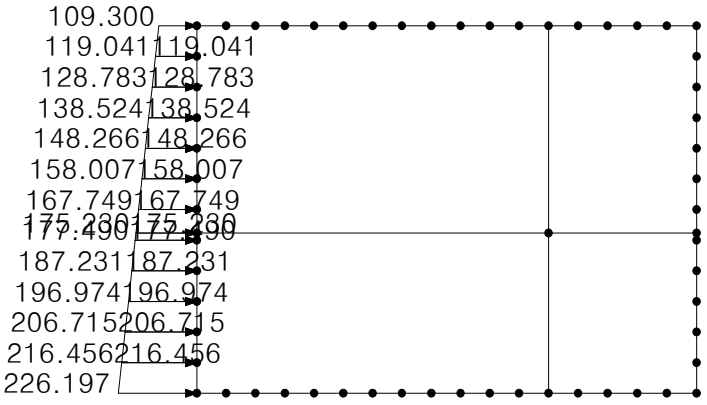
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



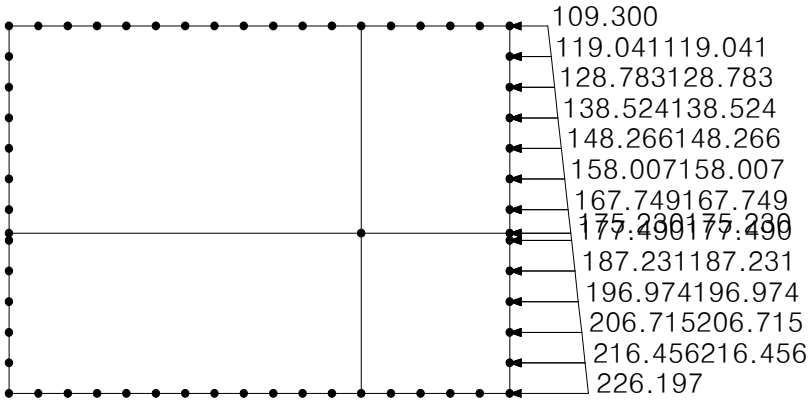
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



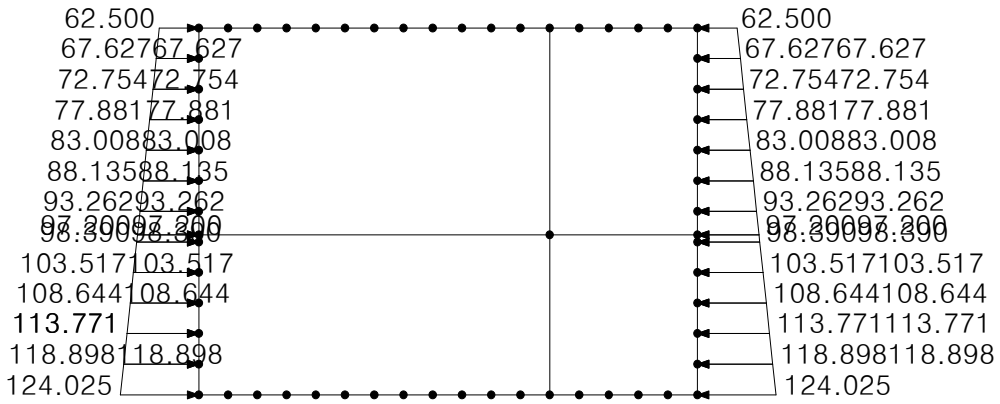
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



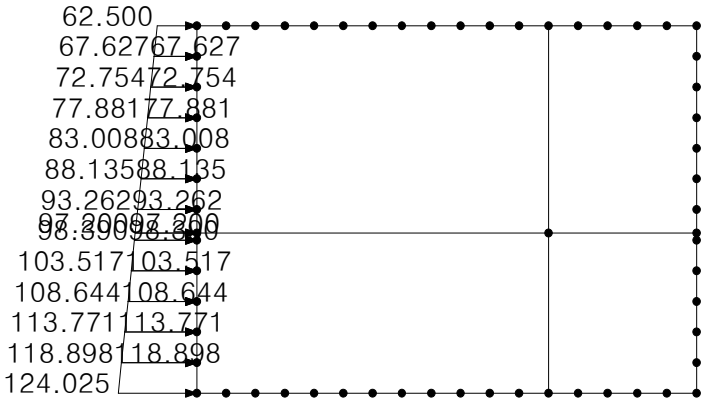
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



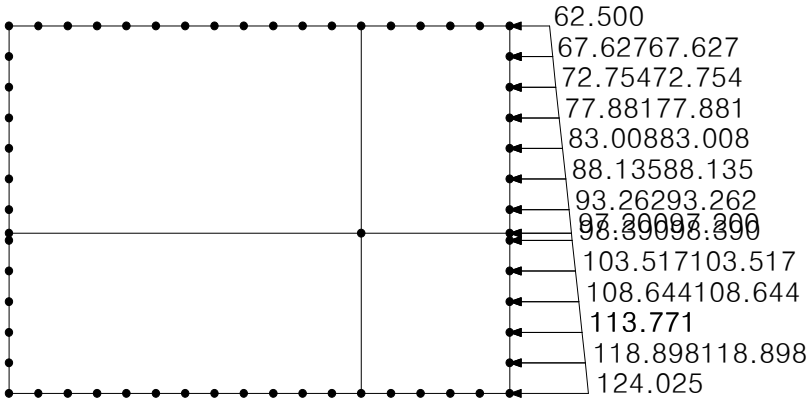
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



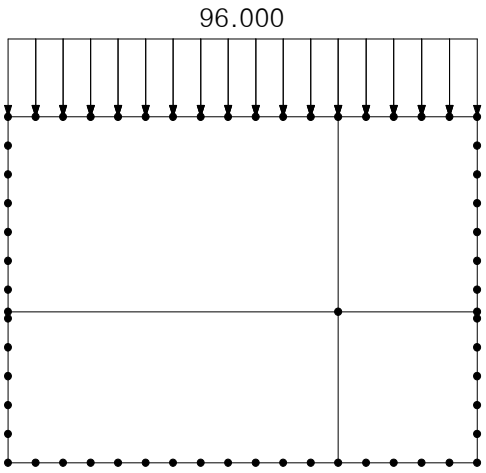
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



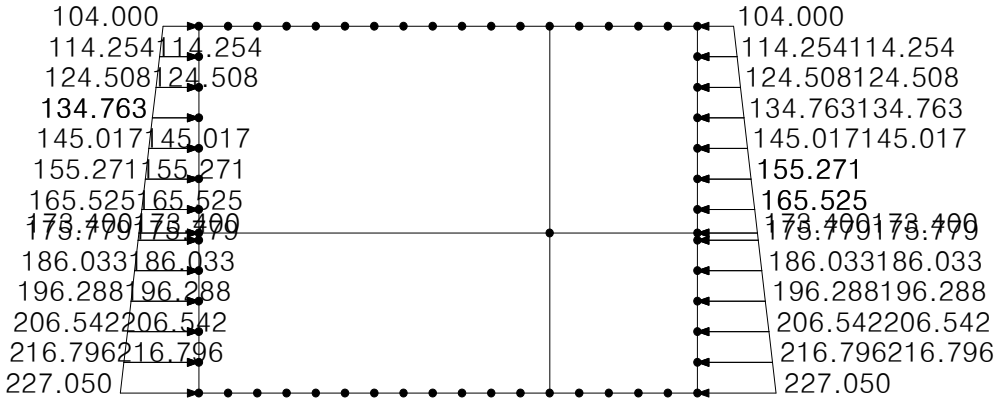
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



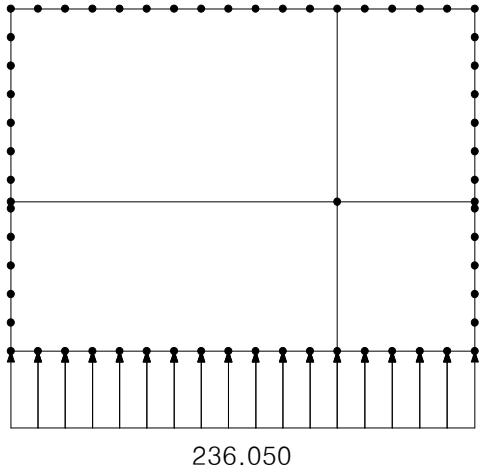
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

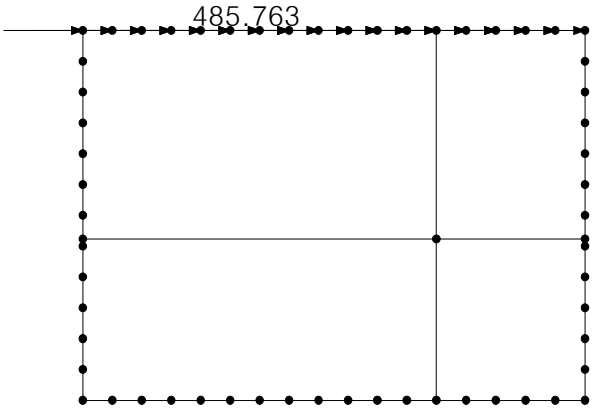


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

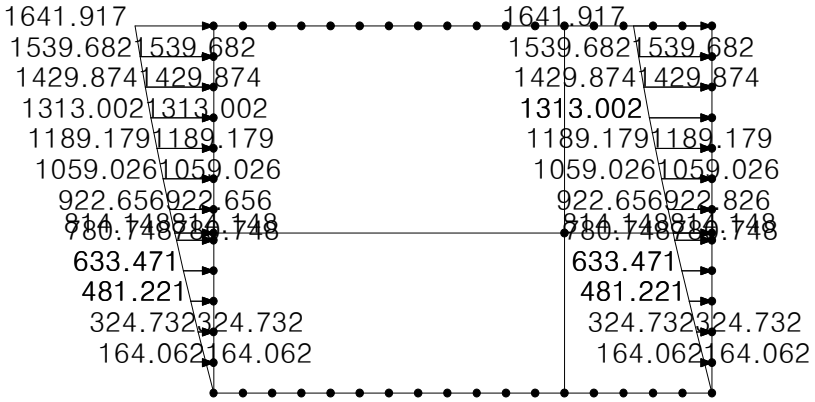


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

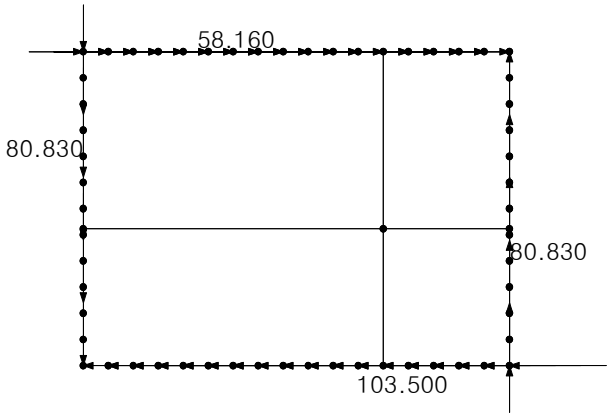
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



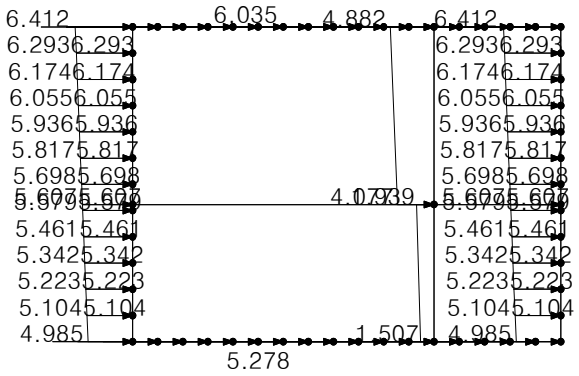
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

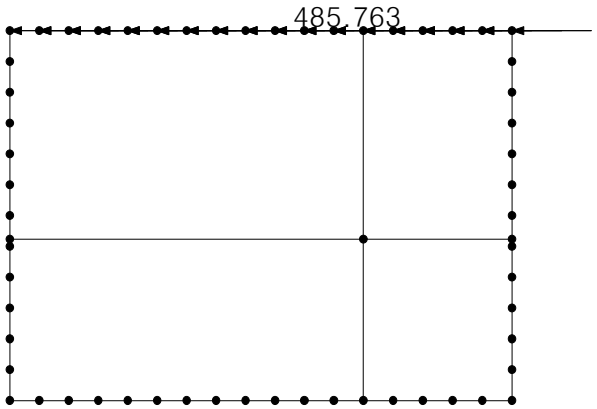


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

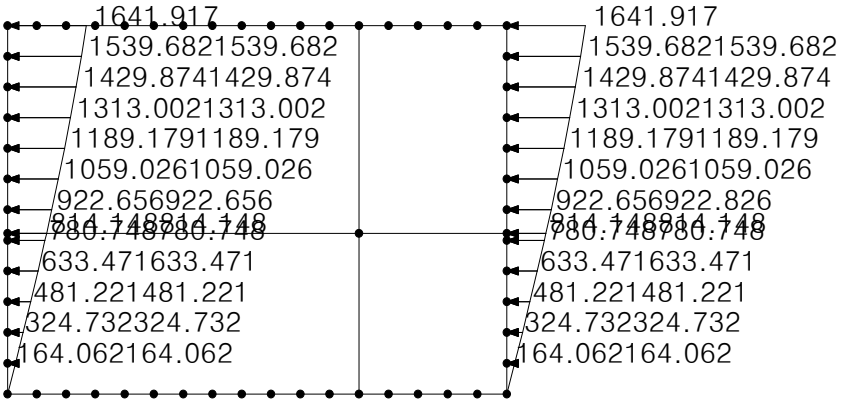


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

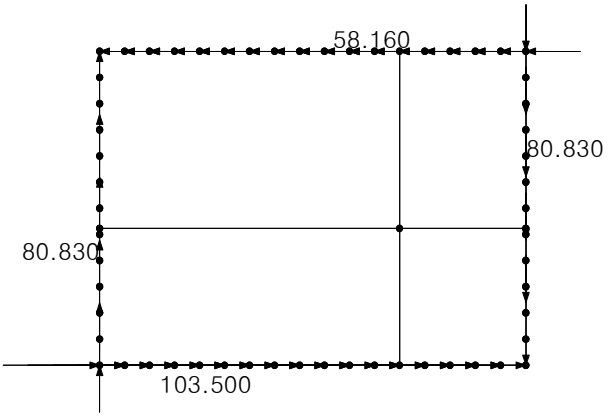
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



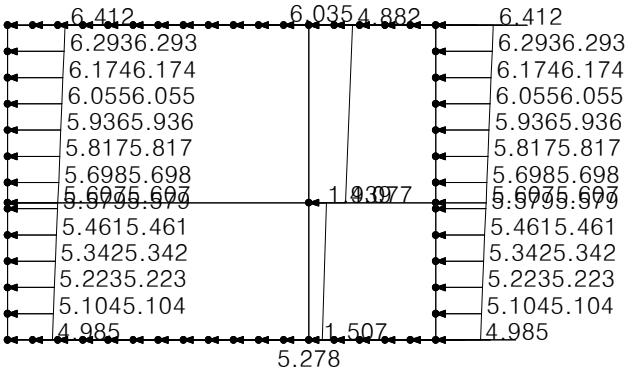
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(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) = 0.875, h = 10.600 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	1.400	●
LC7	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	1.400	●
LC8	0.900	0.900		1.600		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	●

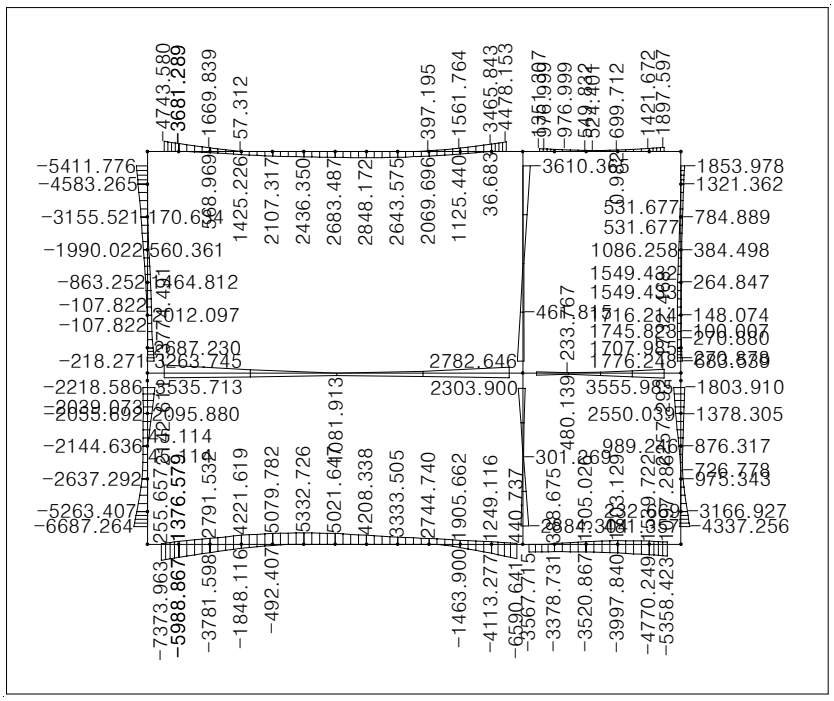
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.400	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.400	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.400	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.400	●

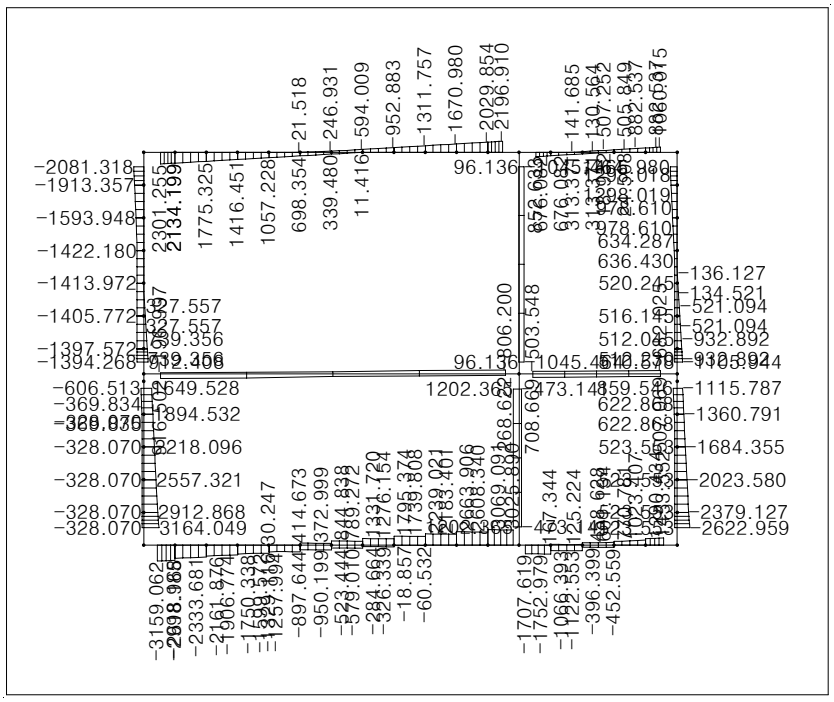
14. 단면력정리

14.1 상시

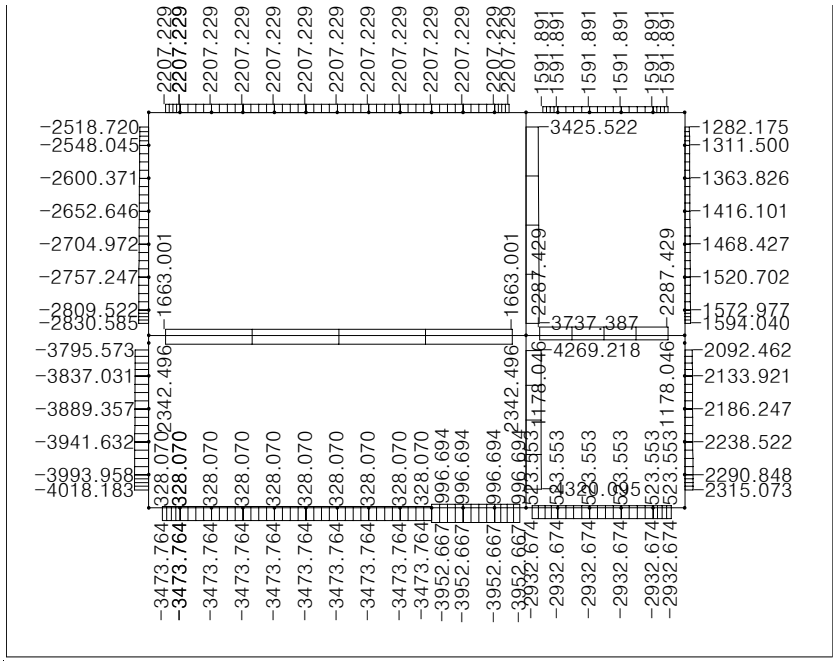
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



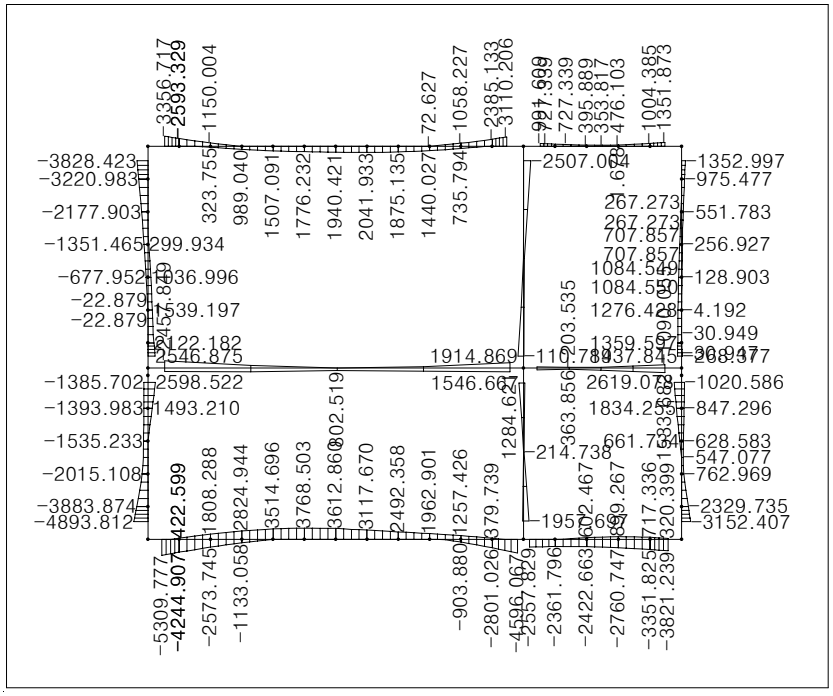
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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



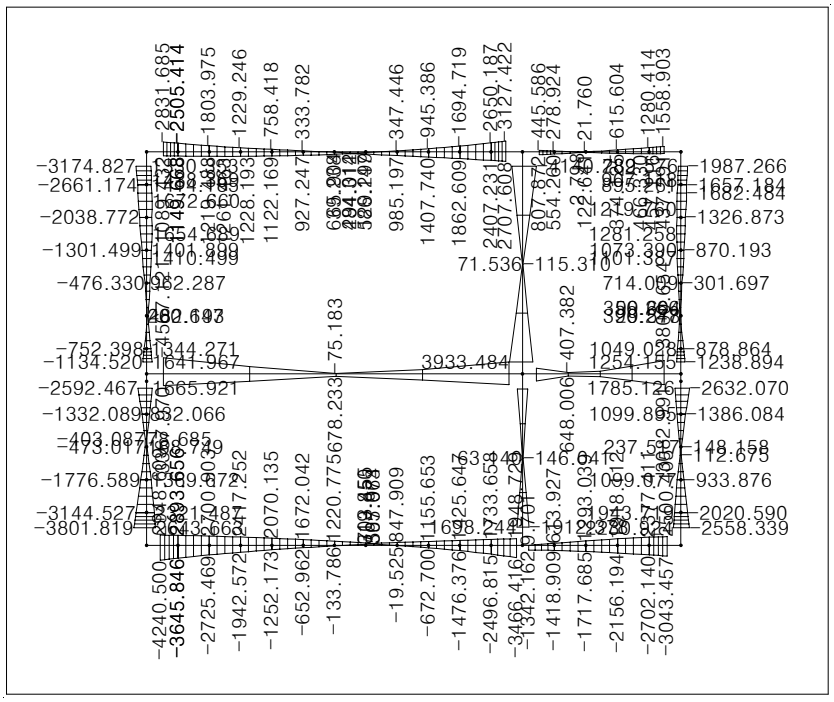
5) 단면력 정리

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 (상면)	1	4743.58	1673.44	2207.23	3356.72	1000.00	1766.67	
		좌측 (하면)	2	0.00	1673.44	2207.23	0.00	1000.00	1600.00	
		중앙부	3	2683.49	339.42	2207.23	1940.42	1000.00	1600.00	
		우측 (상면)	4	4478.15	1569.06	2207.23	3110.21	1000.00	1766.67	
		우측 (하면)	5	0.00	1569.06	2207.23	0.00	1000.00	1600.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	1351.31	676.08	1591.89	991.61	1000.00	1766.67	
		좌측 (하면)	7	0.00	676.08	1591.89	0.00	1000.00	1600.00	
		중앙부	8	0.00	326.15	1591.89	0.00	1000.00	1600.00	
		우측 (상면)	9	1897.60	784.74	1591.89	1351.87	1000.00	1766.67	
		우측 (하면)	10	0.00	784.74	1591.89	0.00	1000.00	1600.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	11	255.66	2025.88	3473.76	0.00	1000.00	1800.00	
		좌측 (하면)	12	7373.96	2025.88	3473.76	5309.78	1000.00	1966.67	
		중앙부	13	5021.65	950.19	3473.76	3612.86	1000.00	1800.00	
		우측 (상면)	14	440.74	2210.00	3952.67	0.00	1000.00	1800.00	
		우측 (하면)	15	6590.64	2210.00	3952.67	4596.07	1000.00	1800.00	
	2 경간	좌측 (상면)	16	0.00	1066.39	2932.67	0.00	1000.00	1800.00	
		좌측 (하면)	17	3567.72	1066.39	2932.67	2557.83	1000.00	1800.00	
		중앙부	18	1498.60	459.71	2932.67	745.39	1000.00	1800.00	
		우측 (상면)	19	1097.29	1290.43	2932.67	320.40	1000.00	1800.00	
		우측 (하면)	20	5358.42	1290.43	2932.67	3821.24	1000.00	1966.67	
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	21	3774.49	827.12	2342.50	2457.85	1000.00	1766.67	
		좌측 (하면)	22	2142.61	827.12	2342.50	1178.72	1000.00	1600.00	
		중앙부	23	1081.91	494.47	2342.50	802.52	1000.00	1600.00	
		우측 (상면)	24	2643.08	712.90	2342.50	1717.80	1000.00	1600.00	
		우측 (하면)	25	2127.48	712.90	2342.50	1284.62	1000.00	1600.00	
	2 경간	좌측 (상면)	26	554.68	648.67	2287.43	408.60	1000.00	1600.00	
		좌측 (하면)	27	958.87	648.67	2287.43	621.31	1000.00	1600.00	
		중앙부 (상면)	28	436.88	600.67	2287.43	229.21	1000.00	1600.00	
		중앙부 (하면)	29	1086.61	600.67	2287.43	773.63	1000.00	1600.00	
		우측 (상면)	30	1732.47	636.42	2287.43	1090.06	1000.00	1766.67	
		우측 (하면)	31	2257.29	636.42	2287.43	1533.68	1000.00	1600.00	

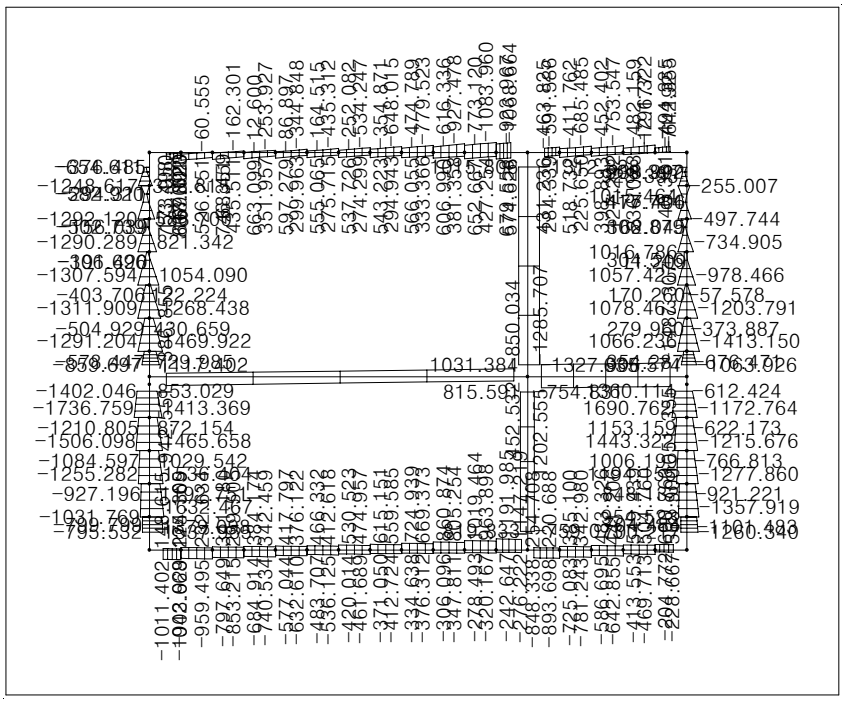
좌측 벽체	1층	상부 (외측)	32	2218.59	1928.91	3795.57	1385.70	1000.00	1866.67	
		상부 (내측)	33	3535.71	1928.91	3795.57	2598.52	1000.00	1700.00	
		중앙부 (외측)	34	2192.22	2386.48	3915.50	1637.39	1000.00	1700.00	
		중앙부 (내측)	35	0.00	2386.48	3915.50	0.00	1000.00	1700.00	
		하부 (외측)	36	6687.26	2755.16	4018.18	4893.81	1000.00	1866.67	
		하부 (내측)	37	0.00	2755.16	4018.18	0.00	1000.00	1700.00	
	2층	상부 (외측)	38	5411.78	1807.30	2518.72	3828.42	1000.00	1866.67	
		상부 (내측)	39	0.00	1807.30	2518.72	0.00	1000.00	1700.00	
		중앙부 (외측)	40	1409.86	1418.06	2678.81	1008.91	1000.00	1700.00	
		중앙부 (내측)	41	1042.20	1418.06	2678.81	692.71	1000.00	1700.00	
		하부 (외측)	42	218.27	1402.27	2830.59	0.00	1000.00	1866.67	
		하부 (내측)	43	3263.75	1402.27	2830.59	2546.88	1000.00	1700.00	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	44	1803.91	1395.30	2092.46	1020.59	1000.00	1866.67	
		상부 (내측)	45	3555.99	1395.30	2092.46	2619.08	1000.00	1700.00	
		중앙부 (외측)	46	746.72	1851.22	2212.39	547.08	1000.00	1700.00	
		중앙부 (내측)	47	258.06	1851.22	2212.39	60.35	1000.00	1700.00	
		하부 (외측)	48	4337.26	2221.57	2315.07	3152.41	1000.00	1866.67	
		하부 (내측)	49	481.36	2221.57	2315.07	0.00	1000.00	1700.00	
	2층	상부 (외측)	50	1853.98	1191.83	1282.18	1353.00	1000.00	1866.67	
		상부 (내측)	51	0.00	1191.83	1282.18	0.00	1000.00	1700.00	
		중앙부 (외측)	52	323.29	523.73	1442.26	192.92	1000.00	1700.00	
		중앙부 (내측)	53	1365.29	523.73	1442.26	925.85	1000.00	1700.00	
		하부 (외측)	54	683.54	694.23	1594.04	268.38	1000.00	1866.67	
		하부 (내측)	55	1776.25	694.23	1594.04	1437.85	1000.00	1700.00	
중간 벽체	2층	1련 상부 (좌측)	56	0.00	1045.46	3425.52	0.00	1000.00	1300.00	
		1련 상부 (우측)	57	3610.37	1045.46	3425.52	2507.00	1000.00	1300.00	
		1련 중앙부 (좌측)	58	32.83	1045.46	3581.46	31.09	1000.00	1300.00	
		1련 중앙부 (우측)	59	466.27	1045.46	3581.46	334.37	1000.00	1300.00	
		1련 하부 (좌측)	60	2782.65	1045.46	3737.39	1914.87	1000.00	1300.00	
		1련 하부 (우측)	61	608.78	1045.46	3737.39	110.79	1000.00	1300.00	

14.2 지진시(기능수행)

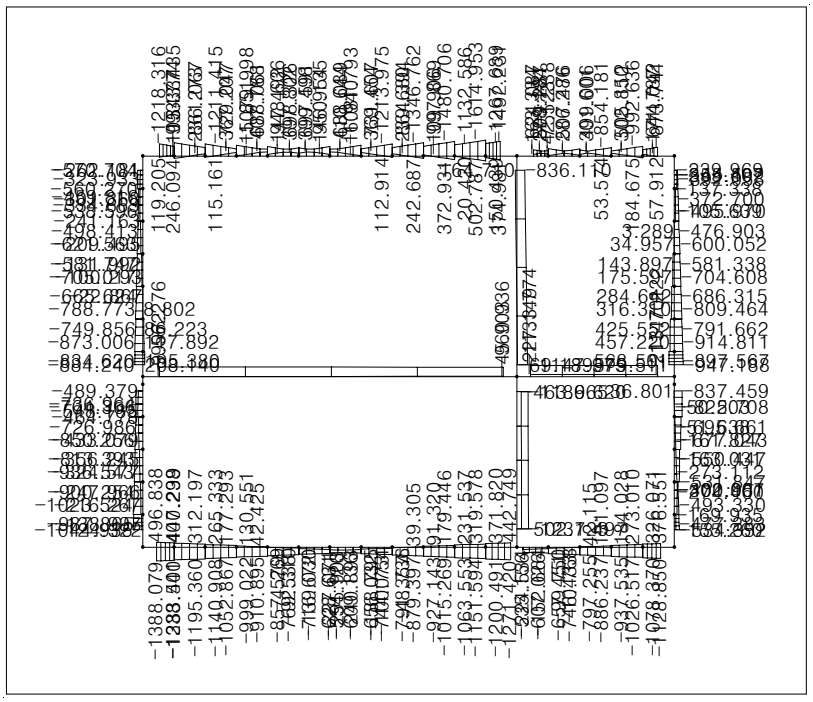
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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



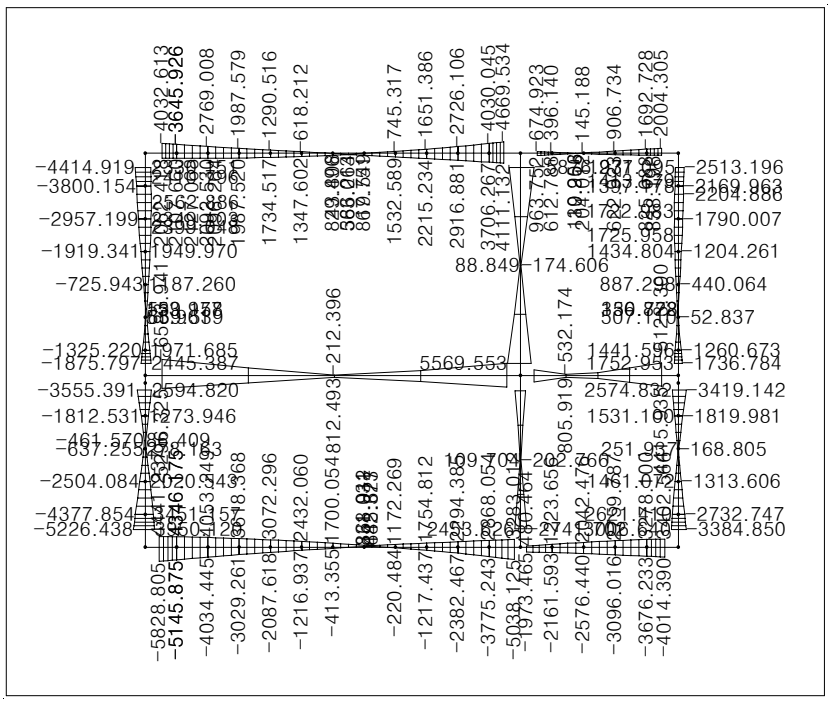
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	2831.69	658.11	1377.74	1000.00	1766.67	
		좌측 (하면)	2	1089.43	658.11	1377.74	1000.00	1600.00	
		중앙부	3	639.24	537.68	1093.38	1000.00	1600.00	
		우측 (상면)	4	3127.42	839.20	1492.23	1000.00	1766.67	
		우측 (하면)	5	2707.61	839.20	1492.23	1000.00	1600.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	445.59	591.59	624.09	1000.00	1766.67	
		좌측 (하면)	7	807.87	591.59	624.09	1000.00	1600.00	
		중앙부	8	289.22	602.51	806.86	1000.00	1600.00	
		우측 (상면)	9	1558.90	714.76	1134.99	1000.00	1766.67	
		우측 (하면)	10	437.29	714.76	1134.99	1000.00	1600.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	11	2948.61	824.21	1484.15	1000.00	1800.00	
		좌측 (하면)	12	4240.50	824.21	1484.15	1000.00	1966.67	
		중앙부	13	1220.78	536.12	910.90	1000.00	1800.00	
		우측 (상면)	14	1948.73	831.85	1310.25	1000.00	1800.00	
		우측 (하면)	15	3466.42	831.85	1310.25	1000.00	1800.00	
	2 경간	좌측 (상면)	16	9.70	725.08	632.00	1000.00	1800.00	
		좌측 (하면)	17	1342.16	725.08	632.00	1000.00	1800.00	
		중앙부	18	1591.13	613.70	1232.01	1000.00	1800.00	
		우측 (상면)	19	2500.41	600.76	1343.34	1000.00	1800.00	
		우측 (하면)	20	3043.46	600.76	1343.34	1000.00	1966.67	
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	21	4567.12	855.19	997.28	1000.00	1766.67	
		좌측 (하면)	22	3367.97	855.19	997.28	1000.00	1600.00	
		중앙부	23	678.23	665.07	997.28	1000.00	1600.00	
		우측 (상면)	24	3372.77	757.87	960.94	1000.00	1600.00	
		우측 (하면)	25	3072.64	757.87	960.94	1000.00	1600.00	
	2 경간	좌측 (상면)	26	1650.22	1345.71	1143.86	1000.00	1600.00	
		좌측 (하면)	27	2022.67	1345.71	1143.86	1000.00	1600.00	
		중앙부 (상면)	28	783.15	1393.71	1143.86	1000.00	1600.00	
		중앙부 (하면)	29	796.44	1393.71	1143.86	1000.00	1600.00	
		우측 (상면)	30	3800.65	1441.71	1147.22	1000.00	1766.67	
		우측 (하면)	31	3082.99	1441.71	1147.22	1000.00	1600.00	

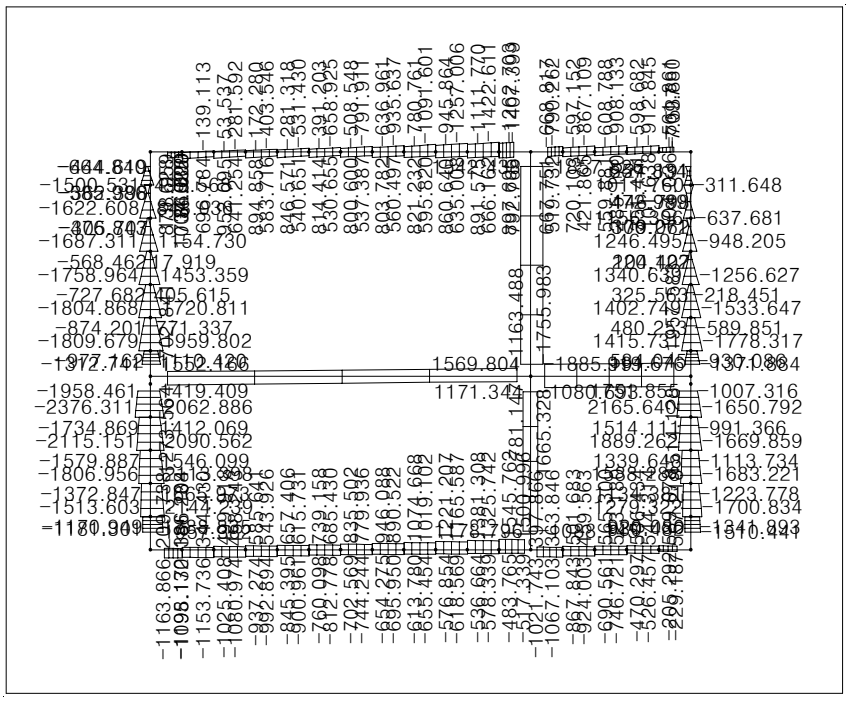
좌측 벽체	1층	상부 (외측)	32	2592.47	1248.61	744.34	1000.00	1866.67	
		상부 (내측)	33	1665.92	1248.61	744.34	1000.00	1700.00	
		중앙부 (외측)	34	1065.56	1278.45	1120.80	1000.00	1700.00	
		중앙부 (내측)	35	750.05	1278.45	1120.80	1000.00	1700.00	
		하부 (외측)	36	3801.82	1455.12	1185.65	1000.00	1866.67	
		하부 (내측)	37	2643.66	1455.12	1185.65	1000.00	1700.00	
	2층	상부 (외측)	38	3174.83	631.75	570.70	1000.00	1866.67	
		상부 (내측)	39	1330.35	631.75	570.70	1000.00	1700.00	
		중앙부 (외측)	40	1020.45	811.26	643.38	1000.00	1700.00	
		중앙부 (내측)	41	1337.43	811.26	643.38	1000.00	1700.00	
		하부 (외측)	42	1134.52	887.28	884.24	1000.00	1866.67	
		하부 (내측)	43	1641.97	887.28	884.24	1000.00	1700.00	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	44	2632.07	1190.55	837.46	1000.00	1866.67	
		상부 (내측)	45	1785.13	1190.55	837.46	1000.00	1700.00	
		중앙부 (외측)	46	357.49	1096.45	566.72	1000.00	1700.00	
		중앙부 (내측)	47	524.86	1096.45	566.72	1000.00	1700.00	
		하부 (외측)	48	2558.34	1181.08	792.06	1000.00	1866.67	
		하부 (내측)	49	2230.92	1181.08	792.06	1000.00	1700.00	
	2층	상부 (외측)	50	1987.27	564.13	413.61	1000.00	1866.67	
		상부 (내측)	51	782.58	564.13	413.61	1000.00	1700.00	
		중앙부 (외측)	52	717.48	556.55	878.94	1000.00	1700.00	
		중앙부 (내측)	53	1047.72	556.55	878.94	1000.00	1700.00	
		하부 (외측)	54	1238.89	830.93	1093.75	1000.00	1866.67	
		하부 (내측)	55	1254.16	830.93	1093.75	1000.00	1700.00	
중간 벽체	2층	1련 상부 (좌측)	56	3189.90	1317.60	836.11	1000.00	1300.00	
		1련 상부 (우측)	57	4140.29	1317.60	836.11	1000.00	1300.00	
		1련 중앙부 (좌측)	58	71.54	1320.41	1036.19	1000.00	1300.00	
		1련 중앙부 (우측)	59	115.31	1320.41	1036.19	1000.00	1300.00	
		1련 하부 (좌측)	60	3933.48	1322.95	1147.98	1000.00	1300.00	
		1련 하부 (우측)	61	3070.64	1322.95	1147.98	1000.00	1300.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

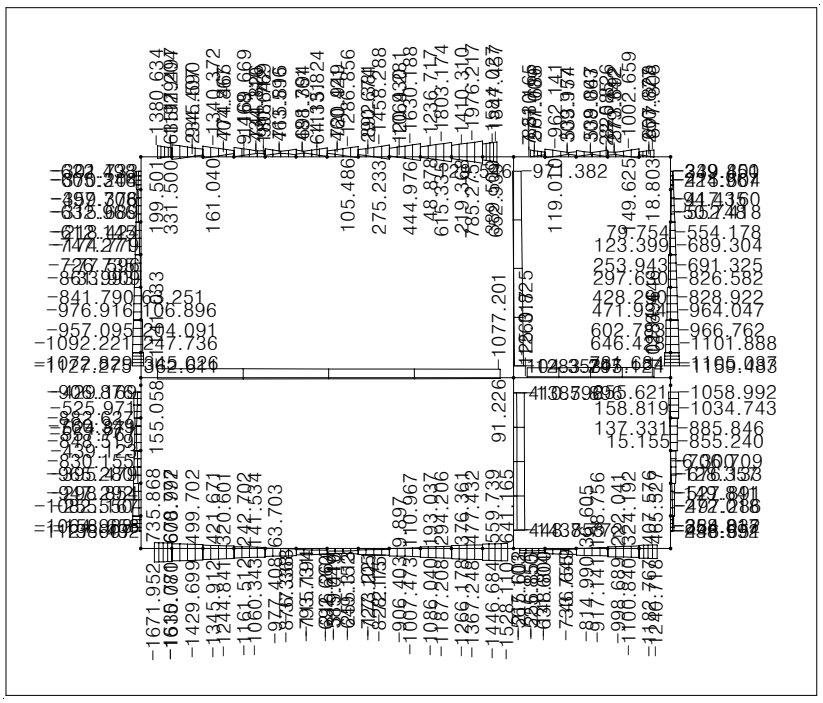
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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 (상면)	1	4032.61	863.85	1576.67	1000.00	1766.67	
		좌측 (하면)	2	2062.42	863.85	1576.67	1000.00	1600.00	
		중앙부	3	829.50	800.55	1316.81	1000.00	1600.00	
		우측 (상면)	4	4669.53	1168.73	1880.66	1000.00	1766.67	
		우측 (하면)	5	4111.13	1168.73	1880.66	1000.00	1600.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	674.92	790.26	831.17	1000.00	1766.67	
		좌측 (하면)	7	963.75	790.26	831.17	1000.00	1600.00	
		중앙부	8	454.31	757.09	785.49	1000.00	1600.00	
		우측 (상면)	9	2004.31	831.28	1189.56	1000.00	1766.67	
		우측 (하면)	10	837.94	831.28	1189.56	1000.00	1600.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	11	4441.24	1051.97	1821.62	1000.00	1800.00	
		좌측 (하면)	12	5828.81	1051.97	1821.62	1000.00	1966.67	
		중앙부	13	1700.05	812.77	1060.34	1000.00	1800.00	
		우측 (상면)	14	3283.01	1192.19	1650.77	1000.00	1800.00	
		우측 (하면)	15	5038.13	1192.19	1650.77	1000.00	1800.00	
	2 경간	좌측 (상면)	16	480.46	867.84	609.28	1000.00	1800.00	
		좌측 (하면)	17	1973.47	867.84	609.28	1000.00	1800.00	
		중앙부	18	2378.79	717.56	1384.22	1000.00	1800.00	
		우측 (상면)	19	3402.57	589.08	1539.12	1000.00	1800.00	
		우측 (하면)	20	4014.39	589.08	1539.12	1000.00	1966.67	
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	21	6583.94	1186.20	1141.03	1000.00	1766.67	
		좌측 (하면)	22	5296.33	1186.20	1141.03	1000.00	1600.00	
		중앙부	23	812.49	995.97	1141.03	1000.00	1600.00	
		우측 (상면)	24	5017.37	1071.33	1077.20	1000.00	1600.00	
		우측 (하면)	25	4800.32	1071.33	1077.20	1000.00	1600.00	
	2 경간	좌측 (상면)	26	2260.92	1815.98	1278.54	1000.00	1600.00	
		좌측 (하면)	27	2675.19	1815.98	1278.54	1000.00	1600.00	
		중앙부 (상면)	28	1118.22	1863.98	1278.54	1000.00	1600.00	
		중앙부 (하면)	29	1161.57	1863.98	1278.54	1000.00	1600.00	
		우측 (상면)	30	5123.30	1911.98	1284.45	1000.00	1766.67	
		우측 (하면)	31	4415.94	1911.98	1284.45	1000.00	1600.00	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	32	3555.39	1782.79	906.88	1000.00	1866.67	
		상부 (내측)	33	2594.82	1782.79	906.88	1000.00	1700.00	
		중앙부 (외측)	34	1503.47	1829.05	1236.75	1000.00	1700.00	
		중앙부 (내측)	35	1122.25	1829.05	1236.75	1000.00	1700.00	
		하부 (외측)	36	5226.44	1952.80	1331.93	1000.00	1866.67	
		하부 (내측)	37	3950.12	1952.80	1331.93	1000.00	1700.00	
	2층	상부 (외측)	38	4414.92	713.64	632.75	1000.00	1866.67	
		상부 (내측)	39	2330.15	713.64	632.75	1000.00	1700.00	
		중앙부 (외측)	40	1478.29	1171.34	794.36	1000.00	1700.00	
		중앙부 (내측)	41	1752.23	1171.34	794.36	1000.00	1700.00	
		하부 (외측)	42	1875.80	1294.04	1127.28	1000.00	1866.67	
		하부 (내측)	43	2445.39	1294.04	1127.28	1000.00	1700.00	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	44	3419.14	1561.65	1058.99	1000.00	1866.67	
		상부 (내측)	45	2574.83	1561.65	1058.99	1000.00	1700.00	
		중앙부 (외측)	46	534.58	1463.68	766.66	1000.00	1700.00	
		중앙부 (내측)	47	689.97	1463.68	766.66	1000.00	1700.00	
		하부 (외측)	48	3384.85	1509.58	759.40	1000.00	1866.67	
		하부 (내측)	49	3006.64	1509.58	759.40	1000.00	1700.00	
	2층	상부 (외측)	50	2513.20	603.98	406.02	1000.00	1866.67	
		상부 (내측)	51	1277.10	603.98	406.02	1000.00	1700.00	
		중앙부 (외측)	52	977.81	747.63	1126.53	1000.00	1700.00	
		중앙부 (내측)	53	1337.99	747.63	1126.53	1000.00	1700.00	
		하부 (외측)	54	1736.78	1113.04	1398.40	1000.00	1866.67	
		하부 (내측)	55	1752.95	1113.04	1398.40	1000.00	1700.00	
중간 벽체	2층	1련 상부 (좌측)	56	4826.88	1867.09	1048.81	1000.00	1300.00	
		1련 상부 (우측)	57	5876.93	1867.09	1048.81	1000.00	1300.00	
		1련 중앙부 (좌측)	58	88.85	1872.02	1282.71	1000.00	1300.00	
		1련 중앙부 (우측)	59	174.61	1872.02	1282.71	1000.00	1300.00	
		1련 하부 (좌측)	60	5569.55	1876.49	1360.68	1000.00	1300.00	
		1련 하부 (우측)	61	4691.01	1876.49	1360.68	1000.00	1300.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-4743.58	-	-4032.61	-2831.69	-4743.58	
		좌측 (하면)	2	-	-	2062.42	1089.43	2062.42	
		중앙부	3	2683.49	-	829.50	639.24	2683.49	
		우측 (상면)	4	-4478.15	-	-4669.53	-3127.42	-4669.53	
		우측 (하면)	5	-	-	4111.13	2707.61	4111.13	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-1351.31	-	-674.92	-445.59	-1351.31	
		좌측 (하면)	7	-	-	963.75	807.87	963.75	
		중앙부	8	-	-	454.31	289.22	454.31	
		우측 (상면)	9	-1897.60	-	-2004.31	-1558.90	-2004.31	
		우측 (하면)	10	-	-	837.94	437.29	837.94	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	11	255.66	-	4441.24	2948.61	4441.24	
		좌측 (하면)	12	-7373.96	-	-5828.81	-4240.50	-7373.96	
		중앙부	13	5021.65	-	1700.05	1220.78	5021.65	
		우측 (상면)	14	440.74	-	3283.01	1948.73	3283.01	
		우측 (하면)	15	-6590.64	-	-5038.13	-3466.42	-6590.64	
	2 경간	좌측 (상면)	16	-	-	480.46	9.70	480.46	
		좌측 (하면)	17	-3567.72	-	-1973.47	-1342.16	-3567.72	
		중앙부	18	1498.60	-	2378.79	1591.13	2378.79	
		우측 (상면)	19	1097.29	-	3402.57	2500.41	3402.57	
		우측 (하면)	20	-5358.42	-	-4014.39	-3043.46	-5358.42	
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	21	-3774.49	-	-6583.94	-4567.12	-6583.94	
		좌측 (하면)	22	2142.61	-	5296.33	3367.97	5296.33	
		중앙부	23	1081.91	-	812.49	678.23	1081.91	
		우측 (상면)	24	-2643.08	-	-5017.37	-3372.77	-5017.37	
		우측 (하면)	25	2127.48	-	4800.32	3072.64	4800.32	
	2 경간	좌측 (상면)	26	-554.68	-	-2260.92	-1650.22	-2260.92	
		좌측 (하면)	27	958.87	-	2675.19	2022.67	2675.19	
		중앙부 (상면)	28	-436.88	-	-1118.22	-783.15	-1118.22	
		중앙부 (하면)	29	1086.61	-	1161.57	796.44	1161.57	
		우측 (상면)	30	-1732.47	-	-5123.30	-3800.65	-5123.30	
		우측 (하면)	31	2257.29	-	4415.94	3082.99	4415.94	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	32	-2218.59	-	-3555.39	-2592.47	-3555.39	
		상부 (내측)	33	3535.71	-	2594.82	1665.92	3535.71	
		중앙부 (외측)	34	-2192.22	-	-1503.47	-1065.56	-2192.22	
		중앙부 (내측)	35	-	-	1122.25	750.05	1122.25	
		하부 (외측)	36	-6687.26	-	-5226.44	-3801.82	-6687.26	
		하부 (내측)	37	-	-	3950.12	2643.66	3950.12	
	2층	상부 (외측)	38	-5411.78	-	-4414.92	-3174.83	-5411.78	
		상부 (내측)	39	-	-	2330.15	1330.35	2330.15	
		중앙부 (외측)	40	-1409.86	-	-1478.29	-1020.45	-1478.29	
		중앙부 (내측)	41	1042.20	-	1752.23	1337.43	1752.23	
		하부 (외측)	42	-218.27	-	-1875.80	-1134.52	-1875.80	
		하부 (내측)	43	3263.75	-	2445.39	1641.97	3263.75	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	44	-1803.91	-	-3419.14	-2632.07	-3419.14	
		상부 (내측)	45	3555.99	-	2574.83	1785.13	3555.99	
		중앙부 (외측)	46	-746.72	-	-534.58	-357.49	-746.72	
		중앙부 (내측)	47	258.06	-	689.97	524.86	689.97	
		하부 (외측)	48	-4337.26	-	-3384.85	-2558.34	-4337.26	
		하부 (내측)	49	481.36	-	3006.64	2230.92	3006.64	
	2층	상부 (외측)	50	-1853.98	-	-2513.20	-1987.27	-2513.20	
		상부 (내측)	51	-	-	1277.10	782.58	1277.10	
		중앙부 (외측)	52	-323.29	-	-977.81	-717.48	-977.81	
		중앙부 (내측)	53	1365.29	-	1337.99	1047.72	1365.29	
		하부 (외측)	54	-683.54	-	-1736.78	-1238.89	-1736.78	
		하부 (내측)	55	1776.25	-	1752.95	1254.16	1776.25	
중간 벽체	2층	1련 상부 (좌측)	56	-	-	4826.88	3189.90	4826.88	
		1련 상부 (우측)	57	-3610.37	-	-5876.93	-4140.29	-5876.93	
		1련 중앙부 (좌측)	58	32.83	-	88.85	71.54	88.85	
		1련 중앙부 (우측)	59	-466.27	-	-174.61	-115.31	-466.27	
		1련 하부 (좌측)	60	2782.65	-	5569.55	3933.48	5569.55	
		1련 하부 (우측)	61	-608.78	-	-4691.01	-3070.64	-4691.01	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1673.44	-	863.85	658.11	1673.44	
		좌측 (하면)	2	1673.44	-	863.85	658.11	1673.44	
		중앙부	3	339.42	-	800.55	537.68	800.55	
		우측 (상면)	4	-1569.06	-	-1168.73	-839.20	-1569.06	
		우측 (하면)	5	-1569.06	-	-1168.73	-839.20	-1569.06	
	2 경간	좌측 (상면)	6	676.08	-	-790.26	-591.59	-790.26	
		좌측 (하면)	7	676.08	-	-790.26	-591.59	-790.26	
		중앙부	8	-326.15	-	-757.09	-602.51	-757.09	
		우측 (상면)	9	-784.74	-	-831.28	-714.76	-831.28	
		우측 (하면)	10	-784.74	-	-831.28	-714.76	-831.28	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	11	-2025.88	-	-1051.97	-824.21	-2025.88	
		좌측 (하면)	12	-2025.88	-	-1051.97	-824.21	-2025.88	
		중앙부	13	-950.19	-	-812.77	-536.12	-950.19	
		우측 (상면)	14	2210.00	-	1192.19	831.85	2210.00	
		우측 (하면)	15	2210.00	-	1192.19	831.85	2210.00	
	2 경간	좌측 (상면)	16	-1066.39	-	-867.84	-725.08	-1066.39	
		좌측 (하면)	17	-1066.39	-	-867.84	-725.08	-1066.39	
		중앙부	18	459.71	-	-717.56	-613.70	-717.56	
		우측 (상면)	19	1290.43	-	589.08	600.76	1290.43	
		우측 (하면)	20	1290.43	-	589.08	600.76	1290.43	
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	21	827.12	-	1186.20	855.19	1186.20	
		좌측 (하면)	22	827.12	-	1186.20	855.19	1186.20	
		중앙부	23	494.47	-	995.97	665.07	995.97	
		우측 (상면)	24	-712.90	-	-1071.33	-757.87	-1071.33	
		우측 (하면)	25	-712.90	-	-1071.33	-757.87	-1071.33	
	2 경간	좌측 (상면)	26	648.67	-	-1815.98	-1345.71	-1815.98	
		좌측 (하면)	27	648.67	-	-1815.98	-1345.71	-1815.98	
		중앙부 (상면)	28	600.67	-	-1863.98	-1393.71	-1863.98	
		중앙부 (하면)	29	600.67	-	-1863.98	-1393.71	-1863.98	
		우측 (상면)	30	-636.42	-	-1911.98	-1441.71	-1911.98	
		우측 (하면)	31	-636.42	-	-1911.98	-1441.71	-1911.98	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	32	1928.91	-	-1782.79	-1248.61	1928.91	
		상부 (내측)	33	1928.91	-	-1782.79	-1248.61	1928.91	
		중앙부 (외측)	34	2386.48	-	1829.05	1278.45	2386.48	
		중앙부 (내측)	35	2386.48	-	1829.05	1278.45	2386.48	
		하부 (외측)	36	2755.16	-	1952.80	1455.12	2755.16	
		하부 (내측)	37	2755.16	-	1952.80	1455.12	2755.16	
	2층	상부 (외측)	38	-1807.30	-	-713.64	-631.75	-1807.30	
		상부 (내측)	39	-1807.30	-	-713.64	-631.75	-1807.30	
		중앙부 (외측)	40	-1418.06	-	-1171.34	-811.26	-1418.06	
		중앙부 (내측)	41	-1418.06	-	-1171.34	-811.26	-1418.06	
		하부 (외측)	42	-1402.27	-	1294.04	887.28	-1402.27	
		하부 (내측)	43	-1402.27	-	1294.04	887.28	-1402.27	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	44	-1395.30	-	1561.65	1190.55	1561.65	
		상부 (내측)	45	-1395.30	-	1561.65	1190.55	1561.65	
		중앙부 (외측)	46	-1851.22	-	1463.68	1096.45	-1851.22	
		중앙부 (내측)	47	-1851.22	-	1463.68	1096.45	-1851.22	
		하부 (외측)	48	-2221.57	-	-1509.58	-1181.08	-2221.57	
		하부 (내측)	49	-2221.57	-	-1509.58	-1181.08	-2221.57	
	2층	상부 (외측)	50	1191.83	-	603.98	564.13	1191.83	
		상부 (내측)	51	1191.83	-	603.98	564.13	1191.83	
		중앙부 (외측)	52	523.73	-	747.63	556.55	747.63	
		중앙부 (내측)	53	523.73	-	747.63	556.55	747.63	
		하부 (외측)	54	-694.23	-	-1113.04	-830.93	-1113.04	
		하부 (내측)	55	-694.23	-	-1113.04	-830.93	-1113.04	
중간 벽체	2층	1련 상부 (좌측)	56	-1045.46	-	-1867.09	-1317.60	-1867.09	
		1련 상부 (우측)	57	-1045.46	-	-1867.09	-1317.60	-1867.09	
		1련 중앙부 (좌측)	58	-1045.46	-	-1872.02	-1320.41	-1872.02	
		1련 중앙부 (우측)	59	-1045.46	-	-1872.02	-1320.41	-1872.02	
		1련 하부 (좌측)	60	-1045.46	-	-1876.49	-1322.95	-1876.49	
		1련 하부 (우측)	61	-1045.46	-	-1876.49	-1322.95	-1876.49	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-2207.23	-	-1576.67	-1377.74	-2207.23	
		좌측 (하면)	2	-2207.23	-	-1576.67	-1377.74	-2207.23	
		중앙부	3	-2207.23	-	-1316.81	-1093.38	-2207.23	
		우측 (상면)	4	-2207.23	-	-1880.66	-1492.23	-2207.23	
		우측 (하면)	5	-2207.23	-	-1880.66	-1492.23	-2207.23	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-1591.89	-	-831.17	-624.09	-1591.89	
		좌측 (하면)	7	-1591.89	-	-831.17	-624.09	-1591.89	
		중앙부	8	-1591.89	-	-785.49	-806.86	-1591.89	
		우측 (상면)	9	-1591.89	-	-1189.56	-1134.99	-1591.89	
		우측 (하면)	10	-1591.89	-	-1189.56	-1134.99	-1591.89	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	11	-3473.76	-	-1821.62	-1484.15	-3476.99	
		좌측 (하면)	12	-3473.76	-	-1821.62	-1484.15	-3476.99	
		중앙부	13	-3473.76	-	-1060.34	-910.90	-3476.99	
		우측 (상면)	14	-3952.67	-	-1650.77	-1310.25	-3955.90	
		우측 (하면)	15	-3952.67	-	-1650.77	-1310.25	-3955.90	
	2 경간	좌측 (상면)	16	-2932.67	-	-609.28	-632.00	-2932.67	
		좌측 (하면)	17	-2932.67	-	-609.28	-632.00	-2932.67	
		중앙부	18	-2932.67	-	-1384.22	-1232.01	-2932.67	
		우측 (상면)	19	-2932.67	-	-1539.12	-1343.34	-2932.67	
		우측 (하면)	20	-2932.67	-	-1539.12	-1343.34	-2932.67	
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	21	2342.50	-	-1141.03	-997.28	2342.50	
		좌측 (하면)	22	2342.50	-	-1141.03	-997.28	2342.50	
		중앙부	23	2342.50	-	-1141.03	-997.28	2342.50	
		우측 (상면)	24	2342.50	-	-1077.20	-960.94	2342.50	
		우측 (하면)	25	2342.50	-	-1077.20	-960.94	2342.50	
	2 경간	좌측 (상면)	26	-2287.43	-	-1278.54	-1143.86	-2287.43	
		좌측 (하면)	27	-2287.43	-	-1278.54	-1143.86	-2287.43	
		중앙부 (상면)	28	-2287.43	-	-1278.54	-1143.86	-2287.43	
		중앙부 (하면)	29	-2287.43	-	-1278.54	-1143.86	-2287.43	
		우측 (상면)	30	-2287.43	-	-1284.45	-1147.22	-2287.43	
		우측 (하면)	31	-2287.43	-	-1284.45	-1147.22	-2287.43	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	32	-3795.57	-	-906.88	-744.34	-3861.67	
		상부 (내측)	33	-3795.57	-	-906.88	-744.34	-3861.67	
		중앙부 (외측)	34	-3915.50	-	-1236.75	-1120.80	-4046.98	
		중앙부 (내측)	35	-3915.50	-	-1236.75	-1120.80	-4046.98	
		하부 (외측)	36	-4018.18	-	-1331.93	-1185.65	-4084.28	
		하부 (내측)	37	-4018.18	-	-1331.93	-1185.65	-4084.28	
	2층	상부 (외측)	38	-2518.72	-	-632.75	-570.70	-2551.38	
		상부 (내측)	39	-2518.72	-	-632.75	-570.70	-2551.38	
		중앙부 (외측)	40	-2678.81	-	-794.36	-643.38	-2711.47	
		중앙부 (내측)	41	-2678.81	-	-794.36	-643.38	-2711.47	
		하부 (외측)	42	-2830.59	-	-1127.28	-884.24	-2863.25	
		하부 (내측)	43	-2830.59	-	-1127.28	-884.24	-2863.25	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	44	-2092.46	-	-1058.99	-837.46	-2245.21	
		상부 (내측)	45	-2092.46	-	-1058.99	-837.46	-2245.21	
		중앙부 (외측)	46	-2212.39	-	-766.66	-566.72	-2365.13	
		중앙부 (내측)	47	-2212.39	-	-766.66	-566.72	-2365.13	
		하부 (외측)	48	-2315.07	-	-759.40	-792.06	-2467.82	
		하부 (내측)	49	-2315.07	-	-759.40	-792.06	-2467.82	
	2층	상부 (외측)	50	-1282.18	-	-406.02	-413.61	-1343.84	
		상부 (내측)	51	-1282.18	-	-406.02	-413.61	-1343.84	
		중앙부 (외측)	52	-1442.26	-	-1126.53	-878.94	-1595.44	
		중앙부 (내측)	53	-1442.26	-	-1126.53	-878.94	-1595.44	
		하부 (외측)	54	-1594.04	-	-1398.40	-1093.75	-1655.71	
		하부 (내측)	55	-1594.04	-	-1398.40	-1093.75	-1655.71	
중간 벽체	2층	1련 상부 (좌측)	56	-3425.52	-	-1048.81	-836.11	-3454.08	
		1련 상부 (우측)	57	-3425.52	-	-1048.81	-836.11	-3454.08	
		1련 중앙부 (좌측)	58	-3581.46	-	-1282.71	-1036.19	-3687.98	
		1련 중앙부 (우측)	59	-3581.46	-	-1282.71	-1036.19	-3687.98	
		1련 하부 (좌측)	60	-3737.39	-	-1360.68	-1147.98	-3765.94	
		1련 하부 (우측)	61	-3737.39	-	-1360.68	-1147.98	-3765.94	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-3356.72	-	-	-	-3356.72	
		좌측 (하면)	2	-	-	-	-	-	
		중앙부	3	1940.42	-	-	-	1940.42	
		우측 (상면)	4	-3110.21	-	-	-	-3110.21	
		우측 (하면)	5	-	-	-	-	-	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-991.61	-	-	-	-991.61	
		좌측 (하면)	7	-	-	-	-	-	
		중앙부	8	-	-	-	-	-	
		우측 (상면)	9	-1351.87	-	-	-	-1351.87	
		우측 (하면)	10	-	-	-	-	-	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	11	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	12	-5309.78	-	-	-	-5309.78	
		중앙부	13	3612.86	-	-	-	3612.86	
		우측 (상면)	14	-	-	-	-	-	
		우측 (하면)	15	-4596.07	-	-	-	-4596.07	
	2 경간	좌측 (상면)	16	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	17	-2557.83	-	-	-	-2557.83	
		중앙부	18	745.39	-	-	-	745.39	
		우측 (상면)	19	320.40	-	-	-	320.40	
		우측 (하면)	20	-3821.24	-	-	-	-3821.24	
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	21	-2457.85	-	-	-	-2457.85	
		좌측 (하면)	22	1178.72	-	-	-	1178.72	
		중앙부	23	802.52	-	-	-	802.52	
		우측 (상면)	24	-1717.80	-	-	-	-1717.80	
		우측 (하면)	25	1284.62	-	-	-	1284.62	
	2 경간	좌측 (상면)	26	-408.60	-	-	-	-408.60	
		좌측 (하면)	27	621.31	-	-	-	621.31	
		중앙부 (상면)	28	-229.21	-	-	-	-229.21	
		중앙부 (하면)	29	773.63	-	-	-	773.63	
		우측 (상면)	30	-1090.06	-	-	-	-1090.06	
		우측 (하면)	31	1533.68	-	-	-	1533.68	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	32	-1385.70	-	-	-	-1385.70	
		상부 (내측)	33	2598.52	-	-	-	2598.52	
		중앙부 (외측)	34	-1637.39	-	-	-	-1637.39	
		중앙부 (내측)	35	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	36	-4893.81	-	-	-	-4893.81	
		하부 (내측)	37	-	-	-	-	-	
	2층	상부 (외측)	38	-3828.42	-	-	-	-3828.42	
		상부 (내측)	39	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	40	-1008.91	-	-	-	-1008.91	
		중앙부 (내측)	41	692.71	-	-	-	692.71	
		하부 (외측)	42	-	-	-	-	-	
		하부 (내측)	43	2546.88	-	-	-	2546.88	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	44	-1020.59	-	-	-	-1020.59	
		상부 (내측)	45	2619.08	-	-	-	2619.08	
		중앙부 (외측)	46	-547.08	-	-	-	-547.08	
		중앙부 (내측)	47	60.35	-	-	-	60.35	
		하부 (외측)	48	-3152.41	-	-	-	-3152.41	
		하부 (내측)	49	-	-	-	-	-	
	2층	상부 (외측)	50	-1353.00	-	-	-	-1353.00	
		상부 (내측)	51	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	52	-192.92	-	-	-	-192.92	
		중앙부 (내측)	53	925.85	-	-	-	925.85	
		하부 (외측)	54	-268.38	-	-	-	-268.38	
		하부 (내측)	55	1437.85	-	-	-	1437.85	
중간 벽체	2층	1련 상부 (좌측)	56	-	-	-	-	-	
		1련 상부 (우측)	57	-2507.00	-	-	-	-2507.00	
		1련 중앙부 (좌측)	58	31.09	-	-	-	31.09	
		1련 중앙부 (우측)	59	-334.37	-	-	-	-334.37	
		1련 하부 (좌측)	60	1914.87	-	-	-	1914.87	
		1련 하부 (우측)	61	-110.79	-	-	-	-110.79	

15. 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(상면)	1	1000	1617	4743.58	6506.29	9073.73	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.37
		좌측(하면)	1	1000	1487	2062.42	4548.18	4182.78	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	2.21
		중앙부	2	1000	1487	2683.49	4548.18	5485.30	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.69
		우측(상면)	3	1000	1617	4669.53	6506.29	8924.55	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.39
		우측(하면)	3	1000	1487	4111.13	4548.18	8563.18	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.11
	2경간	좌측(상면)	4	1000	1617	1351.31	6506.29	2491.88	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	4.81
		좌측(하면)	4	1000	1487	963.75	4548.18	1928.46	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	4.72
		중앙부	5	1000	1487	454.31	4548.18	903.58	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	10.01
		우측(상면)	6	1000	1667	2004.31	3480.76	3604.96	H32 - 8.0EA	6353.60	1.74
		우측(하면)	6	1000	1487	837.94	4548.18	1674.19	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	5.43
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	7	1000	1670	4441.24	5523.05	8170.16	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.24
		좌측(하면)	7	1000	1794	7373.96	7989.54	12900.77	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14062.40	1.08
		중앙부	8	1000	1670	5021.65	5523.05	9294.88	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.10
		우측(상면)	9	1000	1670	3283.01	5523.05	5967.84	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.68
		우측(하면)	9	1000	1627	6590.64	7192.67	12791.17	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14062.40	1.09
	2경간	좌측(상면)	10	1000	1670	480.46	5523.05	849.96	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	11.50
		좌측(하면)	10	1000	1627	3567.72	7192.67	6689.53	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14062.40	2.02
		중앙부	11	1000	1670	2378.79	5523.05	4285.32	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	2.32
		우측(상면)	12	1000	1670	3402.57	5523.05	6192.66	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.62
		우측(하면)	12	1000	1817	5358.42	6035.60	9069.88	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.13

중간슬래브	1경간	좌측(상면)	13	1000	1607	6583.94	7929.34	12964.24	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	15884.00	1.20
		좌측(하면)	13	1000	1470	5296.33	5872.62	11362.23	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.11
		중앙부	14	1000	1470	1081.91	5872.62	2193.21	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	5.43
		우측(상면)	15	1000	1440	5017.37	7029.25	10977.11	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	15884.00	1.40
		우측(하면)	15	1000	1470	4800.32	5872.62	10224.18	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.22
	2경간	좌측(상면)	16	1000	1440	2260.92	7029.25	4754.71	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	15884.00	3.11
		좌측(하면)	16	1000	1470	2675.19	5872.62	5534.08	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	2.20
		중앙부(상면)	17	1000	1440	1118.22	7029.25	2316.41	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	15884.00	6.29
		중앙부(하면)	17	1000	1470	1161.57	5872.62	2357.01	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	5.06
		우측(상면)	18	1000	1607	5123.30	7929.34	9911.61	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	15884.00	1.55
		우측(하면)	18	1000	1470	4415.94	5872.62	9354.13	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.33
좌측벽체	1층	상부(외측)	19	1000	1767	3555.39	3696.79	6102.79	H32 - 8.0EA	6353.60	1.04
		상부(내측)	19	1000	1587	3535.71	3982.56	6808.71	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.13
		중앙부(외측)	20	1000	1527	2192.22	6714.55	4329.71	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14062.40	3.06
		중앙부(내측)	20	1000	1587	1122.24	3982.56	2104.61	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	3.55
		하부(외측)	21	1000	1694	6687.26	7511.42	12405.45	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14062.40	1.12
		하부(내측)	21	1000	1587	3950.12	3982.56	7643.12	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.01
	2층	상부(외측)	22	1000	1717	5411.78	6938.33	9755.12	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.28
		상부(내측)	22	1000	1587	2330.15	3982.56	4427.00	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.71
		중앙부(외측)	23	1000	1600	1478.29	2717.47	2758.91	H29 - 8.0EA	5139.20	1.84
		중앙부(내측)	23	1000	1587	1752.23	3982.56	3308.19	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	2.27
		하부(외측)	24	1000	1767	1875.80	3696.79	3172.51	H32 - 8.0EA	6353.60	1.97
		하부(내측)	24	1000	1587	3263.74	3982.56	6265.56	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.22

우측벽체	1층	상부(외측)	25	1000	1733	3419.14	4366.98	5981.60	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.28
		상부(내측)	25	1000	1587	3555.99	3982.56	6849.33	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.12
		중앙부(외측)	26	1000	1567	746.72	3930.14	1412.96	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	5.26
		중앙부(내측)	26	1000	1587	689.97	3982.56	1288.10	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	5.77
		하부(외측)	27	1000	1717	4337.26	5686.14	7734.76	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.31
		하부(내측)	27	1000	1587	3006.64	3982.56	5755.28	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.32
	2층	상부(외측)	28	1000	1767	2513.20	3696.79	4274.12	H32 - 8.0EA	6353.60	1.47
		상부(내측)	28	1000	1587	1277.10	3982.56	2398.94	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	3.12
		중앙부(외측)	29	1000	1600	977.81	2717.47	1815.40	H29 - 8.0EA	5139.20	2.78
		중앙부(내측)	29	1000	1587	1365.29	3982.56	2567.00	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	2.92
		하부(외측)	30	1000	1767	1736.78	3008.69	2933.89	H29 - 8.0EA	5139.20	1.73
		하부(내측)	30	1000	1587	1776.25	3982.56	3354.40	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	2.24

(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	941.8	1673.4	2093.68	2.00	252.29	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	2	965.6	800.5	1556.12	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	3	941.8	1569.1	2093.68	2.00	216.30	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	4	941.8	790.3	2093.68	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	965.6	757.1	1556.12	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	974.3	831.3	2165.88	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	7	1084.7	2025.9	2411.34	2.00	281.79	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	8	1084.7	950.2	1748.02	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	9	1084.7	2210.0	2411.34	2.00	336.92	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	10	1084.7	1066.4	1748.02	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	11	1084.7	717.6	1748.02	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	12	1084.7	1290.4	1748.02	2.00	123.20	H16	300	397.20	O.K
중간슬래브	1경간	좌측	13	935.3	1186.2	1507.28	2.00	174.23	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	14	954.8	996.0	1538.68	2.00	28.01	H16	300	397.20	O.K
		우측	15	935.3	1071.3	1507.28	2.00	94.46	H16	300	397.20	O.K
	2경간	좌측	16	935.3	1816.0	2079.24	2.00	305.79	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	17	935.3	1864.0	2079.24	2.00	322.46	H16	150	397.20	O.K
		우측	18	935.3	1912.0	2079.24	2.00	339.12	H16	150	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	19	1039.2	1928.9	3516.67	2.00	278.02	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	20	991.8	2386.5	3356.02	2.00	456.71	H22	150	774.20	O.K
		하부	21	991.8	2755.2	3356.02	2.00	577.44	H22	150	774.20	O.K
	2층	상부	22	1006.8	1807.3	2238.07	2.00	258.24	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	23	1039.2	1418.1	1674.75	2.00	236.77	H16	300	397.20	O.K
		하부	24	1039.2	1402.3	2310.27	2.00	113.45	H16	150	397.20	O.K
우측벽체	1층	상부	25	1017.6	1561.7	3443.41	2.00	173.64	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	26	1017.6	1851.2	2230.49	2.00	532.11	H22	300	774.20	O.K
		하부	27	1006.8	2221.6	3406.77	2.00	391.88	H22	150	774.20	O.K
	2층	상부	28	1039.2	1191.8	2310.27	2.00	47.69	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	29	1039.2	747.6	1674.75	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		하부	30	1039.2	1113.0	2310.27	2.00	23.07	H16	150	397.20	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1766.67	1616.67	100.00	4743.58	1673.44

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1666.67 - 260.560) / 260.560 = 0.01619

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 9073.733 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.400]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00786

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1616.67 - a/2) = 6506.286 kN.m

≥ Mu (= 4743.580 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.372]

* 전단에 대한 검토 (d = 1450.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1450.00 = 941.803 kN

< Vu (= 1673.444 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1673.444-941.803) x 150.00 / (400x1450.00xΦ) x 1000 = 252.290 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1450.00 / 150.00 x 1000 = 1535.840 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1450.00 / 1000 = 5022.947 kN ≥ 1535.840 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1255.737 + 1535.840) = 2093.683 kN ≥ 1673.444 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1486.67	80.00	2062.42	1673.44

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 195.420) / 195.420 = 0.02033

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4182.782 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 2.278]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00641

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (1486.67 - a/2) = 4548.178 kN.m

≥ Mu (= 2062.418 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.205]

* 전단에 대한 검토 (d = 1486.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1486.67 = 965.618 kN

< Vu (= 1673.444 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1673.444-965.618) x 150.00 / (400x1486.67xΦ) x 1000 = 238.058 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1486.67 / 150.00 x 1000 = 1574.677 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1486.67 / 1000 = 5149.964 kN ≥ 1574.677 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1287.491 + 1574.677) = 2146.626 kN ≥ 1673.444 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1486.67	80.00	2683.49	800.55

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 195.420) / 195.420 = 0.02033

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5485.304 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 1.737]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00641

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (1486.67 - a/2) = 4548.178 kN.m

≥ Mu (= 2683.487 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.695]

* 전단에 대한 검토 (d = 1486.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1486.67 = 965.618 kN

≥ Vu (= 800.548 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1766.67	1616.67	100.00	4669.53	1569.06

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1666.67 - 260.560) / 260.560 = 0.01619

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8924.548 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.424]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00786

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1616.67 - a/2) = 6506.286 kN.m

≥ Mu (= 4669.534 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.393]

* 전단에 대한 검토 (d = 1450.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1450.00 = 941.803 kN

< Vu (= 1569.060 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1569.060-941.803) x 150.00 / (400x1450.00xΦ) x 1000 = 216.296 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1450.00 / 150.00 x 1000 = 1535.840 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1450.00 / 1000 = 5022.947 kN ≥ 1535.840 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1255.737 + 1535.840) = 2093.683 kN ≥ 1569.060 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1486.67	80.00	4111.13	1569.06

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 195.420) / 195.420 = 0.02033

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8563.176 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 1.113]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00641

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (1486.67 - a/2) = 4548.178 kN.m

≥ Mu (= 4111.132 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.106]

* 전단에 대한 검토 (d = 1486.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1486.67 = 965.618 kN

< Vu (= 1569.060 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1569.060-965.618) x 150.00 / (400x1486.67xΦ) x 1000 = 202.951 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1486.67 / 150.00 x 1000 = 1574.677 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1486.67 / 1000 = 5149.964 kN ≥ 1574.677 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1287.491 + 1574.677) = 2146.626 kN ≥ 1569.060 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1766.67	1616.67	100.00	1351.31	790.26

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1666.67 - 260.560) / 260.560 = 0.01619

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2491.884 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 5.099]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00786

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1616.67 - a/2) = 6506.286 kN.m

≥ Mu (= 1351.307 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.815]

* 전단에 대한 검토 (d = 1450.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1450.00 = 941.803 kN

≥ Vu (= 790.262 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1486.67	80.00	963.75	790.26

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 195.420) / 195.420 = 0.02033

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1928.457 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 4.942]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00641

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (1486.67 - a/2) = 4548.178 kN.m

≥ Mu (= 963.752 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.719]

* 전단에 대한 검토 (d = 1486.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1486.67 = 965.618 kN

≥ Vu (= 790.262 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1486.67	80.00	454.31	757.09

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 195.420) / 195.420 = 0.02033

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 903.577 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 10.547]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00641

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (1486.67 - a/2) = 4548.178 kN.m

≥ Mu (= 454.309 kN.m) ∴ O.K [안전률 10.011]

* 전단에 대한 검토 (d = 1486.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1486.67 = 965.618 kN

≥ Vu (= 757.093 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1766.67	1666.67	100.00	2004.31	831.28

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1666.67 - 130.280) / 130.280 = 0.03538

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3604.960 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.762]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00381

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1666.67 - a/2) = 3480.764 kN.m

≥ Mu (= 2004.305 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.737]

* 전단에 대한 검토 (d = 1500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1500.00 = 974.279 kN

≥ Vu (= 831.284 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1486.67	80.00	837.94	831.28

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 195.420) / 195.420 = 0.02033

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1674.192 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 5.693]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00641

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (1486.67 - a/2) = 4548.178 kN.m

≥ Mu (= 837.943 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.428]

* 전단에 대한 검토 (d = 1486.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1486.67 = 965.618 kN

≥ Vu (= 831.284 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1670.00	80.00	4441.24	2025.88

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1720.00 - 210.758) / 210.758 = 0.02148

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8170.165 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 1.258]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00615

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1670.00 - a/2) = 5523.052 kN.m

≥ Mu (= 4441.237 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.244]

* 전단에 대한 검토 (d = 1670.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1670.00 = 1084.697 kN

< Vu (= 2025.876 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2025.876-1084.697) x 150.00 / (400x1670.00xΦ) x 1000 = 281.790 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1670.00 / 150.00 x 1000 = 1768.864 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1670.00 / 1000 = 5785.050 kN ≥ 1768.864 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1446.262 + 1768.864) = 2411.345 kN ≥ 2025.876 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1966.67	1793.58	100.00	7373.96	2025.88

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 14062.400 x 400.00 = 5624960.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 245.096 mm, c = 245.096 / β1 = 245.096 / 0.85 = 288.349 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1866.67 - 288.349) / 288.349 = 0.01642

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 12900.766\ mm^2$$

* 사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 173.1 mm), [사용률 = 1.090]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00784

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 245.096 mm

ΦMn = 0.85 x 14062.400 x 400 x (1793.58 - a/2) = 7989.542 kN.m

≥ Mu (= 7373.963 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.083]

* 전단에 대한 검토 (d = 1626.91 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1626.91 = 1056.708 kN

< Vu (= 2025.876 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2025.876-1056.708) x 150.00 / (400x1626.91xΦ) x 1000 = 297.856 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1626.91 / 150.00 x 1000 = 1723.222 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1626.91 / 1000 = 5635.777 kN ≥ 1723.222 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1408.944 + 1723.222) = 2349.124 kN ≥ 2025.876 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1670.00	80.00	5021.65	950.19

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1720.00 - 210.758) / 210.758 = 0.02148

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 9294.877 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 1.106]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00615

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1670.00 - a/2) = 5523.052 kN.m

≥ Mu (= 5021.647 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.100]

* 전단에 대한 검토 (d = 1670.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1670.00 = 1084.697 kN

≥ Vu (= 950.190 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1670.00	80.00	3283.01	2210.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1720.00 - 210.758) / 210.758 = 0.02148

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5967.838 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 1.722]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00615

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1670.00 - a/2) = 5523.052 kN.m

≥ Mu (= 3283.012 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.682]

* 전단에 대한 검토 (d = 1670.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1670.00 = 1084.697 kN

< Vu (= 2210.000 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2210.000-1084.697) x 150.00 / (400x1670.00xΦ) x 1000 = 336.917 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1670.00 / 150.00 x 1000 = 1768.864 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1670.00 / 1000 = 5785.050 kN ≥ 1768.864 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1446.262 + 1768.864) = 2411.345 kN ≥ 2210.000 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1626.91	100.00	6590.64	2210.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 14062.400 x 400.00 = 5624960.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 245.096 mm, c = 245.096 / β1 = 245.096 / 0.85 = 288.349 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1700.00 - 288.349) / 288.349 = 0.01469

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 12791.173\ mm^2$$

* 사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 173.1 mm), [사용률 = 1.099]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00864

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 245.096 mm

ΦMn = 0.85 x 14062.400 x 400 x (1626.91 - a/2) = 7192.672 kN.m

≥ Mu (= 6590.641 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.091]

* 전단에 대한 검토 (d = 1626.91 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1626.91 = 1056.708 kN

< Vu (= 2210.000 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2210.000-1056.708) x 150.00 / (400x1626.91xΦ) x 1000 = 354.443 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1626.91 / 150.00 x 1000 = 1723.222 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1626.91 / 1000 = 5635.777 kN ≥ 1723.222 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1408.944 + 1723.222) = 2349.124 kN ≥ 2210.000 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1670.00	80.00	480.46	1066.39

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1720.00 - 210.758) / 210.758 = 0.02148

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 849.956 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 12.093]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00615

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1670.00 - a/2) = 5523.052 kN.m

≥ Mu (= 480.464 kN.m) ∴ O.K [안전률 11.495]

* 전단에 대한 검토 (d = 1670.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1670.00 = 1084.697 kN

≥ Vu (= 1066.393 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1626.91	100.00	3567.72	1066.39

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 14062.400 x 400.00 = 5624960.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 245.096 mm, c = 245.096 / β1 = 245.096 / 0.85 = 288.349 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1700.00 - 288.349) / 288.349 = 0.01469

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6689.531 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 173.1 mm), [사용률 = 2.102]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00864

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 245.096 mm

ΦMn = 0.85 x 14062.400 x 400 x (1626.91 - a/2) = 7192.672 kN.m

≥ Mu (= 3567.715 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.016]

* 전단에 대한 검토 (d = 1626.91 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1626.91 = 1056.708 kN

< Vu (= 1066.393 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1066.393-1056.708) x 300.00 / (400x1626.91xΦ) x 1000 = 5.953 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1626.91 / 300.00 x 1000 = 861.611 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1626.91 / 1000 = 5635.777 kN ≥ 861.611 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1408.944 + 861.611) = 1702.916 kN ≥ 1066.393 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1670.00	80.00	2378.79	717.56

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1720.00 - 210.758) / 210.758 = 0.02148

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4285.320 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 2.399]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00615

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1670.00 - a/2) = 5523.052 kN.m

≥ Mu (= 2378.793 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.322]

* 전단에 대한 검토 (d = 1670.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1670.00 = 1084.697 kN

≥ Vu (= 717.561 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1670.00	80.00	3402.57	1290.43

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1720.00 - 210.758) / 210.758 = 0.02148

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6192.661 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 1.660]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00615

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1670.00 - a/2) = 5523.052 kN.m

≥ Mu (= 3402.566 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.623]

* 전단에 대한 검토 (d = 1670.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1670.00 = 1084.697 kN

< Vu (= 1290.434 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1290.434-1084.697) x 300.00 / (400x1670.00xΦ) x 1000 = 123.196 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1670.00 / 300.00 x 1000 = 884.432 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1670.00 / 1000 = 5785.050 kN ≥ 884.432 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1446.262 + 884.432) = 1748.021 kN ≥ 1290.434 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1966.67	1816.67	100.00	5358.42	1290.43

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1866.67 - 210.758) / 210.758 = 0.02357

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 9069.883 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.133]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00566

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1816.67 - a/2) = 6035.601 kN.m

≥ Mu (= 5358.423 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.126]

* 전단에 대한 검토 (d = 1650.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1650.00 = 1071.706 kN

< Vu (= 1290.434 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1290.434-1071.706) x 300.00 / (400x1650.00xΦ) x 1000 = 132.562 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1650.00 / 300.00 x 1000 = 873.840 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1650.00 / 1000 = 5715.768 kN ≥ 873.840 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1428.942 + 873.840) = 1727.086 kN ≥ 1290.434 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1766.67	1606.67	80.00	6583.94	1186.20

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 15884.000 x 400.00 = 6353600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 276.845 mm, c = 276.845 / β1 = 276.845 / 0.85 = 325.700 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1686.67 - 325.700) / 325.700 = 0.01254

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 12964.237 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 160.0 mm), [사용률 = 1.225]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00989

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 276.845 mm

ΦMn = 0.85 x 15884.000 x 400 x (1606.67 - a/2) = 7929.340 kN.m

≥ Mu (= 6583.941 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.204]

* 전단에 대한 검토 (d = 1440.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1440.00 = 935.307 kN

< Vu (= 1186.202 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1186.202-935.307) x 300.00 / (400x1440.00xΦ) x 1000 = 174.233 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1440.00 / 300.00 x 1000 = 762.624 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1440.00 / 1000 = 4988.306 kN ≥ 762.624 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1247.077 + 762.624) = 1507.275 kN ≥ 1186.202 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1470.00	80.00	5296.33	1186.20

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 260.560) / 260.560 = 0.01450

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 11362.234 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 1.118]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00864

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1470.00 - a/2) = 5872.620 kN.m

≥ Mu (= 5296.325 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.109]

* 전단에 대한 검토 (d = 1470.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1470.00 = 954.793 kN

< Vu (= 1186.202 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1186.202-954.793) x 300.00 / (400x1470.00xΦ) x 1000 = 157.421 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1470.00 / 300.00 x 1000 = 778.512 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1470.00 / 1000 = 5092.229 kN ≥ 778.512 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1273.057 + 778.512) = 1538.677 kN ≥ 1186.202 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1470.00	80.00	1081.91	995.97

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 260.560) / 260.560 = 0.01450

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2193.208 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 5.794]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00864

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1470.00 - a/2) = 5872.620 kN.m

≥ Mu (= 1081.913 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.428]

* 전단에 대한 검토 (d = 1470.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1470.00 = 954.793 kN

< Vu (= 995.972 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (995.972-954.793) x 300.00 / (400x1470.00xΦ) x 1000 = 28.013 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1470.00 / 300.00 x 1000 = 778.512 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1470.00 / 1000 = 5092.229 kN ≥ 778.512 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1273.057 + 778.512) = 1538.677 kN ≥ 995.972 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1440.00	80.00	5017.37	1071.33

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 15884.000 x 400.00 = 6353600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 276.845 mm, c = 276.845 / β1 = 276.845 / 0.85 = 325.700 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 325.700) / 325.700 = 0.01100

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 10977.115\ mm^2$$

* 사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 160.0 mm), [사용률 = 1.447]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01103

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 276.845 mm

ΦMn = 0.85 x 15884.000 x 400 x (1440.00 - a/2) = 7029.247 kN.m

≥ Mu (= 5017.367 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.401]

* 전단에 대한 검토 (d = 1440.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1440.00 = 935.307 kN

< Vu (= 1071.327 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1071.327-935.307) x 300.00 / (400x1440.00xΦ) x 1000 = 94.458 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1440.00 / 300.00 x 1000 = 762.624 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1440.00 / 1000 = 4988.306 kN ≥ 762.624 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1247.077 + 762.624) = 1507.275 kN ≥ 1071.327 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1470.00	80.00	4800.32	1071.33

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 260.560) / 260.560 = 0.01450

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 10224.182 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 1.243]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00864

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1470.00 - a/2) = 5872.620 kN.m

≥ Mu (= 4800.316 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.223]

* 전단에 대한 검토 (d = 1470.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1470.00 = 954.793 kN

< Vu (= 1071.327 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1071.327-954.793) x 300.00 / (400x1470.00xΦ) x 1000 = 79.275 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1470.00 / 300.00 x 1000 = 778.512 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1470.00 / 1000 = 5092.229 kN ≥ 778.512 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1273.057 + 778.512) = 1538.677 kN ≥ 1071.327 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1440.00	80.00	2260.92	1815.98

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 15884.000 x 400.00 = 6353600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 276.845 mm, c = 276.845 / β1 = 276.845 / 0.85 = 325.700 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 325.700) / 325.700 = 0.01100

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4754.713 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 160.0 mm), [사용률 = 3.341]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01103

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 276.845 mm

ΦMn = 0.85 x 15884.000 x 400 x (1440.00 - a/2) = 7029.247 kN.m

≥ Mu (= 2260.923 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.109]

* 전단에 대한 검토 (d = 1440.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1440.00 = 935.307 kN

< Vu (= 1815.984 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1815.984-935.307) x 150.00 / (400x1440.00xΦ) x 1000 = 305.790 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1440.00 / 150.00 x 1000 = 1525.248 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1440.00 / 1000 = 4988.306 kN ≥ 1525.248 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1247.077 + 1525.248) = 2079.243 kN ≥ 1815.984 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1470.00	80.00	2675.19	1815.98

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 260.560) / 260.560 = 0.01450

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5534.077 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 2.296]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00864

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1470.00 - a/2) = 5872.620 kN.m

≥ Mu (= 2675.188 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.195]

* 전단에 대한 검토 (d = 1470.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1470.00 = 954.793 kN

< Vu (= 1815.984 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1815.984-954.793) x 150.00 / (400x1470.00xΦ) x 1000 = 292.922 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1470.00 / 150.00 x 1000 = 1557.024 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1470.00 / 1000 = 5092.229 kN ≥ 1557.024 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1273.057 + 1557.024) = 2122.561 kN ≥ 1815.984 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1440.00	80.00	1118.22	1863.98

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 15884.000 x 400.00 = 6353600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 276.845 mm, c = 276.845 / β1 = 276.845 / 0.85 = 325.700 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 325.700) / 325.700 = 0.01100

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2316.410 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 160.0 mm), [사용률 = 6.857]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01103

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 276.845 mm

ΦMn = 0.85 x 15884.000 x 400 x (1440.00 - a/2) = 7029.247 kN.m

≥ Mu (= 1118.216 kN.m) ∴ O.K [안전률 6.286]

* 전단에 대한 검토 (d = 1440.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1440.00 = 935.307 kN

< Vu (= 1863.984 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1863.984-935.307) x 150.00 / (400x1440.00xΦ) x 1000 = 322.457 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1440.00 / 150.00 x 1000 = 1525.248 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1440.00 / 1000 = 4988.306 kN ≥ 1525.248 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1247.077 + 1525.248) = 2079.243 kN ≥ 1863.984 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1470.00	80.00	1161.57	1863.98

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 260.560) / 260.560 = 0.01450

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2357.012 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 5.391]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00864

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1470.00 - a/2) = 5872.620 kN.m

≥ Mu (= 1161.574 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.056]

* 전단에 대한 검토 (d = 1470.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1470.00 = 954.793 kN

< Vu (= 1863.984 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1863.984-954.793) x 150.00 / (400x1470.00xΦ) x 1000 = 309.249 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1470.00 / 150.00 x 1000 = 1557.024 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1470.00 / 1000 = 5092.229 kN ≥ 1557.024 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1273.057 + 1557.024) = 2122.561 kN ≥ 1863.984 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1766.67	1606.67	80.00	5123.30	1911.98

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 15884.000 x 400.00 = 6353600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 276.845 mm, c = 276.845 / β1 = 276.845 / 0.85 = 325.700 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1686.67 - 325.700) / 325.700 = 0.01254

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 9911.609 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 160.0 mm), [사용률 = 1.603]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00989

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 276.845 mm

ΦMn = 0.85 x 15884.000 x 400 x (1606.67 - a/2) = 7929.340 kN.m

≥ Mu (= 5123.300 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.548]

* 전단에 대한 검토 (d = 1440.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1440.00 = 935.307 kN

< Vu (= 1911.982 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1911.982-935.307) x 150.00 / (400x1440.00xΦ) x 1000 = 339.123 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1440.00 / 150.00 x 1000 = 1525.248 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1440.00 / 1000 = 4988.306 kN ≥ 1525.248 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1247.077 + 1525.248) = 2079.243 kN ≥ 1911.982 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1470.00	80.00	4415.94	1911.98

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 260.560) / 260.560 = 0.01450

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 9354.129 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 1.358]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00864

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1470.00 - a/2) = 5872.620 kN.m

≥ Mu (= 4415.935 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.330]

* 전단에 대한 검토 (d = 1470.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1470.00 = 954.793 kN

< Vu (= 1911.982 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1911.982-954.793) x 150.00 / (400x1470.00xΦ) x 1000 = 325.575 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1470.00 / 150.00 x 1000 = 1557.024 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1470.00 / 1000 = 5092.229 kN ≥ 1557.024 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1273.057 + 1557.024) = 2122.561 kN ≥ 1911.982 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(상부)_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1866.67	1766.67	100.00	3555.39	1928.91

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1766.67 - 130.280) / 130.280 = 0.03768

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6102.792 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.041]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00360

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1766.67 - a/2) = 3696.786 kN.m

≥ Mu (= 3555.391 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.040]

* 전단에 대한 검토 (d = 1600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1600.00 = 1039.230 kN

< Vu (= 1928.908 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1928.908-1039.230) x 150.00 / (400x1600.00xΦ) x 1000 = 278.024 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1600.00 / 150.00 x 1000 = 3303.253 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1600.00 / 1000 = 5542.563 kN ≥ 3303.253 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1385.641 + 3303.253) = 3516.670 kN ≥ 1928.908 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(상부)_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1586.67	80.00	3535.71	1928.91

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7708.800 x 400.00 = 3083520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 134.358 mm, c = 134.358 / β1 = 134.358 / 0.85 = 158.068 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1620.00 - 158.068) / 158.068 = 0.02775

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6808.709 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 1.132]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00486

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 134.358 mm

ΦMn = 0.85 x 7708.800 x 400 x (1586.67 - a/2) = 3982.565 kN.m

≥ Mu (= 3535.713 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.126]

* 전단에 대한 검토 (d = 1586.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1586.67 = 1030.570 kN

< Vu (= 1928.908 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1928.908-1030.570) x 150.00 / (400x1586.67xΦ) x 1000 = 283.090 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1586.67 / 150.00 x 1000 = 3275.726 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1586.67 / 1000 = 5496.375 kN ≥ 3275.726 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1374.094 + 3275.726) = 3487.365 kN ≥ 1928.908 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(중앙부)_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1526.91	100.00	2192.22	2386.48

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 14062.400 x 400.00 = 5624960.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 245.096 mm, c = 245.096 / β1 = 245.096 / 0.85 = 288.349 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1600.00 - 288.349) / 288.349 = 0.01365

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4329.709 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 173.1 mm), [사용률 = 3.248]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00921

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 245.096 mm

ΦMn = 0.85 x 14062.400 x 400 x (1526.91 - a/2) = 6714.551 kN.m

≥ Mu (= 2192.219 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.063]

* 전단에 대한 검토 (d = 1526.91 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1526.91 = 991.756 kN

< Vu (= 2386.475 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2386.475-991.756) x 150.00 / (400x1526.91xΦ) x 1000 = 456.713 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1526.91 / 150.00 x 1000 = 3152.354 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1526.91 / 1000 = 5289.367 kN ≥ 3152.354 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1322.342 + 3152.354) = 3356.022 kN ≥ 2386.475 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(중앙부)_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1586.67	80.00	1122.25	2386.48

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7708.800 x 400.00 = 3083520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 134.358 mm, c = 134.358 / β1 = 134.358 / 0.85 = 158.068 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1620.00 - 158.068) / 158.068 = 0.02775

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2104.614 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 3.663]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00486

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 134.358 mm

ΦMn = 0.85 x 7708.800 x 400 x (1586.67 - a/2) = 3982.565 kN.m

≥ Mu (= 1122.245 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.549]

* 전단에 대한 검토 (d = 1586.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1586.67 = 1030.570 kN

< Vu (= 2386.475 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2386.475-1030.570) x 150.00 / (400x1586.67xΦ) x 1000 = 427.281 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1586.67 / 150.00 x 1000 = 3275.726 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1586.67 / 1000 = 5496.375 kN ≥ 3275.726 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1374.094 + 3275.726) = 3487.365 kN ≥ 2386.475 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(하부)_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1866.67	1693.58	100.00	6687.26	2755.16

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 14062.400 x 400.00 = 5624960.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 245.096 mm, c = 245.096 / β1 = 245.096 / 0.85 = 288.349 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1766.67 - 288.349) / 288.349 = 0.01538

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 12405.446\ mm^2$$

* 사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 173.1 mm), [사용률 = 1.134]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00830

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 245.096 mm

ΦMn = 0.85 x 14062.400 x 400 x (1693.58 - a/2) = 7511.420 kN.m

≥ Mu (= 6687.264 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.123]

* 전단에 대한 검토 (d = 1526.91 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1526.91 = 991.756 kN

< Vu (= 2755.164 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2755.164-991.756) x 150.00 / (400x1526.91xΦ) x 1000 = 577.444 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1526.91 / 150.00 x 1000 = 3152.354 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1526.91 / 1000 = 5289.367 kN ≥ 3152.354 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1322.342 + 3152.354) = 3356.022 kN ≥ 2755.164 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(하부)_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1586.67	80.00	3950.12	2755.16

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7708.800 x 400.00 = 3083520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 134.358 mm, c = 134.358 / β1 = 134.358 / 0.85 = 158.068 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1620.00 - 158.068) / 158.068 = 0.02775

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7643.120 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 1.009]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00486

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 134.358 mm

ΦMn = 0.85 x 7708.800 x 400 x (1586.67 - a/2) = 3982.565 kN.m

≥ Mu (= 3950.120 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.008]

* 전단에 대한 검토 (d = 1586.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1586.67 = 1030.570 kN

< Vu (= 2755.164 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2755.164-1030.570) x 150.00 / (400x1586.67xΦ) x 1000 = 543.464 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1586.67 / 150.00 x 1000 = 3275.726 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1586.67 / 1000 = 5496.375 kN ≥ 3275.726 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1374.094 + 3275.726) = 3487.365 kN ≥ 2755.164 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(상부)_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1866.67	1716.67	100.00	5411.78	1807.30

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1766.67 - 260.560) / 260.560 = 0.01734

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 9755.120 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.303]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00740

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1716.67 - a/2) = 6938.331 kN.m

≥ Mu (= 5411.776 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.282]

* 전단에 대한 검토 (d = 1550.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1550.00 = 1006.755 kN

< Vu (= 1807.299 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1807.299-1006.755) x 150.00 / (400x1550.00xΦ) x 1000 = 258.240 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1550.00 / 150.00 x 1000 = 1641.760 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1550.00 / 1000 = 5369.358 kN ≥ 1641.760 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1342.339 + 1641.760) = 2238.075 kN ≥ 1807.299 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(상부)_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1586.67	80.00	2330.15	1807.30

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7708.800 x 400.00 = 3083520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 134.358 mm, c = 134.358 / β1 = 134.358 / 0.85 = 158.068 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1620.00 - 158.068) / 158.068 = 0.02775

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4427.002 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 1.741]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00486

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 134.358 mm

ΦMn = 0.85 x 7708.800 x 400 x (1586.67 - a/2) = 3982.565 kN.m

≥ Mu (= 2330.151 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.709]

* 전단에 대한 검토 (d = 1586.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1586.67 = 1030.570 kN

< Vu (= 1807.299 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1807.299-1030.570) x 150.00 / (400x1586.67xΦ) x 1000 = 244.767 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1586.67 / 150.00 x 1000 = 1680.597 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1586.67 / 1000 = 5496.375 kN ≥ 1680.597 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1374.094 + 1680.597) = 2291.018 kN ≥ 1807.299 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(중앙부)_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1600.00	100.00	1478.29	1418.06

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1600.00 - 105.379) / 105.379 = 0.04255

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2758.906 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.863]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00321

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1600.00 - a/2) = 2717.469 kN.m

≥ Mu (= 1478.292 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.838]

* 전단에 대한 검토 (d = 1600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1600.00 = 1039.230 kN

< Vu (= 1418.058 kN), 전단보강 필요.

Av_req = (1418.058-1039.230) x 300.00 / (400x1600.00xΦ) x 1000 = 236.767 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1600.00 / 300.00 x 1000 = 847.360 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1600.00 / 1000 = 5542.563 kN ≥ 847.360 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1385.641 + 847.360) = 1674.750 kN ≥ 1418.058 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(중앙부)_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1586.67	80.00	1752.23	1418.06

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7708.800 x 400.00 = 3083520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 134.358 mm, c = 134.358 / β1 = 134.358 / 0.85 = 158.068 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1620.00 - 158.068) / 158.068 = 0.02775

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3308.192 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 2.330]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00486

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 134.358 mm

ΦMn = 0.85 x 7708.800 x 400 x (1586.67 - a/2) = 3982.565 kN.m

≥ Mu (= 1752.232 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.273]

* 전단에 대한 검토 (d = 1586.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1586.67 = 1030.570 kN

< Vu (= 1418.058 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1418.058-1030.570) x 300.00 / (400x1586.67xΦ) x 1000 = 244.215 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1586.67 / 300.00 x 1000 = 840.299 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1586.67 / 1000 = 5496.375 kN ≥ 840.299 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1374.094 + 840.299) = 1660.794 kN ≥ 1418.058 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(하부)_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1866.67	1766.67	100.00	1875.80	1402.27

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1766.67 - 130.280) / 130.280 = 0.03768

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3172.506 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.003]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00360

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1766.67 - a/2) = 3696.786 kN.m

≥ Mu (= 1875.797 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.971]

* 전단에 대한 검토 (d = 1600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1600.00 = 1039.230 kN

< Vu (= 1402.269 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1402.269-1039.230) x 150.00 / (400x1600.00xΦ) x 1000 = 113.450 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1600.00 / 150.00 x 1000 = 1694.720 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1600.00 / 1000 = 5542.563 kN ≥ 1694.720 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1385.641 + 1694.720) = 2310.270 kN ≥ 1402.269 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(하부)_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1586.67	80.00	3263.75	1402.27

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7708.800 x 400.00 = 3083520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 134.358 mm, c = 134.358 / β1 = 134.358 / 0.85 = 158.068 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1620.00 - 158.068) / 158.068 = 0.02775

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6265.564 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 1.230]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00486

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 134.358 mm

ΦMn = 0.85 x 7708.800 x 400 x (1586.67 - a/2) = 3982.565 kN.m

≥ Mu (= 3263.745 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.220]

* 전단에 대한 검토 (d = 1586.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1586.67 = 1030.570 kN

< Vu (= 1402.269 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1402.269-1030.570) x 150.00 / (400x1586.67xΦ) x 1000 = 117.132 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1586.67 / 150.00 x 1000 = 1680.597 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1586.67 / 1000 = 5496.375 kN ≥ 1680.597 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1374.094 + 1680.597) = 2291.018 kN ≥ 1402.269 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(상부)_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1866.67	1733.33	100.00	3419.14	1561.65

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7708.800 x 400.00 = 3083520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 134.358 mm, c = 134.358 / β1 = 134.358 / 0.85 = 158.068 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1766.67 - 158.068) / 158.068 = 0.03053

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5981.599 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.289]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00445

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 134.358 mm

ΦMn = 0.85 x 7708.800 x 400 x (1733.33 - a/2) = 4366.977 kN.m

≥ Mu (= 3419.142 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.277]

* 전단에 대한 검토 (d = 1566.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1566.67 = 1017.580 kN

< Vu (= 1561.650 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1561.650-1017.580) x 150.00 / (400x1566.67xΦ) x 1000 = 173.639 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1566.67 / 150.00 x 1000 = 3234.436 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1566.67 / 1000 = 5427.093 kN ≥ 3234.436 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1356.773 + 3234.436) = 3443.407 kN ≥ 1561.650 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(상부)_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1586.67	80.00	3555.99	1561.65

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7708.800 x 400.00 = 3083520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 134.358 mm, c = 134.358 / β1 = 134.358 / 0.85 = 158.068 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1620.00 - 158.068) / 158.068 = 0.02775

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6849.334 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 1.125]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00486

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 134.358 mm

ΦMn = 0.85 x 7708.800 x 400 x (1586.67 - a/2) = 3982.565 kN.m

≥ Mu (= 3555.985 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.120]

* 전단에 대한 검토 (d = 1586.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1586.67 = 1030.570 kN

< Vu (= 1561.650 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1561.650-1030.570) x 150.00 / (400x1586.67xΦ) x 1000 = 167.357 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1586.67 / 150.00 x 1000 = 3275.726 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1586.67 / 1000 = 5496.375 kN ≥ 3275.726 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1374.094 + 3275.726) = 3487.365 kN ≥ 1561.650 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(중앙부)_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1566.67	100.00	746.72	1851.22

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7708.800 x 400.00 = 3083520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 134.358 mm, c = 134.358 / β1 = 134.358 / 0.85 = 158.068 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1600.00 - 158.068) / 158.068 = 0.02737

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1412.957 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 5.456]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00492

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 134.358 mm

ΦMn = 0.85 x 7708.800 x 400 x (1566.67 - a/2) = 3930.145 kN.m

≥ Mu (= 746.720 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.263]

* 전단에 대한 검토 (d = 1566.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1566.67 = 1017.580 kN

< Vu (= 1851.217 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1851.217-1017.580) x 300.00 / (400x1566.67xΦ) x 1000 = 532.109 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1566.67 / 300.00 x 1000 = 1617.218 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1566.67 / 1000 = 5427.093 kN ≥ 1617.218 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1356.773 + 1617.218) = 2230.493 kN ≥ 1851.217 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(중앙부)_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1586.67	80.00	689.97	1851.22

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7708.800 x 400.00 = 3083520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 134.358 mm, c = 134.358 / β1 = 134.358 / 0.85 = 158.068 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1620.00 - 158.068) / 158.068 = 0.02775

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1288.098 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 5.985]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00486

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 134.358 mm

ΦMn = 0.85 x 7708.800 x 400 x (1586.67 - a/2) = 3982.565 kN.m

≥ Mu (= 689.970 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.772]

* 전단에 대한 검토 (d = 1586.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1586.67 = 1030.570 kN

< Vu (= 1851.217 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1851.217-1030.570) x 300.00 / (400x1586.67xΦ) x 1000 = 517.215 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1586.67 / 300.00 x 1000 = 1637.863 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1586.67 / 1000 = 5496.375 kN ≥ 1637.863 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1374.094 + 1637.863) = 2258.968 kN ≥ 1851.217 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(하부)_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1866.67	1716.67	100.00	4337.26	2221.57

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1766.67 - 210.758) / 210.758 = 0.02215

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7734.757 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.329]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00599

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1716.67 - a/2) = 5686.136 kN.m

≥ Mu (= 4337.256 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.311]

* 전단에 대한 검토 (d = 1550.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1550.00 = 1006.755 kN

< Vu (= 2221.568 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2221.568-1006.755) x 150.00 / (400x1550.00xΦ) x 1000 = 391.875 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1550.00 / 150.00 x 1000 = 3200.027 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1550.00 / 1000 = 5369.358 kN ≥ 3200.027 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1342.339 + 3200.027) = 3406.775 kN ≥ 2221.568 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(하부)_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1586.67	80.00	3006.64	2221.57

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7708.800 x 400.00 = 3083520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 134.358 mm, c = 134.358 / β1 = 134.358 / 0.85 = 158.068 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1620.00 - 158.068) / 158.068 = 0.02775

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5755.282 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 1.339]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00486

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 134.358 mm

ΦMn = 0.85 x 7708.800 x 400 x (1586.67 - a/2) = 3982.565 kN.m

≥ Mu (= 3006.640 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.325]

* 전단에 대한 검토 (d = 1586.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1586.67 = 1030.570 kN

< Vu (= 2221.568 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2221.568-1030.570) x 150.00 / (400x1586.67xΦ) x 1000 = 375.314 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1586.67 / 150.00 x 1000 = 3275.726 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1586.67 / 1000 = 5496.375 kN ≥ 3275.726 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1374.094 + 3275.726) = 3487.365 kN ≥ 2221.568 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(상부)_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1866.67	1766.67	100.00	2513.20	1191.83

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1766.67 - 130.280) / 130.280 = 0.03768

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4274.124 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.487]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00360

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1766.67 - a/2) = 3696.786 kN.m

≥ Mu (= 2513.196 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.471]

* 전단에 대한 검토 (d = 1600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1600.00 = 1039.230 kN

< Vu (= 1191.832 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1191.832-1039.230) x 150.00 / (400x1600.00xΦ) x 1000 = 47.688 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1600.00 / 150.00 x 1000 = 1694.720 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1600.00 / 1000 = 5542.563 kN ≥ 1694.720 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1385.641 + 1694.720) = 2310.270 kN ≥ 1191.832 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(상부)_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1586.67	80.00	1277.10	1191.83

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7708.800 x 400.00 = 3083520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 134.358 mm, c = 134.358 / β1 = 134.358 / 0.85 = 158.068 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1620.00 - 158.068) / 158.068 = 0.02775

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2398.937 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 3.213]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00486

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 134.358 mm

ΦMn = 0.85 x 7708.800 x 400 x (1586.67 - a/2) = 3982.565 kN.m

≥ Mu (= 1277.095 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.118]

* 전단에 대한 검토 (d = 1586.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1586.67 = 1030.570 kN

< Vu (= 1191.832 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1191.832-1030.570) x 150.00 / (400x1586.67xΦ) x 1000 = 50.818 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1586.67 / 150.00 x 1000 = 1680.597 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1586.67 / 1000 = 5496.375 kN ≥ 1680.597 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1374.094 + 1680.597) = 2291.018 kN ≥ 1191.832 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(중앙부)_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1600.00	100.00	977.81	747.63

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1600.00 - 105.379) / 105.379 = 0.04255

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1815.399 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.831]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00321

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1600.00 - a/2) = 2717.469 kN.m

≥ Mu (= 977.812 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.779]

* 전단에 대한 검토 (d = 1600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1600.00 = 1039.230 kN

≥ Vu (= 747.626 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 2층(중앙부)_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1586.67	80.00	1365.29	747.63

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7708.800 x 400.00 = 3083520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 134.358 mm, c = 134.358 / β1 = 134.358 / 0.85 = 158.068 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1620.00 - 158.068) / 158.068 = 0.02775

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2566.999 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 3.003]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00486

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 134.358 mm

ΦMn = 0.85 x 7708.800 x 400 x (1586.67 - a/2) = 3982.565 kN.m

≥ Mu (= 1365.286 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.917]

* 전단에 대한 검토 (d = 1586.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1586.67 = 1030.570 kN

≥ Vu (= 747.626 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 2층(하부)_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1866.67	1766.67	100.00	1736.78	1113.04

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1766.67 - 105.379) / 105.379 = 0.04729

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2933.887 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.752]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00291

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1766.67 - a/2) = 3008.690 kN.m

≥ Mu (= 1736.784 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.732]

* 전단에 대한 검토 (d = 1600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1600.00 = 1039.230 kN

< Vu (= 1113.043 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1113.043-1039.230) x 150.00 / (400x1600.00xΦ) x 1000 = 23.066 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1600.00 / 150.00 x 1000 = 1694.720 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1600.00 / 1000 = 5542.563 kN ≥ 1694.720 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1385.641 + 1694.720) = 2310.270 kN ≥ 1113.043 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(하부)_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1586.67	80.00	1776.25	1113.04

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7708.800 x 400.00 = 3083520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 134.358 mm, c = 134.358 / β1 = 134.358 / 0.85 = 158.068 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1620.00 - 158.068) / 158.068 = 0.02775

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3354.401 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm) , [사용률 = 2.298]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00486

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 134.358 mm

ΦMn = 0.85 x 7708.800 x 400 x (1586.67 - a/2) = 3982.565 kN.m

≥ Mu (= 1776.248 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.242]

* 전단에 대한 검토 (d = 1586.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1586.67 = 1030.570 kN

< Vu (= 1113.043 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1113.043-1030.570) x 150.00 / (400x1586.67xΦ) x 1000 = 25.989 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1586.67 / 150.00 x 1000 = 1680.597 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1586.67 / 1000 = 5496.375 kN ≥ 1680.597 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1374.094 + 1680.597) = 2291.018 kN ≥ 1113.043 kN ∴ O.K

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

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

= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

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

= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)

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

= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 1경간(우측)_상면

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

= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

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

= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 2경간(좌측)_상면

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

= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

7) 상부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

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

= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

8) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)

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

= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

9) 상부슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

10) 상부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

11) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

13) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

14) 하부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

15) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

16) 하부슬래브 : 2경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

17) 하부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

18) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

19) 하부슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

20) 하부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

21) 중간슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

22) 중간슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

23) 중간슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

24) 중간슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

25) 중간슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

26) 중간슬래브 : 2경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

27) 중간슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

28) 중간슬래브 : 2경간(중앙부)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

29) 중간슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

30) 중간슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

31) 중간슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

32) 좌측벽체 : 1층(상부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

33) 좌측벽체 : 1층(상부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

34) 좌측벽체 : 1층(중앙부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

35) 좌측벽체 : 1층(중앙부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

36) 좌측벽체 : 1층(하부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

37) 좌측벽체 : 1층(하부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

38) 좌측벽체 : 2층(상부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

39) 좌측벽체 : 2층(상부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

40) 좌측벽체 : 2층(중앙부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

41) 좌측벽체 : 2층(중앙부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

42) 좌측벽체 : 2층(하부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

43) 좌측벽체 : 2층(하부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

44) 우측벽체 : 1층(상부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

45) 우측벽체 : 1층(상부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

46) 우측벽체 : 1층(중앙부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

47) 우측벽체 : 1층(중앙부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

48) 우측벽체 : 1층(하부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

49) 우측벽체 : 1층(하부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

50) 우측벽체 : 2층(상부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

51) 우측벽체 : 2층(상부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

52) 우측벽체 : 2층(중앙부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

53) 우측벽체 : 2층(중앙부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

54) 우측벽체 : 2층(하부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

55) 우측벽체 : 2층(하부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

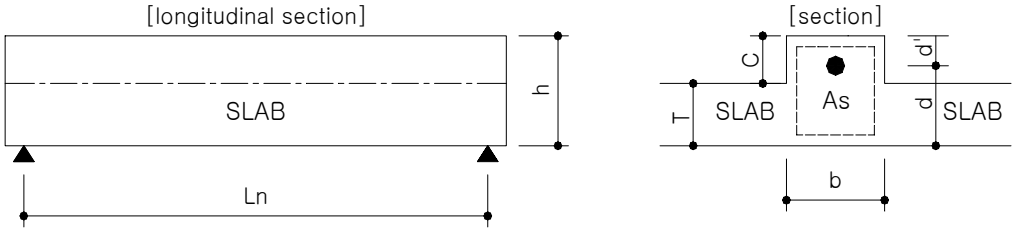
17. 거더,기둥검토,내측벽체 검토

17.1 거더 검토

(1) 거더 : JOINT 13

- 하부거더의 단면력 산정

1) Input Data



- 거더의 지간 : L = 3175.0 mm
- 거더의 순 지간 : Ln = 1600.0 mm
- 단면 폭 : b = 1500.0 mm
- 단면 높이 : h = 1800.0 mm
- 유효높이 : d = 1670.0 mm
- 슬래브 두께 : T = 1800.0 mm
- 헌치 두께 : C = 0.0 mm

- Ln / d = 0.96 < 4 ∴ 따라서 Deep Beam으로 계산

2) 하중계산

- W = 4733.509 kN/m

3) 단면력 산정

① 극한 모멘트 (지점부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 10 = 4733.51 \times 1.60^2 / 10 = 1211.778$ kN.m

② 극한 모멘트 (중앙부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 14 = 4733.51 \times 1.60^2 / 14 = 865.556$ kN.m

③ 극한 전단력 (위험단면)

- $Vu = W \times Ln \times 1.15 / 2 = 4733.51 \times 1.60 \times 1.15 / 2 = 4354.828$ kN.m

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 0.15Ln

0.15 × Ln = 240.00 mm

- Vu' = Vu - 0.15Ln × W

= 4354.828 - 0.240 × 4733.509 = 3218.786 kN

4) 단면검토 : 하부거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1500.00	1800.00	1670.00	130.00	1211.78	3218.79

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7600.500 x 400.00 = 3040200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1500.000 = 34425.000 x a

T = C 이므로, a = 88.314 mm, c = 88.314 / β1 = 88.314 / 0.85 = 103.899 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1670.00 - 103.899) / 103.899 = 0.04522

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2150.249 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7600.5 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 3.535]

1단 : H25 - 15.0 EA (= 7600.5 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00303

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 88.314 mm

ΦMn = 0.85 x 7600.500 x 400 x (1670.00 - a/2) = 4201.455 kN.m

≥ Mu (= 1211.778 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.467]

5) 깊은보에 대한 전단검토 : 하부거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
1500.00	1600.00	1670.00	3218.79	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.75 x 5 x √27 / 6 x 1500.00 x 1670.00

= 8135.226 kN ≥ Vu(= 3218.786 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1500.00 x 1670.00 = 1627.045 kN

< Vu (= 3218.786 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H16 - 4.0 EA (=794.400 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=750.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 4.0 EA (=1146.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=337.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 4703.708 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.75 x (4703.708 + 2169.394)

= 5154.826 kN ≥ Vu(= 3218.786 kN) ∴ O.K

6) 단면검토 : 하부거더 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1500.00	1800.00	1690.00	110.00	865.56	0.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7600.500 x 400.00 = 3040200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1500.000 = 34425.000 x a

T = C 이므로, a = 88.314 mm, c = 88.314 / β1 = 88.314 / 0.85 = 103.899 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1690.00 - 103.899) / 103.899 = 0.04580

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1514.245 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7600.5 mm² (철근도심 : 110.0 mm), [사용률 = 5.019]

1단 : H25 - 15.0 EA (= 7600.5 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00300

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 88.314 mm

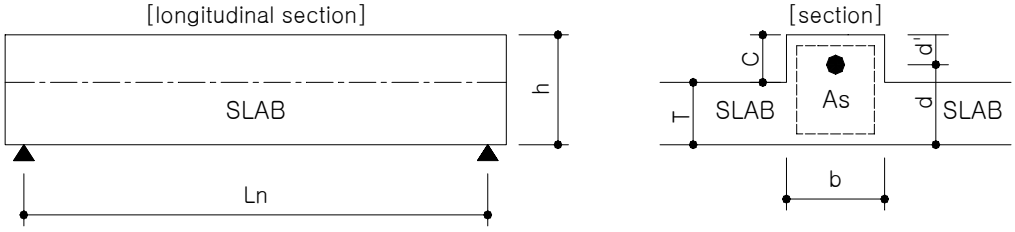
ΦMn = 0.85 x 7600.500 x 400 x (1690.00 - a/2) = 4253.138 kN.m

≥ Mu (= 865.556 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.914]

(2) 거더 : JOINT 61

- 중간거더의 단면력 산정

1) Input Data



- 거더의 지간 : L = 3175.0 mm
- 거더의 순 지간 : Ln = 1600.0 mm
- 단면 폭 : b = 1500.0 mm
- 단면 높이 : h = 1600.0 mm
- 유효높이 : d = 1490.0 mm
- 슬래브 두께 : T = 1800.0 mm
- 헌치 두께 : C = 0.0 mm

- Ln / d = 1.07 < 4 ∴ 따라서 Deep Beam으로 계산

2) 하중계산

- W = 2919.471 kN/m

3) 단면력 산정

① 극한 모멘트 (지점부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 10 = 2919.47 \times 1.60^2 / 10 = 747.385$ kN.m

② 극한 모멘트 (중앙부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 14 = 2919.47 \times 1.60^2 / 14 = 533.846$ kN.m

③ 극한 전단력 (위험단면)

- $Vu = W \times Ln \times 1.15 / 2 = 2919.47 \times 1.60 \times 1.15 / 2 = 2685.913$ kN.m

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 0.15Ln

$0.15 \times Ln = 240.00$ mm

- $Vu' = Vu - 0.15Ln \times W$
  $= 2685.913 - 0.240 \times 2919.471 = 1985.240$ kN

4) 단면검토 : 중간거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1500.00	1600.00	1490.00	110.00	747.39	1985.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2979.000 x 400.00 = 1191600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1500.000 = 34425.000 x a

T = C 이므로, a = 34.614 mm, c = 34.614 / β1 = 34.614 / 0.85 = 40.723 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1490.00 - 40.723) / 40.723 = 0.10677

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1483.881 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2979.0 mm² (철근도심 : 110.0 mm), [사용률 = 2.008]

1단 : H16 - 15.0 EA (= 2979.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00133

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 34.614 mm

ΦMn = 0.85 x 2979.000 x 400 x (1490.00 - a/2) = 1491.632 kN.m

≥ Mu (= 747.385 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.996]

5) 깊은보에 대한 전단검토 : 중간거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
1500.00	1600.00	1490.00	1985.24	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.75 x 5 x √27 / 6 x 1500.00 x 1490.00

= 7258.375 kN ≥ Vu(= 1985.240 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1500.00 x 1490.00 = 1451.675 kN

< Vu (= 1985.240 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H16 - 4.0 EA (=794.400 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=750.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H13 - 4.0 EA (=506.800 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=337.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 2074.799 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.75 x (2074.799 + 1935.567)

= 3007.774 kN ≥ Vu(= 1985.240 kN) ∴ O.K

6) 단면검토 : 중간거더 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1500.00	1600.00	1490.00	110.00	533.85	0.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2979.000 x 400.00 = 1191600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1500.000 = 34425.000 x a

T = C 이므로, a = 34.614 mm, c = 34.614 / β1 = 34.614 / 0.85 = 40.723 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1490.00 - 40.723) / 40.723 = 0.10677

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1058.148 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2979.0 mm² (철근도심 : 110.0 mm), [사용률 = 2.815]

1단 : H16 - 15.0 EA (= 2979.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00133

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 34.614 mm

ΦMn = 0.85 x 2979.000 x 400 x (1490.00 - a/2) = 1491.632 kN.m

≥ Mu (= 533.846 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.794]

17.2 기둥 검토

(단위 : kN,m)

부재	폭	두께	높이	CTC	축력	모멘트	축력×CTC	모멘트×CTC	해석모델	조합
P1(1층)	1.30	1.30	3.67	3.175	4320.10	746.41	13716.30	2369.84	상시(ULT)	28
					3530.05	2884.30	11207.90	9157.67	상시(ULT)	6
W1(2층)	1.00	1.70	4.84	-	3737.39	3492.49	3737.39	3492.49	상시	3
					915.83	5876.93	915.83	5876.93	지진(붕괴)	1

* 벽체와 기둥의 판별 (W1)

0.4Agfck = 0.4 × 1000 × 1700 × 27
= 18360000 N = 18360.00 kN ≥ 3737.39 kN

∴ 벽체로 검토한다

(1) 1층 기둥 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,300	1,300	80	1,180	13716.302	2369.836	172.8

* 철근비 검토

Ag = 1690000.00 mm² , Ast = 51103.20 mm² , Puse = 0.03024

- 1단 : H29 - 48EA (As=30835.200 mm²), d1 = 80.000 mm

- 2단 : H25 - 40EA (As=20268.000 mm²), d2 = 180.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0302) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 707.98 mm, ab = k1 x cb = 601.79 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 601.786 x 1300.000 = 17954.294 kN

∑Csi = 7930.210 kN, ∑Tsi = 7130.700 kN

Pb = 17954.294 + 7930.210 - 7130.700 = 18753.804 kN

Mb = Cc x 650.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13310.150 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 709.731 mm, e = Mu/Pu = 172.775 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1228.66 mm, a = k1 x c = 1044.36 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1044.360 x 1300.000 = 31158.474 kN

∑Csi = 11297.909 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 31158.474 + 11297.909 - 0.000 = 42456.383 kN

Mn = Cc x 650.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7335.176 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=172.770)| = 0.0055 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 1228.659 mm, a = k1 x c = 1044.360 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-1228.66) / 1228.66 = -0.00002

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 46443.169 kN ≥ Pn = 42456.383 kN

ΦPn = 0.65 x 42456.383 = 27596.649 kN ≥ Pu = 13716.302 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.173 = 4768.015 kN.m ≥ Mu = 2369.836 kN.m ∴ O.K

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,300	1,300	80	1,180	11207.902	9157.665	817.1

* 철근비 검토

Ag = 1690000.00 mm² , Ast = 51103.20 mm² , Puse = 0.03024

- 1단 : H29 - 48EA (As=30835.200 mm²), d1 = 80.000 mm

- 2단 : H25 - 40EA (As=20268.000 mm²), d2 = 180.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0302) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 707.98 mm, ab = k1 x cb = 601.79 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 601.786 x 1300.000 = 17954.294 kN

∑Csi = 7930.210 kN, ∑Tsi = 7130.700 kN

Pb = 17954.294 + 7930.210 - 7130.700 = 18753.804 kN

Mb = Cc x 650.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13310.150 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 709.731 mm, e = Mu/Pu = 817.072 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 662.63 mm, a = k1 x c = 563.23 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 563.233 x 1300.000 = 16804.070 kN

∑Csi = 7622.994 kN, ∑Tsi = 7946.531 kN

Pn = 16804.070 + 7622.994 - 7946.531 = 16480.533 kN

Mn = Cc x 650.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13465.623 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=817.062)| = 0.0098 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 662.628 mm, a = k1 x c = 563.233 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-662.63) / 662.63 = 0.00252

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.68 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0025-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.685

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 46443.169 kN ≥ Pn = 16480.533 kN

ΦPn = 0.68 x 16480.533 = 11287.478 kN ≥ Pu = 11207.902 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.817 = 9222.684 kN.m ≥ Mu = 9157.665 kN.m ∴ O.K

3) 전단 검토

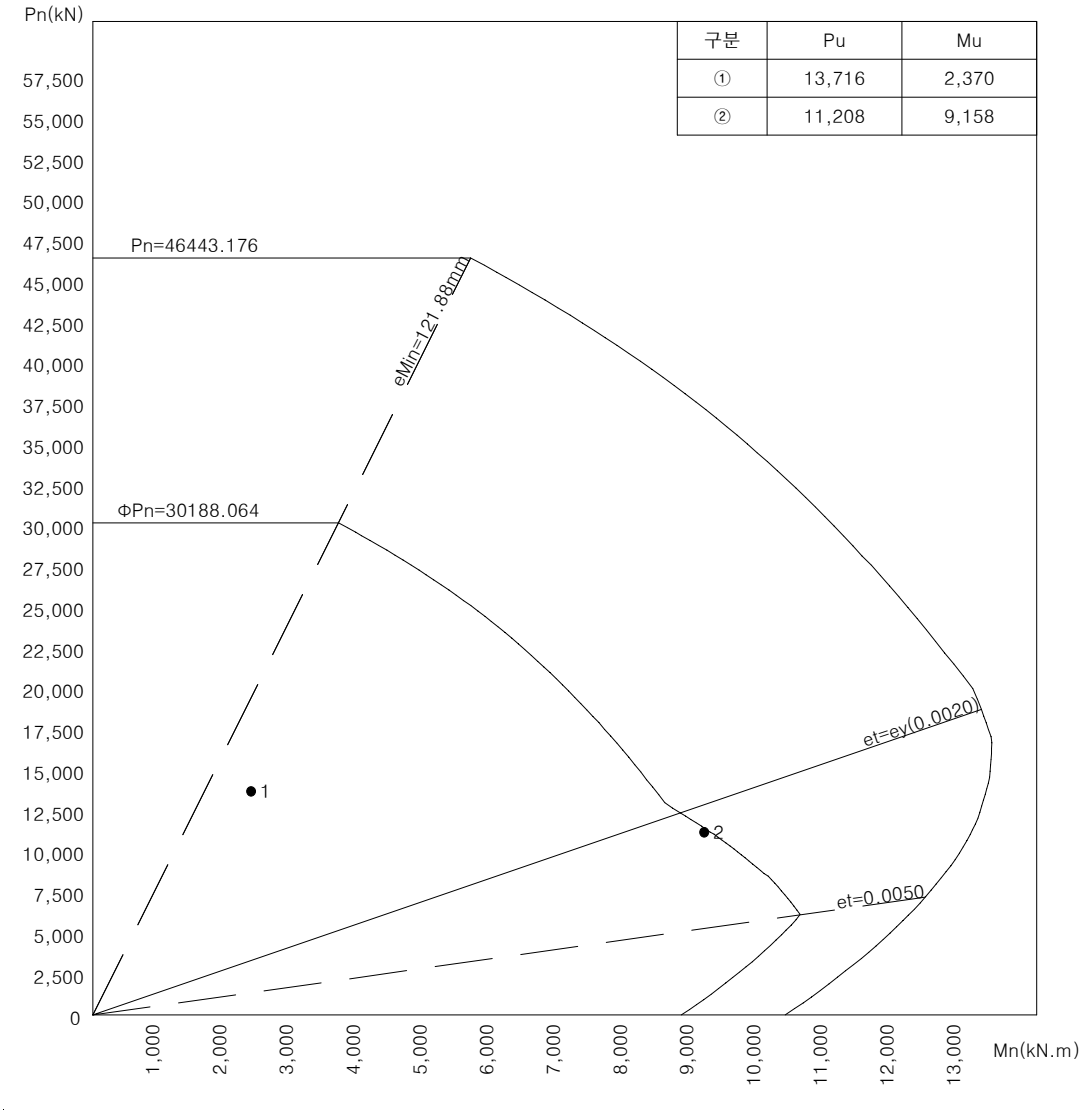
① 기둥에 발생하는 최대전단력
- V = 3817.509 kN

② 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.75)
- Vn = Vmax/Φ = 5090.012 kN

③ 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs
- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d
  h = 1300.000 mm, d' = 120.027 mm
  Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)
  = 380.636 mm
  d = h/2 + Zs
  = 1300.000/2 + 380.636
  = 1030.636 mm
- 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc
  Vc = 1/6 x √(fck) x b x d
  = 1/6 x √(27) x 1300.000 x 1030.636
  = 1160.325 kN
- 필요철근 전단력 Vs
  Vc/2 = 580.162 ≤ Vn > Vc = 1160.325 ∴ 전단 철근 필요
  Vs = 3929.687 kN

④ 필요철근량 계산 Av
Av = Vs x s / (fy x d) = 1429.828 mm² ∵ Vs = Av x fy x d / s ; 전단 철근 필요시
띠철근의 수직 간격 S = 150.00 mm d = 1030.636 mm fy = 400 MPa
사용철근량 : H22 x 4EA = 1548.400 mm²
AvUse = 1548.400 mm² ≥ 1429.828 mm² ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	13,716	2,370
②	11,208	9,158

(3) 2층 벽체 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	80	1,573	3737.387	3492.486	934.5

* 철근비 검토

As = 10885.600 mm² (인장중심 = 127.21 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 180.00 mm

Asf = 10885.600 mm² (압축중심 = 127.21 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 180.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0128) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 943.67 mm, ab = k1 x cb = 802.12 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 802122.393 = 18408.709 kN, ∑Csi = 4104.415 kN, ∑Tsi = 4354.240 kN

Pb = 18408.709 + 4104.415 - 4354.240 = 18158.884 kN

Mb = Cc x 448.939 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 14378.207 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 791.800 mm, e = Mu/Pu = 934.473 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 781.22 mm, a = k1 x c = 664.04 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 664039.337 = 15239.703 kN

∑Csi = 4104.415 kN, ∑Tsi = 4354.240 kN

Pn = 15239.703 + 4104.415 - 4354.240 = 14989.878 kN

Mn = Cc x 517.980 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 14007.689 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=934.477)| = 0.0039 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 mm

c = 781.223 mm, a = k1 x c = 664.039 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1620.00-781.22) / 781.22 = 0.00322

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.
최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.
εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.
Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 37779.065 kN ≥ Pn = 14989.878 kN

ΦPn = 0.78 x 14989.878 = 11742.071 kN ≥ Pu = 3737.387 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.934 = 10972.645 kN.m ≥ Mu = 3492.486 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1572.79 = 1181.975 kN
< Vu (= 1885.191 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1885.191 - 1181.975) x 150.00 / (400.0 x 1572.79 x Φ) = 223.557 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1572.79 / 150.00 = 1665.898 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1572.79 = 5448.301 kN ≥ 1665.898 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1575.966 + 1665.898) = 2431.398 kN ≥ 1885.191 kN ∴ O.K

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	80	1,573	915.826	5876.931	6417.1

* 철근비 검토

As = 10885.600 mm² (인장중심 = 127.21 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 180.00 mm

Asf = 10885.600 mm² (압축중심 = 127.21 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 180.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0128) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 943.67 mm, ab = k1 x cb = 802.12 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 802122.393 = 18408.709 kN, ∑Csi = 4104.415 kN, ∑Tsi = 4354.240 kN

Pb = 18408.709 + 4104.415 - 4354.240 = 18158.884 kN

Mb = Cc x 448.939 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 14378.207 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 791.800 mm, e = Mu/Pu = 6417.082 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 187.09 mm, a = k1 x c = 159.03 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 159025.922 = 3649.645 kN

∑Csi = 1840.551 kN, ∑Tsi = 4354.240 kN

Pn = 3649.645 + 1840.551 - 4354.240 = 1135.956 kN

Mn = Cc x 770.487 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7289.531 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=6417.091)| = 0.0083 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 mm

c = 187.089 mm, a = k1 x c = 159.026 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1620.00-187.09) / 187.09 = 0.02298

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

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 37779.065 kN ≥ Pn = 1135.956 kN

ΦPn = 0.85 x 1135.956 = 965.562 kN ≥ Pu = 915.826 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 6.417 = 6196.093 kN.m ≥ Mu = 5876.931 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1572.79 = 1060.866 kN
< Vu (= 1885.191 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1885.191 - 1060.866) x 150.00 / (400.0 x 1572.79 x Φ) = 262.058 mm²

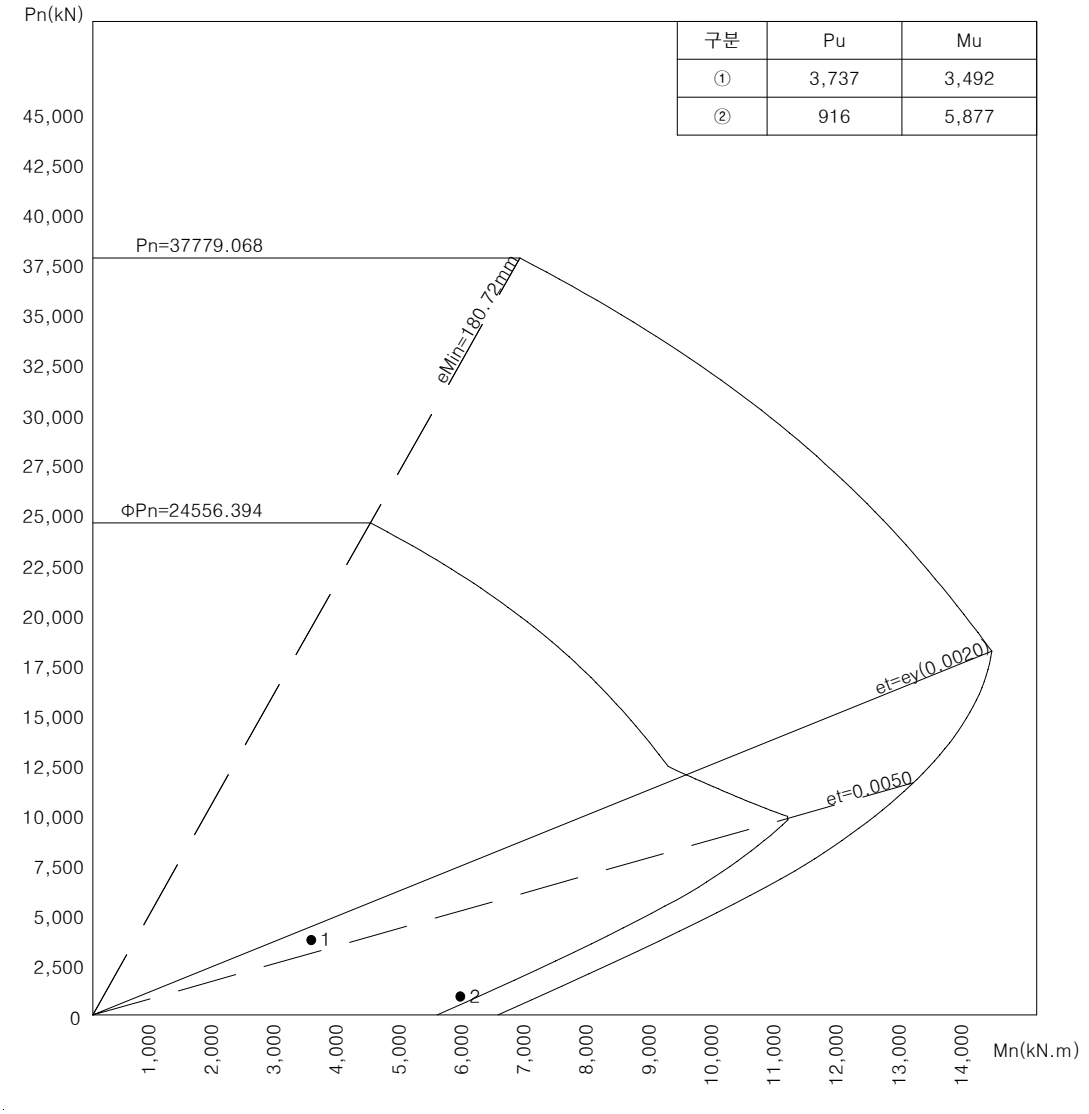
Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1572.79 / 150.00 = 1665.898 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1572.79 = 5448.301 kN ≥ 1665.898 kN ∴ O.K

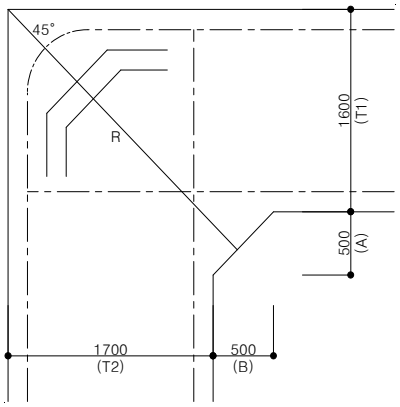
ΦVn = 0.75 x (1414.488 + 1665.898) = 2310.290 kN ≥ 1885.191 kN ∴ O.K

4) PM 상관도


Pn(kN)
구분 Pu Mu
① 3,737 3,492
② 916 5,877
45,000
42,500
40,000
37,500
35,000
32,500
30,000
27,500
25,000
22,500
20,000
17,500
15,000
12,500
10,000
7,500
5,000
2,500
0
Pn=37779.068
eMin=180.72mm
ΦPn=24556.394
et=ey(0.0020)
et=0.0050
1
2
1,000
2,000
3,000
4,000
5,000
6,000
7,000
8,000
9,000
10,000
11,000
12,000
13,000
14,000
Mn(kN.m)

18. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3828.423 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 3828.423 kN.m

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

$= 2687.006$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3828.42 \times 10^6}{2687.006^2 \times 1000} = 2.651 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3828.42 \times 10^6}{2687.006 \times 180} = 15831.017 \text{ mm}$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 15831.017 mm² - 6353.600 mm²

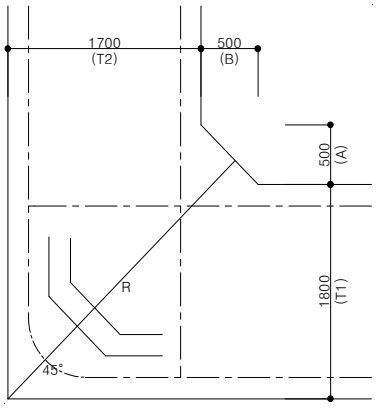
= 9477.417 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H29 - 8EA

∴ Total As = 11492.800 mm² > Req'd As (= 9477.417 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 5309.777 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 5309.777 kN.m

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

$$= 2828.427 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5746.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 5309.78 \times 10^6}{2828.427^2 \times 1000} = 3.319 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 5309.78 \times 10^6}{2828.427 \times 180} = 20858.774 \text{ mm}$$

Asb = 5746.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 20858.774 mm² - 5746.400 mm²

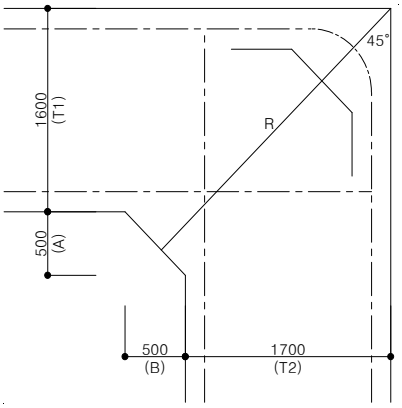
= 15112.374 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 4EA , H29 - 4EA , H29 - 8EA , H29 - 8EA

∴ Total As = 16024.800 mm² > Req'd As (= 15112.374 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1352.997 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1352.997 kN.m

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

$$= 2687.006 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1353.00 \times 10^6}{2687.006^2 \times 1000} = 0.937 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1353.00 \times 10^6}{2687.006 \times 180} = 5594.815 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 5594.815 mm² - 3176.800 mm²

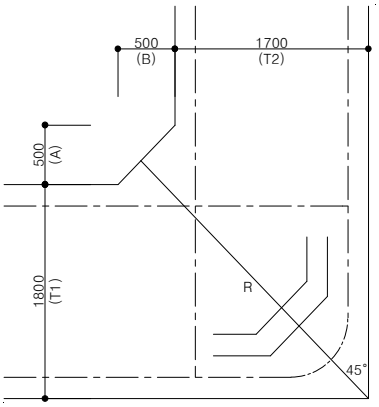
= 2418.015 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 4EA

∴ Total As = 3176.800 mm² > Req'd As (= 2418.015 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3821.239 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 3821.239 kN.m

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

$$= 2828.427 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5139.200 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3821.24 \times 10^6}{2828.427^2 \times 1000} = 2.388 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3821.24 \times 10^6}{2828.427 \times 180} = 15011.245 \text{ mm}$$

Asb = 5139.200 mm²

Req'd As = As - Asb

= 15011.245 mm² - 5139.200 mm²

= 9872.045 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 8EA

∴ Total As = 10278.400 mm² > Req'd As (= 9872.045 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 10278.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0059758 + √(2 x 0.0418 + (0.0418)²) = 0.250

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.250 /3 = 0.917

fs = Mo / (As x d x j) = 320399380.000 / (10278.400 x 1720.000 x 0.917)

= 19.774 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 19.774 x 10278.400 = 203244.271 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 7708.8 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0047585 + √(2 x 0.0333 + (0.0333)²) = 0.227

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.227 /3 = 0.924

fs = Mo / (As x d x j) = 320399380.000 / (7708.800 x 1620.000 x 0.924)

= 27.756 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 27.756 x 7708.800 = 213962.821 N

- 보강철근량 산정

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

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(203244.271² + 213962.821²) / 180.0

As = 1639.485 ㎟

사용철근량 : H25 @ 500, 2EA = 2026.800 ㎟ ∴ O.K

19. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1617	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	226.774	O.K	1.814
		좌측 (하면)	1	1487	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	1487	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	365.555	O.K	2.924
		우측 (상면)	3	1617	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	261.392	O.K	2.091
		우측 (하면)	3	1487	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	-	-	-	-
	2 경간	좌측 (상면)	4	1617	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	1182.825	O.K	9.463
		좌측 (하면)	4	1487	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	5	1487	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (상면)	6	1667	H32 - 8.0EA	125	364.524	O.K	2.916
		우측 (하면)	6	1487	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1 경간	좌측 (상면)	7	1670	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	7	1794	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	129.040	O.K	1.032
		중앙부	8	1670	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	178.768	O.K	1.430
		우측 (상면)	9	1670	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	9	1627	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	143.770	O.K	1.150
	2 경간	좌측 (상면)	10	1670	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	10	1627	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	425.676	O.K	3.405
		중앙부	11	1670	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	1328.128	O.K	10.625
		우측 (상면)	12	1670	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	3089.819	O.K	24.719
		우측 (하면)	12	1817	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	139.684	O.K	1.117

중간슬래브	1경간	좌측(상면)	13	1607	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	573.398	O.K	4.587
		좌측(하면)	13	1470	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	901.009	O.K	7.208
		중앙부	14	1470	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	1323.380	O.K	10.587
		우측(상면)	15	1440	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	748.468	O.K	5.988
		우측(하면)	15	1470	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	826.732	O.K	6.614
	2경간	좌측(상면)	16	1440	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	3146.624	O.K	25.173
		좌측(하면)	16	1470	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	1709.343	O.K	13.675
		중앙부(상면)	17	1440	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	5609.389	O.K	44.875
		중앙부(하면)	17	1470	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	1372.806	O.K	10.982
		우측(상면)	18	1607	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	1322.928	O.K	10.583
		우측(하면)	18	1470	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	692.476	O.K	5.540
좌측벽체	1층	1층(상부)	19	1767	H32 - 8.0EA	125	385.245	O.K	3.082
		1층(상부)	19	1587	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	178.632	O.K	1.429
		1층(중앙부)	20	1527	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	719.300	O.K	5.754
		1층(중앙부)	20	1587	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	21	1694	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	136.479	O.K	1.092
		1층(하부)	21	1587	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
	2층	2층(상부)	22	1717	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	197.692	O.K	1.582
		2층(상부)	22	1587	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		2층(중앙부)	23	1600	H29 - 8.0EA	125	387.262	O.K	3.098
		2층(중앙부)	23	1587	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	1027.484	O.K	8.220
		2층(하부)	24	1767	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		2층(하부)	24	1587	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	185.575	O.K	1.485

우측벽체	1층	1층(상부)	25	1733	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	741.555	O.K	5.932
		1층(상부)	25	1587	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	175.945	O.K	1.408
		1층(중앙부)	26	1567	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	1284.019	O.K	10.272
		1층(중앙부)	26	1587	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	11794.735	O.K	94.358
		1층(하부)	27	1717	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	190.204	O.K	1.522
		1층(하부)	27	1587	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
	2층	2층(상부)	28	1767	H32 - 8.0EA	125	399.634	O.K	3.197
		2층(상부)	28	1587	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		2층(중앙부)	29	1600	H29 - 8.0EA	125	2514.529	O.K	20.116
		2층(중앙부)	29	1587	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	768.751	O.K	6.150
		2층(하부)	30	1767	H29 - 8.0EA	125	2001.672	O.K	16.013
		2층(하부)	30	1587	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	455.015	O.K	3.640

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3356.717 x 1000000 / [12707.200 x (1616.667 - 454.666/3)]
= 180.299 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1616.7/(7x12707.200)]
= 454.666 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 180.30) - 2.5 x 84.00 = 226.77 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 180.30) = 349.42 mm
Sa는 작은 값인 226.77 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 226.77 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1940.421 x 1000000 / [9530.400 x (1486.667 - 383.632/3)]
= 149.842 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1486.7/(7x9530.400)]
= 383.632 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 149.84) - 2.5 x 64.00 = 365.55 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 149.84) = 420.44 mm
Sa는 작은 값인 365.55 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 365.55 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3110.206 x 1000000 / [12707.200 x (1616.667 - 454.666/3)]
= 167.059 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1616.7/(7x12707.200)]
= 454.666 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 167.06) - 2.5 x 84.00 = 261.39 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 167.06) = 377.11 mm
Sa는 작은 값인 261.39 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 261.39 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 991.609 x 1000000 / [12707.200 x (1616.667 - 454.666/3)]
= 53.262 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1616.7/(7x12707.200)]
= 454.666 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 53.26) - 2.5 x 84.00 = 1268.53 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 53.26) = 1182.82 mm
Sa는 작은 값인 1182.82 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1182.82 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1351.873 x 1000000 / [6353.600 x (1666.667 - 343.118/3)]
= 137.070 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1666.7/(7x6353.600)]
= 343.118 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 137.07) - 2.5 x 84.00 = 364.52 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 137.07) = 459.62 mm
Sa는 작은 값인 364.52 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 364.52 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5309.777 x 1000000 / [14062.400 x (1793.575 - 503.890/3)]
= 232.274 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x14062.400/1000.0 + 7x14062.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1793.6/(7x14062.400)]
= 503.890 mm

사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 173.1 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 232.27) - 2.5 x 84.00 = 129.04 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 232.27) = 271.23 mm
Sa는 작은 값인 129.04 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 129.04 mm) ∴ O.K

7) 하부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3612.860 x 1000000 / [10278.400 x (1670.000 - 423.516/3)]
= 229.915 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1670.0/(7x10278.400)]
= 423.516 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 130.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 229.91) - 2.5 x 65.50 = 178.77 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 229.91) = 274.01 mm
Sa는 작은 값인 178.77 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 178.77 mm) ∴ O.K

8) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4596.067 x 1000000 / [14062.400 x (1626.909 - 476.007/3)]
= 222.602 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x14062.400/1000.0 + 7x14062.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1626.9/(7x14062.400)]
= 476.007 mm

사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 173.1 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 222.60) - 2.5 x 84.00 = 143.77 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 222.60) = 283.02 mm
Sa는 작은 값인 143.77 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 143.77 mm) ∴ O.K

9) 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2557.829 x 1000000 / [14062.400 x (1626.909 - 476.007/3)]
= 123.884 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x14062.400/1000.0 + 7x14062.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1626.9/(7x14062.400)]
= 476.007 mm

사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 173.1 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 123.88) - 2.5 x 84.00 = 425.68 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 123.88) = 508.54 mm
Sa는 작은 값인 425.68 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 425.68 mm) ∴ O.K

10) 하부슬래브 2경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 745.392 x 1000000 / [10278.400 x (1670.000 - 423.516/3)]
= 47.435 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1670.0/(7x10278.400)]
= 423.516 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 130.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 47.44) - 2.5 x 65.50 = 1496.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 47.44) = 1328.13 mm
Sa는 작은 값인 1328.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1328.13 mm) ∴ O.K

11) 하부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 320.399 x 1000000 / [10278.400 x (1670.000 - 423.516/3)]
= 20.390 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1670.0/(7x10278.400)]
= 423.516 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 130.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 20.39) - 2.5 x 65.50 = 3698.52 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 20.39) = 3089.82 mm
Sa는 작은 값인 3089.82 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 3089.82 mm) ∴ O.K

12) 하부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3821.239 x 1000000 / [10278.400 x (1816.667 - 444.375/3)]
= 222.814 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1816.7/(7x10278.400)]
= 444.375 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 222.81) - 2.5 x 85.50 = 139.68 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 222.81) = 282.75 mm
Sa는 작은 값인 139.68 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 139.68 mm) ∴ O.K

13) 중간슬래브 1경간(좌측)_좌측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2457.849 x 1000000 / [15884.000 x (1606.667 - 496.798/3)]
= 107.377 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15884.000/1000.0 + 7x15884.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1606.7/(7x15884.000)]
= 496.798 mm

사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 160.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 107.38) - 2.5 x 64.00 = 573.40 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 107.38) = 586.72 mm
Sa는 작은 값인 573.40 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 573.40 mm) ∴ O.K

14) 중간슬래브 1경간(좌측)우측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1178.720 x 1000000 / [12707.200 x (1470.000 - 430.113/3)]
= 69.922 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1470.0/(7x12707.200)]
= 430.113 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 69.92) - 2.5 x 64.00 = 966.26 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 69.92) = 901.01 mm
Sa는 작은 값인 901.01 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 901.01 mm) ∴ O.K

15) 중간슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 802.519 x 1000000 / [12707.200 x (1470.000 - 430.113/3)]
= 47.605 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1470.0/(7x12707.200)]
= 430.113 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 47.61) - 2.5 x 64.00 = 1494.22 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 47.61) = 1323.38 mm
Sa는 작은 값인 1323.38 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1323.38 mm) ∴ O.K

16) 중간슬래브 1경간(우측)_좌측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1717.800 x 1000000 / [15884.000 x (1440.000 - 465.513/3)]
= 84.172 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15884.000/1000.0 + 7x15884.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1440.0/(7x15884.000)]
= 465.513 mm

사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 160.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 84.17) - 2.5 x 64.00 = 775.58 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 84.17) = 748.47 mm
Sa는 작은 값인 748.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 748.47 mm) ∴ O.K

17) 중간슬래브 1경간(우측)우측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1284.621 x 1000000 / [12707.200 x (1470.000 - 430.113/3)]
= 76.204 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1470.0/(7x12707.200)]
= 430.113 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 76.20) - 2.5 x 64.00 = 873.42 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 76.20) = 826.73 mm
Sa는 작은 값인 826.73 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 826.73 mm) ∴ O.K

18) 중간슬래브 2경간(좌측)_좌측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 408.602 x 1000000 / [15884.000 x (1440.000 - 465.513/3)]
= 20.021 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15884.000/1000.0 + 7x15884.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1440.0/(7x15884.000)]
= 465.513 mm

사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 160.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 20.02) - 2.5 x 64.00 = 3773.28 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 20.02) = 3146.62 mm
Sa는 작은 값인 3146.62 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 3146.62 mm) ∴ O.K

19) 중간슬래브 2경간(좌측)우측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 621.313 x 1000000 / [12707.200 x (1470.000 - 430.113/3)]
= 36.856 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1470.0/(7x12707.200)]
= 430.113 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 36.86) - 2.5 x 64.00 = 1976.68 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 36.86) = 1709.34 mm
Sa는 작은 값인 1709.34 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1709.34 mm) ∴ O.K

20) 중간슬래브 2경간(중앙부)_좌측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 229.208 x 1000000 / [15884.000 x (1440.000 - 465.513/3)]
= 11.231 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15884.000/1000.0 + 7x15884.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1440.0/(7x15884.000)]
= 465.513 mm

사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 160.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 11.23) - 2.5 x 64.00 = 6851.74 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 11.23) = 5609.39 mm
Sa는 작은 값인 5609.39 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 5609.39 mm) ∴ O.K

21) 중간슬래브 2경간(중앙부)우측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 773.625 x 1000000 / [12707.200 x (1470.000 - 430.113/3)]
= 45.891 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1470.0/(7x12707.200)]
= 430.113 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 45.89) - 2.5 x 64.00 = 1556.01 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 45.89) = 1372.81 mm
Sa는 작은 값인 1372.81 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1372.81 mm) ∴ O.K

22) 중간슬래브 2경간(우측)_좌측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1090.055 x 1000000 / [15884.000 x (1606.667 - 496.798/3)]
= 47.622 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15884.000/1000.0 + 7x15884.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1606.7/(7x15884.000)]
= 496.798 mm

사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 160.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 47.62) - 2.5 x 64.00 = 1493.66 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 47.62) = 1322.93 mm
Sa는 작은 값인 1322.93 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1322.93 mm) ∴ O.K

23) 중간슬래브 2경간(우측)우측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1533.682 x 1000000 / [12707.200 x (1470.000 - 430.113/3)]
= 90.978 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1470.0/(7x12707.200)]
= 430.113 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 90.98) - 2.5 x 64.00 = 705.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 90.98) = 692.48 mm
Sa는 작은 값인 692.48 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 692.48 mm) ∴ O.K

24) 좌측벽체 1층(상부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1385.702 x 1000000 / [6353.600 x (1766.667 - 354.428/3)]
= 132.298 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1766.7/(7x6353.600)]
= 354.428 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 132.30) - 2.5 x 84.00 = 385.25 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 132.30) = 476.20 mm
Sa는 작은 값인 385.25 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 385.25 mm) ∴ O.K

25) 좌측벽체 1층(상부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2598.522 x 1000000 / [7708.800 x (1586.667 - 363.351/3)]
= 230.006 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7708.800/1000.0 + 7x7708.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1586.7/(7x7708.800)]
= 363.351 mm

사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 230.01) - 2.5 x 65.50 = 178.63 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 230.01) = 273.91 mm
Sa는 작은 값인 178.63 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 178.63 mm) ∴ O.K

26) 좌측벽체 1층(중앙부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1637.394 x 1000000 / [14062.400 x (1526.909 - 458.607/3)]
= 84.741 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x14062.400/1000.0 + 7x14062.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1526.9/(7x14062.400)]
= 458.607 mm

사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 173.1 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 84.74) - 2.5 x 84.00 = 719.30 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 84.74) = 743.44 mm
Sa는 작은 값인 719.30 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 719.30 mm) ∴ O.K

27) 좌측벽체 1층(하부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4893.812 x 1000000 / [14062.400 x (1693.575 - 487.319/3)]
= 227.287 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x14062.400/1000.0 + 7x14062.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1693.6/(7x14062.400)]
= 487.319 mm

사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 173.1 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 227.29) - 2.5 x 84.00 = 136.48 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 227.29) = 277.18 mm
Sa는 작은 값인 136.48 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 136.48 mm) ∴ O.K

28) 좌측벽체 2층(상부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3828.423 x 1000000 / [12707.200 x (1716.667 - 470.789/3)]
= 193.161 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1716.7/(7x12707.200)]
= 470.789 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 193.16) - 2.5 x 84.00 = 197.69 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 193.16) = 326.15 mm
Sa는 작은 값인 197.69 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 197.69 mm) ∴ O.K

29) 좌측벽체 2층(중앙부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1008.905 x 1000000 / [5139.200 x (1600.000 - 305.218/3)]
= 131.029 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1600.0/(7x5139.200)]
= 305.218 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 131.03) - 2.5 x 85.50 = 387.26 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 131.03) = 480.81 mm
Sa는 작은 값인 387.26 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 387.26 mm) ∴ O.K

30) 좌측벽체 2층(중앙부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 692.712 x 1000000 / [7708.800 x (1586.667 - 363.351/3)]
= 61.315 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7708.800/1000.0 + 7x7708.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1586.7/(7x7708.800)]
= 363.351 mm

사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 61.31) - 2.5 x 65.50 = 1120.60 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 61.31) = 1027.48 mm
Sa는 작은 값인 1027.48 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1027.48 mm) ∴ O.K

31) 좌측벽체 2층(하부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2546.875 x 1000000 / [7708.800 x (1586.667 - 363.351/3)]
= 225.434 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7708.800/1000.0 + 7x7708.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1586.7/(7x7708.800)]
= 363.351 mm

사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 225.43) - 2.5 x 65.50 = 185.58 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 225.43) = 279.46 mm
Sa는 작은 값인 185.58 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 185.58 mm) ∴ O.K

32) 우측벽체 1층(상부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1020.586 x 1000000 / [7708.800 x (1733.333 - 381.904/3)]
= 82.434 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7708.800/1000.0 + 7x7708.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1733.3/(7x7708.800)]
= 381.904 mm

사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 82.43) - 2.5 x 85.50 = 741.55 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 82.43) = 764.24 mm
Sa는 작은 값인 741.55 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 741.55 mm) ∴ O.K

33) 우측벽체 1층(상부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2619.078 x 1000000 / [7708.800 x (1586.667 - 363.351/3)]
= 231.825 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7708.800/1000.0 + 7x7708.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1586.7/(7x7708.800)]
= 363.351 mm

사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 231.83) - 2.5 x 65.50 = 175.95 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 231.83) = 271.76 mm
Sa는 작은 값인 175.95 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 175.95 mm) ∴ O.K

34) 우측벽체 1층(중앙부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 547.077 x 1000000 / [7708.800 x (1566.667 - 360.757/3)]
= 49.065 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7708.800/1000.0 + 7x7708.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1566.7/(7x7708.800)]
= 360.757 mm

사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 49.06) - 2.5 x 85.50 = 1391.27 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 49.06) = 1284.02 mm
Sa는 작은 값인 1284.02 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1284.02 mm) ∴ O.K

35) 우측벽체 1층(중앙부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 60.345 x 1000000 / [7708.800 x (1586.667 - 363.351/3)]
= 5.341 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7708.800/1000.0 + 7x7708.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1586.7/(7x7708.800)]
= 363.351 mm

사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 5.34) - 2.5 x 65.50 = 14579.67 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 5.34) = 11794.74 mm
Sa는 작은 값인 11794.74 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 11794.74 mm) ∴ O.K

36) 우측벽체 1층(하부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3152.407 x 1000000 / [10278.400 x (1716.667 - 430.247/3)]
= 194.948 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1716.7/(7x10278.400)]
= 430.247 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 194.95) - 2.5 x 85.50 = 190.20 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 194.95) = 323.16 mm
Sa는 작은 값인 190.20 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 190.20 mm) ∴ O.K

37) 우측벽체 2층(상부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1352.997 x 1000000 / [6353.600 x (1766.667 - 354.428/3)]
= 129.176 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1766.7/(7x6353.600)]
= 354.428 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 129.18) - 2.5 x 84.00 = 399.63 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 129.18) = 487.71 mm
Sa는 작은 값인 399.63 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 399.63 mm) ∴ O.K

38) 우측벽체 2층(중앙부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 192.915 x 1000000 / [5139.200 x (1600.000 - 305.218/3)]
= 25.054 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1600.0/(7x5139.200)]
= 305.218 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 25.05) - 2.5 x 85.50 = 2929.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 25.05) = 2514.53 mm
Sa는 작은 값인 2514.53 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2514.53 mm) ∴ O.K

39) 우측벽체 2층(중앙부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 925.854 x 1000000 / [7708.800 x (1586.667 - 363.351/3)]
= 81.951 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7708.800/1000.0 + 7x7708.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1586.7/(7x7708.800)]
= 363.351 mm

사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 81.95) - 2.5 x 65.50 = 797.19 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 81.95) = 768.75 mm
Sa는 작은 값인 768.75 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 768.75 mm) ∴ O.K

40) 우측벽체 2층(하부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 268.377 x 1000000 / [5139.200 x (1766.667 - 322.360/3)]
= 31.474 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1766.7/(7x5139.200)]
= 322.360 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 31.47) - 2.5 x 85.50 = 2288.34 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 31.47) = 2001.67 mm
Sa는 작은 값인 2001.67 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2001.67 mm) ∴ O.K

41) 우측벽체 2층(하부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1437.845 x 1000000 / [7708.800 x (1586.667 - 363.351/3)]
= 127.270 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7708.800/1000.0 + 7x7708.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1586.7/(7x7708.800)]
= 363.351 mm

사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 127.27) - 2.5 x 65.50 = 455.02 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 127.27) = 495.01 mm
Sa는 작은 값인 455.02 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 455.02 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 5.200 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.60 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

T = 5.200 / 28

T = 0.186 m < 1.600 m ----------> O.K

20. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

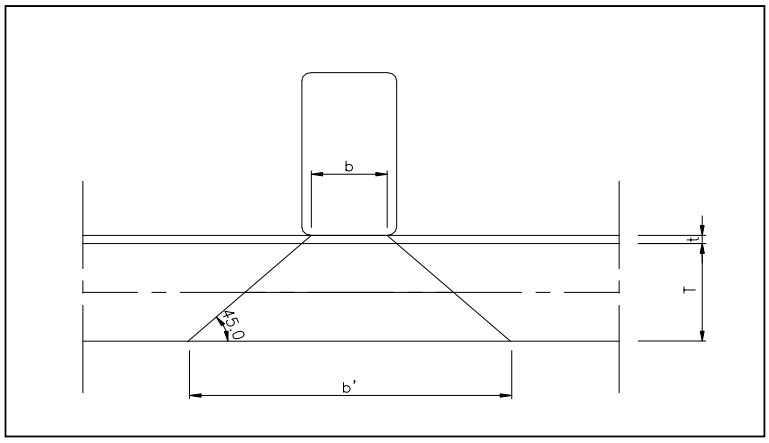
1) 고정하중

- 구체자중 = 3295.160 / 19.250 = 171.177 kN/m²
- 상부연직하중 = 203.400 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²
- 풍도슬래브 = 10.26 × 0.22 × 25.00 = 56.430 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 32.01 × 10.00 = 320.100 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

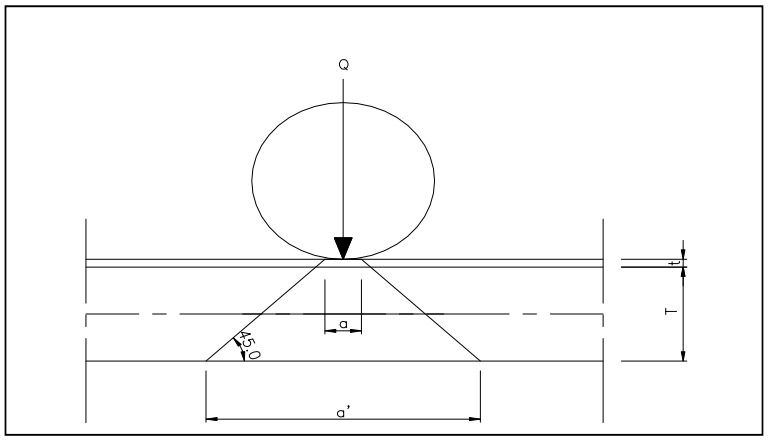


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 1800 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.800 + 0.040) × cot 45°

= 4.180 m



a' = 0.200 + 2 × (1.800 + 0.040) × cot 45°

= 3.880 m

Qz = 96.0 / (4.180 × 3.880)= 5.919 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 171.18 + 203.40 + 10.00 + 0.92 + 5.92
+ 56.43 + 320.10 = 767.949 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 804.500 kN/m² ≥ Qmax = 767.949 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	19.250	×	1.600	×	25.000			=	770.000	kN/m
- 하부슬래브	:	19.250	×	1.800	×	25.000			=	866.250	kN/m
- 중간슬래브	:	19.250	×	1.600	×	25.000			=	770.000	kN/m
- 벽체	:	1.700	×	14.005	×	25.000	×	2	=	595.213	kN/m
	:	1.700	×	13.620	×	25.000	×	2	=	578.850	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	8	×	25.000			=	25.000	kN/m
- 포장	:	8.650	×	0.040	×	23.000			=	7.958	kN/m
- 무근콘크리트	:	19.550	×	0.100	×	23.500			=	45.943	kN/m
	:	0.150	×	2.000	×	23.500	×	2	=	14.100	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	19.250	×	1.000	×	19.000			=	365.750	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	19.250	×	9.247	×	10.000			=	1780.048	kN/m
- 수직수압	:	19.250	×	9.247	×	10.000			=	1780.048	kN/m
							∴ Σ		=	7599.158	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 9.247 \times 19.000 + 9.247^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 219.557$ kN/m

∴ $\Sigma = 3.458 + 219.557 = 223.015$ kN/m

(3) 저항력

$R = 7599.158 + 223.015 = 7822.173$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 19.250 \times 26.652 \times 10.000$

$= 5130.510$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 7822.173 / 5130.510$

$= 1.525 > 1.05$ ∴ **OK → 부력안전성 확보**

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.7 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	19.250	×	1.600	×	25.000			=	770.000 kN/m
- 하부슬래브	:	19.250	×	1.800	×	25.000			=	866.250 kN/m
- 중간슬래브	:	19.250	×	1.600	×	25.000			=	770.000 kN/m
- 벽체	:	1.700	×	14.005	×	25.000			=	595.213 kN/m
	:	1.700	×	13.620	×	25.000			=	578.850 kN/m
- 헌치	:	0.125	×	8	×	25.000			=	25.000 kN/m
- 포장	:	8.650	×	0.040	×	23.000			=	7.958 kN/m
- 무근콘크리트	:	19.550	×	0.100	×	23.500			=	45.943 kN/m
	:	0.150	×	2.000	×	23.500	×	2	=	14.100 kN/m
- 토사(수위 이상)	:	19.250	×	6.724	×	19.000			=	2459.449 kN/m
- 토사(수위 이하)	:	19.250	×	3.523	×	10.000			=	678.101 kN/m
- 수직수압	:	19.250	×	3.523	×	10.000			=	678.101 kN/m
							∴ Σ		=	7488.963 kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 6.724^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 156.350$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 6.724 \times 3.523 \times 19.000 + 3.523^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 186.390$ kN/m

∴ $\Sigma = 156.350 + 186.390 = 342.740$ kN/m

(3) 저항력

$R = 7488.963 + 342.740 = 7831.703$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 19.250 \times 20.928 \times 10.000$

$= 4028.563$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 7831.703 / 4028.563$

$= 1.944 > 1.20$ ∴ **OK → 부력안전성 확보**

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비
대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 벽체 타설시

$$H = \frac{2870.355}{19.250 \times 10.000 \times 1.100} = 13.555 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 13.555 m 이하유지

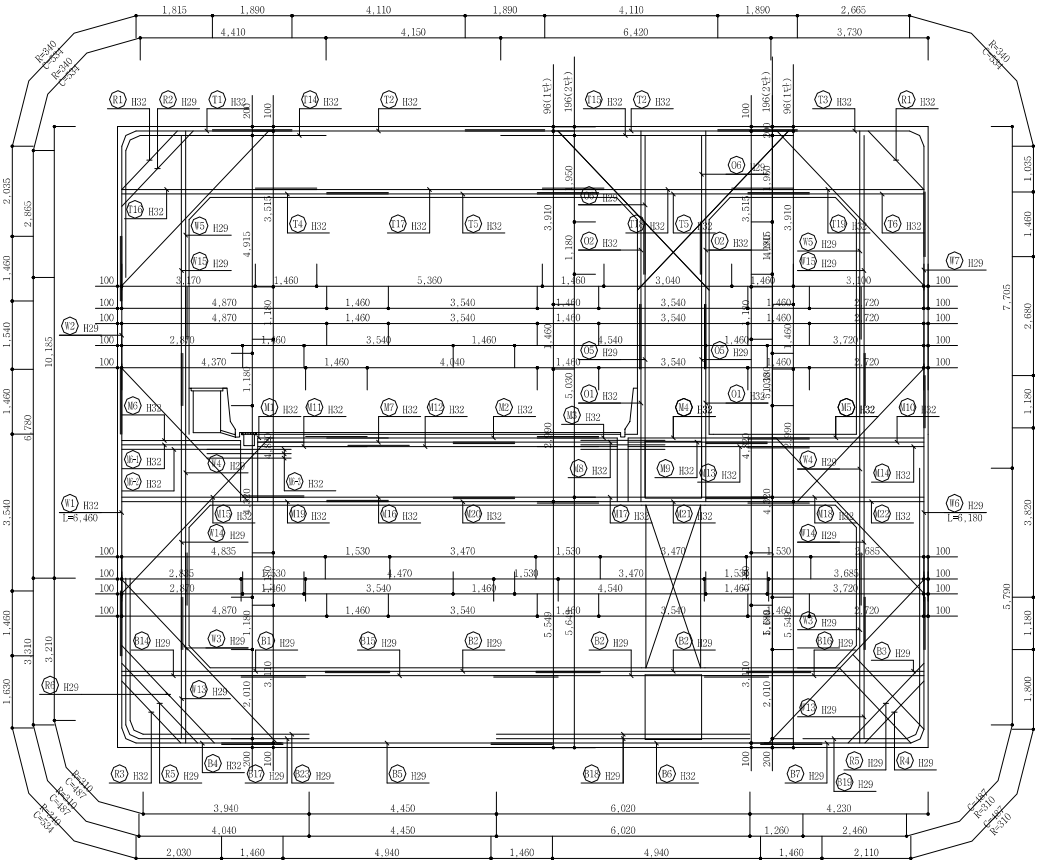
- 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{3665.355}{19.250 \times 10.000 \times 1.100} = 17.310 \text{ m}$$

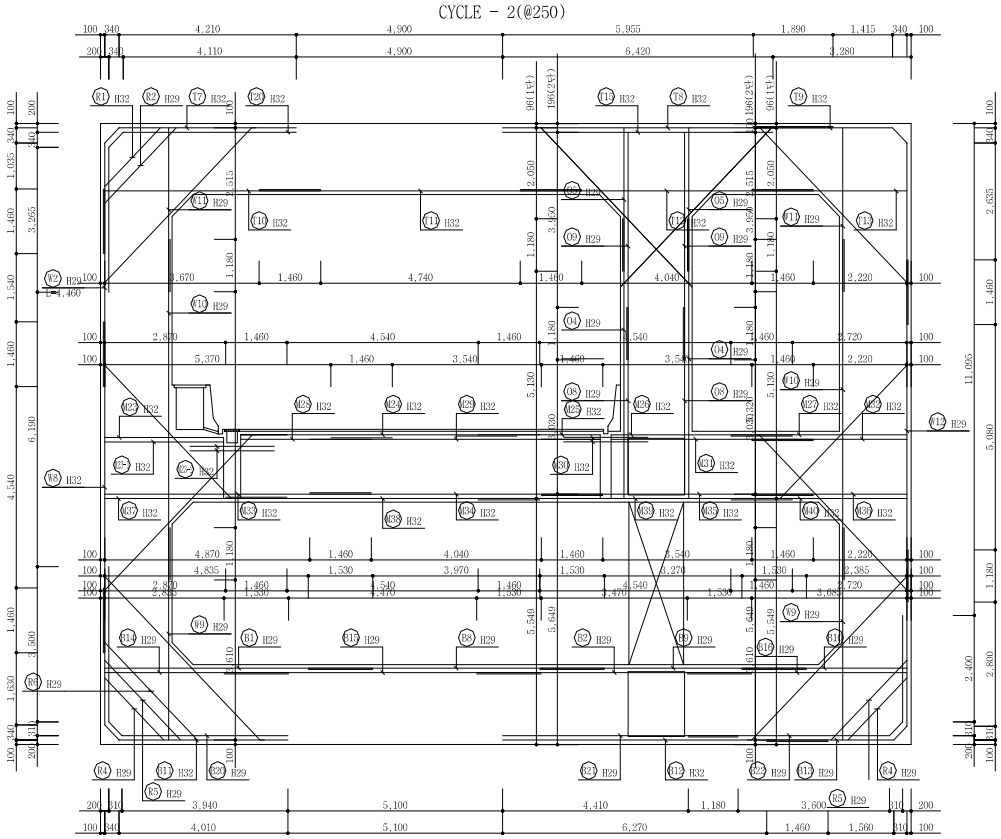
∴ 구조물 저면으로 부터 17.310 m 이하유지

21. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



피난연결통로(차량용) 구조계산서

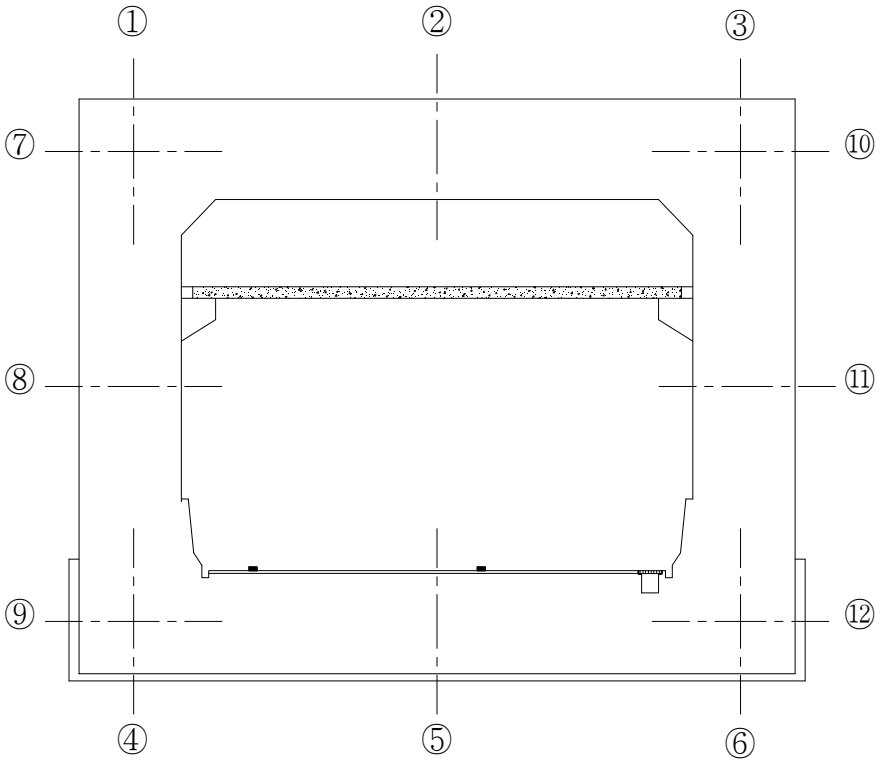
▣ STA. 1K+230.300
▣ 토 피(FH) = 10.50 m
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 7.5M × 5.22M, 사각 : 90°)

▣ 선 형 = ∞

목 차

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

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	329.522	825.21	O.K

■ 부력 검토

구분	U(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	1839.600	3603.102	1.959	O.K

■ 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 (상면)	1	1000	1467	2339.17	3048.72	4829.44	H32 - 8.0EA	6353.60	1.30
		좌측 (하면)	1	1000	1320	1340.71	2000.27	3048.68	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.49
		중앙부	2	1000	1320	1989.01	2228.22	4569.69	H29 - 8.0EA	5139.20	1.12
		우측 (상면)	3	1000	1467	2339.17	3048.72	4829.44	H32 - 8.0EA	6353.60	1.30
		우측 (하면)	3	1000	1320	1340.71	2000.27	3048.68	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.49
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1000	1320	1739.28	2228.22	3979.98	H29 - 8.0EA	5139.20	1.28
		좌측 (하면)	4	1000	1272	2650.62	2946.31	6411.98	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.11
		중앙부	5	1000	1320	1644.52	2228.22	3757.47	H29 - 8.0EA	5139.20	1.35
		우측 (상면)	6	1000	1320	1739.28	2228.22	3979.98	H29 - 8.0EA	5139.20	1.28
		우측 (하면)	6	1000	1272	2654.68	2946.31	6422.28	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.11
좌측벽체	1층	상부 (외측)	7	1000	1567	2623.70	3264.74	5068.49	H32 - 8.0EA	6353.60	1.24
		상부 (내측)	7	1000	1420	1401.90	2402.95	2957.37	H29 - 8.0EA	5139.20	1.71
		중앙부 (외측)	8	1000	1400	1439.30	2396.68	3082.91	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	5203.60	1.67
		중앙부 (내측)	8	1000	1420	291.24	2402.95	605.48	H29 - 8.0EA	5139.20	8.25
		하부 (외측)	9	1000	1372	2828.25	3189.95	6317.80	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.13
		하부 (내측)	9	1000	1420	1681.73	2402.95	3561.11	H29 - 8.0EA	5139.20	1.43
우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	1567	2623.70	3264.74	5068.49	H32 - 8.0EA	6353.60	1.24
		상부 (내측)	10	1000	1420	1401.90	2402.95	2957.37	H29 - 8.0EA	5139.20	1.71
		중앙부 (외측)	11	1000	1400	1439.07	2396.68	3082.39	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	5203.60	1.67
		중앙부 (내측)	11	1000	1420	291.30	2402.95	605.61	H29 - 8.0EA	5139.20	8.25
		하부 (외측)	12	1000	1372	2832.03	3189.95	6326.59	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.13
		하부 (내측)	12	1000	1420	1681.73	2402.95	3561.11	H29 - 8.0EA	5139.20	1.43

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	1	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	3	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	3	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		좌측 (하면)	4	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	5	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측 (상면)	6	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측 (하면)	6	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		상부	7	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	9	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	9	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		상부	10	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	12	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	12	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	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	844.4	1033.6	1173.79	2.00	145.59	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	857.4	544.0	1191.85	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	844.4	1033.6	1173.79	2.00	145.59	H13	300	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	857.4	995.3	1191.85	2.00	104.46	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	5	857.4	734.4	1191.85	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	857.4	995.4	1191.85	2.00	104.58	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	909.3	1060.1	1264.09	2.00	107.68	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	8	909.3	619.7	1264.09	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	9	891.0	1108.6	1238.55	2.00	158.66	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	10	909.3	1059.7	1264.09	2.00	107.42	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	11	909.3	1004.3	1264.09	2.00	67.82	H13	300	253.40	O.K
		하부	12	891.0	1109.0	1238.55	2.00	158.97	H13	300	253.40	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1467	H32 - 8.0EA	125	369.796	O.K	2.958
		좌측 (하면)	1	1320	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	1320	H29 - 8.0EA	125	171.220	O.K	1.370
		우측 (상면)	3	1467	H32 - 8.0EA	125	368.594	O.K	2.949
		우측 (하면)	3	1320	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	#########	O.K	2371.564
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1320	H29 - 8.0EA	125	2700.202	O.K	21.602
		좌측 (하면)	4	1272	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	148.267	O.K	1.186
		중앙부	5	1320	H29 - 8.0EA	125	241.875	O.K	1.935
		우측 (상면)	6	1320	H29 - 8.0EA	125	2654.419	O.K	21.235
		우측 (하면)	6	1272	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	147.763	O.K	1.182
좌측벽체	1층	상부	7	1567	H32 - 8.0EA	125	216.414	O.K	1.731
		상부	7	1420	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	8	1400	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	290.779	O.K	2.326
		중앙부	8	1420	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	9	1372	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	145.360	O.K	1.163
		하부	9	1420	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	10	1567	H32 - 8.0EA	125	215.892	O.K	1.727
		상부	10	1420	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	11	1400	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	290.848	O.K	2.327
		중앙부	11	1420	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	12	1372	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	144.934	O.K	1.159
		하부	12	1420	H29 - 8.0EA	-	-	-	-

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 피난연결통로 (내공 : 7.5M × 5.22M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 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 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 : I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 10.000 kN/m² (∵ 토피 : 10.500 m)

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

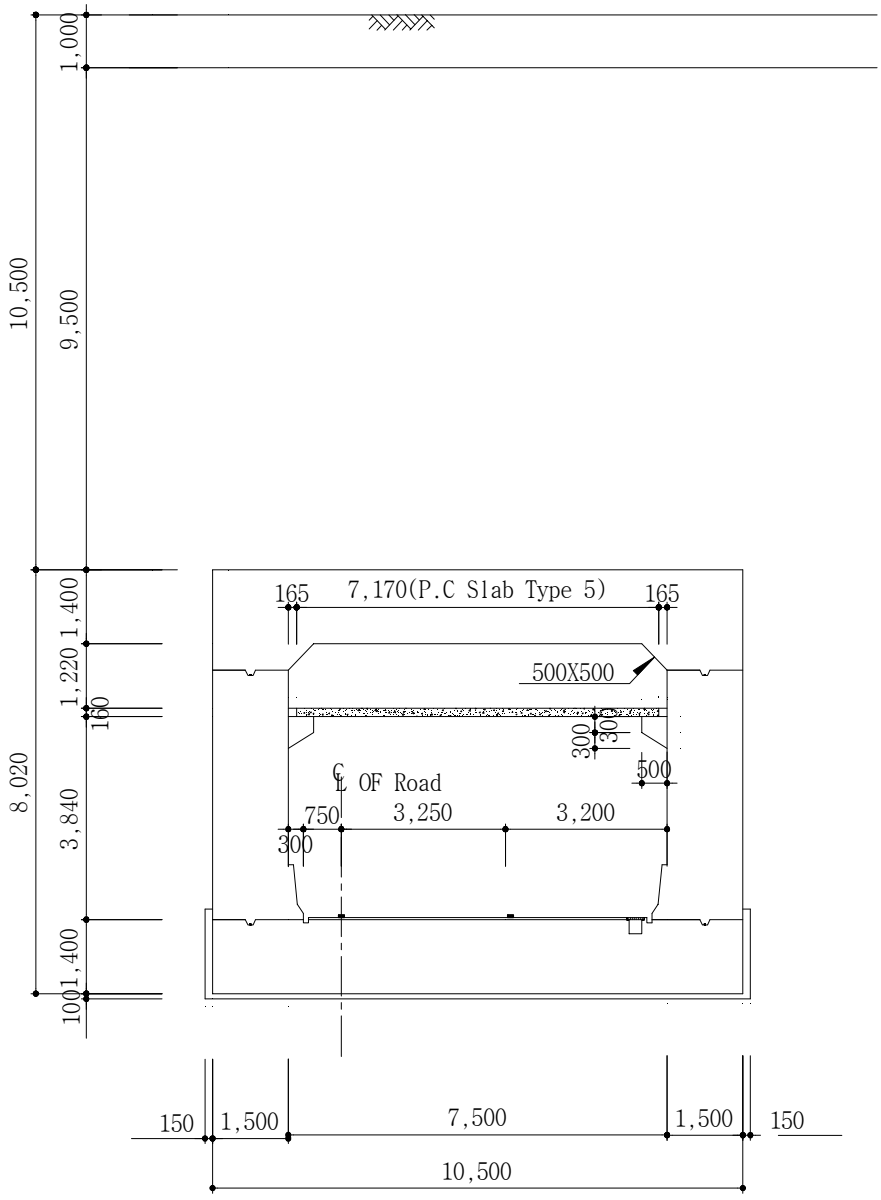
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정

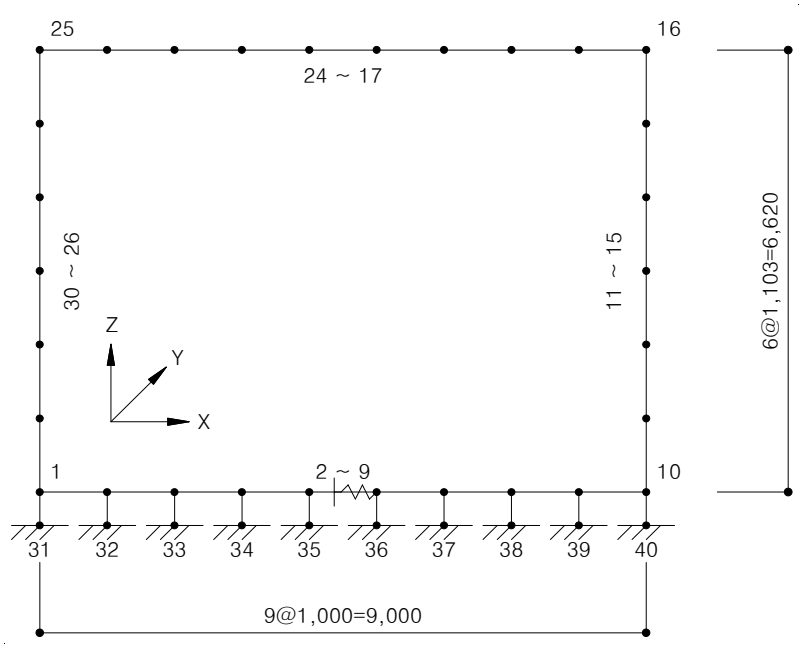

1,000
10,500
9,500
8,020
1,400
1,220
160
3,840
1,400
100
165
7,170(P.C Slab Type 5)
165
500X500
300
30
500
℄ OF Road
750
3,250
3,200
300
150
1,500
7,500
1,500
150
10,500

4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

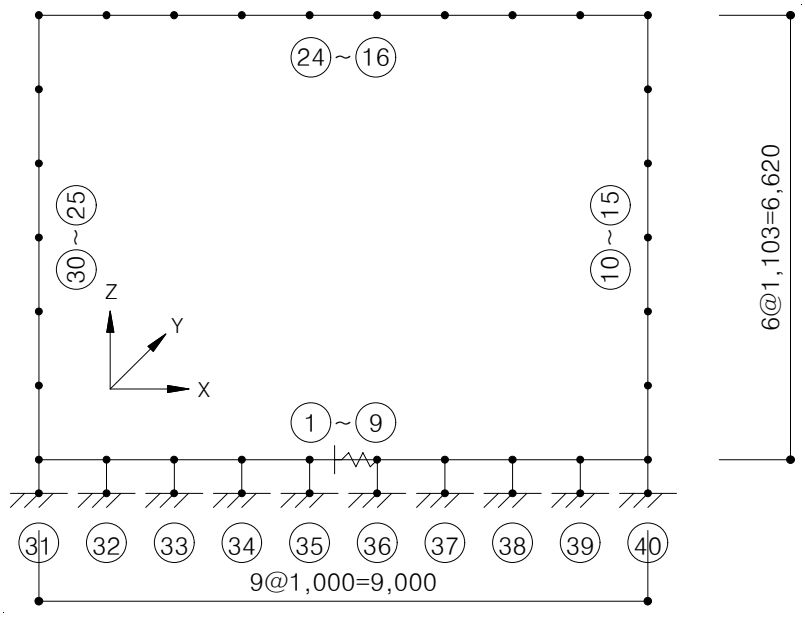
1) Modeling

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 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 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

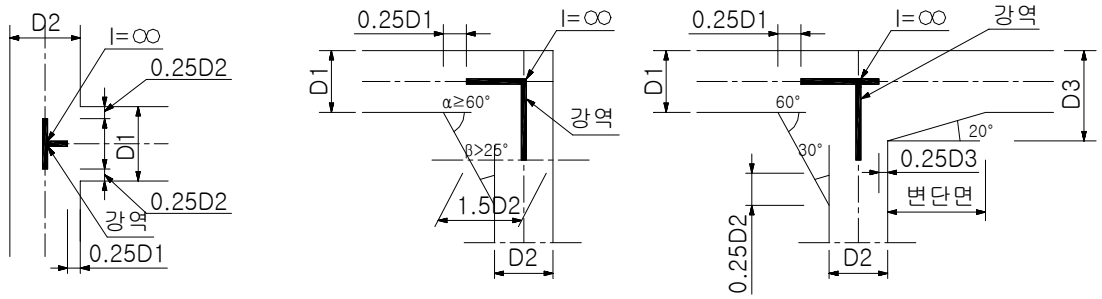
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.400 × 1.000	= 1.400	0.22867	1~9,16~24
2	1.500 × 1.000	= 1.500	0.28125	10~15,25~30

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	21	4.000	7.120
2	1.000	0.500	22	3.000	7.120
3	2.000	0.500	23	2.000	7.120
4	3.000	0.500	24	1.000	7.120
5	4.000	0.500	25	0.000	7.120
6	5.000	0.500	26	0.000	6.017
7	6.000	0.500	27	0.000	4.913
8	7.000	0.500	28	0.000	3.810
9	8.000	0.500	29	0.000	2.707
10	9.000	0.500	30	0.000	1.603
11	9.000	1.603	31	0.000	0.000
12	9.000	2.707	32	1.000	0.000
13	9.000	3.810	33	2.000	0.000
14	9.000	4.913	34	3.000	0.000
15	9.000	6.017	35	4.000	0.000
16	9.000	7.120	36	5.000	0.000
17	8.000	7.120	37	6.000	0.000
18	7.000	7.120	38	7.000	0.000
19	6.000	7.120	39	8.000	0.000
20	5.000	7.120	40	9.000	0.000

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 25 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(2) 25 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(3) 16 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(4) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1400 = 400 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1500 = 325 mm

(7) 10 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1400 = 400 mm

(8) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

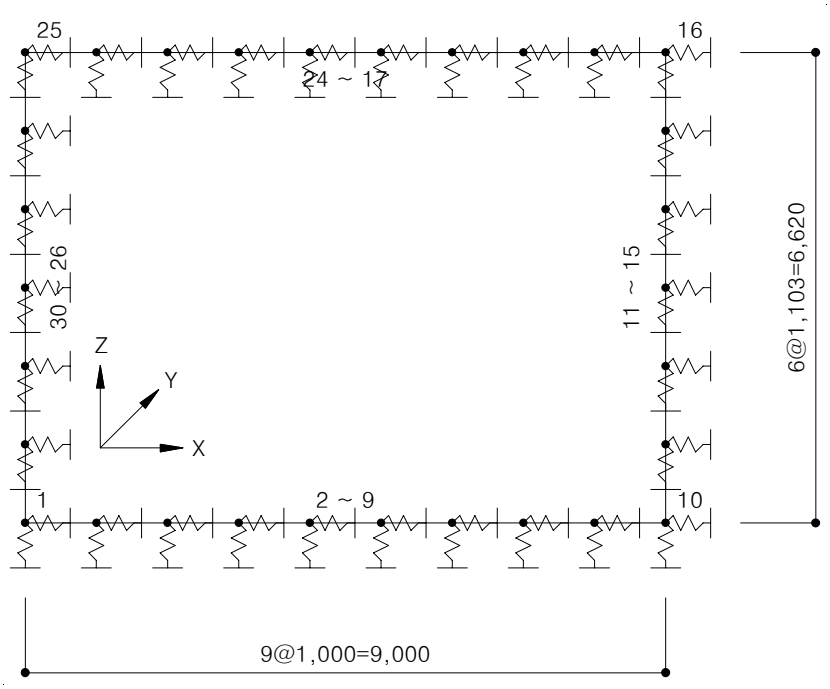
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1500 = 325 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

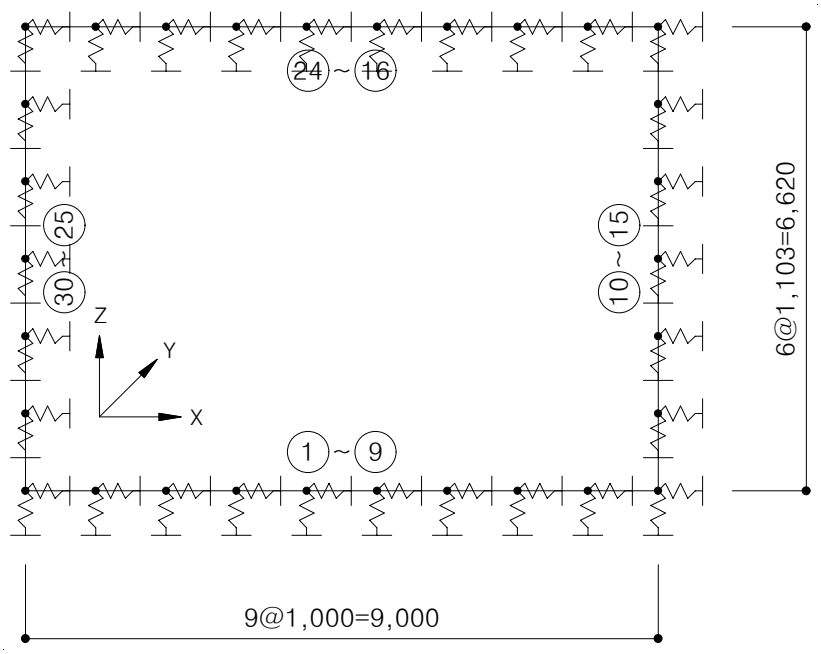
1) Modeling

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

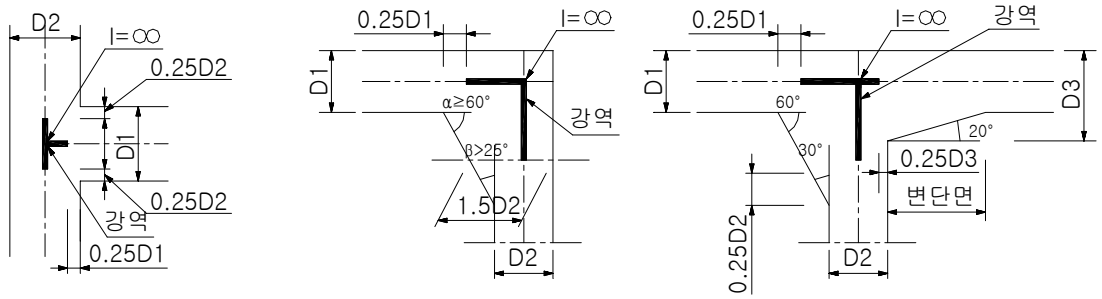
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.400 × 1.000	= 1.400	0.22867	1~9,16~24
2	1.500 × 1.000	= 1.500	0.28125	10~15,25~30

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	16	9.000	6.620
2	1.000	0.000	17	8.000	6.620
3	2.000	0.000	18	7.000	6.620
4	3.000	0.000	19	6.000	6.620
5	4.000	0.000	20	5.000	6.620
6	5.000	0.000	21	4.000	6.620
7	6.000	0.000	22	3.000	6.620
8	7.000	0.000	23	2.000	6.620
9	8.000	0.000	24	1.000	6.620
10	9.000	0.000	25	0.000	6.620
11	9.000	1.103	26	0.000	5.517
12	9.000	2.207	27	0.000	4.413
13	9.000	3.310	28	0.000	3.310
14	9.000	4.413	29	0.000	2.207
15	9.000	5.517	30	0.000	1.103

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 25 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(2) 25 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(3) 16 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(4) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1400 = 400 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1500 = 325 mm

(7) 10 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1400 = 400 mm

(8) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1500 = 325 mm

6. 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 = 300000.00 kN/m² (지반조사보고서 참고)

Bv = √(B × B) = √(10.500 × 10.500) = 10.50 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 300000 = 1000000.00 kN/m³

Kv = 1000000.000 × (10.500 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 69494.27 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.500/2 + 1.000/2) = 86868 kN/m	1,10
Kv2	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 69494 kN/m	2~9
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	6

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 성토재 (N=10)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $10^{1/3}$ = 172.4 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 172.4 = 172.4 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 19 / 9.810 × 172.4^2 = 57565.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + ν) × Gd (ν : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 57565.0 = 151971.6 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $10^{1/3}$ = 172.4 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 172.4 = 137.9 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 19.0 / 9.810 × 137.9^2 = 36831.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + ν) × Gd (ν : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 36831.0 = 97233.8 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,성토재

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.500 × 10.500) = 10.500 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 151971.6 = 1013144.00 kN/m³

Kv = 1013144.000 × (10.500 / 0.3)$^{-3/4}$ = 70407.70 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 70407.700 = 23469.23 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 성토재

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.500 × 10.500) = 10.500 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 151971.6 = 1013144.00 kN/m³

Kv = 1013144.000 × (10.500 / 0.3)$^{-3/4}$ = 70407.70 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 70407.700 = 23469.23 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.020 × 8.020) = 8.020 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 151971.6 = 1013144.00 kN/m³

Kh = 1013144.000 × (8.020 / 0.3)$^{-3/4}$ = 86175.01 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 86175.010 = 28725.00 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 70408 kN/m	17~24
Ksb1	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 23469 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.103/2 + 1.103/2) = 95079 kN/m	11~15,26~30
Kss1	Kss x (1.103/2 + 1.103/2) = 31693 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 70408 kN/m	2~9
Ksb1	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 23469 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.500/2 + 1.000/2) = 88010 kN/m	1,10
Ksb1	Kh x (1.103/2 + 1.400/2) = 107862 kN/m	
Kv2	Kv x (1.000/2 + 1.500/2) = 88010 kN/m	16,25
Ksb2	Kh x (1.103/2 + 1.400/2) = 107862 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,성토재

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.500 × 10.500) = 10.500 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 97233.8 = 648225.33 kN/m³

Kv = 648225.330 × (10.500 / 0.3)$^{-3/4}$ = 45047.94 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 45047.940 = 15015.98 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 성토재

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.500 × 10.500) = 10.500 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 97233.8 = 648225.33 kN/m³

Kv = 648225.330 × (10.500 / 0.3)$^{-3/4}$ = 45047.94 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 45047.940 = 15015.98 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.020 × 8.020) = 8.020 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 97233.8 = 648225.33 kN/m³

Kh = 648225.330 × (8.020 / 0.3)$^{-3/4}$ = 55136.12 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 55136.120 = 18378.71 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 45048 kN/m	17~24
Ksb1	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 15016 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.103/2 + 1.103/2) = 60833 kN/m	11~15,26~30
Kss1	Kss x (1.103/2 + 1.103/2) = 20278 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 45048 kN/m	2~9
Ksb1	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 15016 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.500/2 + 1.000/2) = 56310 kN/m	1,10
Ksb1	Kh x (1.103/2 + 1.400/2) = 69012 kN/m	
Kv2	Kv x (1.000/2 + 1.500/2) = 56310 kN/m	16,25
Ksb2	Kh x (1.103/2 + 1.400/2) = 69012 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	성능기준 / 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
	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(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 토 사	: 10.000 × 19.00		= 190.000	kN/m²
		∴ Total Wd1	= 201.500	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00		= 9.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 9.500 × 10.00		= 95.000	kN/m²
		∴ Total Wd2	= 116.000	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 10.500m

- Wl1 = 10.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 10.000 × 0.500 = 5.000 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 10.700 × 19.000) × 0.500 = 107.400 kN/m²
Wh2 = 107.400 + 1.103 × 19.000 × 0.500 = 117.881 kN/m²
Wh3 = 117.881 + 1.103 × 19.000 × 0.500 = 128.364 kN/m²
Wh4 = 128.364 + 1.103 × 19.000 × 0.500 = 138.845 kN/m²
Wh5 = 138.845 + 1.103 × 19.000 × 0.500 = 149.326 kN/m²
Wh6 = 149.326 + 1.103 × 19.000 × 0.500 = 159.809 kN/m²
Wh7 = 159.809 + 1.103 × 19.000 × 0.500 = 170.290 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 10.200 × 10.00 = 61.500 kN/m²
Wh2 = 61.500 + 1.103 × 10.000 × 0.500 = 67.017 kN/m²
Wh3 = 67.017 + 1.103 × 10.000 × 0.500 = 72.533 kN/m²
Wh4 = 72.533 + 1.103 × 10.000 × 0.500 = 78.050 kN/m²
Wh5 = 78.050 + 1.103 × 10.000 × 0.500 = 83.567 kN/m²
Wh6 = 83.567 + 1.103 × 10.000 × 0.500 = 89.083 kN/m²
Wh7 = 89.083 + 1.103 × 10.000 × 0.500 = 94.600 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 9.500 × 10.000 = 95.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 10.200 × 10.000 = 102.000 kN/m²
Ww3 = 102.000 + 1.103 × 10.000 = 113.033 kN/m²
Ww4 = 113.033 + 1.103 × 10.000 = 124.067 kN/m²
Ww5 = 124.067 + 1.103 × 10.000 = 135.100 kN/m²
Ww6 = 135.100 + 1.103 × 10.000 = 146.133 kN/m²
Ww7 = 146.133 + 1.103 × 10.000 = 157.167 kN/m²
Ww8 = 157.167 + 1.103 × 10.000 = 168.200 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww9 = (10.500 + 8.020 - 1.000) × 10.000 = 175.200 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

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

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

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	30.000	172.400	137.900	19.000	0.696	0.870
계					0.696	0.870

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.696 = 0.870	1.25 Tg' = 1.25 × 0.870 = 1.087

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

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

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

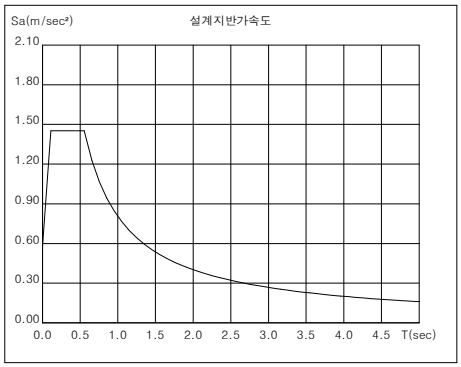
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 0.926 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.517 m/s²

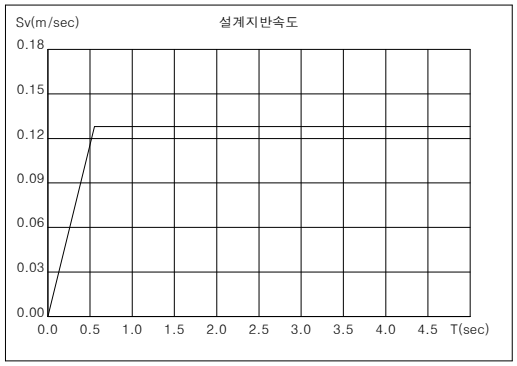
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.870 / 2π × 0.926 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 1.087 / 2π × 1.517 = 0.262 m/s

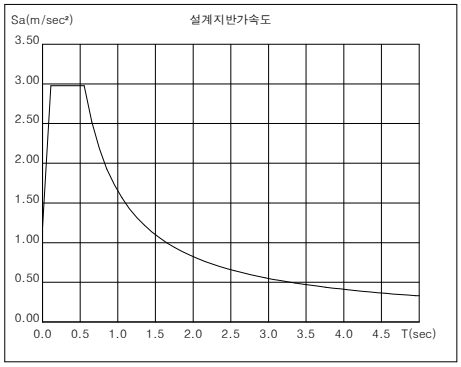
6) 설계응답 응답스펙트럼

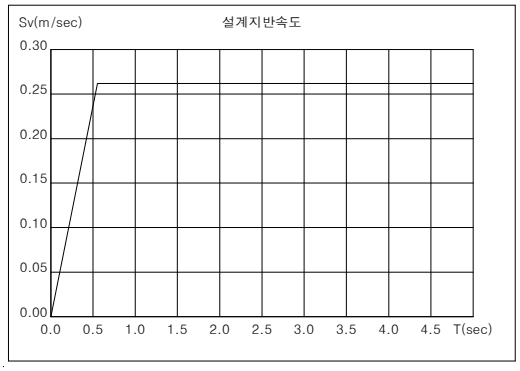
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 11.200 m
- 하부슬래브 EL. = 17.820 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.870 \times \cos(\pi \times 11.200 / (2 \times 30.000)) = 0.018796$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.870 \times \cos(\pi \times 17.820 / (2 \times 30.000)) = 0.013436$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.087 \times \cos(\pi \times 11.200 / (2 \times 30.000)) = 0.048069$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.087 \times \cos(\pi \times 17.820 / (2 \times 30.000)) = 0.034360$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
Po = 23469.230 × (0.018796 - 0.013436) = 125.795 kN/m²	Po = 15015.980 × (0.048069 - 0.034360) = 205.854 kN/m²

8) 측벽 지반변위 하중

P(z) = Kh × (Uh(z) - Uh(b))

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
11.200	86175.010	0.018796	0.005360	461.898
12.303	86175.010	0.018044	0.004608	397.094
13.407	86175.010	0.017231	0.003795	327.034
14.510	86175.010	0.016361	0.002925	252.062
15.613	86175.010	0.015436	0.002000	172.350
16.717	86175.010	0.014460	0.001024	88.243
17.820	86175.010	0.013436	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
11.200	55136.120	0.048069	0.013709	755.861
12.303	55136.120	0.046145	0.011785	649.779
13.407	55136.120	0.044066	0.009706	535.151
14.510	55136.120	0.041842	0.007482	412.528
15.613	55136.120	0.039477	0.005117	282.132
16.717	55136.120	0.036979	0.002619	144.401
17.820	55136.120	0.034360	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

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

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

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	57565.000 × 0.000617 = 35.520	36831.000 × 0.001579 = 58.160
Vb	57565.000 × 0.000923 = 53.130	36831.000 × 0.002360 = 86.920
Vs	(35.520 + 53.130) / 2 = 44.330	(58.160 + 86.920) / 2 = 72.540

10) 구체 관성력

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

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.400×25.000×0.074×(1 - 0.015×11.200) = 2.155	fu = 1.400×25.000×0.182×(1 - 0.015×11.200) = 5.300

② 하부슬래브

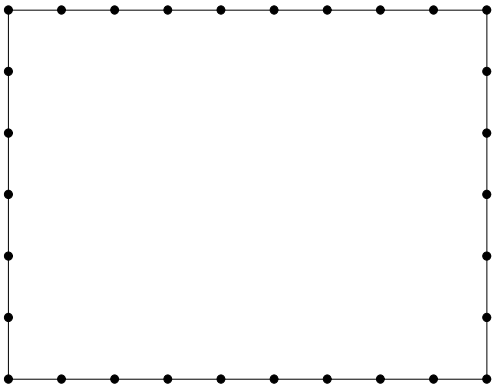
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.400×25.000×0.074×(1 - 0.015×17.820) = 1.898	fb = 1.400×25.000×0.182×(1 - 0.015×17.820) = 4.667

③ 측벽

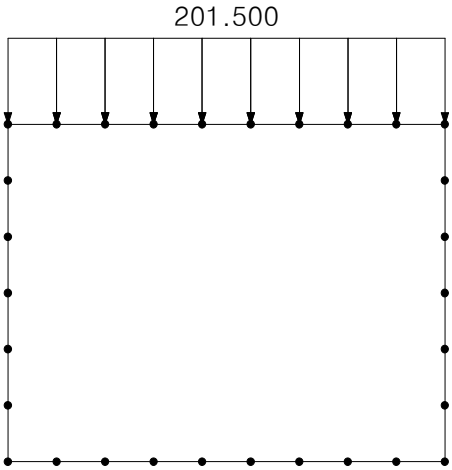
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×11.200) = 2.309	f1 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×11.200) = 5.678
f2 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×12.303) = 2.263	f2 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×12.303) = 5.565
f3 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×13.407) = 2.217	f3 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×13.407) = 5.452
f4 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×14.510) = 2.171	f4 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×14.510) = 5.340
f5 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×15.613) = 2.125	f5 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×15.613) = 5.227
f6 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×16.717) = 2.079	f6 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×16.717) = 5.114
f7 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×17.820) = 2.033	f7 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×17.820) = 5.001

10. 하 중 재 하 (상시)

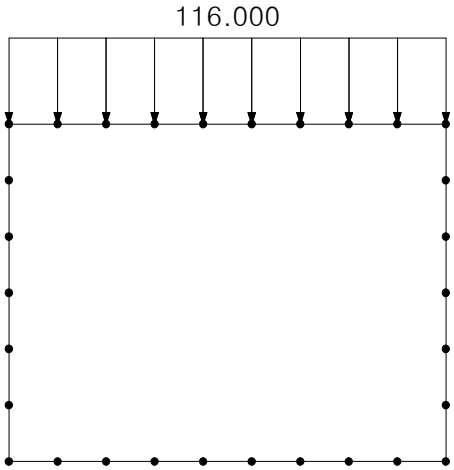
1) CASE1 - 구체자중(SW)



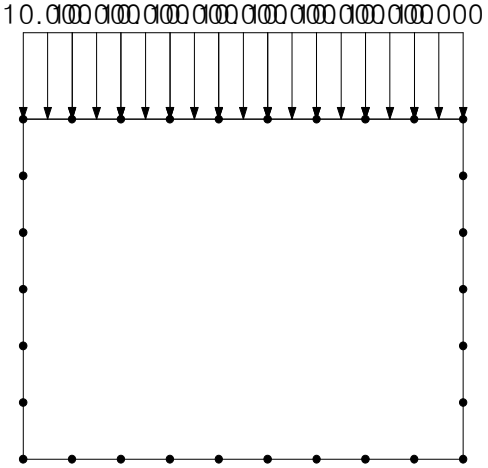
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



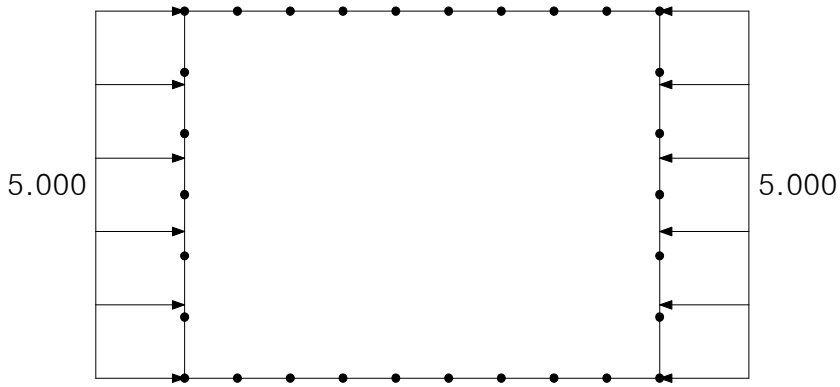
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



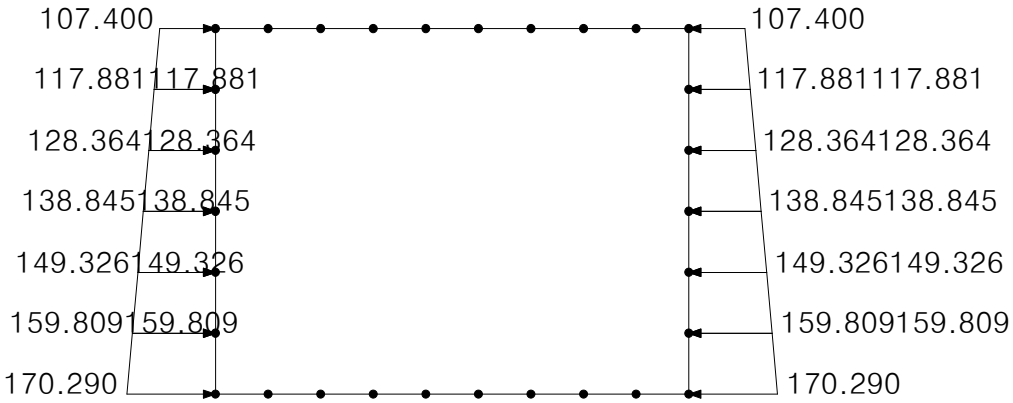
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



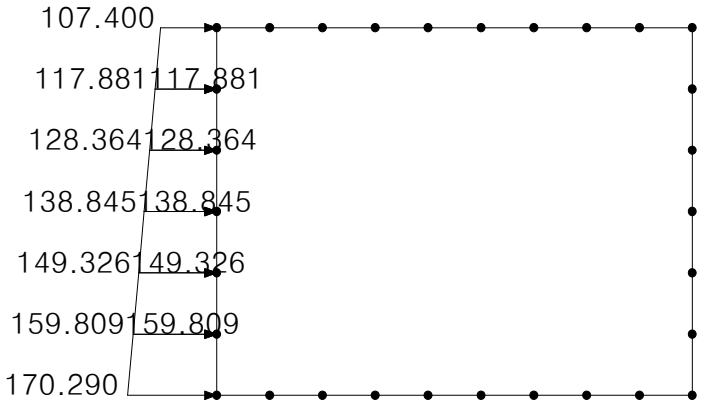
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



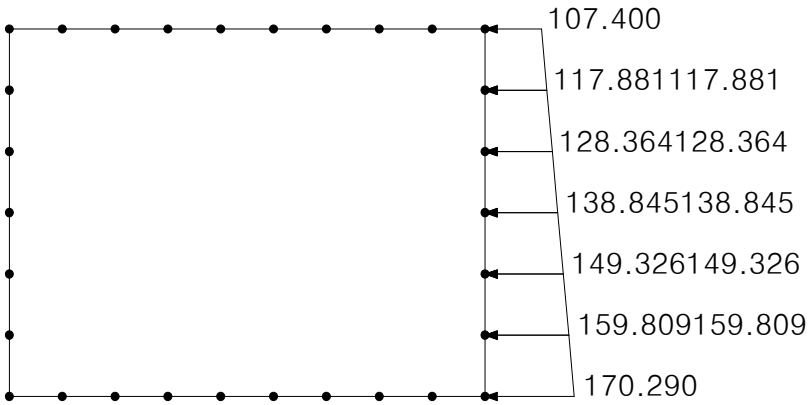
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



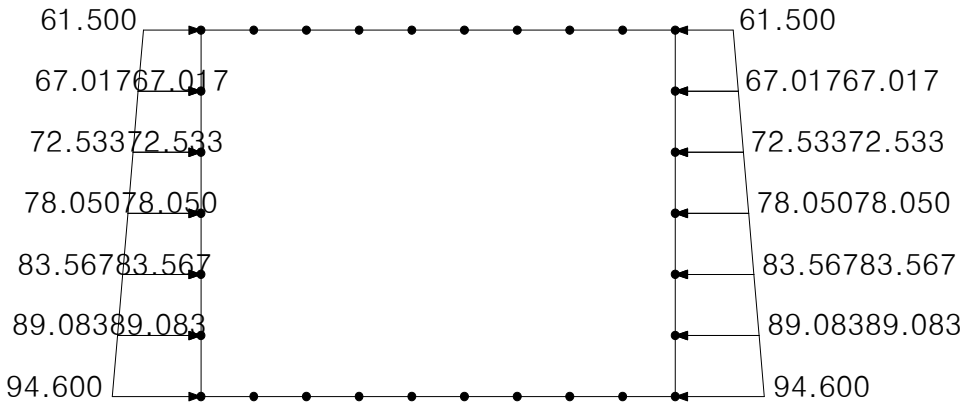
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



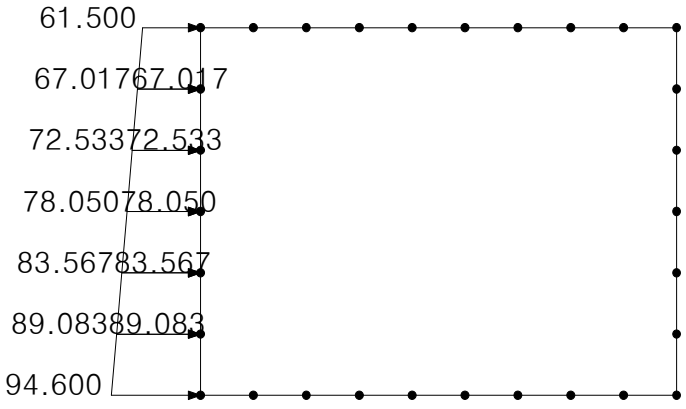
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



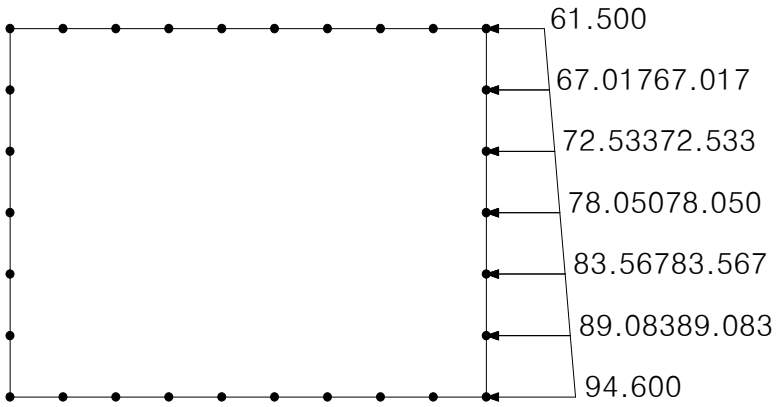
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



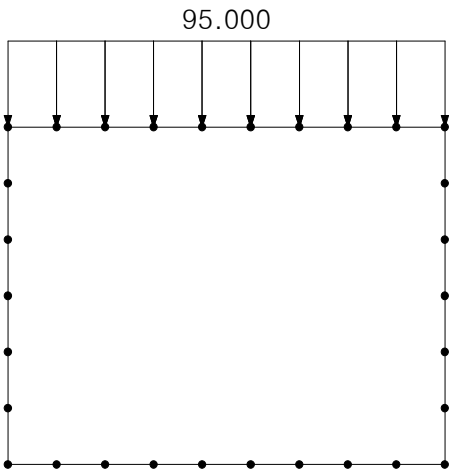
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



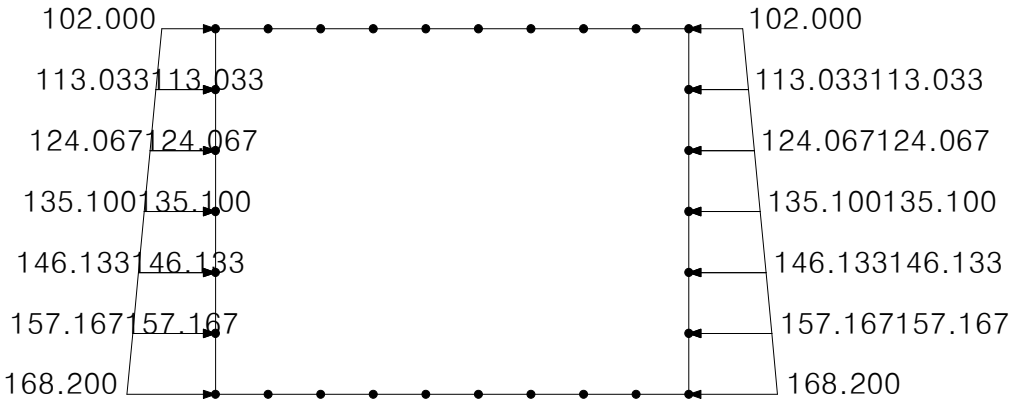
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



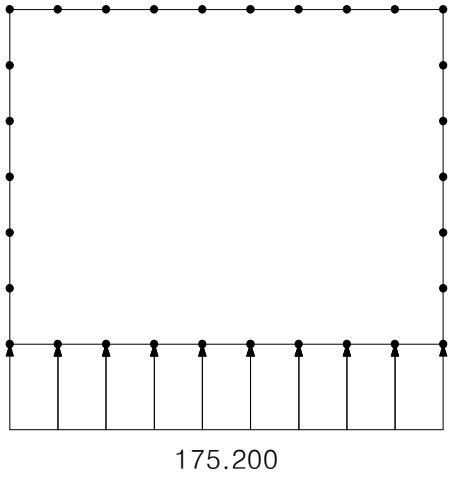
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



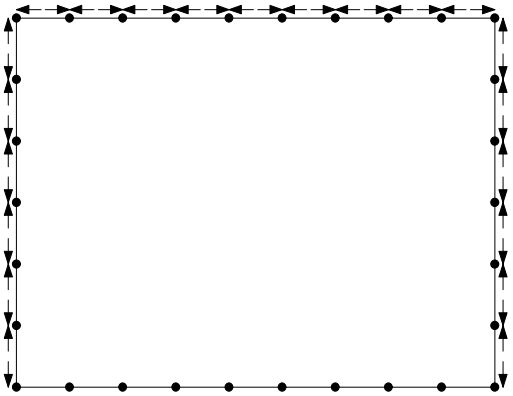
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



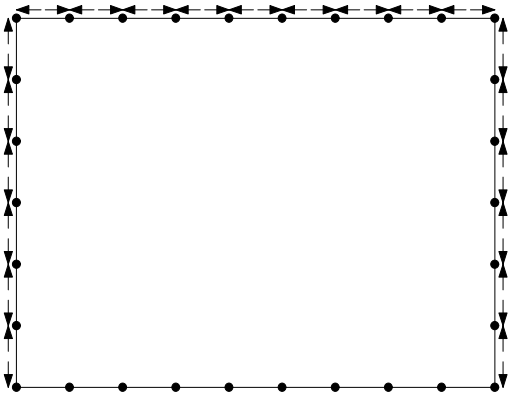
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



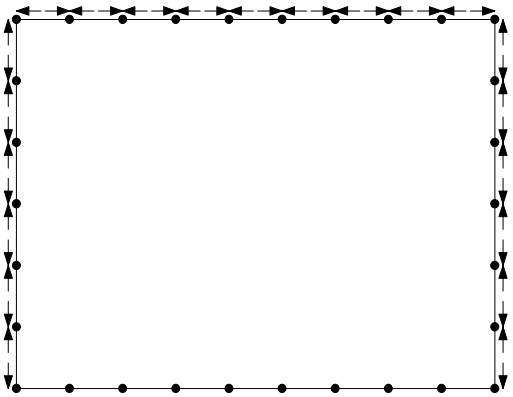
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

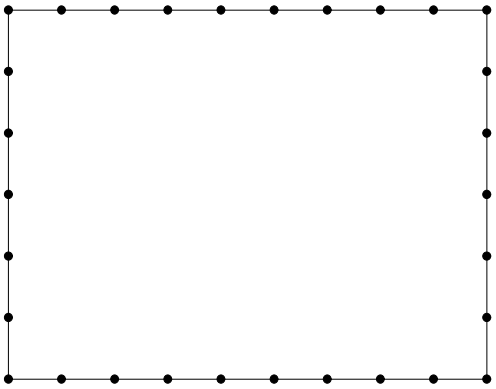


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

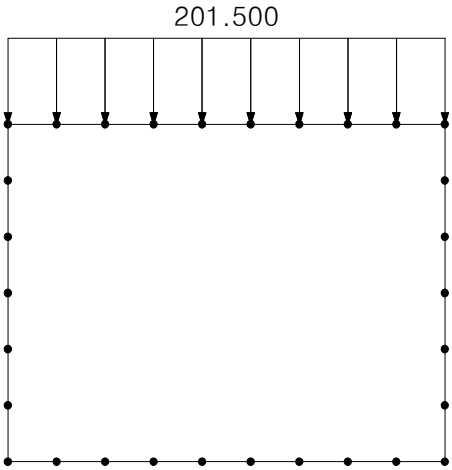


11. 하중 재하 (기능수행)

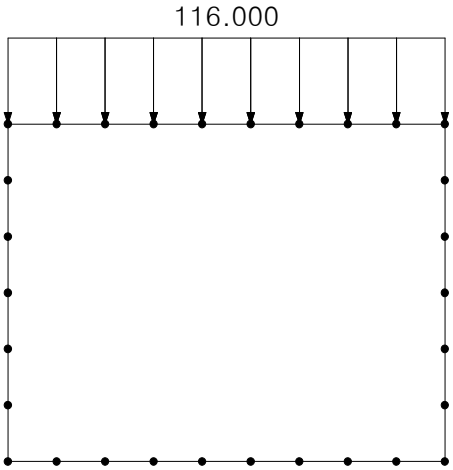
1) CASE1 - 구체자중(SW)



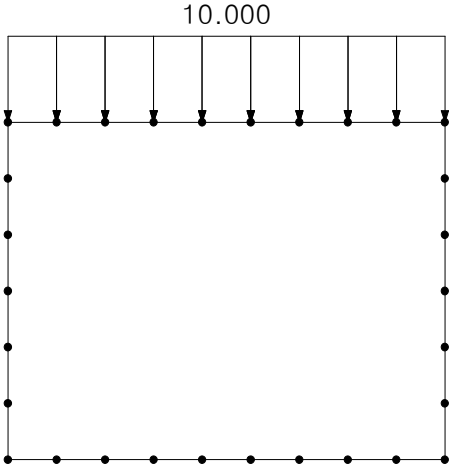
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



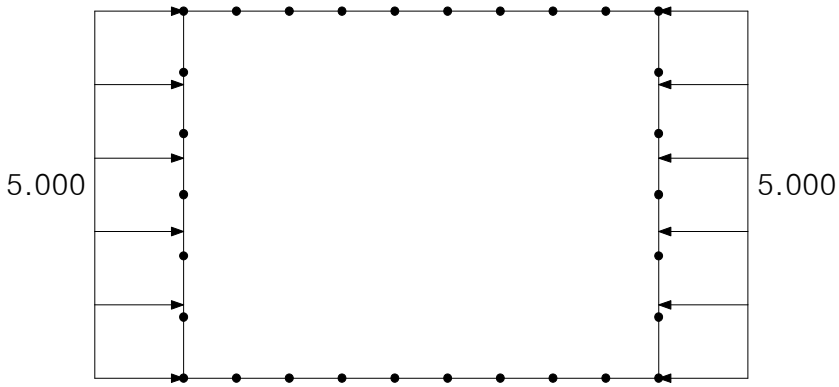
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



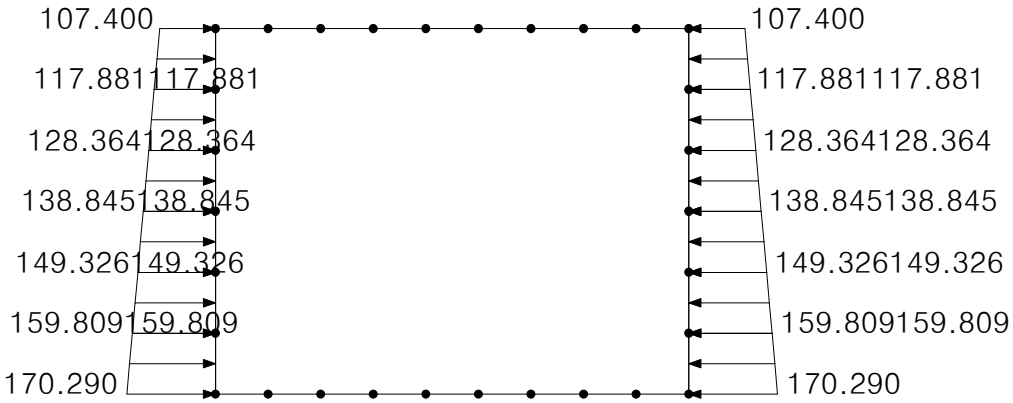
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



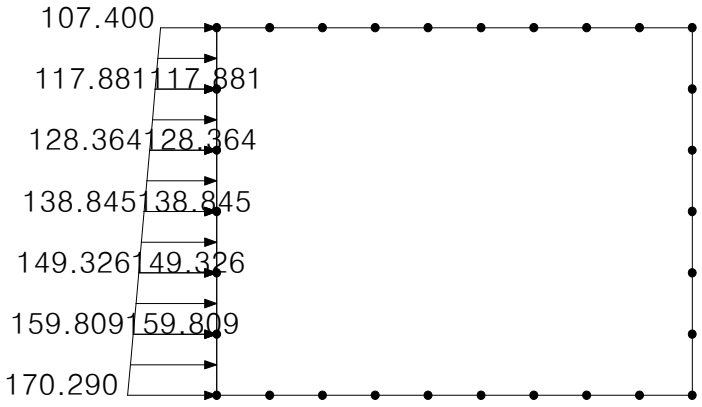
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



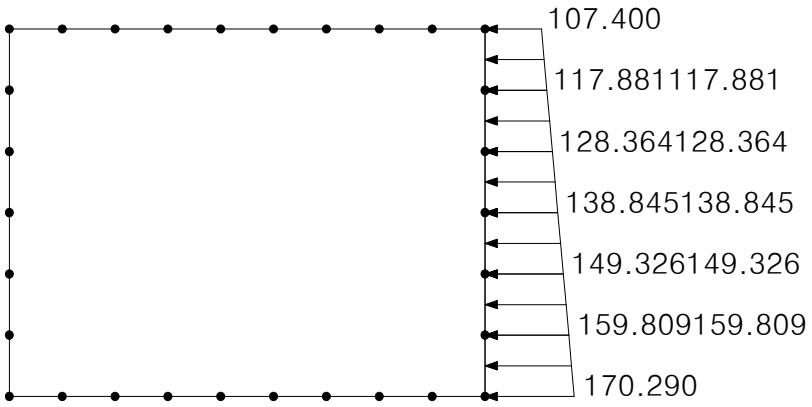
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



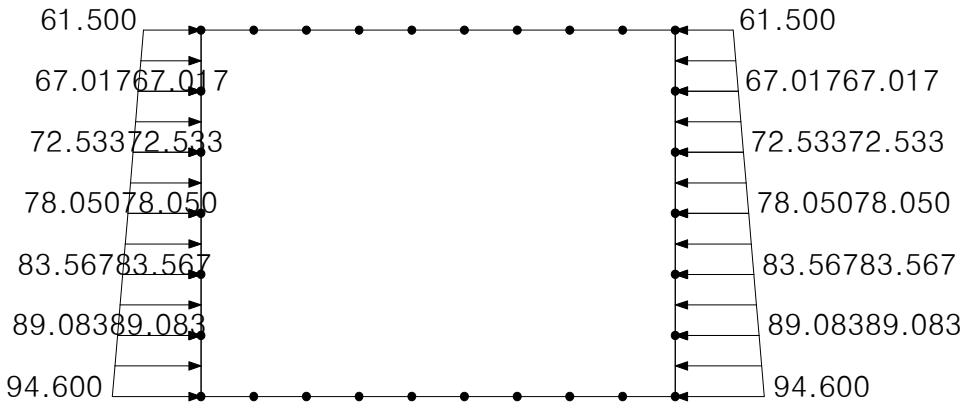
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



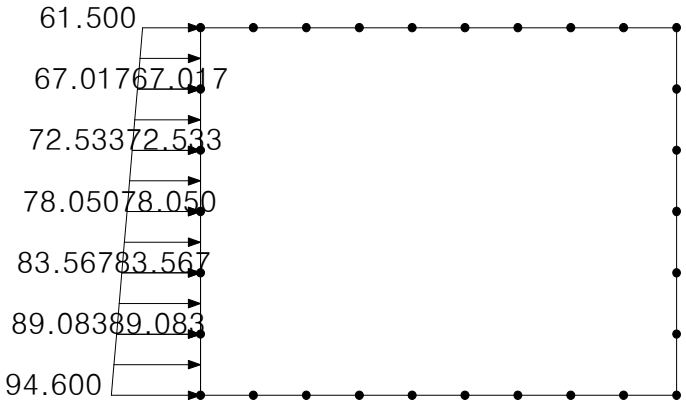
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



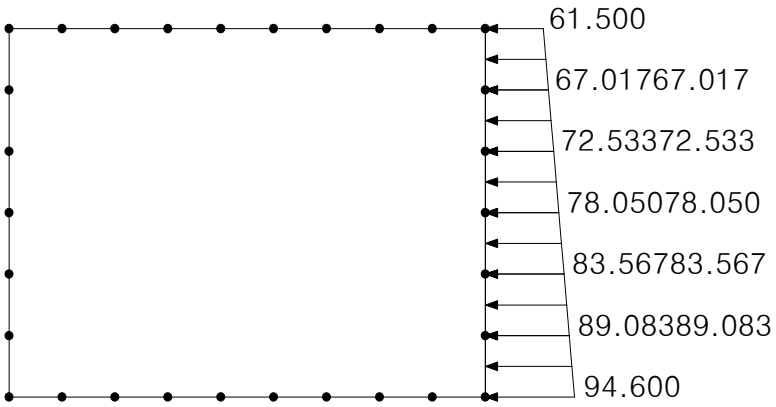
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



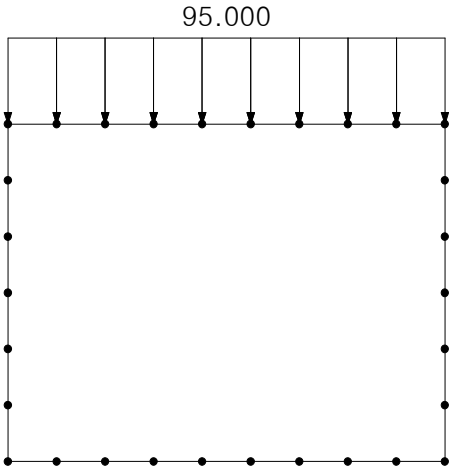
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



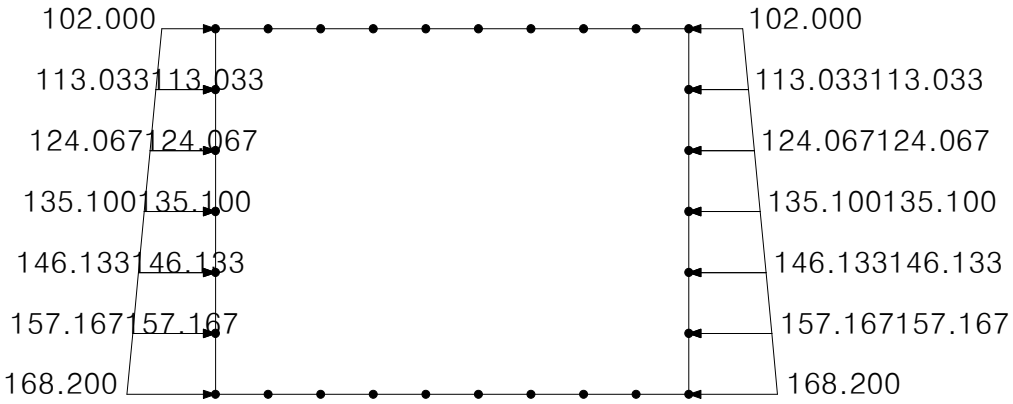
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



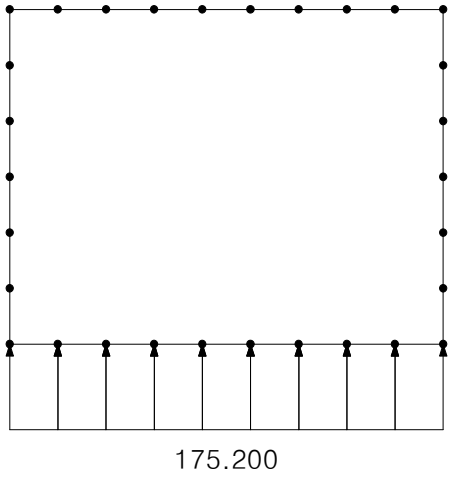
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

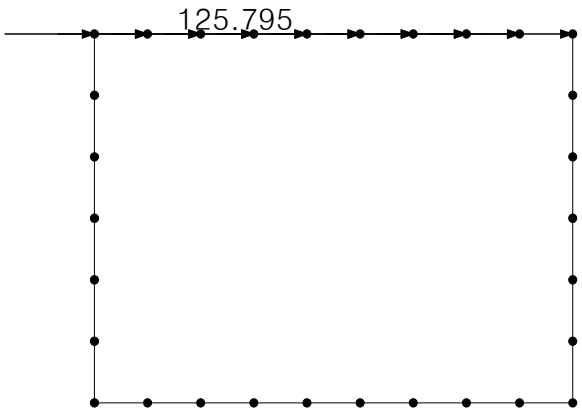


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

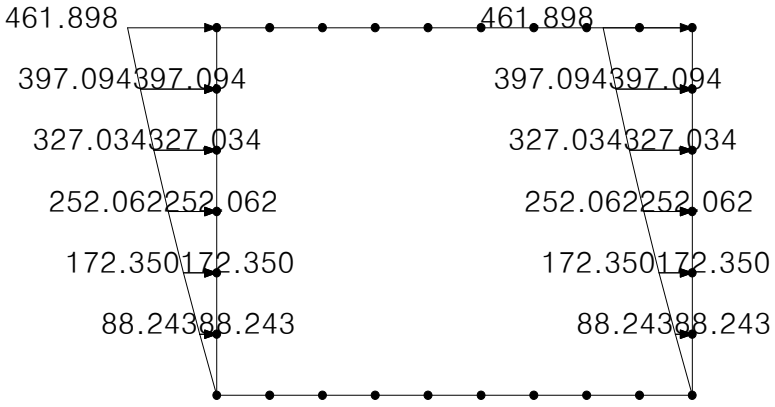


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

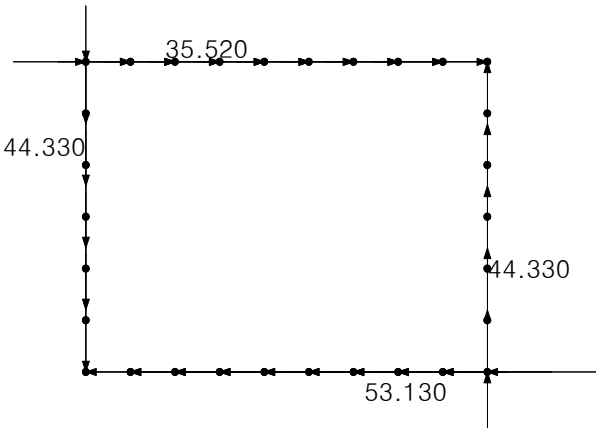
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



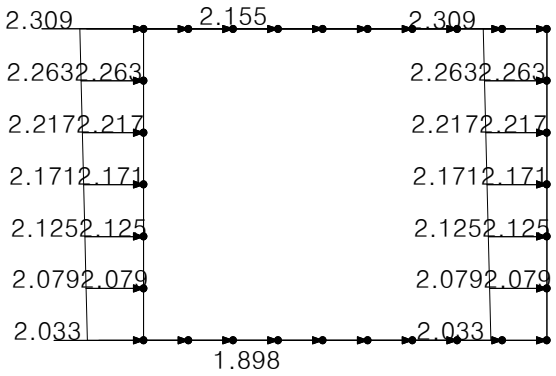
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

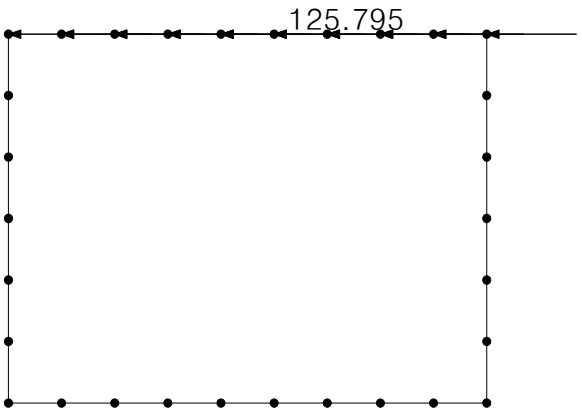


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

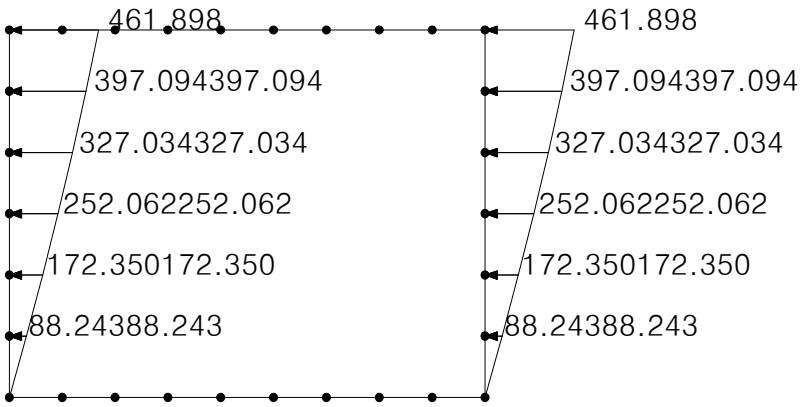


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

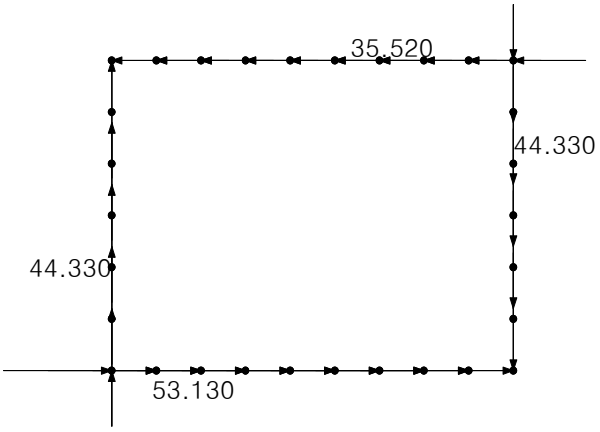
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



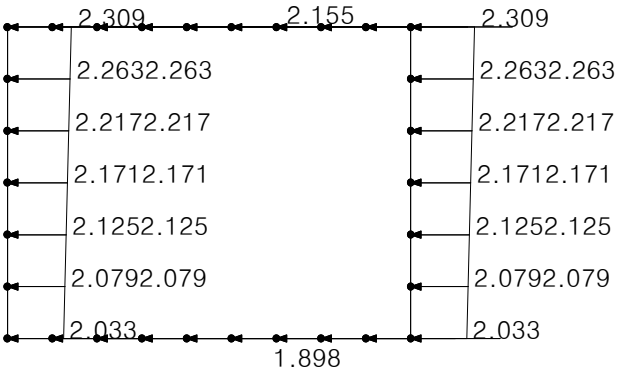
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

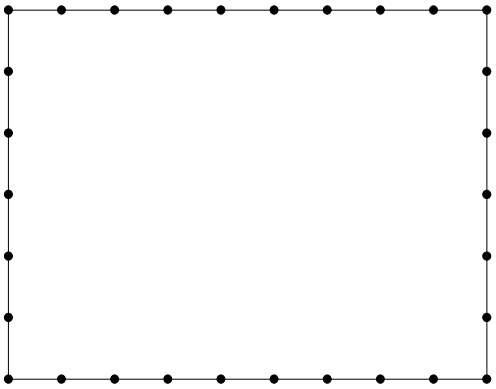


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

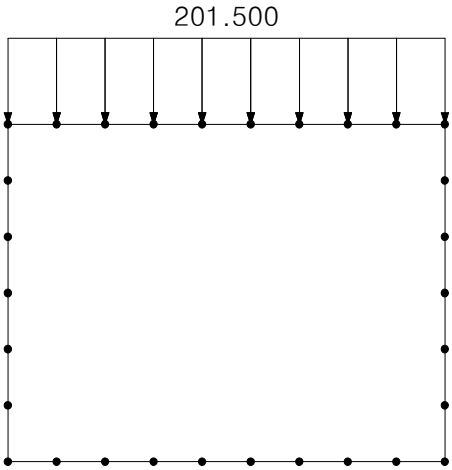


12. 하중 재하 (붕괴방지)

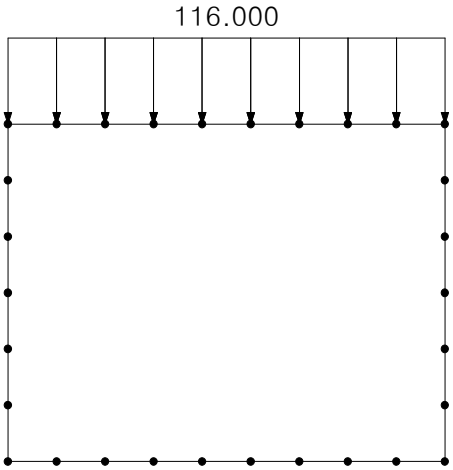
1) CASE1 - 구체자중(SW)



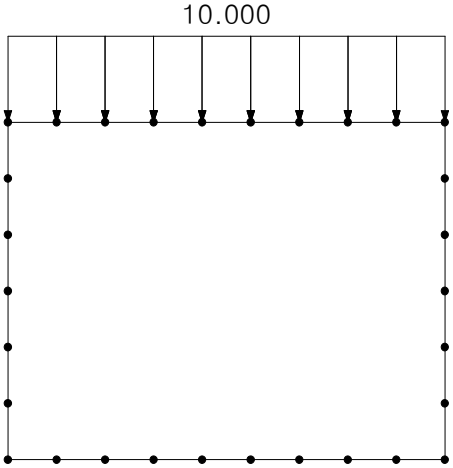
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



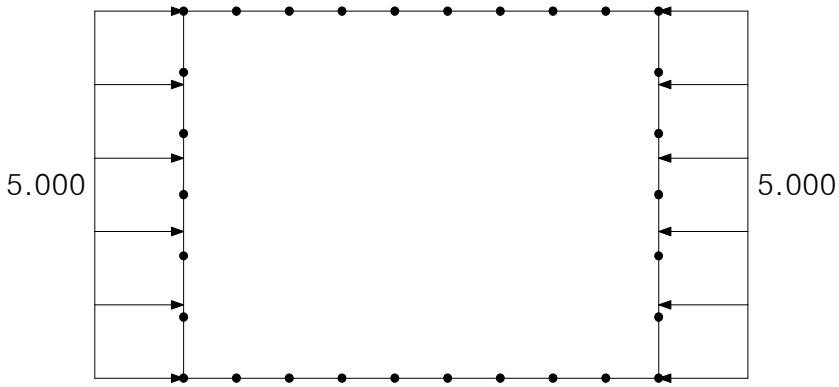
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



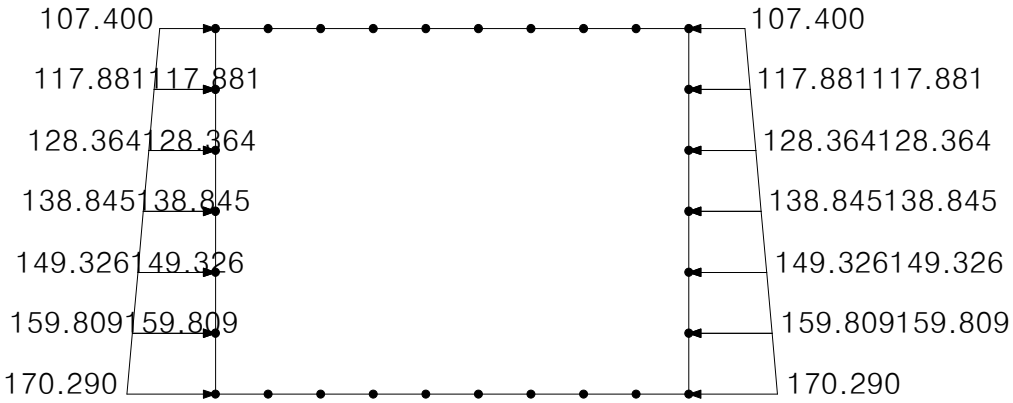
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



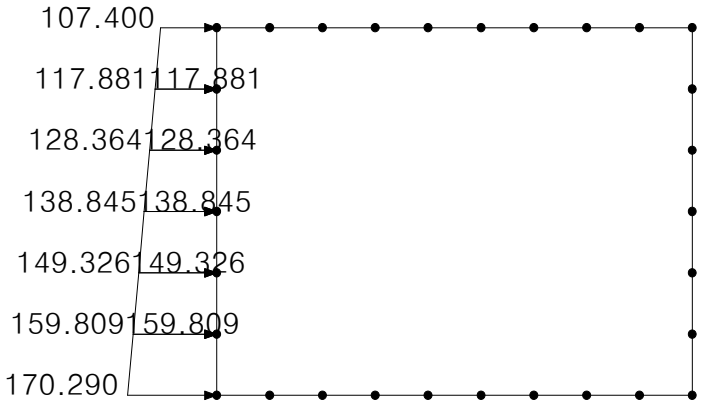
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



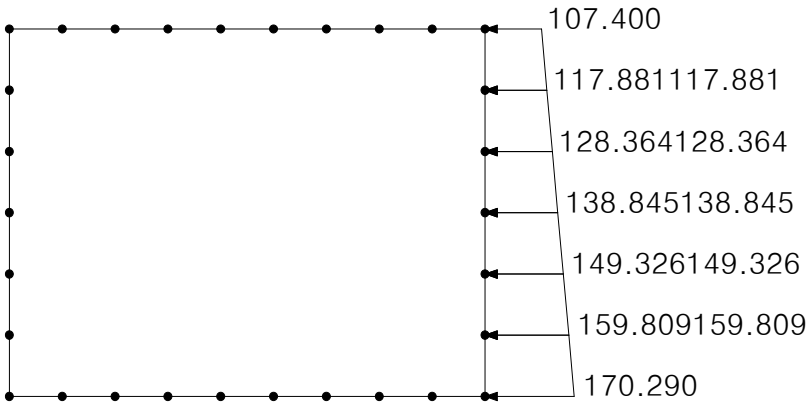
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



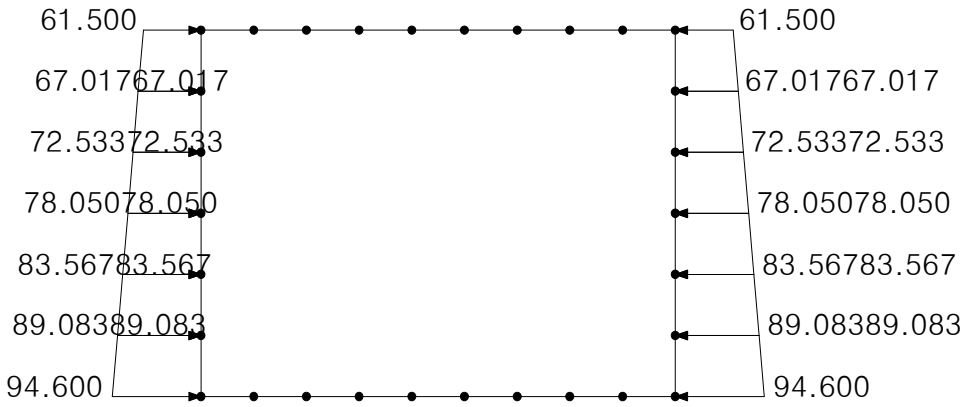
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



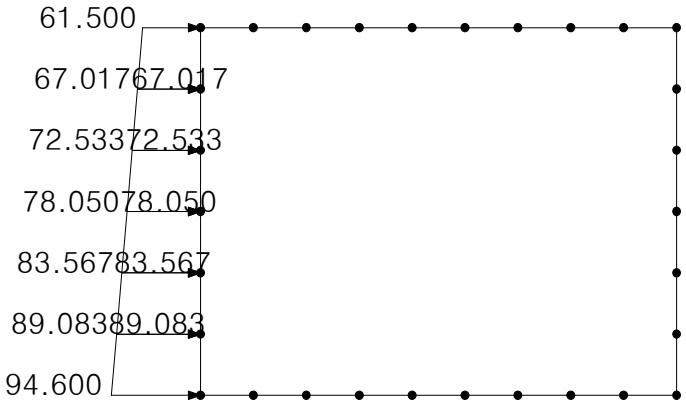
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



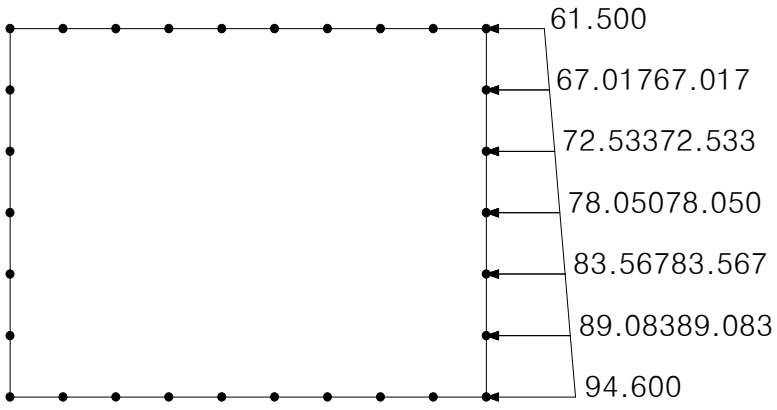
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



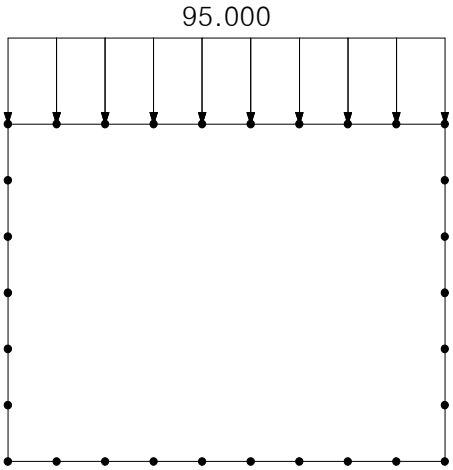
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



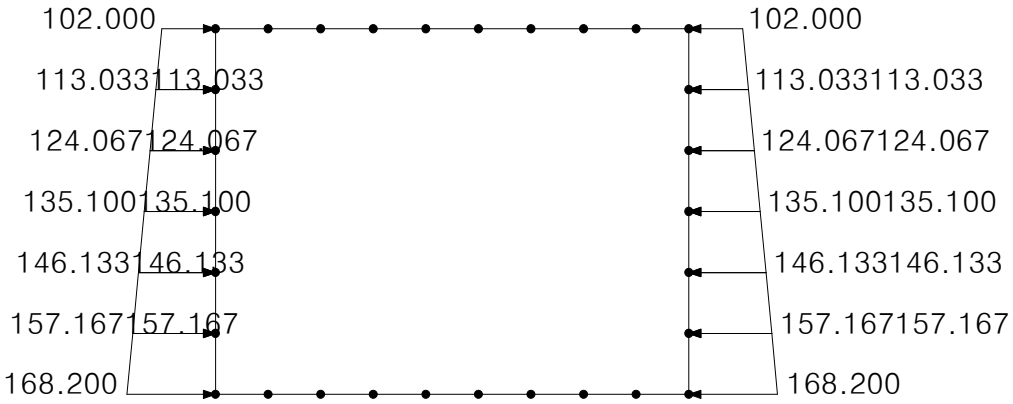
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



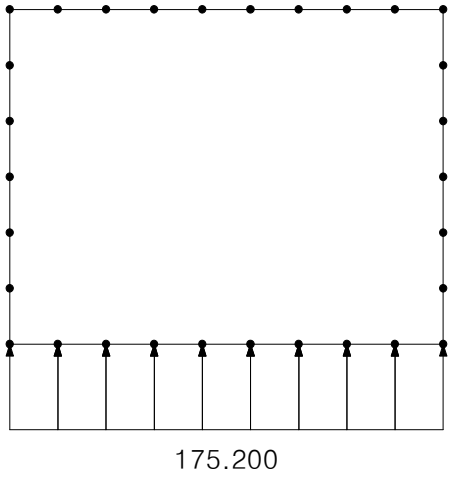
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

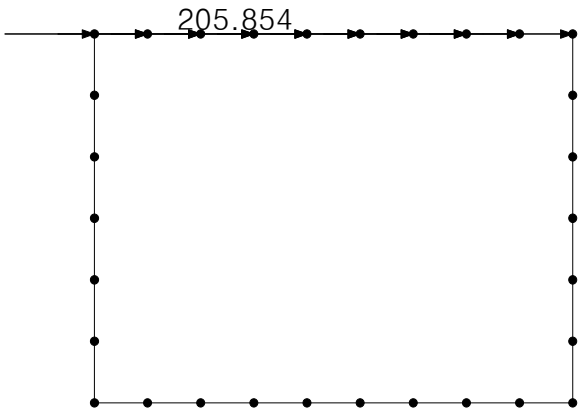


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

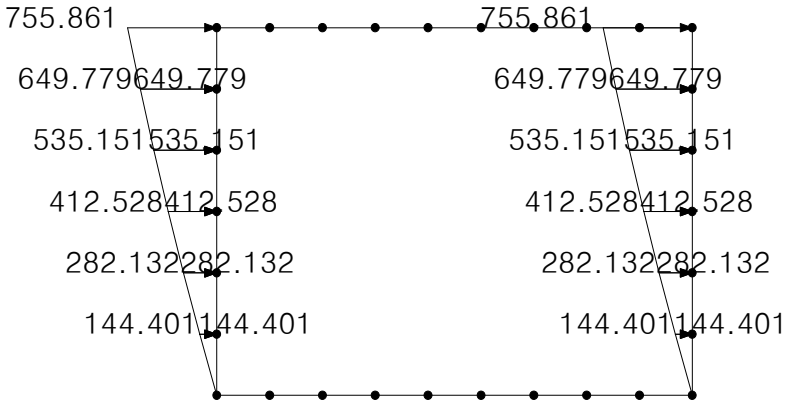


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

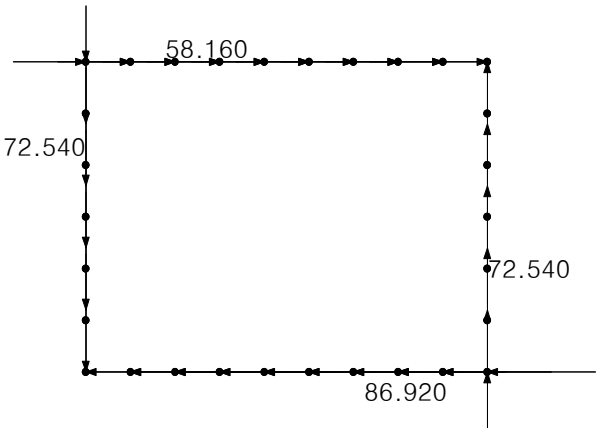
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



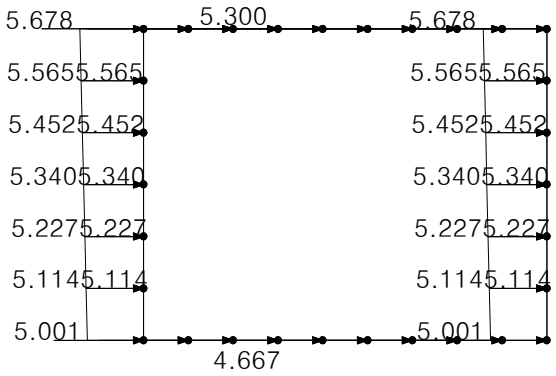
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

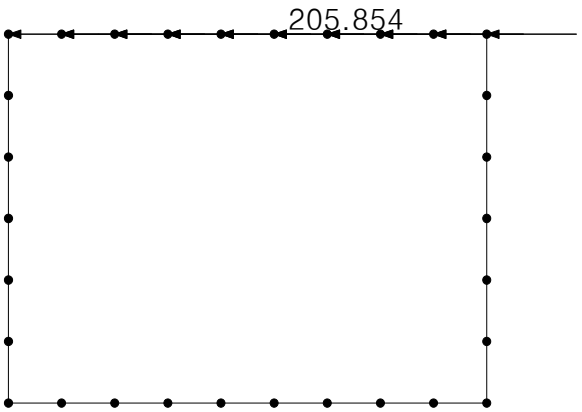


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

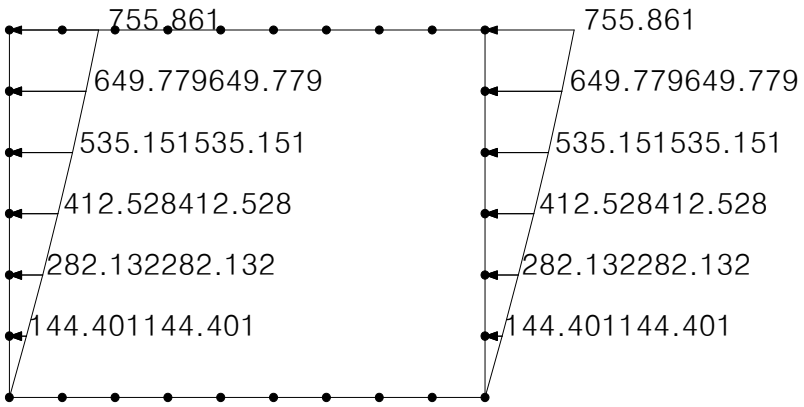


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

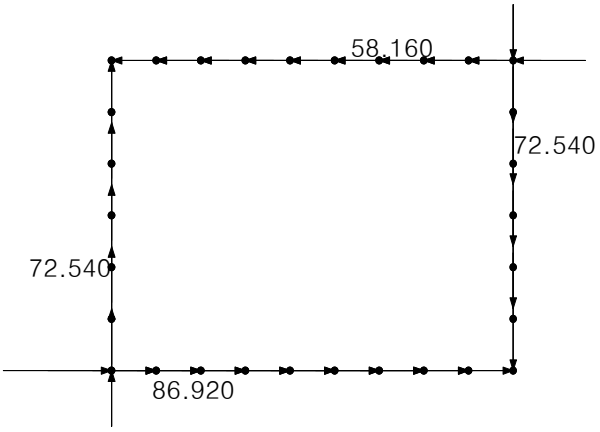
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



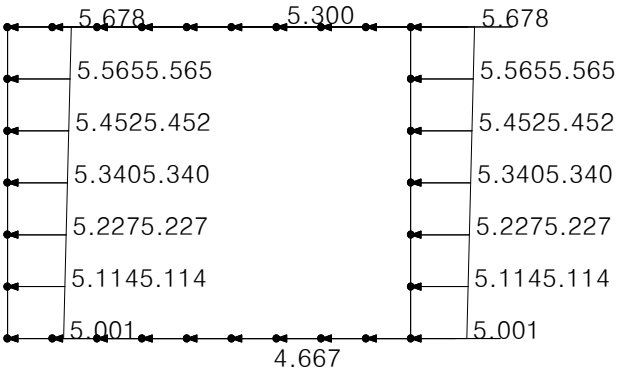
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(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) = 0.875, h = 10.500 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	1.400	●
LC7	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	1.400	●
LC8	0.900	0.900		1.600		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	●

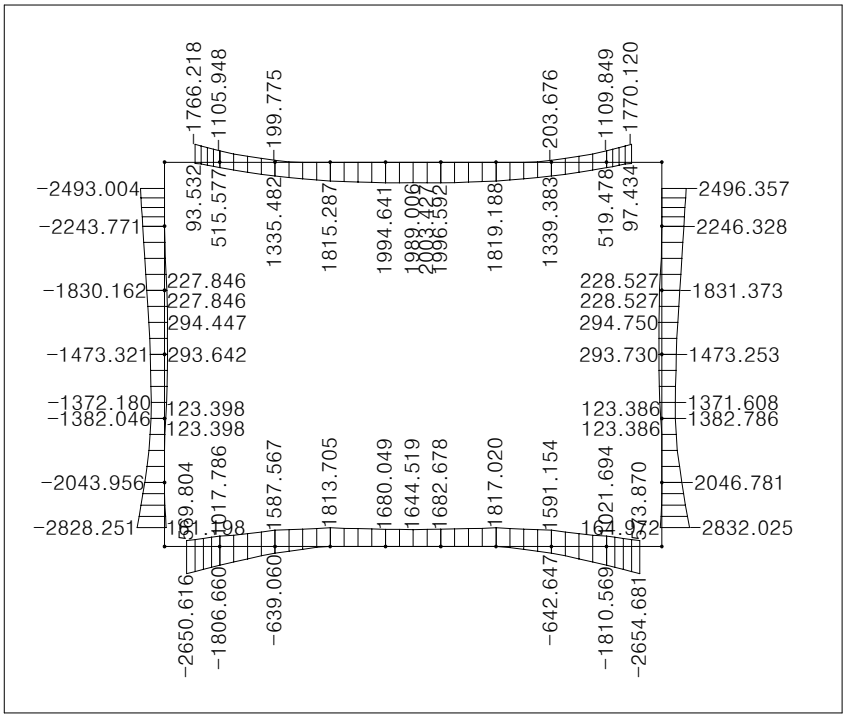
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.400	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.400	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.400	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.400	●

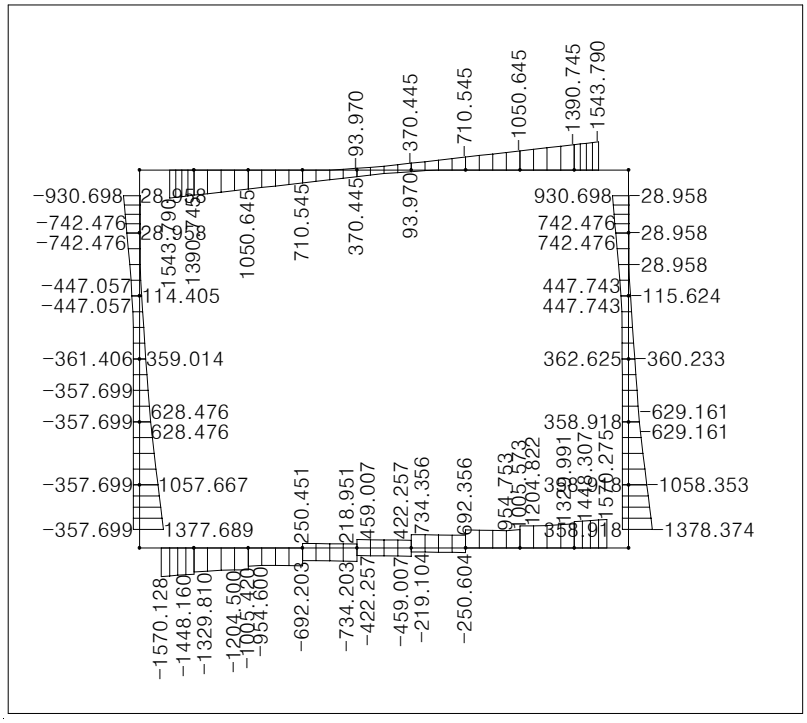
14. 단면력정리

14.1 상시

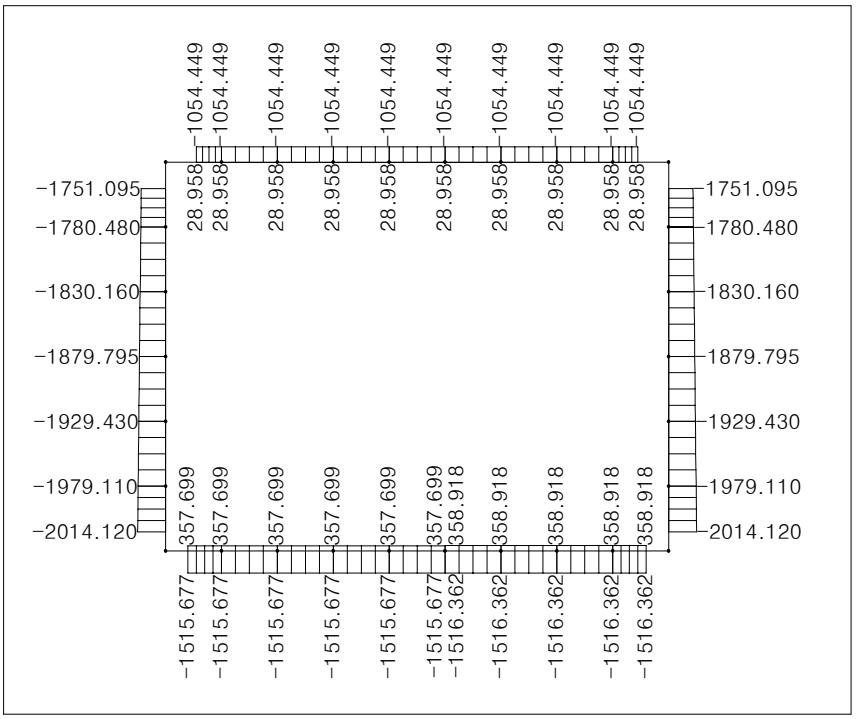
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



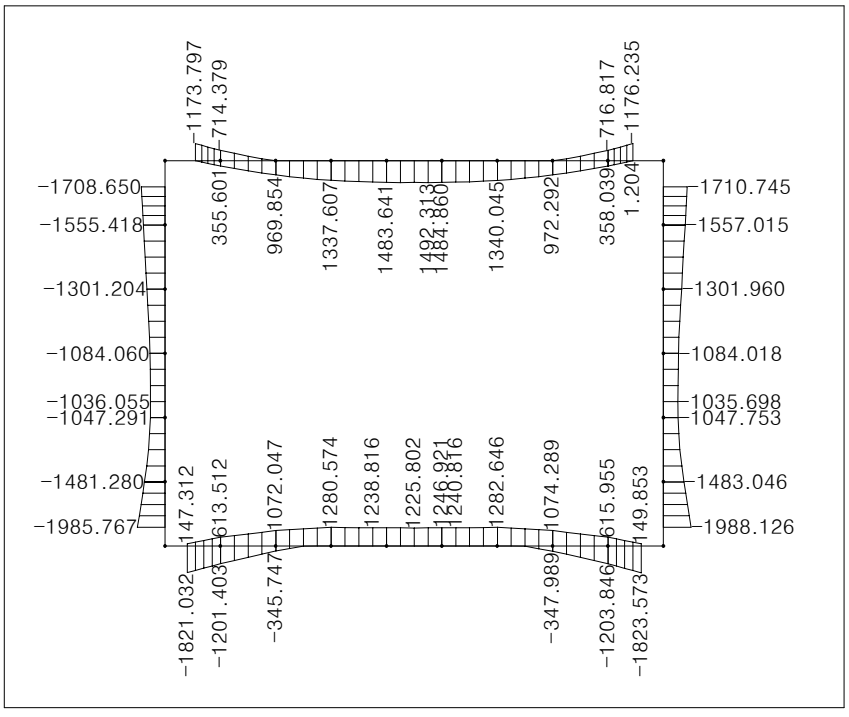
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

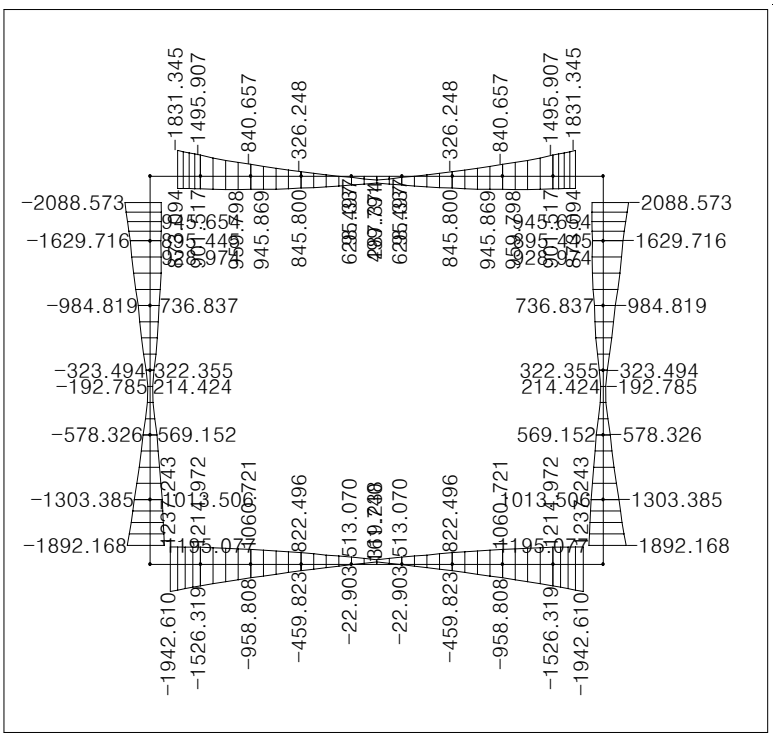


5) 단면력 정리

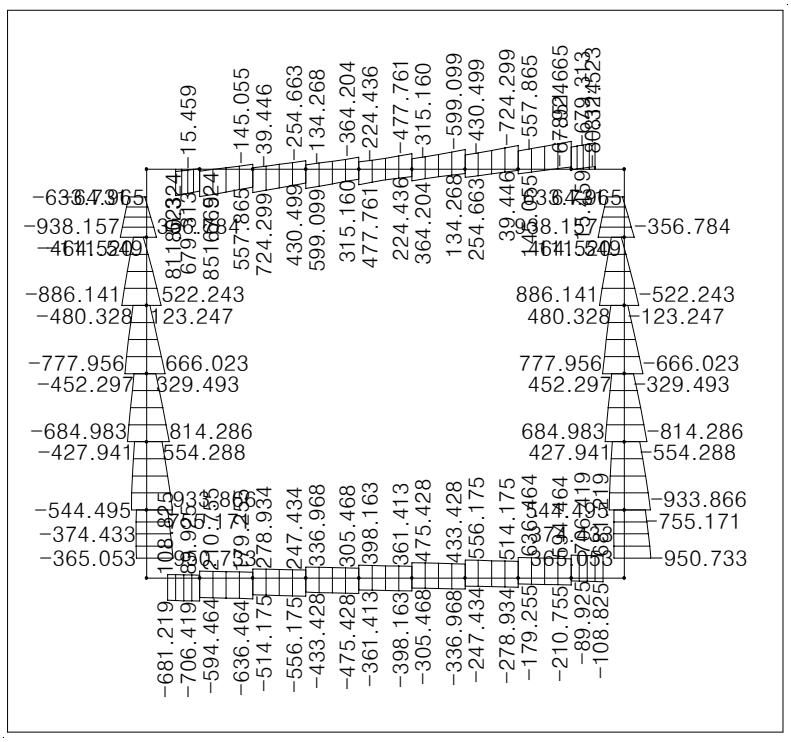
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1766.22	1033.64	1054.45	1173.80	1000.00	1566.67	
		좌측 (하면)	2	93.53	1033.64	1054.45	0.00	1000.00	1400.00	
		중앙부	3	1989.01	285.42	1054.45	1484.36	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	4	1770.12	1033.64	1054.45	1176.24	1000.00	1566.67	
		우측 (하면)	5	97.43	1033.64	1054.45	1.20	1000.00	1400.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	569.80	995.26	1515.68	147.31	1000.00	1400.00	
		좌측 (하면)	7	2650.62	995.26	1515.68	1821.03	1000.00	1400.00	
		중앙부	8	1644.52	734.36	1515.68	1225.80	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	9	573.87	995.41	1516.36	149.85	1000.00	1400.00	
		우측 (하면)	10	2654.68	995.41	1516.36	1823.57	1000.00	1400.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	2493.00	768.15	1751.10	1708.65	1000.00	1666.67	
		상부 (내측)	12	0.00	768.15	1751.10	0.00	1000.00	1500.00	
		중앙부 (외측)	13	1439.30	361.41	1892.20	1067.87	1000.00	1500.00	
		중앙부 (내측)	14	291.24	361.41	1892.20	0.00	1000.00	1500.00	
		하부 (외측)	15	2828.25	1108.60	2014.12	1985.77	1000.00	1500.00	
		하부 (내측)	16	161.20	1108.60	2014.12	0.00	1000.00	1500.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	2496.36	768.35	1751.10	1710.75	1000.00	1666.67	
		상부 (내측)	18	0.00	768.35	1751.10	0.00	1000.00	1500.00	
		중앙부 (외측)	19	1439.07	362.63	1892.20	1067.72	1000.00	1500.00	
		중앙부 (내측)	20	291.30	362.63	1892.20	0.00	1000.00	1500.00	
		하부 (외측)	21	2832.03	1109.01	2014.12	1988.13	1000.00	1500.00	
		하부 (내측)	22	164.97	1109.01	2014.12	0.00	1000.00	1500.00	

14.2 지진시(기능수행)

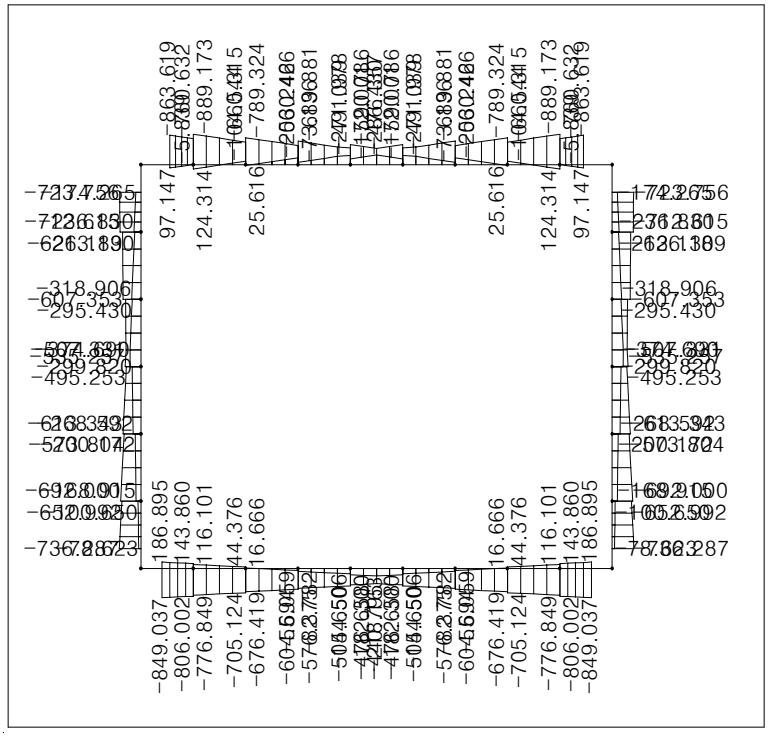
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

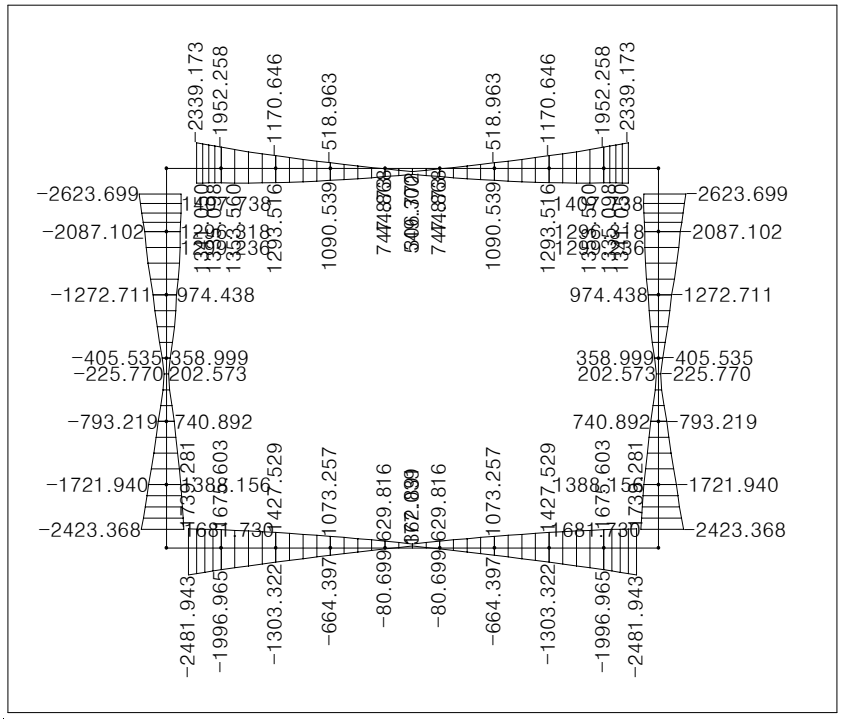


4) 단면력 정리

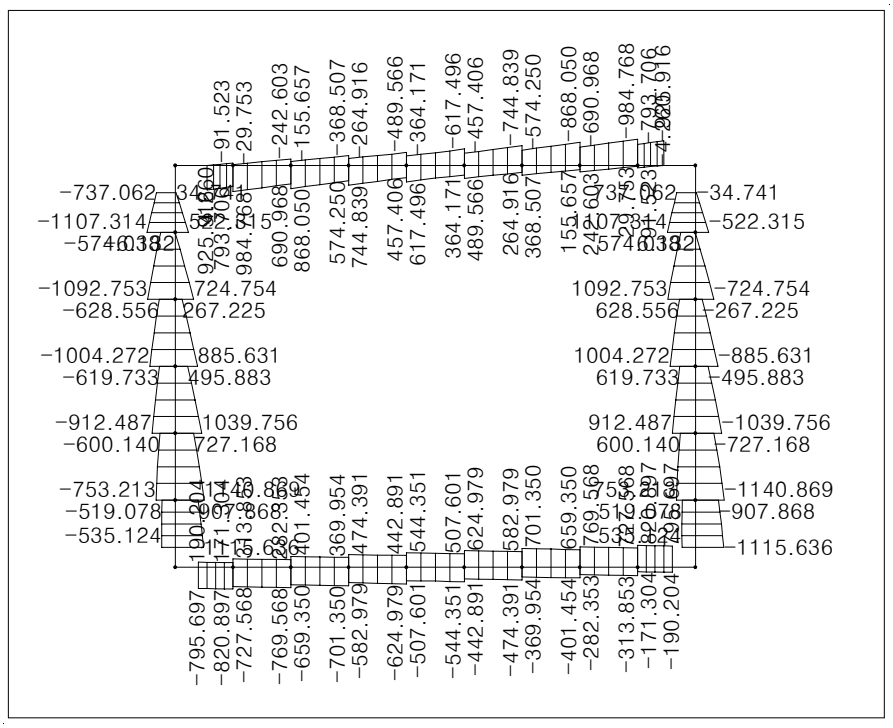
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1831.35	709.61	1031.72	1000.00	1566.67	
		좌측 (하면)	2	873.09	709.61	1031.72	1000.00	1400.00	
		중앙부	3	499.79	404.31	558.64	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	4	1831.35	709.61	1031.72	1000.00	1566.67	
		우측 (하면)	5	873.09	709.61	1031.72	1000.00	1400.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	1237.24	516.28	1032.09	1000.00	1400.00	
		좌측 (하면)	7	1942.61	516.28	1032.09	1000.00	1400.00	
		중앙부	8	319.24	475.43	637.77	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	9	1237.24	516.28	1032.09	1000.00	1400.00	
		우측 (하면)	10	1942.61	516.28	1032.09	1000.00	1400.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	2088.57	899.42	815.23	1000.00	1666.67	
		상부 (내측)	12	921.16	899.42	815.23	1000.00	1500.00	
		중앙부 (외측)	13	192.79	452.30	715.97	1000.00	1500.00	
		중앙부 (내측)	14	214.42	452.30	715.97	1000.00	1500.00	
		하부 (외측)	15	1892.17	790.60	856.54	1000.00	1500.00	
		하부 (내측)	16	1195.08	790.60	856.54	1000.00	1500.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	2088.57	899.12	815.23	1000.00	1666.67	
		상부 (내측)	18	921.16	899.12	815.23	1000.00	1500.00	
		중앙부 (외측)	19	192.79	777.96	780.64	1000.00	1500.00	
		중앙부 (내측)	20	214.42	777.96	780.64	1000.00	1500.00	
		하부 (외측)	21	1892.17	790.42	856.54	1000.00	1500.00	
		하부 (내측)	22	1195.08	790.42	856.54	1000.00	1500.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

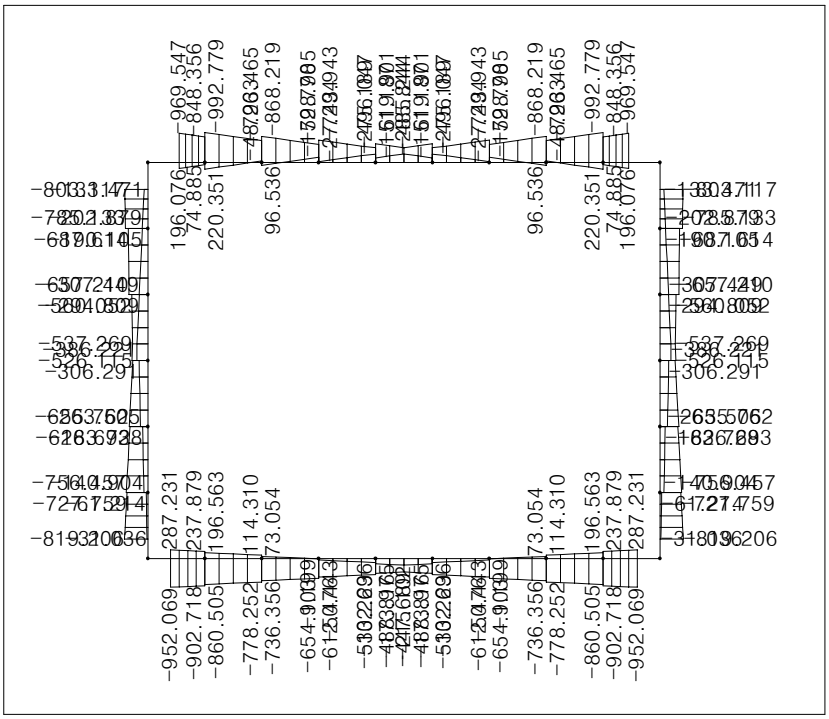
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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 (상면)	1	2339.17	853.36	1178.06	1000.00	1566.67	
		좌측 (하면)	2	1340.71	853.36	1178.06	1000.00	1400.00	
		중앙부	3	549.30	544.05	581.81	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	4	2339.17	853.36	1178.06	1000.00	1566.67	
		우측 (하면)	5	1340.71	853.36	1178.06	1000.00	1400.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	1739.28	661.45	1179.71	1000.00	1400.00	
		좌측 (하면)	7	2481.94	661.45	1179.71	1000.00	1400.00	
		중앙부	8	362.89	624.98	687.63	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	9	1739.28	661.45	1179.71	1000.00	1400.00	
		우측 (하면)	10	2481.94	661.45	1179.71	1000.00	1400.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	2623.70	1060.07	918.48	1000.00	1666.67	
		상부 (내측)	12	1401.90	1060.07	918.48	1000.00	1500.00	
		중앙부 (외측)	13	225.77	619.73	826.64	1000.00	1500.00	
		중앙부 (내측)	14	202.57	619.73	826.64	1000.00	1500.00	
		하부 (외측)	15	2423.37	945.97	966.32	1000.00	1500.00	
		하부 (내측)	16	1681.73	945.97	966.32	1000.00	1500.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	2623.70	1059.71	918.48	1000.00	1666.67	
		상부 (내측)	18	1401.90	1059.71	918.48	1000.00	1500.00	
		중앙부 (외측)	19	225.77	1004.27	863.59	1000.00	1500.00	
		중앙부 (내측)	20	202.57	1004.27	863.59	1000.00	1500.00	
		하부 (외측)	21	2423.37	945.77	966.32	1000.00	1500.00	
		하부 (내측)	22	1681.73	945.77	966.32	1000.00	1500.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-1766.22	-	-2339.17	-1831.35	-2339.17	
		좌측 (하면)	2	93.53	-	1340.71	873.09	1340.71	
		중앙부	3	1989.01	-	549.30	499.79	1989.01	
		우측 (상면)	4	-1770.12	-	-2339.17	-1831.35	-2339.17	
		우측 (하면)	5	97.43	-	1340.71	873.09	1340.71	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	569.80	-	1739.28	1237.24	1739.28	
		좌측 (하면)	7	-2650.62	-	-2481.94	-1942.61	-2650.62	
		중앙부	8	1644.52	-	362.89	319.24	1644.52	
		우측 (상면)	9	573.87	-	1739.28	1237.24	1739.28	
		우측 (하면)	10	-2654.68	-	-2481.94	-1942.61	-2654.68	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-2493.00	-	-2623.70	-2088.57	-2623.70	
		상부 (내측)	12	-	-	1401.90	921.16	1401.90	
		중앙부 (외측)	13	-1439.30	-	-225.77	-192.79	-1439.30	
		중앙부 (내측)	14	291.24	-	202.57	214.42	291.24	
		하부 (외측)	15	-2828.25	-	-2423.37	-1892.17	-2828.25	
		하부 (내측)	16	161.20	-	1681.73	1195.08	1681.73	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-2496.36	-	-2623.70	-2088.57	-2623.70	
		상부 (내측)	18	-	-	1401.90	921.16	1401.90	
		중앙부 (외측)	19	-1439.07	-	-225.77	-192.79	-1439.07	
		중앙부 (내측)	20	291.30	-	202.57	214.42	291.30	
		하부 (외측)	21	-2832.03	-	-2423.37	-1892.17	-2832.03	
		하부 (내측)	22	164.97	-	1681.73	1195.08	1681.73	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1033.64	-	853.36	709.61	1033.64	
		좌측 (하면)	2	1033.64	-	853.36	709.61	1033.64	
		중앙부	3	-285.42	-	-544.05	-404.31	-544.05	
		우측 (상면)	4	-1033.64	-	-853.36	-709.61	-1033.64	
		우측 (하면)	5	-1033.64	-	-853.36	-709.61	-1033.64	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-995.26	-	-661.45	-516.28	-995.26	
		좌측 (하면)	7	-995.26	-	-661.45	-516.28	-995.26	
		중앙부	8	734.36	-	624.98	475.43	734.36	
		우측 (상면)	9	995.41	-	661.45	516.28	995.41	
		우측 (하면)	10	995.41	-	661.45	516.28	995.41	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-768.15	-	-1060.07	-899.42	-1060.07	
		상부 (내측)	12	-768.15	-	-1060.07	-899.42	-1060.07	
		중앙부 (외측)	13	-361.41	-	-619.73	-452.30	-619.73	
		중앙부 (내측)	14	-361.41	-	-619.73	-452.30	-619.73	
		하부 (외측)	15	1108.60	-	945.97	790.60	1108.60	
		하부 (내측)	16	1108.60	-	945.97	790.60	1108.60	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	768.35	-	1059.71	899.12	1059.71	
		상부 (내측)	18	768.35	-	1059.71	899.12	1059.71	
		중앙부 (외측)	19	362.63	-	1004.27	777.96	1004.27	
		중앙부 (내측)	20	362.63	-	1004.27	777.96	1004.27	
		하부 (외측)	21	-1109.01	-	-945.77	-790.42	-1109.01	
		하부 (내측)	22	-1109.01	-	-945.77	-790.42	-1109.01	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-1054.45	-	-1178.06	-1031.72	-1178.06	
		좌측 (하면)	2	-1054.45	-	-1178.06	-1031.72	-1178.06	
		중앙부	3	-1054.45	-	-581.81	-558.64	-1054.45	
		우측 (상면)	4	-1054.45	-	-1178.06	-1031.72	-1178.06	
		우측 (하면)	5	-1054.45	-	-1178.06	-1031.72	-1178.06	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-1515.68	-	-1179.71	-1032.09	-1515.68	
		좌측 (하면)	7	-1515.68	-	-1179.71	-1032.09	-1515.68	
		중앙부	8	-1515.68	-	-687.63	-637.77	-1516.36	
		우측 (상면)	9	-1516.36	-	-1179.71	-1032.09	-1516.36	
		우측 (하면)	10	-1516.36	-	-1179.71	-1032.09	-1516.36	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-1751.10	-	-918.48	-815.23	-1751.10	
		상부 (내측)	12	-1751.10	-	-918.48	-815.23	-1751.10	
		중앙부 (외측)	13	-1892.20	-	-826.64	-715.97	-1904.61	
		중앙부 (내측)	14	-1892.20	-	-826.64	-715.97	-1904.61	
		하부 (외측)	15	-2014.12	-	-966.32	-856.54	-2014.12	
		하부 (내측)	16	-2014.12	-	-966.32	-856.54	-2014.12	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-1751.10	-	-918.48	-815.23	-1751.10	
		상부 (내측)	18	-1751.10	-	-918.48	-815.23	-1751.10	
		중앙부 (외측)	19	-1892.20	-	-863.59	-780.64	-1979.11	
		중앙부 (내측)	20	-1892.20	-	-863.59	-780.64	-1979.11	
		하부 (외측)	21	-2014.12	-	-966.32	-856.54	-2014.12	
		하부 (내측)	22	-2014.12	-	-966.32	-856.54	-2014.12	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-1173.80	-	-	-	-1173.80	
		좌측 (하면)	2	-	-	-	-	-	
		중앙부	3	1484.36	-	-	-	1484.36	
		우측 (상면)	4	-1176.24	-	-	-	-1176.24	
		우측 (하면)	5	1.20	-	-	-	1.20	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	147.31	-	-	-	147.31	
		좌측 (하면)	7	-1821.03	-	-	-	-1821.03	
		중앙부	8	1225.80	-	-	-	1225.80	
		우측 (상면)	9	149.85	-	-	-	149.85	
		우측 (하면)	10	-1823.57	-	-	-	-1823.57	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-1708.65	-	-	-	-1708.65	
		상부 (내측)	12	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	13	-1067.87	-	-	-	-1067.87	
		중앙부 (내측)	14	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	15	-1985.77	-	-	-	-1985.77	
		하부 (내측)	16	-	-	-	-	-	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-1710.75	-	-	-	-1710.75	
		상부 (내측)	18	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	19	-1067.72	-	-	-	-1067.72	
		중앙부 (내측)	20	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	21	-1988.13	-	-	-	-1988.13	
		하부 (내측)	22	-	-	-	-	-	

15. 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(상면)	1	1000	1467	2339.17	3048.72	4829.44	H32 - 8.0EA	6353.60	1.30
		좌측(하면)	1	1000	1320	1340.71	2000.27	3048.68	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.49
		중앙부	2	1000	1320	1989.01	2228.22	4569.69	H29 - 8.0EA	5139.20	1.12
		우측(상면)	3	1000	1467	2339.17	3048.72	4829.44	H32 - 8.0EA	6353.60	1.30
		우측(하면)	3	1000	1320	1340.71	2000.27	3048.68	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.49
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	4	1000	1320	1739.28	2228.22	3979.98	H29 - 8.0EA	5139.20	1.28
		좌측(하면)	4	1000	1272	2650.62	2946.31	6411.98	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.11
		중앙부	5	1000	1320	1644.52	2228.22	3757.47	H29 - 8.0EA	5139.20	1.35
		우측(상면)	6	1000	1320	1739.28	2228.22	3979.98	H29 - 8.0EA	5139.20	1.28
		우측(하면)	6	1000	1272	2654.68	2946.31	6422.28	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.11
좌측벽체	1층	상부(외측)	7	1000	1567	2623.70	3264.74	5068.49	H32 - 8.0EA	6353.60	1.24
		상부(내측)	7	1000	1420	1401.90	2402.95	2957.37	H29 - 8.0EA	5139.20	1.71
		중앙부(외측)	8	1000	1400	1439.30	2396.68	3082.91	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	5203.60	1.67
		중앙부(내측)	8	1000	1420	291.24	2402.95	605.48	H29 - 8.0EA	5139.20	8.25
		하부(외측)	9	1000	1372	2828.25	3189.95	6317.80	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.13
		하부(내측)	9	1000	1420	1681.73	2402.95	3561.11	H29 - 8.0EA	5139.20	1.43
우측벽체	1층	상부(외측)	10	1000	1567	2623.70	3264.74	5068.49	H32 - 8.0EA	6353.60	1.24
		상부(내측)	10	1000	1420	1401.90	2402.95	2957.37	H29 - 8.0EA	5139.20	1.71
		중앙부(외측)	11	1000	1400	1439.07	2396.68	3082.39	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	5203.60	1.67
		중앙부(내측)	11	1000	1420	291.30	2402.95	605.61	H29 - 8.0EA	5139.20	8.25
		하부(외측)	12	1000	1372	2832.03	3189.95	6326.59	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.13
		하부(내측)	12	1000	1420	1681.73	2402.95	3561.11	H29 - 8.0EA	5139.20	1.43

(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	844.4	1033.6	1173.79	2.00	145.59	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	857.4	544.0	1191.85	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	844.4	1033.6	1173.79	2.00	145.59	H13	300	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	857.4	995.3	1191.85	2.00	104.46	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	5	857.4	734.4	1191.85	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	857.4	995.4	1191.85	2.00	104.58	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	909.3	1060.1	1264.09	2.00	107.68	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	8	909.3	619.7	1264.09	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	9	891.0	1108.6	1238.55	2.00	158.66	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	10	909.3	1059.7	1264.09	2.00	107.42	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	11	909.3	1004.3	1264.09	2.00	67.82	H13	300	253.40	O.K
		하부	12	891.0	1109.0	1238.55	2.00	158.97	H13	300	253.40	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1466.67	100.00	2339.17	1033.64

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 130.280) / 130.280 = 0.03077

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4829.438 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.316]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00433

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1466.67 - a/2) = 3048.719 kN.m

≥ Mu (= 2339.173 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.303]

* 전단에 대한 검토 (d = 1300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1300.00 = 844.375 kN

< Vu (= 1033.640 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1033.640-844.375) x 300.00 / (400x1300.00xΦ) x 1000 = 145.589 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1300.00 / 300.00 x 1000 = 439.227 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1300.00 / 1000 = 4503.332 kN ≥ 439.227 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1125.833 + 439.227) = 1173.795 kN ≥ 1033.640 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1320.00	80.00	1340.71	1033.64

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 94.249) / 94.249 = 0.03902

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3048.681 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.508]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00348

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (1320.00 - a/2) = 2000.266 kN.m

≥ Mu (= 1340.709 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.492]

* 전단에 대한 검토 (d = 1320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1320.00 = 857.365 kN

< Vu (= 1033.640 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1033.640-857.365) x 300.00 / (400x1320.00xΦ) x 1000 = 133.542 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1320.00 / 300.00 x 1000 = 445.984 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 / 1000 = 4572.614 kN ≥ 445.984 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1143.154 + 445.984) = 1191.853 kN ≥ 1033.640 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1320.00	80.00	1989.01	544.05

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03458

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4569.695 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.125]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00389

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1320.00 - a/2) = 2228.217 kN.m

≥ Mu (= 1989.006 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.120]

* 전단에 대한 검토 (d = 1320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1320.00 = 857.365 kN

≥ Vu (= 544.046 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1466.67	100.00	2339.17	1033.64

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 130.280) / 130.280 = 0.03077

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4829.438 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.316]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00433

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1466.67 - a/2) = 3048.719 kN.m

≥ Mu (= 2339.173 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.303]

* 전단에 대한 검토 (d = 1300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1300.00 = 844.375 kN

< Vu (= 1033.640 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1033.640-844.375) x 300.00 / (400x1300.00xΦ) x 1000 = 145.589 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1300.00 / 300.00 x 1000 = 439.227 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1300.00 / 1000 = 4503.332 kN ≥ 439.227 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1125.833 + 439.227) = 1173.795 kN ≥ 1033.640 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1320.00	80.00	1340.71	1033.64

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 94.249) / 94.249 = 0.03902

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3048.681 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.508]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00348

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (1320.00 - a/2) = 2000.266 kN.m

≥ Mu (= 1340.709 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.492]

* 전단에 대한 검토 (d = 1320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1320.00 = 857.365 kN

< Vu (= 1033.640 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1033.640-857.365) x 300.00 / (400x1320.00xΦ) x 1000 = 133.542 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1320.00 / 300.00 x 1000 = 445.984 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 / 1000 = 4572.614 kN ≥ 445.984 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1143.154 + 445.984) = 1191.853 kN ≥ 1033.640 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1320.00	80.00	1739.28	995.26

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03458

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3979.980 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.291]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00389

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1320.00 - a/2) = 2228.217 kN.m

≥ Mu (= 1739.281 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.281]

* 전단에 대한 검토 (d = 1320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1320.00 = 857.365 kN

< Vu (= 995.256 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (995.256-857.365) x 300.00 / (400x1320.00xΦ) x 1000 = 104.463 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1320.00 / 300.00 x 1000 = 445.984 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 / 1000 = 4572.614 kN ≥ 445.984 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1143.154 + 445.984) = 1191.853 kN ≥ 995.256 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1271.72	100.00	2650.62	995.26

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7166.000 x 400.00 = 2866400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.898 mm, c = 124.898 / β1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1300.00 - 146.938) / 146.938 = 0.02354

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6411.977 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm), [사용률 = 1.118]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00563

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.898 mm

ΦMn = 0.85 x 7166.000 x 400 x (1271.72 - a/2) = 2946.308 kN.m

≥ Mu (= 2650.616 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.112]

* 전단에 대한 검토 (d = 1271.72 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1271.72 = 826.004 kN

< Vu (= 995.256 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (995.256-826.004) x 300.00 / (400x1271.72xΦ) x 1000 = 133.089 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1271.72 / 300.00 x 1000 = 429.671 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1271.72 / 1000 = 4405.355 kN ≥ 429.671 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1101.339 + 429.671) = 1148.257 kN ≥ 995.256 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1320.00	80.00	1644.52	734.36

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03458

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3757.468 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.368]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00389

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1320.00 - a/2) = 2228.217 kN.m

≥ Mu (= 1644.519 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.355]

* 전단에 대한 검토 (d = 1320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1320.00 = 857.365 kN

≥ Vu (= 734.356 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1320.00	80.00	1739.28	995.41

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03458

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3979.980 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.291]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00389

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1320.00 - a/2) = 2228.217 kN.m

≥ Mu (= 1739.281 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.281]

* 전단에 대한 검토 (d = 1320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1320.00 = 857.365 kN

< Vu (= 995.409 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (995.409-857.365) x 300.00 / (400x1320.00xΦ) x 1000 = 104.579 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1320.00 / 300.00 x 1000 = 445.984 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 / 1000 = 4572.614 kN ≥ 445.984 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1143.154 + 445.984) = 1191.853 kN ≥ 995.409 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1271.72	100.00	2654.68	995.41

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7166.000 x 400.00 = 2866400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.898 mm, c = 124.898 / β1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1300.00 - 146.938) / 146.938 = 0.02354

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6422.285 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm), [사용률 = 1.116]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00563

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.898 mm

ΦMn = 0.85 x 7166.000 x 400 x (1271.72 - a/2) = 2946.308 kN.m

≥ Mu (= 2654.681 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.110]

* 전단에 대한 검토 (d = 1271.72 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1271.72 = 826.004 kN

< Vu (= 995.409 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (995.409-826.004) x 300.00 / (400x1271.72xΦ) x 1000 = 133.210 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1271.72 / 300.00 x 1000 = 429.671 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1271.72 / 1000 = 4405.355 kN ≥ 429.671 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1101.339 + 429.671) = 1148.257 kN ≥ 995.409 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1666.67	1566.67	100.00	2623.70	1060.07

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1566.67 - 130.280) / 130.280 = 0.03308

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5068.491 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.254]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00406

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1566.67 - a/2) = 3264.741 kN.m

≥ Mu (= 2623.699 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.244]

* 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1400.00 = 909.327 kN

< Vu (= 1060.074 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1060.074-909.327) x 300.00 / (400x1400.00xΦ) x 1000 = 107.677 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1400.00 / 300.00 x 1000 = 473.013 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1400.00 / 1000 = 4849.742 kN ≥ 473.013 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1212.436 + 473.013) = 1264.087 kN ≥ 1060.074 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1420.00	80.00	1401.90	1060.07

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1420.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03743

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2957.366 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.738]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00362

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1420.00 - a/2) = 2402.950 kN.m

≥ Mu (= 1401.902 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.714]

* 전단에 대한 검토 (d = 1420.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1420.00 = 922.317 kN

< Vu (= 1060.074 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1060.074-922.317) x 300.00 / (400x1420.00xΦ) x 1000 = 97.012 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1420.00 / 300.00 x 1000 = 479.771 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1420.00 / 1000 = 4919.024 kN ≥ 479.771 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1229.756 + 479.771) = 1282.145 kN ≥ 1060.074 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1400.00	100.00	1439.30	619.73

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5203.600 x 400.00 = 2081440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 90.695 mm, c = 90.695 / β1 = 90.695 / 0.85 = 106.699 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1400.00 - 106.699) / 106.699 = 0.03636

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3082.907 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5203.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.688]

1단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00372

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 90.695 mm

ΦMn = 0.85 x 5203.600 x 400 x (1400.00 - a/2) = 2396.684 kN.m

≥ Mu (= 1439.303 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.665]

* 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1400.00 = 909.327 kN

≥ Vu (= 619.733 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1420.00	80.00	291.24	619.73

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1420.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03743

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 605.476 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 8.488]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00362

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1420.00 - a/2) = 2402.950 kN.m

≥ Mu (= 291.238 kN.m) ∴ O.K [안전률 8.251]

* 전단에 대한 검토 (d = 1420.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1420.00 = 922.317 kN

≥ Vu (= 619.733 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1371.72	100.00	2828.25	1108.60

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7166.000 x 400.00 = 2866400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.898 mm, c = 124.898 / β1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1400.00 - 146.938) / 146.938 = 0.02558

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6317.796 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm), [사용률 = 1.134]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00522

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.898 mm

ΦMn = 0.85 x 7166.000 x 400 x (1371.72 - a/2) = 3189.952 kN.m

≥ Mu (= 2828.251 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.128]

* 전단에 대한 검토 (d = 1371.72 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1371.72 = 890.956 kN

< Vu (= 1108.597 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1108.597-890.956) x 300.00 / (400x1371.72xΦ) x 1000 = 158.663 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1371.72 / 300.00 x 1000 = 463.457 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1371.72 / 1000 = 4751.765 kN ≥ 463.457 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1187.941 + 463.457) = 1238.549 kN ≥ 1108.597 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1420.00	80.00	1681.73	1108.60

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1420.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03743

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3561.112 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.443]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00362

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1420.00 - a/2) = 2402.950 kN.m

≥ Mu (= 1681.730 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.429]

* 전단에 대한 검토 (d = 1420.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1420.00 = 922.317 kN

< Vu (= 1108.597 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1108.597-922.317) x 300.00 / (400x1420.00xΦ) x 1000 = 131.183 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1420.00 / 300.00 x 1000 = 479.771 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1420.00 / 1000 = 4919.024 kN ≥ 479.771 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1229.756 + 479.771) = 1282.145 kN ≥ 1108.597 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1666.67	1566.67	100.00	2623.70	1059.71

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1566.67 - 130.280) / 130.280 = 0.03308

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5068.491 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.254]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00406

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1566.67 - a/2) = 3264.741 kN.m

≥ Mu (= 2623.699 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.244]

* 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1400.00 = 909.327 kN

< Vu (= 1059.713 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1059.713-909.327) x 300.00 / (400x1400.00xΦ) x 1000 = 107.419 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1400.00 / 300.00 x 1000 = 473.013 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1400.00 / 1000 = 4849.742 kN ≥ 473.013 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1212.436 + 473.013) = 1264.087 kN ≥ 1059.713 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1420.00	80.00	1401.90	1059.71

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1420.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03743

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2957.366 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.738]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00362

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1420.00 - a/2) = 2402.950 kN.m

≥ Mu (= 1401.902 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.714]

* 전단에 대한 검토 (d = 1420.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1420.00 = 922.317 kN

< Vu (= 1059.713 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1059.713-922.317) x 300.00 / (400x1420.00xΦ) x 1000 = 96.758 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1420.00 / 300.00 x 1000 = 479.771 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1420.00 / 1000 = 4919.024 kN ≥ 479.771 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1229.756 + 479.771) = 1282.145 kN ≥ 1059.713 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1400.00	100.00	1439.07	1004.27

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5203.600 x 400.00 = 2081440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 90.695 mm, c = 90.695 / β1 = 90.695 / 0.85 = 106.699 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1400.00 - 106.699) / 106.699 = 0.03636

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3082.394 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5203.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.688]

1단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00372

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 90.695 mm

ΦMn = 0.85 x 5203.600 x 400 x (1400.00 - a/2) = 2396.684 kN.m

≥ Mu (= 1439.068 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.665]

* 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1400.00 = 909.327 kN

< Vu (= 1004.272 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1004.272-909.327) x 300.00 / (400x1400.00xΦ) x 1000 = 67.818 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1400.00 / 300.00 x 1000 = 473.013 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1400.00 / 1000 = 4849.742 kN ≥ 473.013 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1212.436 + 473.013) = 1264.087 kN ≥ 1004.272 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1420.00	80.00	291.30	1004.27

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1420.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03743

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 605.607 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 8.486]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00362

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1420.00 - a/2) = 2402.950 kN.m

≥ Mu (= 291.300 kN.m) ∴ O.K [안전률 8.249]

* 전단에 대한 검토 (d = 1420.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1420.00 = 922.317 kN

< Vu (= 1004.272 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1004.272-922.317) x 300.00 / (400x1420.00xΦ) x 1000 = 57.715 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1420.00 / 300.00 x 1000 = 479.771 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1420.00 / 1000 = 4919.024 kN ≥ 479.771 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1229.756 + 479.771) = 1282.145 kN ≥ 1004.272 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 하부_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1371.72	100.00	2832.03	1109.01

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7166.000 x 400.00 = 2866400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.898 mm, c = 124.898 / β1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1400.00 - 146.938) / 146.938 = 0.02558

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6326.595 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm), [사용률 = 1.133]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00522

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.898 mm

ΦMn = 0.85 x 7166.000 x 400 x (1371.72 - a/2) = 3189.952 kN.m

≥ Mu (= 2832.025 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.126]

* 전단에 대한 검토 (d = 1371.72 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1371.72 = 890.956 kN

< Vu (= 1109.013 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1109.013-890.956) x 300.00 / (400x1371.72xΦ) x 1000 = 158.967 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1371.72 / 300.00 x 1000 = 463.457 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1371.72 / 1000 = 4751.765 kN ≥ 463.457 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1187.941 + 463.457) = 1238.549 kN ≥ 1109.013 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 하부_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1420.00	80.00	1681.73	1109.01

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1420.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03743

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3561.112 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.443]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00362

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1420.00 - a/2) = 2402.950 kN.m

≥ Mu (= 1681.730 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.429]

* 전단에 대한 검토 (d = 1420.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1420.00 = 922.317 kN

< Vu (= 1109.013 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1109.013-922.317) x 300.00 / (400x1420.00xΦ) x 1000 = 131.476 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1420.00 / 300.00 x 1000 = 479.771 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1420.00 / 1000 = 4919.024 kN ≥ 479.771 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1229.756 + 479.771) = 1282.145 kN ≥ 1109.013 kN ∴ O.K

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

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

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

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

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 중앙부

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

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 1경간(우측)_상면

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

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

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

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

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

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

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

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 하부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

11) 좌측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

12) 좌측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

13) 좌측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

14) 좌측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

15) 좌측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

16) 좌측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17) 우측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

18) 우측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

19) 우측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

20) 우측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

21) 우측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

22) 우측벽체 : 하부_내측

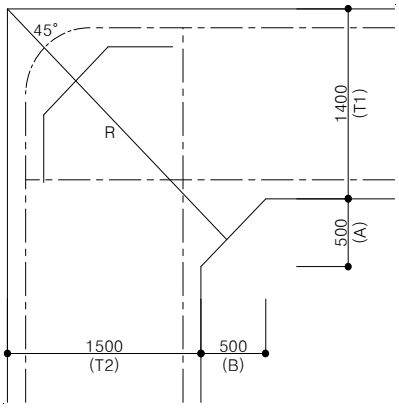
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1708.650 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1708.650 kN.m

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

$$= 2404.163 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1708.65 \times 10^6}{2404.163^2 \times 1000} = 1.478 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1708.65 \times 10^6}{2404.163 \times 180} = 7896.719 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 7896.719 mm² - 3176.800 mm²

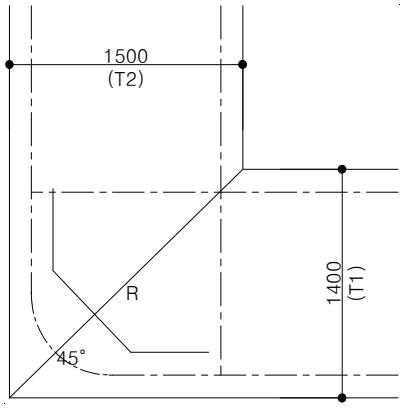
= 4719.919 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA

∴ Total As = 5139.200 mm² > Req'd As (= 4719.919 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1985.767 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1985.767 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2051.828$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1985.77 \times 10^6}{2051.828^2 \times 1000} = 2.358 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1985.77 \times 10^6}{2051.828 \times 180} = 10753.374 \text{ mm}$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb
= 10753.374 mm² - 2569.600 mm²
= 8183.774 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 4EA , H25 - 4EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 8650.000 mm² > Req'd As (= 8183.774 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 5139.2 ㎟

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

  = - 7 x 0.0038933 + √(2 x 0.0273 + (0.0273)²) = 0.208

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.208 /3 = 0.931

  fs = Mo / (As x d x j) = 147312380.000 / (5139.200 x 1320.000 x 0.931)

  = 23.332 MPa

  인장력 Th1 = fs x As = 23.332 x 5139.200 = 119905.700 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 5139.2 ㎟

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

  = - 7 x 0.0036192 + √(2 x 0.0253 + (0.0253)²) = 0.201

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.201 /3 = 0.933

  fs = Mo / (As x d x j) = 147312380.000 / (5139.200 x 1420.000 x 0.933)

  = 21.637 MPa

  인장력 Th2 = fs x As = 21.637 x 5139.200 = 111198.173 N

- 보강철근량 산정

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

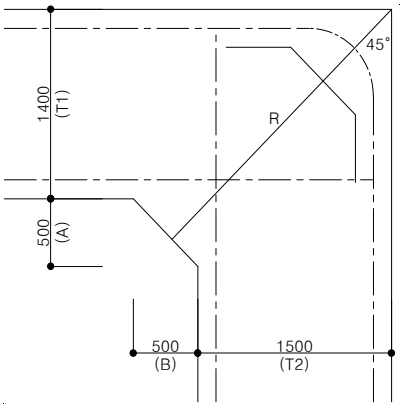
  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(119905.700² + 111198.173²) / 180.0

  As = 908.506 ㎟

  사용철근량 : H19 @ 500, 2EA = 1146.000 ㎟ ∴ O.K

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1710.745 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1710.745 kN.m

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

$= 2404.163$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1710.74 \times 10^6}{2404.163^2 \times 1000} = 1.480 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1710.74 \times 10^6}{2404.163 \times 180} = 7906.401 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 7906.401 mm² - 3176.800 mm²

= 4729.601 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA

∴ Total As = 5139.200 mm² > Req'd As (= 4729.601 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 4596.4 ㎟

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

  = - 7 x 0.0034821 + √(2 x 0.0244 + (0.0244)²) = 0.198

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.198 /3 = 0.934

  fs = Mo / (As x d x j) = 1204402.000 / (4596.400 x 1320.000 x 0.934)

  = 0.213 MPa

  인장력 Th1 = fs x As = 0.213 x 4596.400 = 976.818 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 5139.2 ㎟

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

  = - 7 x 0.0036192 + √(2 x 0.0253 + (0.0253)²) = 0.201

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.201 /3 = 0.933

  fs = Mo / (As x d x j) = 1204402.000 / (5139.200 x 1420.000 x 0.933)

  = 0.177 MPa

  인장력 Th2 = fs x As = 0.177 x 5139.200 = 909.138 N

- 보강철근량 산정

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

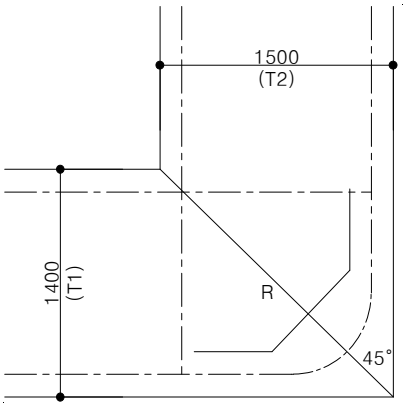
  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(976.818² + 909.138²) / 180.0

  As = 7.414 ㎟

  사용철근량 : H13 @ 500, 1EA = 253.400 ㎟ ∴ O.K

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1988.126 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1988.126 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2051.828$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1988.13 \times 10^6}{2051.828^2 \times 1000} = 2.361 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1988.13 \times 10^6}{2051.828 \times 180} = 10766.148 \text{ mm}$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb
= 10766.148 mm² - 2569.600 mm²
= 8196.548 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 4EA , H25 - 4EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 8650.000 mm² > Req'd As (= 8196.548 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 5139.2 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0038933 + √(2 x 0.0273 + (0.0273)²) = 0.208

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.208 /3 = 0.931

fs = Mo / (As x d x j) = 149853196.000 / (5139.200 x 1320.000 x 0.931)

= 23.734 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 23.734 x 5139.200 = 121973.811 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 5139.2 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0036192 + √(2 x 0.0253 + (0.0253)²) = 0.201

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.201 /3 = 0.933

fs = Mo / (As x d x j) = 149853196.000 / (5139.200 x 1420.000 x 0.933)

= 22.010 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 22.010 x 5139.200 = 113116.098 N

- 보강철근량 산정

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

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(121973.811² + 113116.098²) / 180.0

As = 924.176 ㎟

사용철근량 : H19 @ 500, 2EA = 1146.000 ㎟ ∴ O.K

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1467	H32 - 8.0EA	125	369.796	O.K	2.958
		좌측 (하면)	1	1320	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	1320	H29 - 8.0EA	125	171.220	O.K	1.370
		우측 (상면)	3	1467	H32 - 8.0EA	125	368.594	O.K	2.949
		우측 (하면)	3	1320	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	296445.542	O.K	2371.564
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1320	H29 - 8.0EA	125	2700.202	O.K	21.602
		좌측 (하면)	4	1272	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	148.267	O.K	1.186
		중앙부	5	1320	H29 - 8.0EA	125	241.875	O.K	1.935
		우측 (상면)	6	1320	H29 - 8.0EA	125	2654.419	O.K	21.235
		우측 (하면)	6	1272	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	147.763	O.K	1.182
좌측벽체	1층	상부	7	1567	H32 - 8.0EA	125	216.414	O.K	1.731
		상부	7	1420	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	8	1400	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	290.779	O.K	2.326
		중앙부	8	1420	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	9	1372	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	145.360	O.K	1.163
		하부	9	1420	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	10	1567	H32 - 8.0EA	125	215.892	O.K	1.727
		상부	10	1420	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	11	1400	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	290.848	O.K	2.327
		중앙부	11	1420	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	12	1372	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	144.934	O.K	1.159
		하부	12	1420	H29 - 8.0EA	-	-	-	-

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1173.797 x 1000000 / [6353.600 x (1466.667 - 319.446/3)]
= 135.824 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1466.7/(7x6353.600)]
= 319.446 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 135.82) - 2.5 x 84.00 = 369.80 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 135.82) = 463.84 mm
Sa는 작은 값인 369.80 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 369.80 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1484.361 x 1000000 / [5139.200 x (1320.000 - 274.294/3)]
= 235.096 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x5139.200)]
= 274.294 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 235.10) - 2.5 x 65.50 = 171.22 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 235.10) = 267.98 mm
Sa는 작은 값인 171.22 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 171.22 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1176.235 x 1000000 / [6353.600 x (1466.667 - 319.446/3)]
= 136.106 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1466.7/(7x6353.600)]
= 319.446 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 136.11) - 2.5 x 84.00 = 368.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 136.11) = 462.88 mm
Sa는 작은 값인 368.59 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 368.59 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1.204 x 1000000 / [4596.400 x (1320.000 - 261.043/3)]
= 0.213 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x4596.400)]
= 261.043 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 0.21) - 2.5 x 65.50 = 370393.18 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 0.21) = 296445.54 mm
Sa는 작은 값인 296445.54 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 296445.54 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 147.312 x 1000000 / [5139.200 x (1320.000 - 274.294/3)]
= 23.332 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x5139.200)]
= 274.294 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 23.33) - 2.5 x 65.50 = 3211.50 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 23.33) = 2700.20 mm
Sa는 작은 값인 2700.20 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2700.20 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1821.032 x 1000000 / [7166.000 x (1271.716 - 310.532/3)]
= 217.531 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7166.000/1000.0 + 7x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1271.7/(7x7166.000)]
= 310.532 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 217.53) - 2.5 x 85.50 = 148.27 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 217.53) = 289.61 mm
Sa는 작은 값인 148.27 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 148.27 mm) ∴ O.K

7) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1225.802 x 1000000 / [5139.200 x (1320.000 - 274.294/3)]
= 194.145 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x5139.200)]
= 274.294 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 194.14) - 2.5 x 65.50 = 241.88 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 194.14) = 324.50 mm
Sa는 작은 값인 241.88 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 241.88 mm) ∴ O.K

8) 하부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 149.853 x 1000000 / [5139.200 x (1320.000 - 274.294/3)]
= 23.734 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x5139.200)]
= 274.294 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 23.73) - 2.5 x 65.50 = 3154.27 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 23.73) = 2654.42 mm
Sa는 작은 값인 2654.42 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2654.42 mm) ∴ O.K

9) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1823.573 x 1000000 / [7166.000 x (1271.716 - 310.532/3)]
= 217.835 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7166.000/1000.0 + 7x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1271.7/(7x7166.000)]
= 310.532 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 217.83) - 2.5 x 85.50 = 147.76 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 217.83) = 289.21 mm
Sa는 작은 값인 147.76 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 147.76 mm) ∴ O.K

10) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1708.650 x 1000000 / [6353.600 x (1566.667 - 331.469/3)]
= 184.680 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1566.7/(7x6353.600)]
= 331.469 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 184.68) - 2.5 x 84.00 = 216.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 184.68) = 341.13 mm
Sa는 작은 값인 216.41 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 216.41 mm) ∴ O.K

11) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1067.869 x 1000000 / [5203.600 x (1400.000 - 285.005/3)]
= 157.255 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5203.600/1000.0 + 7x5203.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1400.0/(7x5203.600)]
= 285.005 mm

사용철근량 = 5203.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 157.25) - 2.5 x 84.00 = 290.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 157.25) = 400.62 mm
Sa는 작은 값인 290.78 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 290.78 mm) ∴ O.K

12) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1985.767 x 1000000 / [7166.000 x (1371.716 - 324.180/3)]
= 219.292 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7166.000/1000.0 + 7x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1371.7/(7x7166.000)]
= 324.180 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 219.29) - 2.5 x 85.50 = 145.36 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 219.29) = 287.29 mm
Sa는 작은 값인 145.36 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 145.36 mm) ∴ O.K

13) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1710.745 x 1000000 / [6353.600 x (1566.667 - 331.469/3)]
= 184.906 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1566.7/(7x6353.600)]
= 331.469 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 184.91) - 2.5 x 84.00 = 215.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 184.91) = 340.71 mm
Sa는 작은 값인 215.89 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 215.89 mm) ∴ O.K

14) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1067.722 x 1000000 / [5203.600 x (1400.000 - 285.005/3)]
= 157.233 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5203.600/1000.0 + 7x5203.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1400.0/(7x5203.600)]
= 285.005 mm

사용철근량 = 5203.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 157.23) - 2.5 x 84.00 = 290.85 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 157.23) = 400.68 mm
Sa는 작은 값인 290.85 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 290.85 mm) ∴ O.K

15) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1988.126 x 1000000 / [7166.000 x (1371.716 - 324.180/3)]
= 219.552 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7166.000/1000.0 + 7x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1371.7/(7x7166.000)]
= 324.180 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 219.55) - 2.5 x 85.50 = 144.93 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 219.55) = 286.95 mm
Sa는 작은 값인 144.93 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 144.93 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 9.000 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.40 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
T = 9.000 / 28
T = 0.321 m < 1.400 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

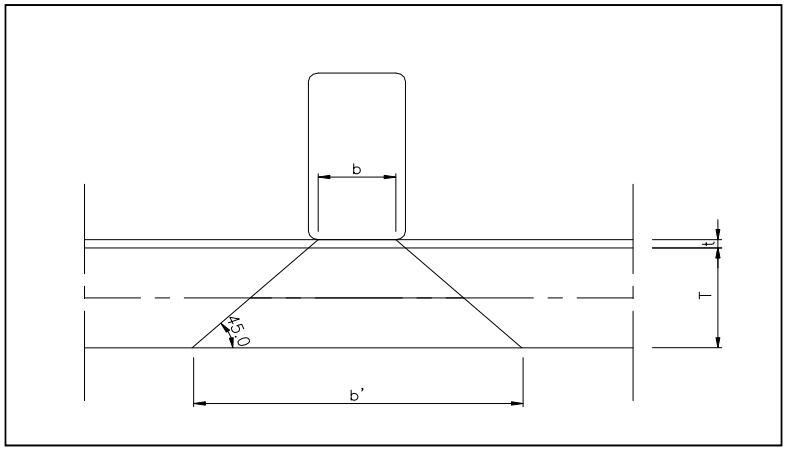
1) 고정하중

- 구체자중 = 1132.750 / 10.500 = 107.881 kN/m²
- 상부연직하중 = 201.500 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

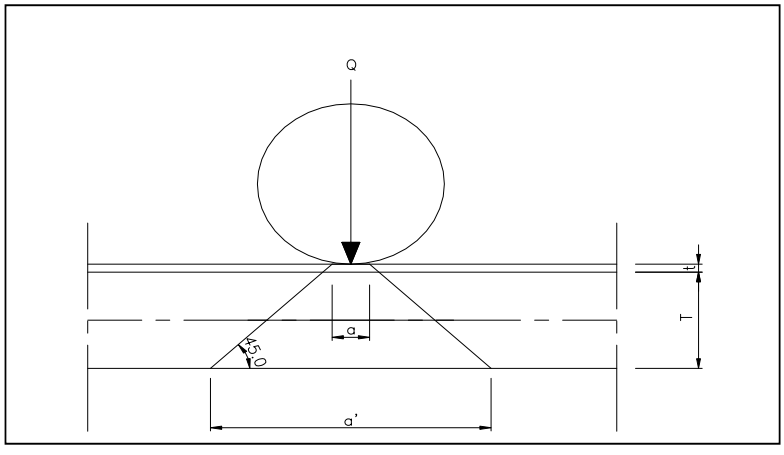


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 1400 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.400 + 0.040) × cot 45°

= 3.380 m



a' = 0.200 + 2 × (1.400 + 0.040) × cot 45°

= 3.080 m

Qz = 96.0 / (3.380 × 3.080)= 9.222 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 107.88 + 201.50 + 10.00 + 0.92 + 9.22

= 329.522 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력 (지반보고서 참고)

Qa = 825.21 kN/m² ≥ Qmax = 329.52 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	10.500	×	1.400	×	25.000			=	367.500 kN/m
- 하부슬래브	:	10.500	×	1.400	×	25.000			=	367.500 kN/m
- 벽체	:	1.500	×	5.220	×	25.000			=	195.750 kN/m
	:	1.500	×	5.220	×	25.000			=	195.750 kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250 kN/m
- 포장	:	6.300	×	0.040	×	23.000			=	5.796 kN/m
- 무근콘크리트	:	10.800	×	0.100	×	23.500			=	25.380 kN/m
	:	0.150	×	1.600	×	23.500	×	2	=	11.280 kN/m
- 토사(수위 이상)	:	10.500	×	1.000	×	19.000			=	199.500 kN/m
- 토사(수위 이하)	:	10.500	×	9.500	×	10.000			=	997.500 kN/m
- 수직수압	:	10.500	×	9.500	×	10.000			=	997.500 kN/m
							∴ Σ		=	3369.706 kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 9.500 \times 19.000 + 9.500^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 229.938$ kN/m

∴ $\Sigma = 3.458 + 229.938 = 233.396$ kN/m

(3) 저항력

$R = 3369.706 + 233.396 = 3603.102$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 10.500 \times 17.520 \times 10.000$

$= 1839.600$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 3603.102 / 1839.600$

$= 1.959 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.7 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	10.500	×	1.400	×	25.000			=	367.500 kN/m
- 하부슬래브	:	10.500	×	1.400	×	25.000			=	367.500 kN/m
- 벽체	:	1.500	×	5.220	×	25.000			=	195.750 kN/m
	:	1.500	×	5.220	×	25.000			=	195.750 kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250 kN/m
- 포장	:	6.300	×	0.040	×	23.000			=	5.796 kN/m
- 무근콘크리트	:	10.800	×	0.100	×	23.500			=	25.380 kN/m
	:	0.150	×	1.600	×	23.500	×	2	=	11.280 kN/m
- 토사(수위 이상)	:	10.500	×	6.724	×	19.000			=	1341.518 kN/m
- 토사(수위 이하)	:	10.500	×	3.776	×	10.000			=	396.438 kN/m
- 수직수압	:	10.500	×	3.776	×	10.000			=	396.438 kN/m
							∴ Σ		=	3309.600 kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 6.724^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 156.350$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 6.724 \times 3.776 \times 19.000 + 3.776^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 201.516$ kN/m

∴ $\Sigma = 156.350 + 201.516 = 357.865$ kN/m

(3) 저항력

$R = 3309.600 + 357.865 = 3667.465$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 10.500 \times 11.796 \times 10.000$

$= 1238.538$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 3667.465 / 1238.538$

$= 2.961 > 1.20$ ∴ **OK → 부력안전성 확보**

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비
대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 벽체 타설시

$$H = \frac{795.660}{10.500 \times 10.000 \times 1.100} = 6.889 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 6.889 m 이하유지

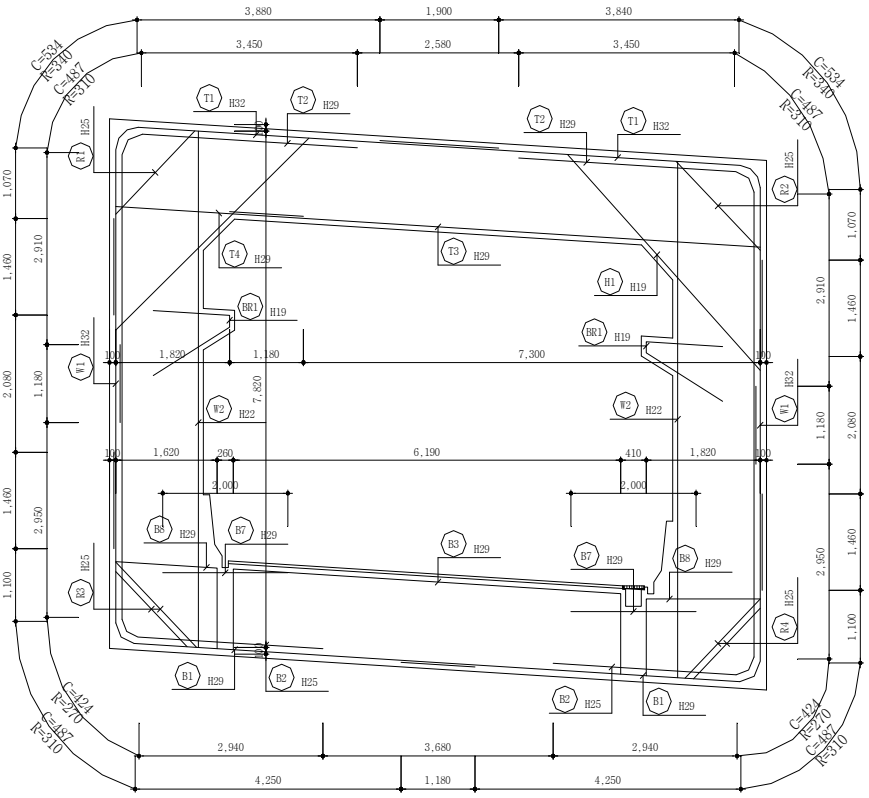
- 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{1169.410}{10.500 \times 10.000 \times 1.100} = 10.125 \text{ m}$$

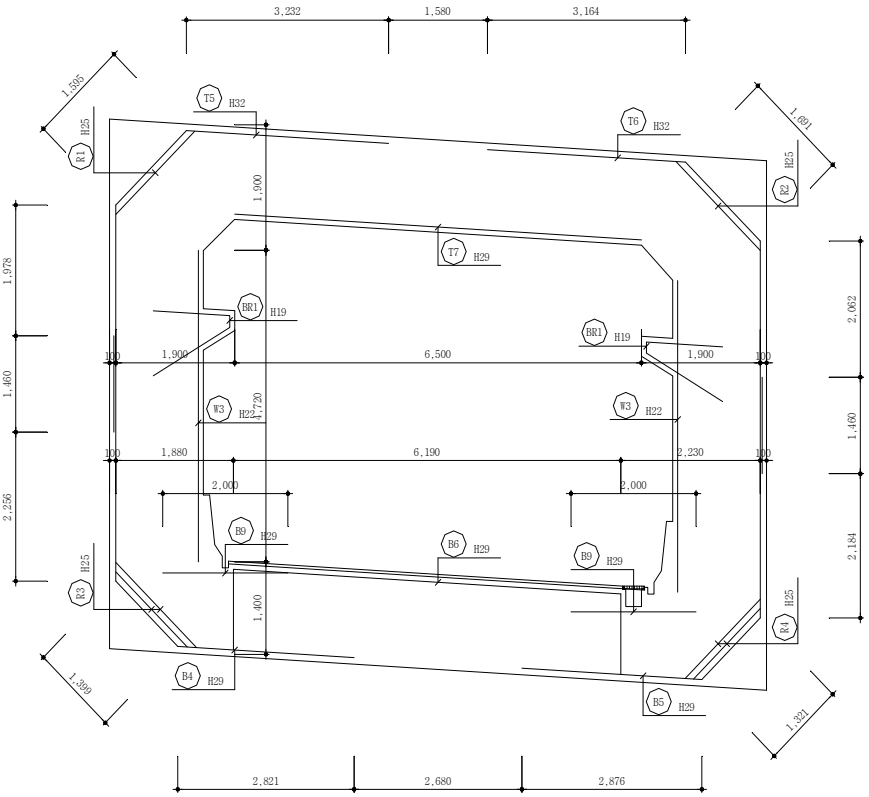
∴ 구조물 저면으로 부터 10.125 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE-1 (@250)



CYCLE-2 (@250)



대인용 피난연결통로

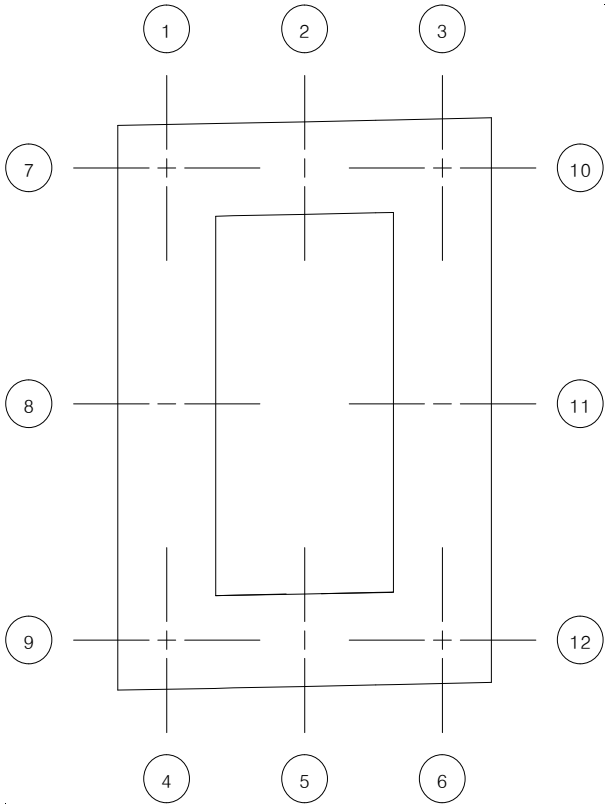
▣ 토 피(FH) = 11.60 m
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 2M × 4.1M, 사각 : 90°)

▣ 선 형 = ∞

목 차

01.설계요약표
02.설계조건
03.단면가정
04.부력검토
05.해석모델 및 단면제원(상시)
06.해석모델 및 단면제원(지진시)
07.지반반력계수(상시)
08.지반반력계수(지진시)
09.하중계산(상시)
10.하중계산(지진시)
11.하중재하도(상시)
12.하중재하도(기능수행)
13.하중재하도(붕괴방지)
14.하중계수 및 하중조합
15.단면력정리
16.단면검토 및 철근량 산정
17.수평철근 검토
18.절점부 검토
19.사용성 검토
20.기초 지지력 검토
21.주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	344.09	2490.31	600	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	701.4	1686.94	2.405	O.K

■ 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 (상면)	1	1000	900	1338.21	1824.59	4576.01	H32 - 8.0EA	6353.60	1.36
		좌측 (하면)	1	1000	920	1065.12	1219.28	3522.66	H25 - 8.0EA	4053.60	1.14
		중앙부 (상면)	2	1000	900	289.78	942.20	955.85	H32 - 4.0EA	3176.80	3.25
		중앙부 (하면)	2	1000	920	297.00	1219.28	958.18	H25 - 8.0EA	4053.60	4.11
		우측 (상면)	3	1000	900	1338.21	1824.59	4576.01	H32 - 8.0EA	6353.60	1.36
		우측 (하면)	3	1000	920	1065.12	1219.28	3522.66	H25 - 8.0EA	4053.60	1.14
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1000	920	1711.72	1867.80	5789.78	H32 - 8.0EA	6353.60	1.09
		좌측 (하면)	4	1000	876	1976.74	2287.40	7146.51	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	1.16
		중앙부 (상면)	5	1000	920	143.50	1867.80	460.76	H32 - 8.0EA	6353.60	13.02
		중앙부 (하면)	5	1000	900	368.35	942.20	1218.12	H32 - 4.0EA	3176.80	2.56
		우측 (상면)	6	1000	920	1711.72	1867.80	5789.78	H32 - 8.0EA	6353.60	1.09
		우측 (하면)	6	1000	876	1976.74	2287.40	7146.51	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	1.16
좌측벽체	1층	상부 (외측)	7	1000	1000	1610.08	2040.61	4948.95	H32 - 8.0EA	6353.60	1.27
		상부 (내측)	7	1000	1020	1211.40	2083.82	3604.04	H32 - 8.0EA	6353.60	1.72
		중앙부 (외측)	8	1000	1000	355.78	1050.21	1056.12	H32 - 4.0EA	3176.80	2.95
		중앙부 (내측)	8	1000	1020	574.81	2083.82	1681.64	H32 - 8.0EA	6353.60	3.63
		하부 (외측)	9	1000	976	2113.26	2572.33	6780.03	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	1.22
		하부 (내측)	9	1000	1020	1832.82	2083.82	5547.91	H32 - 8.0EA	6353.60	1.14
우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	1000	1610.08	2040.61	4948.95	H32 - 8.0EA	6353.60	1.27
		상부 (내측)	10	1000	1020	1211.40	1895.01	3604.04	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.56
		중앙부 (외측)	11	1000	1000	355.78	1050.21	1056.12	H32 - 4.0EA	3176.80	2.95
		중앙부 (내측)	11	1000	1020	574.81	1895.01	1681.64	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	3.30
		하부 (외측)	12	1000	976	2113.26	2572.33	6780.03	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	1.22
		하부 (내측)	12	1000	1020	1832.82	1895.01	5547.91	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.03

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치		단면적비			주철근 20%		
			필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1800.0	3819.0	0.K	1270.7	1911.0	0.K
		좌측 (하면)	1800.0	3819.0	0.K	810.7	1911.0	0.K
		중앙부 (상면)	1800.0	2865.0	0.K	635.4	954.0	0.K
		중앙부 (하면)	1800.0	2865.0	0.K	810.7	1911.0	0.K
		우측 (상면)	1800.0	3819.0	0.K	1270.7	1911.0	0.K
		우측 (하면)	1800.0	3819.0	0.K	810.7	1911.0	0.K
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1800.0	5730.0	0.K	1270.7	1911.0	0.K
		좌측 (하면)	1800.0	5730.0	0.K	1676.1	3819.0	0.K
		중앙부 (상면)	1800.0	2865.0	0.K	1270.7	1911.0	0.K
		중앙부 (하면)	1800.0	2865.0	0.K	635.4	954.0	0.K
		우측 (상면)	1800.0	5730.0	0.K	1270.7	1911.0	0.K
		우측 (하면)	1800.0	5730.0	0.K	1676.1	3819.0	0.K
좌측 벽체	1 층	상부	1800.0	3819.0	0.K	1270.7	1911.0	0.K
		상부	1800.0	3819.0	0.K	1270.7	1911.0	0.K
		중앙부	1800.0	2865.0	0.K	635.4	954.0	0.K
		중앙부	1800.0	2865.0	0.K	1270.7	1911.0	0.K
		하부	1800.0	5730.0	0.K	1676.1	3819.0	0.K
		하부	1800.0	5730.0	0.K	1270.7	1911.0	0.K
우측 벽체	1 층	상부	1800.0	3819.0	0.K	1270.7	1911.0	0.K
		상부	1800.0	3819.0	0.K	1149.3	1911.0	0.K
		중앙부	1800.0	2865.0	0.K	635.4	954.0	0.K
		중앙부	1800.0	2865.0	0.K	1149.3	1911.0	0.K
		하부	1800.0	5730.0	0.K	1676.1	3819.0	0.K
		하부	1800.0	5730.0	0.K	1149.3	1911.0	0.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	584.6	1214.2	1615.97	2.00	349.80	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	2	584.6	892.6	1100.27	2.00	342.26	H19	300	573.00	O.K
		우측	3	584.6	1257.8	1615.97	2.00	374.03	H19	150	573.00	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	597.6	1648.8	2022.09	2.00	571.35	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	5	597.6	1395.8	2022.09	2.00	433.82	H22	150	774.20	O.K
		우측	6	597.6	1648.9	2022.09	2.00	571.36	H22	150	774.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	649.5	681.6	1795.52	2.00	16.06	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	8	649.5	661.4	1222.52	2.00	11.89	H19	300	573.00	O.K
		하부	9	633.8	1490.4	1752.09	2.00	438.92	H19	150	573.00	O.K
우측벽체	1층	상부	10	649.5	644.7	1795.52	2.00	-	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	11	649.5	658.8	1222.52	2.00	9.26	H19	300	573.00	O.K
		하부	12	633.8	1103.4	1192.95	2.00	481.18	H19	300	573.00	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	900	H32 - 8.0EA	125	888.852	O.K	7.111
		좌측 (하면)	1	920	H25 - 8.0EA	125	1217.480	O.K	9.740
		중앙부 (상면)	2	900	H32 - 4.0EA	250	1805.421	O.K	7.222
		중앙부 (하면)	2	920	H25 - 8.0EA	125	934.526	O.K	7.476
		우측 (상면)	3	900	H32 - 8.0EA	125	884.456	O.K	7.076
		우측 (하면)	3	920	H25 - 8.0EA	125	1194.804	O.K	9.558
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	920	H32 - 8.0EA	125	867.578	O.K	6.941
		좌측 (하면)	4	876	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	604.613	O.K	4.837
		중앙부 (상면)	5	920	H32 - 8.0EA	125	2753.836	O.K	22.031
		중앙부 (하면)	5	900	H32 - 4.0EA	250	857.259	O.K	3.429
		우측 (상면)	6	920	H32 - 8.0EA	125	860.289	O.K	6.882
		우측 (하면)	6	876	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	600.297	O.K	4.802
좌측벽체	1층	상부	7	1000	H32 - 8.0EA	125	778.698	O.K	6.230
		상부	7	1020	H32 - 8.0EA	125	2204.712	O.K	17.638
		중앙부	8	1000	H32 - 4.0EA	250	2188.417	O.K	8.754
		중앙부	8	1020	H32 - 8.0EA	125	1089.411	O.K	8.715
		하부	9	976	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	718.920	O.K	5.751
		하부	9	1020	H32 - 8.0EA	125	811.738	O.K	6.494
우측벽체	1층	상부	10	1000	H32 - 8.0EA	125	772.354	O.K	6.179
		상부	10	1020	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	1965.908	O.K	15.727
		중앙부	11	1000	H32 - 4.0EA	250	2188.531	O.K	8.754
		중앙부	11	1020	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	989.156	O.K	7.913
		하부	12	976	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	714.447	O.K	5.716
		하부	12	1020	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	732.282	O.K	5.858

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 지하차도 (내공 : 2M × 4.1M, 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) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 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 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 : I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sd
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 10.000 kN/m² (∵ 토피 : 11.600 m)

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)

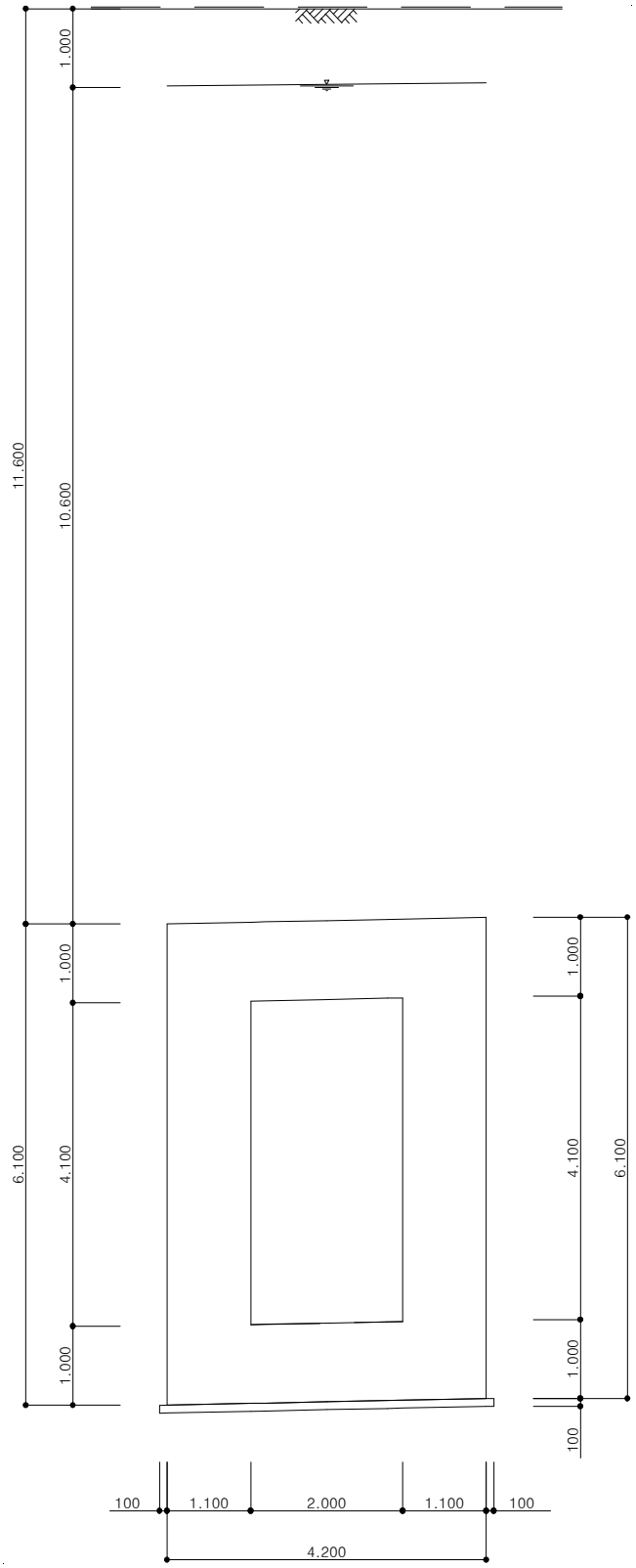
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 콘크리트 구조기준.해설 : 한국콘크리트학회(2012)
- 도로교 설계기준 : 건설교통부(2010)

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


1.000
11.600
10.600
1.000
6.100
4.100
1.000
1.000
4.100
6.100
1.000
100
100
1.100
2.000
1.100
100
4.200

4. 부 력 검 토

: 부력에 대한 안전률 Fs = 1.2 (R/B)
부력에 대한 안정계산시 구체자중과 측면마찰력, 상재하중만을 고려
(최소토피 H = 11.600 m 에 대하여 검토)

1) 구체자중

- 상부슬래브	:	4.200 × 1.000 × 25.0	=	105.000	kN/m
- 하부슬래브	:	4.200 × 1.000 × 25.0	=	105.000	kN/m
- 좌측외벽	:	1.100 × 4.100 × 25.0	=	112.750	kN/m
- 우측외벽	:	1.100 × 4.100 × 25.0	=	112.750	kN/m
		∴ Σ	=	435.500	kN/m

2) 상재 하중

- 흙의 자중(지하수위 이상)	:	1.000 × 4.200 × 19.0	=	79.800	kN/m
- 흙의 자중(지하수위 이하)	:	10.600 × 4.200 × 10.0	=	445.200	kN/m
- 지하수 자중	:	10.600 × 4.200 × 10.0	=	445.200	kN/m
		∴ Σ	=	970.200	kN/m

3) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30.0 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 10.600 \times 19.000 + 10.600^2 \times 10.000) \times \tan(30.0 \times 2/3)$

$= 277.782$ kN/m

∴ Σ = 3.458 + 277.782 = 281.240 kN/m

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. [철도설계기준2004(노반변,p.170)]

4) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=구조물높이+토피고-지하수위)

$= 4.200 \times 16.700 \times 10.000$

$= 701.400$ kN/m

5) 안정검토

$R = 435.500 + 970.200 + 281.240 = 1686.940$ kN/m

$Fs = R / U$

$= 1686.940 / 701.400$

$= 2.405 \geq 1.200$ ∴O.K

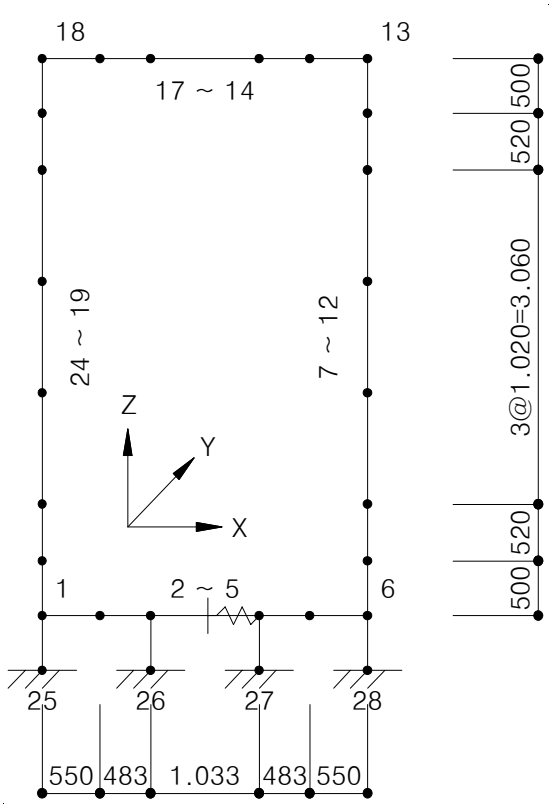
5. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

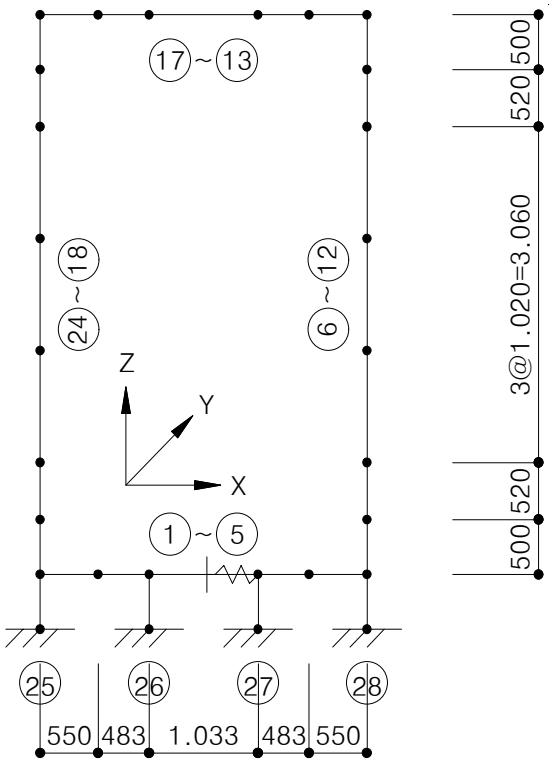
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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

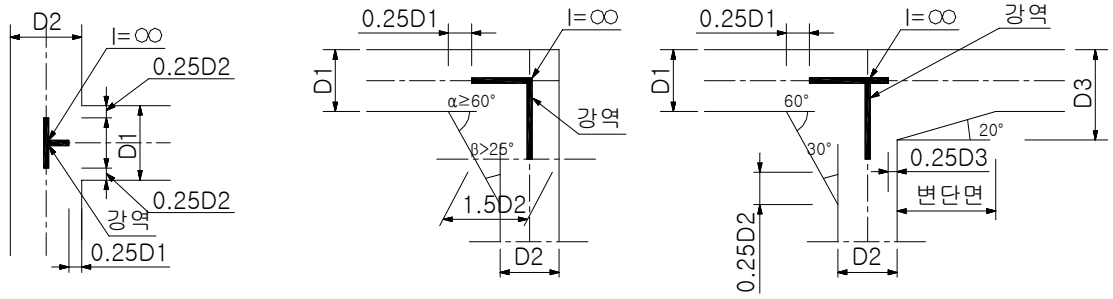
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	1~5,13~17
2	1.100 × 1.000	= 1.100	0.11092	6~12,18~24

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	15	2.067	5.600
2	0.550	0.500	16	1.033	5.600
3	1.033	0.500	17	0.550	5.600
4	2.067	0.500	18	0.000	5.600
5	2.550	0.500	19	0.000	5.100
6	3.100	0.500	20	0.000	4.580
7	3.100	1.000	21	0.000	3.560
8	3.100	1.520	22	0.000	2.540
9	3.100	2.540	23	0.000	1.520
10	3.100	3.560	24	0.000	1.000
11	3.100	4.580	25	0.000	0.000
12	3.100	5.100	26	1.033	0.000
13	3.100	5.600	27	2.067	0.000
14	2.550	5.600	28	3.100	0.000

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 18 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1000 = 300 mm
(2) 18 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1100 = 225 mm
(3) 13 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1000 = 300 mm
(4) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1100 = 225 mm
(5) 1 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1000 = 300 mm
(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1100 = 225 mm

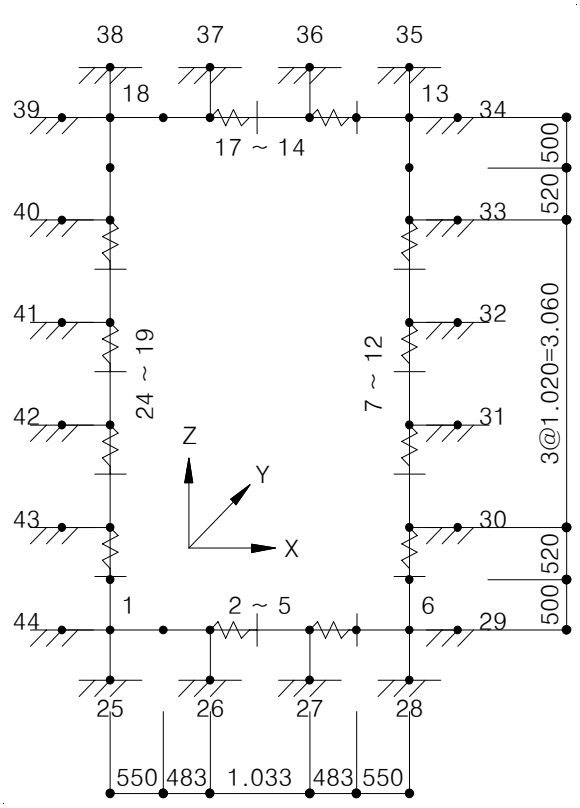
(7) 6 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1000 = 300 mm
(8) 6 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1100 = 225 mm

6. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

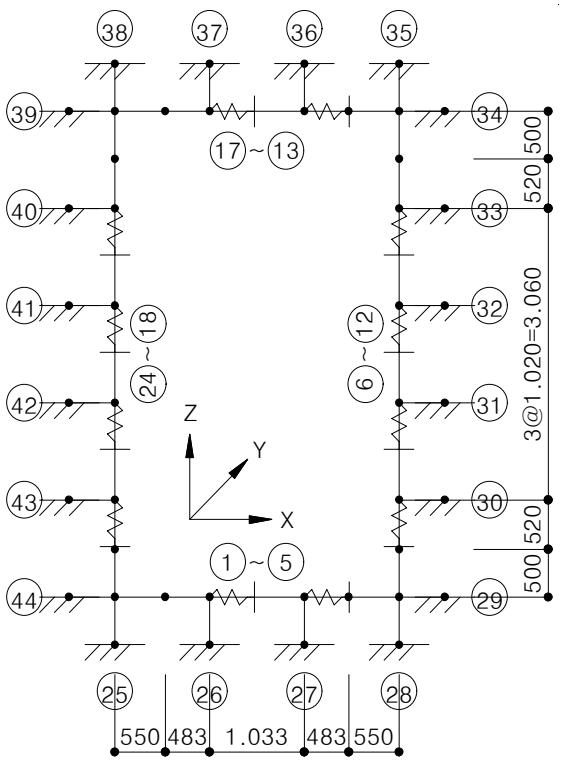
1) Modeling

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

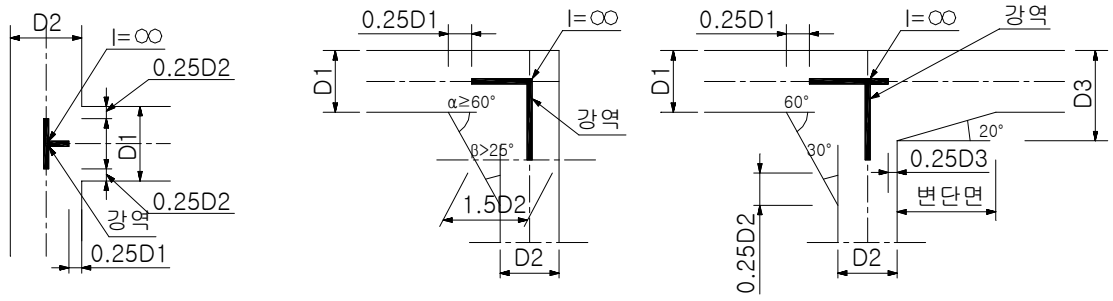
NO	A (m²)	I (m⁴)	부 재
1	1.000 × 1.000 = 1.000	0.08333	1~5,13~17
2	1.100 × 1.000 = 1.100	0.11092	6~12,18~24

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.500	0.500	23	0.500	1.520
2	1.050	0.500	24	0.500	1.000
3	1.533	0.500	25	0.500	0.000
4	2.567	0.500	26	1.533	0.000
5	3.050	0.500	27	2.567	0.000
6	3.600	0.500	28	3.600	0.000
7	3.600	1.000	29	4.100	0.500
8	3.600	1.520	30	4.100	1.520
9	3.600	2.540	31	4.100	2.540
10	3.600	3.560	32	4.100	3.560
11	3.600	4.580	33	4.100	4.580
12	3.600	5.100	34	4.100	5.600
13	3.600	5.600	35	3.600	6.100
14	3.050	5.600	36	2.567	6.100
15	2.567	5.600	37	1.533	6.100
16	1.533	5.600	38	0.500	6.100
17	1.050	5.600	39	0.000	5.600
18	0.500	5.600	40	0.000	4.580
19	0.500	5.100	41	0.000	3.560
20	0.500	4.580	42	0.000	2.540
21	0.500	3.560	43	0.000	1.520
22	0.500	2.540	44	0.000	0.500

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 18 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1000 = 300 mm
(2) 18 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1100 = 225 mm

(3) 13 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1000 = 300 mm
(4) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1100 = 225 mm
(5) 1 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1000 = 300 mm
(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1100 = 225 mm
(7) 6 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1000 = 300 mm
(8) 6 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1100 = 225 mm

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 50 = 140000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(4.200 × 4.200) = 4.20 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 140000 = 466670.00 kN/m³

Kv = 466670.000 × (4.200 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 64478.34 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.100/2 + 1.033/2) = 68777 kN/m	1,6
Kv2	Kv x (1.033/2 + 1.033/2) = 66627 kN/m	3,4
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	4

8. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 점토 (EL. : 11.240 ~ -2.900, N=5)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 156.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 156.0 = 124.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 124.8^2 = 31753.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.45) × 31753.0 = 92083.7 kN/m^2

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 156.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo = 0.5 × 156.0 = 78.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 78.0^2 = 12404.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.45) × 12404.0 = 35971.6 kN/m^2

(2) 실트질 모래 (EL. : -2.900 ~ -6.000, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 289.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 289.0 = 231.2 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 231.2^2 = 108977.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.45) × 108977.0 = 316033.3 kN/m^2

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 289.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo = 0.5 × 289.0 = 144.5 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 144.5^2 = 42569.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.45) × 42569.0 = 123450.1 kN/m^2

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,점토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(4.200 × 4.200) = 4.200 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 92083.7 = 306945.67 kN/m³

Kv = 306945.670 × (4.200 / 0.3)$^{-3/4}$ = 42409.73 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 42409.730 = 14136.58 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 실트질 모래

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(4.200 × 4.200) = 4.200 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 316033.3 = 1053444.33 kN/m³

Kv = 1053444.330 × (4.200 / 0.3)$^{-3/4}$ = 145551.12 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 145551.120 = 48517.04 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 점토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.100 × 6.100) = 6.100 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 92083.7 = 306945.67 kN/m³

Kh = 306945.670 × (6.100 / 0.3)$^{-3/4}$ = 32055.69 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 32055.690 = 10685.23 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 실트질 모래

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.100 × 6.100) = 6.100 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 316033.3 = 1053444.33 kN/m³

Kh = 1053444.330 × (6.100 / 0.3)$^{-3/4}$ = 110015.82 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 110015.820 = 36671.94 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.033/2 + 1.033/2) = 43823 kN/m	15,16
Ksb1	Ksb x (1.033/2 + 1.033/2) = 14608 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.020/2 + 1.020/2) = 112216 kN/m	8~9,22,23
Kss1	Kss x (1.020/2 + 1.020/2) = 37405 kN/m	
Kh2	Kh x (1.020/2 + 1.020/2) = 32697 kN/m	10~11,20,21
Kss2	Kss x (1.020/2 + 1.020/2) = 10899 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.033/2 + 1.033/2) = 150402 kN/m	3,4
Ksb1	Ksb x (1.033/2 + 1.033/2) = 50134 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.100/2 + 1.033/2) = 155254 kN/m	1,6
Ksb1	Kh x (1.020/2 + 1.000/2) = 111116 kN/m	
Kv2	Kv x (1.033/2 + 1.100/2) = 45237 kN/m	13,18
Ksb2	Kh x (1.020/2 + 1.000/2) = 32376 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,점토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(4.200 × 4.200) = 4.200 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 35971.6 = 119905.33 kN/m³

Kv = 119905.330 × (4.200 / 0.3)$^{-3/4}$ = 16566.95 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 16566.950 = 5522.32 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 실트질 모래

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(4.200 × 4.200) = 4.200 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 123450.1 = 411500.33 kN/m³

Kv = 411500.330 × (4.200 / 0.3)$^{-3/4}$ = 56855.72 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 56855.720 = 18951.91 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 점토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.100 × 6.100) = 6.100 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 35971.6 = 119905.33 kN/m³

Kh = 119905.330 × (6.100 / 0.3)$^{-3/4}$ = 12522.24 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 12522.240 = 4174.08 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 실트질 모래

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.100 × 6.100) = 6.100 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 123450.1 = 411500.33 kN/m³

Kh = 411500.330 × (6.100 / 0.3)$^{-3/4}$ = 42974.79 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 42974.790 = 14324.93 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.033/2 + 1.033/2) = 17119 kN/m	15,16
Ksb1	Ksb x (1.033/2 + 1.033/2) = 5706 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.020/2 + 1.020/2) = 43834 kN/m	8~9,22,23
Kss1	Kss x (1.020/2 + 1.020/2) = 14611 kN/m	
Kh2	Kh x (1.020/2 + 1.020/2) = 12773 kN/m	10~11,20,21
Kss2	Kss x (1.020/2 + 1.020/2) = 4258 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.033/2 + 1.033/2) = 58751 kN/m	3,4
Ksb1	Ksb x (1.033/2 + 1.033/2) = 19584 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.100/2 + 1.033/2) = 60646 kN/m	1,6
Ksb1	Kh x (1.020/2 + 1.000/2) = 43405 kN/m	
Kv2	Kv x (1.033/2 + 1.100/2) = 17671 kN/m	13,18
Ksb2	Kh x (1.020/2 + 1.000/2) = 12647 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

	성능기 / 준 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(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.16 = 0.091
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.16 = 0.224

9. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- 토 사	: 11.600 × 19.00	=	220.400 kN/m²
	∴ Total Wd1	=	220.400 kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- 흙(지하수위 이상)	: 1.000 × 19.00	=	19.000 kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 10.600 × 10.00	=	106.000 kN/m²
	∴ Total Wd2	=	125.000 kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용)

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	39.0	1.5	25.0
2.0	18.0	2.5	14.0
3.0	11.0	3.5	10.0
4.0	10.0	5.0	10.0
6.0	10.0	7.0	10.0
8.0	10.0	9.0	10.0
10.0	10.0		

주) 중간토피에 대한 것은 그 상위의 것을 취한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (WI1) - 토피 4m 이상

- WI1 = 10.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (WI2)

- WI2 = 10.000 × 0.500 = 5.000 kN/m²

③ 상재활하중

- WL = 10.000 kN/m²

④ 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1	= (12.100 × 19.000) × 0.500	=	114.950 kN/m²
Wh2	= 114.950 + 0.500 × 19.000 × 0.500	=	119.700 kN/m²
Wh3	= 119.700 + 0.520 × 19.000 × 0.500	=	124.640 kN/m²
Wh4	= 124.640 + 1.020 × 19.000 × 0.500	=	134.330 kN/m²
Wh5	= 134.330 + 1.020 × 19.000 × 0.500	=	144.020 kN/m²
Wh6	= 144.020 + 1.020 × 19.000 × 0.500	=	153.710 kN/m²
Wh7	= 153.710 + 0.520 × 19.000 × 0.500	=	158.650 kN/m²
Wh8	= 158.650 + 0.500 × 19.000 × 0.500	=	163.400 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (1.000 × 19.000 + 11.100 × 10.000) × 0.500 = 65.000 kN/m²

Wh2 = 65.000 + 0.500 × 10.000 × 0.500 = 67.500 kN/m²

Wh3 = 67.500 + 0.520 × 10.000 × 0.500 = 70.100 kN/m²

Wh4 = 70.100 + 1.020 × 10.000 × 0.500 = 75.200 kN/m²

Wh5 = 75.200 + 1.020 × 10.000 × 0.500 = 80.300 kN/m²

Wh6 = 80.300 + 1.020 × 10.000 × 0.500 = 85.400 kN/m²

Wh7 = 85.400 + 0.520 × 10.000 × 0.500 = 88.000 kN/m²

Wh8 = 88.000 + 0.500 × 10.000 × 0.500 = 90.500 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

Ww1 = 10.600 × 10.000 = 106.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

Ww2 = 11.100 × 10.000 = 111.000 kN/m²

Ww3 = 111.000 + 0.500 × 10.000 = 116.000 kN/m²

Ww4 = 116.000 + 0.520 × 10.000 = 121.200 kN/m²

Ww5 = 121.200 + 1.020 × 10.000 = 131.400 kN/m²

Ww6 = 131.400 + 1.020 × 10.000 = 141.600 kN/m²

Ww7 = 141.600 + 1.020 × 10.000 = 151.800 kN/m²

Ww8 = 151.800 + 0.520 × 10.000 = 157.000 kN/m²

Ww9 = 157.000 + 0.500 × 10.000 = 162.000 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

Ww10 = (11.600 + 6.100 - 1.000) × 10.000 = 167.000 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 슬래브 상하면 온도차는 ± 5° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 ε = 15.00×10^5
- 온도선팽창 계수 α = 1.00×10^5
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

10. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

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

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	3.240	248.600	248.600	19.000	0.052	0.052
실트질 자갈	2.200	156.000	156.000	20.000	0.056	0.056
점토	8.700	156.000	156.000	20.000	0.223	0.223
실트질 모래	3.100	289.000	289.000	20.000	0.043	0.043
풍화암	12.760	631.000	631.000	20.000	0.081	0.081
계					0.455	0.455

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.455 = 0.569	1.25 Tg' = 1.25 × 0.455 = 0.569

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.230/(2.5×0.160) = 0.575	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.230/(2.5×0.160) = 0.575
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.575 = 0.115	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.575 = 0.115

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

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

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

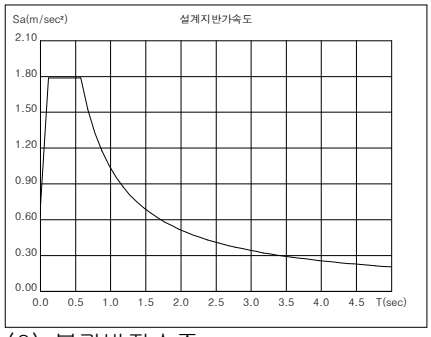
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd = 1.789 m/s² - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd = 3.664 m/s² - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg

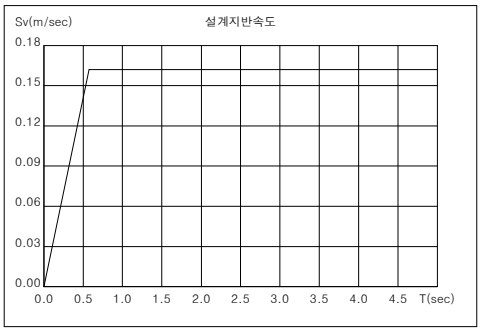
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.569 / 2π × 1.789 = 0.162 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.569 / 2π × 3.664 = 0.332 m/s

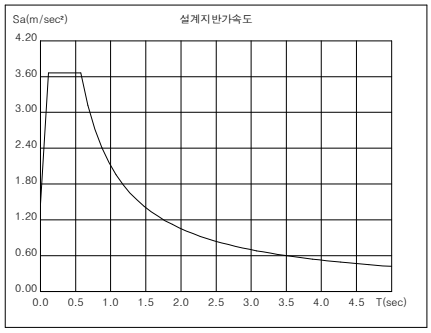
6) 설계응답 응답스펙트럼

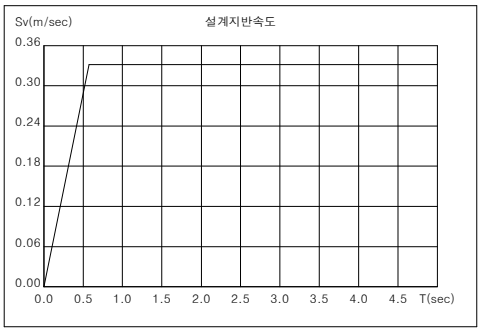
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 층별 변위값 정리

- 제 1층의 두께(H1) = 17.240 m
- 제 2층의 두께(H2) = 12.760 m
- 제 1층의 습윤단위 체적중량(γ1) = 16.240 kN/m³
- 제 2층의 습윤단위 체적중량(γ2) = 20.000 kN/m³
- 제 1층의 평균전단파속도(Vsod1) = 150.597 m/sec
- 제 2층의 평균전단파속도(Vsod2) = 631.000 m/sec
- 제 1층과 제2층의 임피던스비(α)

  (γ1×Vsod1) / (γ2×Vsod2) = (16.240 × 150.597) / (20.000 × 631.000)

  = 0.194

- 지반의 설계 고유 진동수(Wo)

  $(1+\alpha)\times\cos[Wo\times(H1/Vsod1 + H2/Vsod2)] + (1-\alpha)\times\cos[Wo\times(H1/Vsod1 - H2/Vsod2)] = 0$

  $(1 + 0.194) \times \cos[Wo \times (17.240 / 150.597 + 12.760 / 631.000)] +$

  $(1 - 0.194) \times \cos[Wo \times (17.240 / 150.597 - 12.760 / 631.000)] = 0$

  에서 시행착오법으로 산정, Wo = 13.256

- 각 층별 변위 계산식

  - 제1층 변위 계산식

    $Uh1 = 2/\pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(Wo \times x1/Vsod1)$

  - 제2층 변위 계산식

    $Uh2 = 2/\pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(Wo \times H1/Vsod1) \times$

    $[\cos(Wo \times x2/Vsod2) - \sin(Wo \times x2/Vsod2) / \tan(Wo \times H2/Vsod2)]$

8) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 12.100 m
- 하부슬래브 EL. = 17.200 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

Po = Ksb,top × (U(Zu) - U(Zb))

기능수행수준	붕괴방지수준
Po = 14136.580 × (0.009049 - 0.001060) = 112.937 kN/m²	Po = 5522.320 × (0.018545 - 0.002173) = 90.411 kN/m²

9) 측벽 지반변위 하중

P(z) = Kh × (Uh(z) - Uh(b))

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
12.100	32055.690	0.009049	0.007989	256.093
12.600	32055.690	0.008321	0.007261	232.756
13.120	32055.690	0.007547	0.006487	207.945
14.140	32055.690	0.005985	0.004925	157.874
15.160	110015.820	0.004374	0.003314	364.592
16.180	110015.820	0.002728	0.001668	183.506
16.700	110015.820	0.001880	0.000820	90.213
17.200	110015.820	0.001060	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
12.100	12522.240	0.018545	0.016372	205.014
12.600	12522.240	0.017053	0.014880	186.331
13.120	12522.240	0.015467	0.013294	166.471
14.140	12522.240	0.012265	0.010092	126.374
15.160	42974.790	0.008964	0.006791	291.842
16.180	42974.790	0.005591	0.003418	146.888
16.700	42974.790	0.003853	0.001680	72.198
17.200	42974.790	0.002173	0.000000	0.000

10) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	31753.000 × 0.001402 = 44.520	12404.000 × 0.002873 = 35.640
Vb	519517.000 × 0.001636 = 849.930	202936.000 × 0.003352 = 680.240
Vs	(44.520 + 849.930) / 2 = 447.230	(35.640 + 680.240) / 2 = 357.940

11) 구체 관성력

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

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.000×25.000×0.091×(1 - 0.015×12.100) = 1.862	fu = 1.000×25.000×0.224×(1 - 0.015×12.100) = 4.584

② 하부슬래브

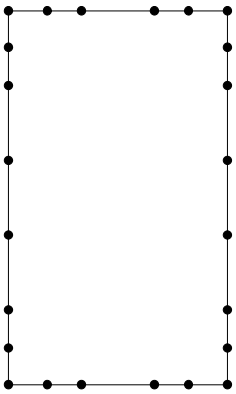
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.000×25.000×0.091×(1 - 0.015×17.200) = 1.688	fb = 1.000×25.000×0.224×(1 - 0.015×17.200) = 4.155

③ 측벽

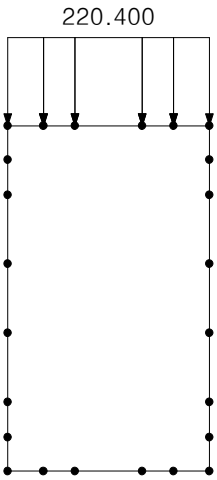
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 1.100×25.000×0.091×(1-0.015×12.100) = 2.048	f1 = 1.100×25.000×0.224×(1-0.015×12.100) = 5.042
f2 = 1.100×25.000×0.091×(1-0.015×12.600) = 2.030	f2 = 1.100×25.000×0.224×(1-0.015×12.600) = 4.996
f3 = 1.100×25.000×0.091×(1-0.015×13.120) = 2.010	f3 = 1.100×25.000×0.224×(1-0.015×13.120) = 4.948
f4 = 1.100×25.000×0.091×(1-0.015×14.140) = 1.972	f4 = 1.100×25.000×0.224×(1-0.015×14.140) = 4.853
f5 = 1.100×25.000×0.091×(1-0.015×15.160) = 1.933	f5 = 1.100×25.000×0.224×(1-0.015×15.160) = 4.759
f6 = 1.100×25.000×0.091×(1-0.015×16.180) = 1.895	f6 = 1.100×25.000×0.224×(1-0.015×16.180) = 4.665
f7 = 1.100×25.000×0.091×(1-0.015×16.700) = 1.876	f7 = 1.100×25.000×0.224×(1-0.015×16.700) = 4.617
f8 = 1.100×25.000×0.091×(1-0.015×17.200) = 1.857	f8 = 1.100×25.000×0.224×(1-0.015×17.200) = 4.571

11. 하 중 재 하 (상시)

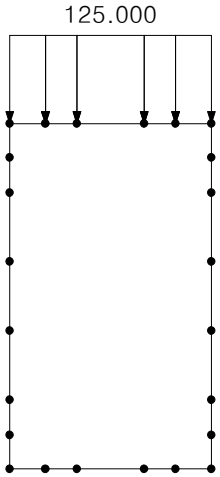
1) CASE1 - 구체자중(SW)



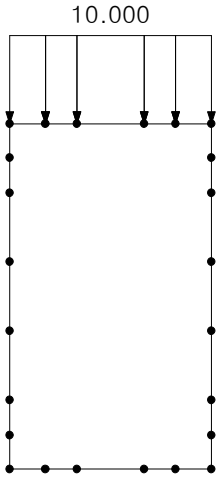
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



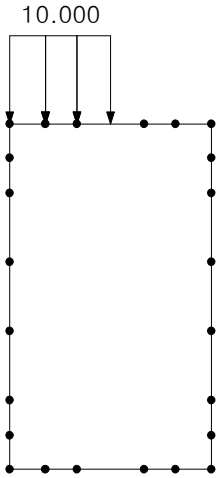
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



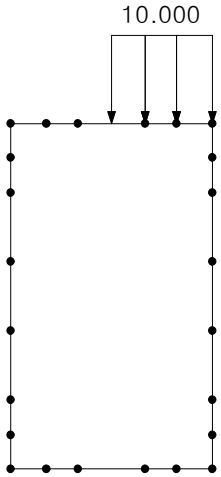
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



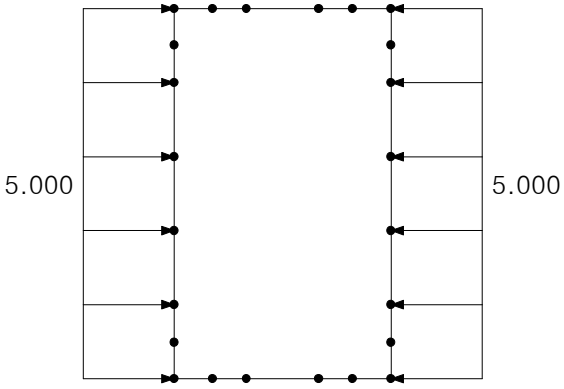
5) CASE5 - 편재활하중(좌측)(LIVELE)



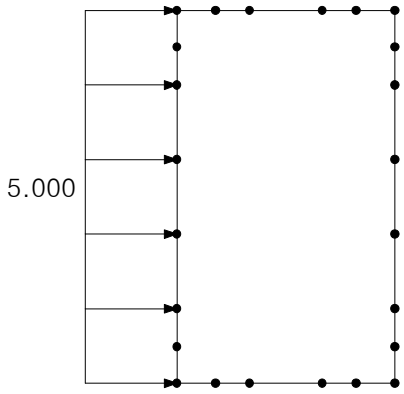
6) CASE6 - 편재활하중(우측)(LIVERI)



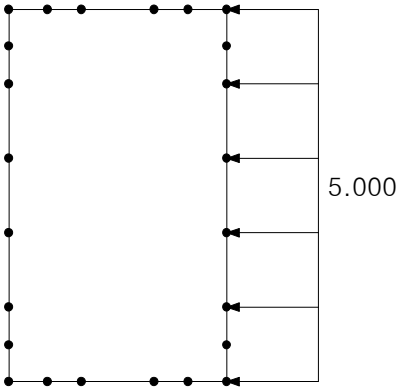
7) CASE7 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



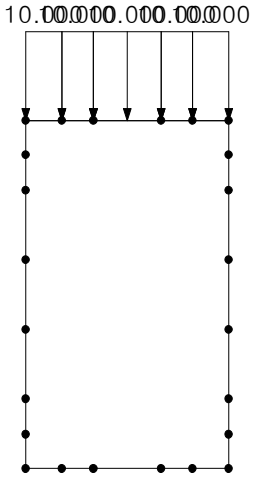
8) CASE8 - 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEH)



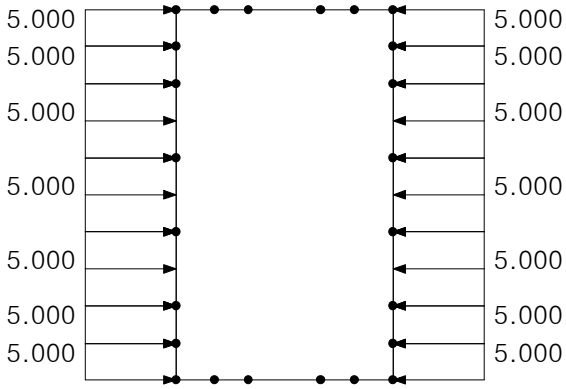
9) CASE9 - 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIH)



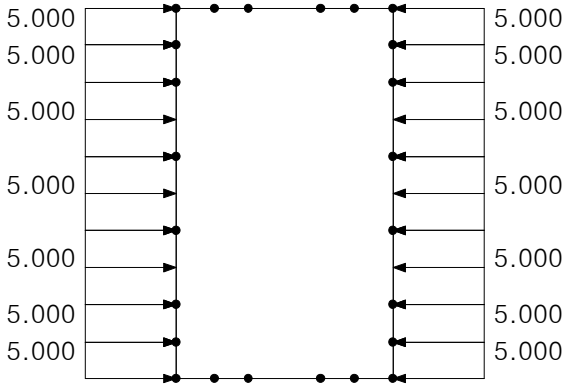
10) CASE10 - 상재활하중(LIVEA)



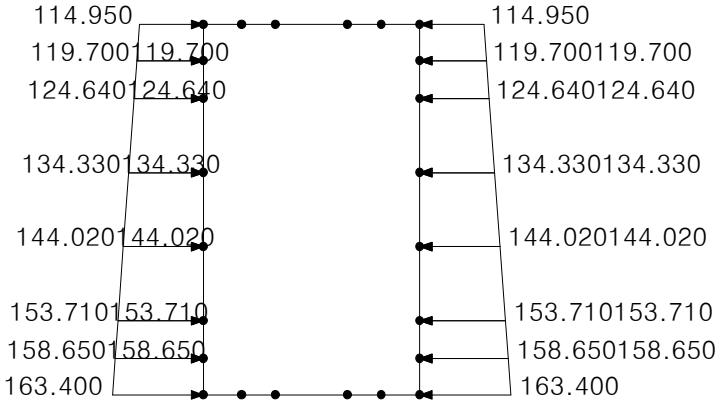
11) CASE11 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



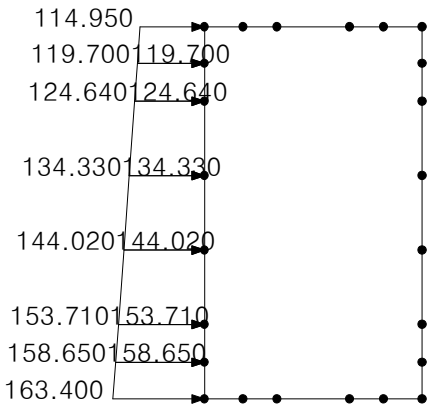
12) CASE12 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



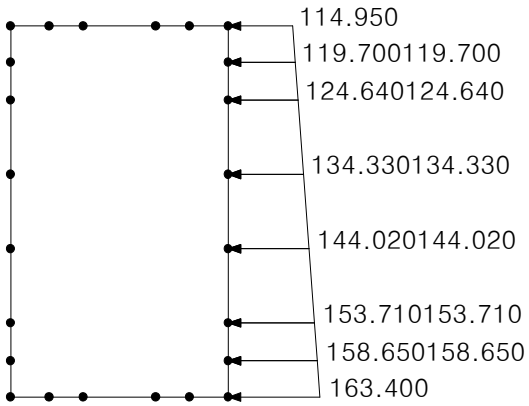
13) CASE13 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



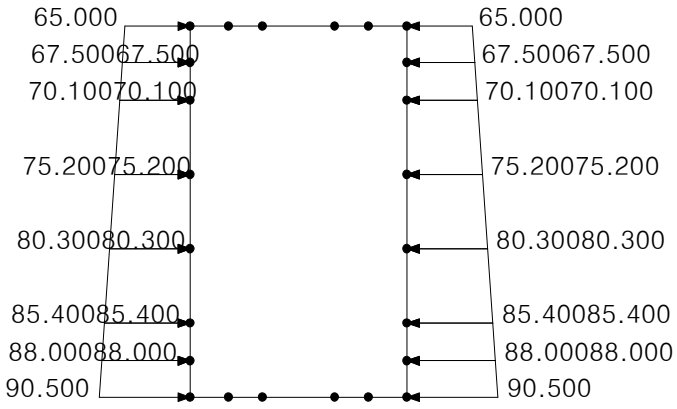
14) CASE14 - 토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



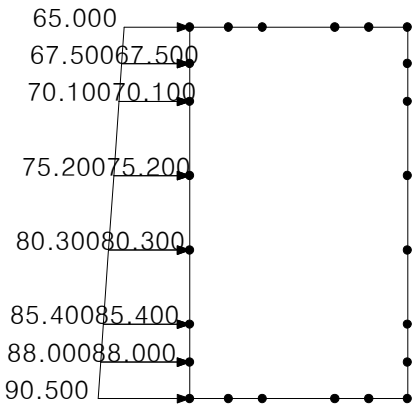
15) CASE15 - 토압(우측) : 지하수無(SOILR)



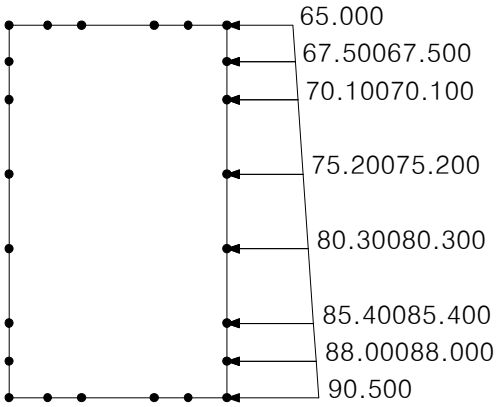
16) CASE16 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



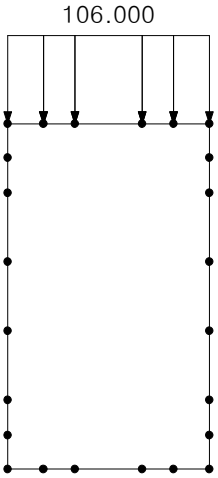
17) CASE17 - 토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



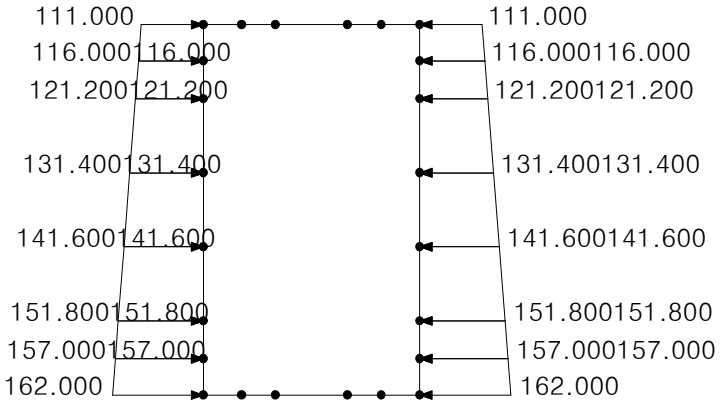
18) CASE18 - 토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



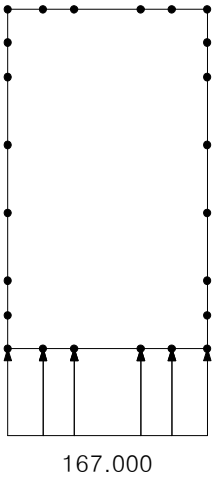
19) CASE19 - 연직수압(WATERV)



20) CASE20 - 수평수압(WATERH)

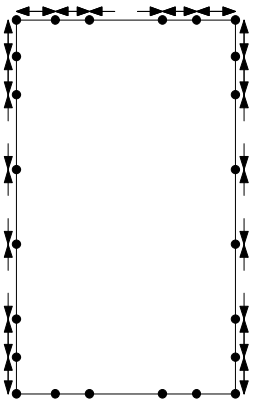


21) CASE21 - 부력(BUOYANCY)



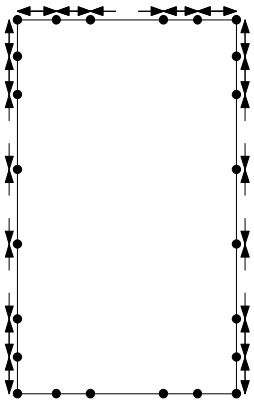
22) CASE22 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)

- 슬래브 상하면 온도차 ΔT2 = +5° C

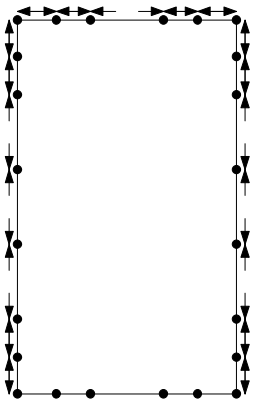


23) CASE23 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

- 슬래브 상하면 온도차 ΔT2 = -5° C

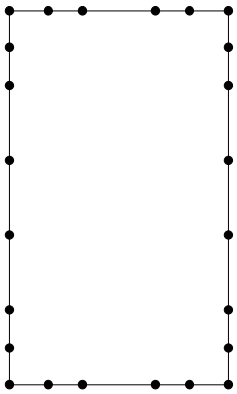


24) CASE24 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

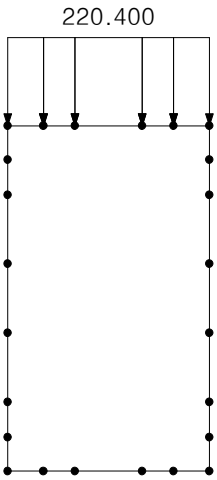


12. 하중 재하 (기능수행)

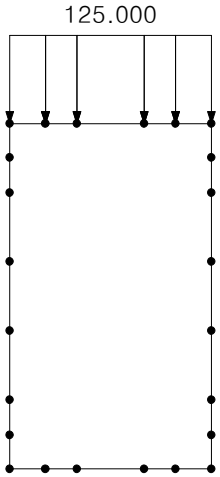
1) CASE1 - 구체자중(SW)



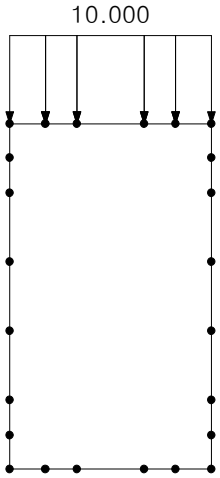
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



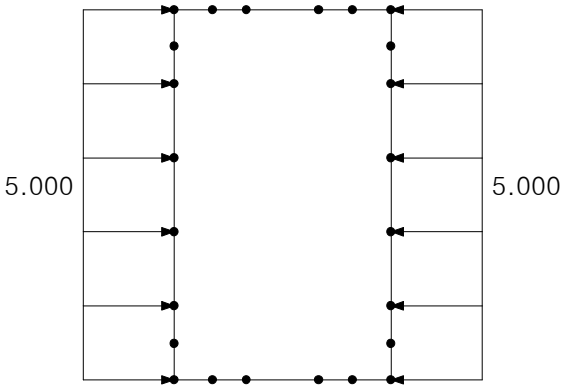
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



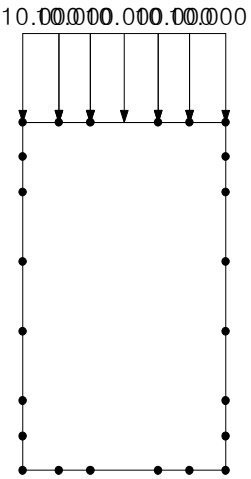
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



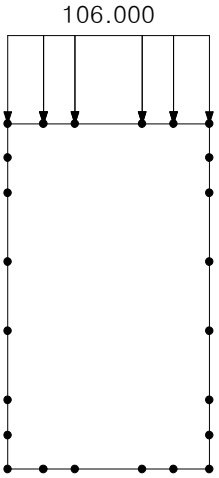
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



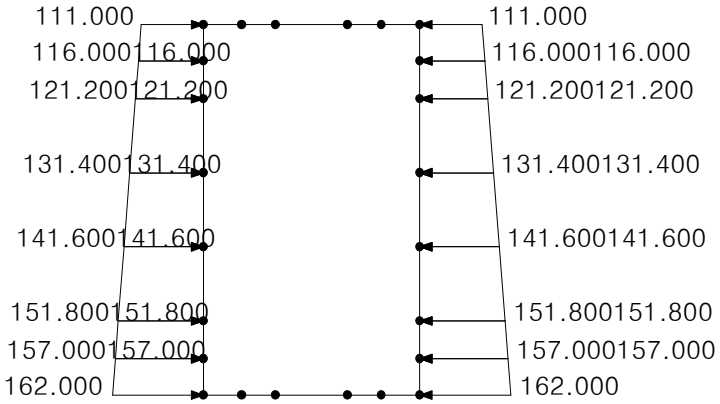
6) CASE6 - 지진시 상재활하중(LIVEAE)



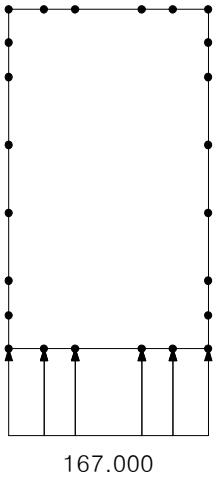
7) CASE7 - 연직수압(WATERV)



8) CASE8 - 수평수압(WATERH)

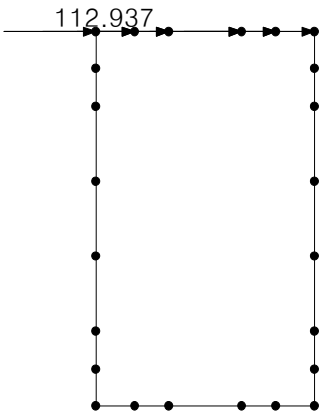


9) CASE9 - 부력(BUOYANCY)

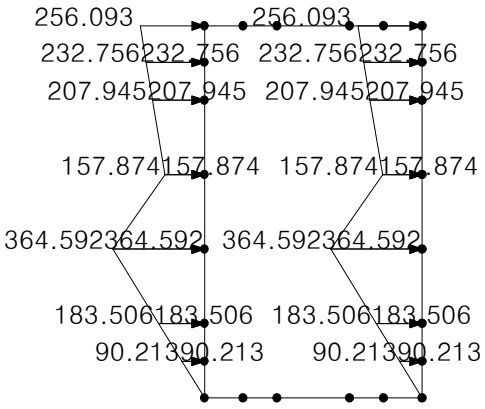


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

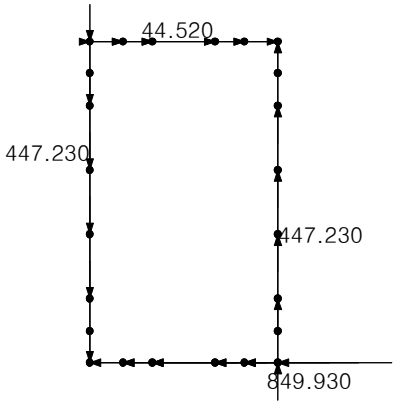
10) CASE10 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



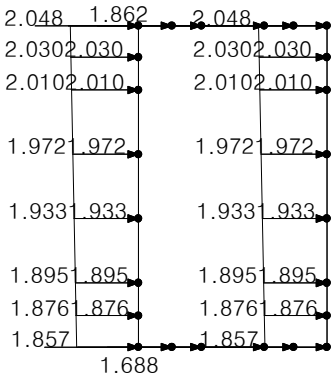
11) CASE11 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



12) CASE12 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

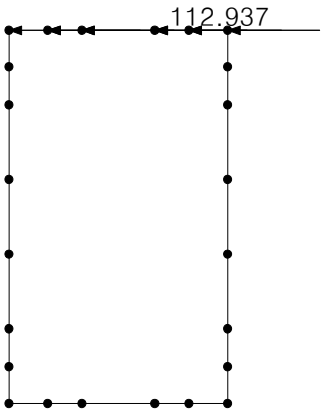


13) CASE13 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

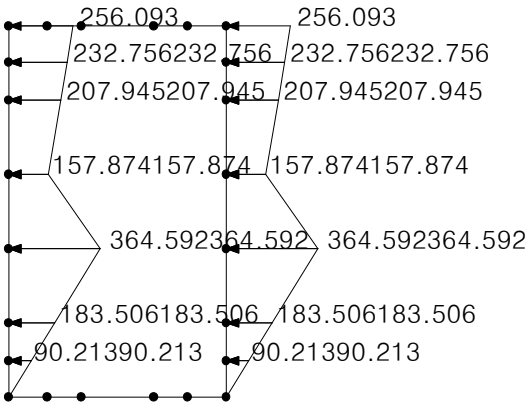


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

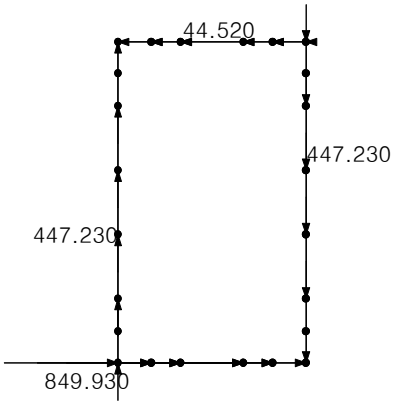
14) CASE14 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



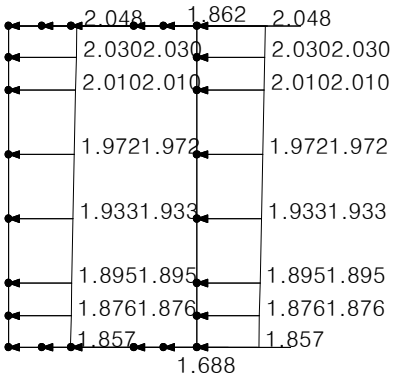
15) CASE15 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



16) CASE16 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

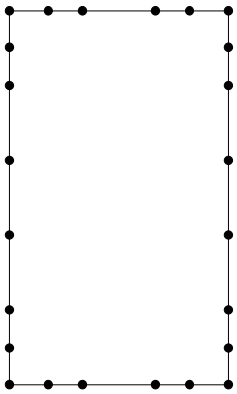


17) CASE17 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

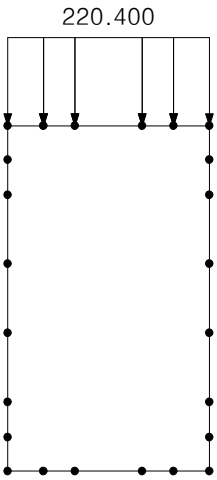


13. 하중 재하 (붕괴방지)

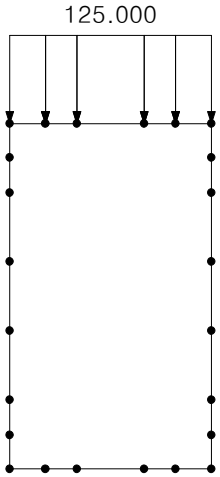
1) CASE1 - 구체자중(SW)



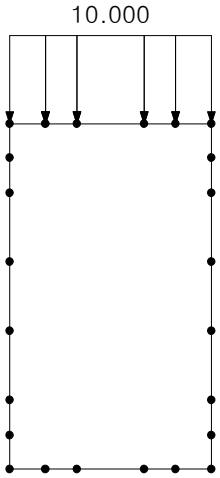
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



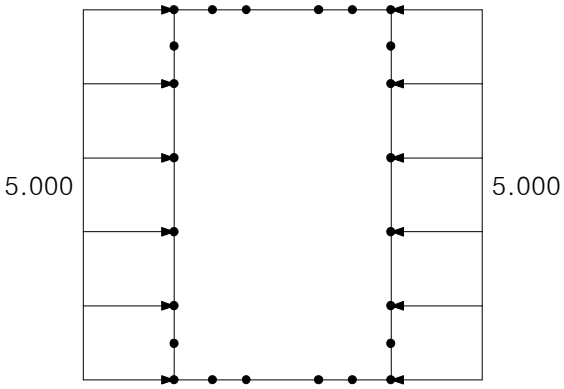
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



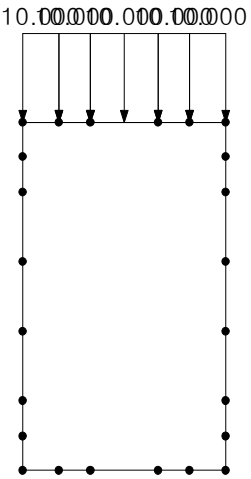
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



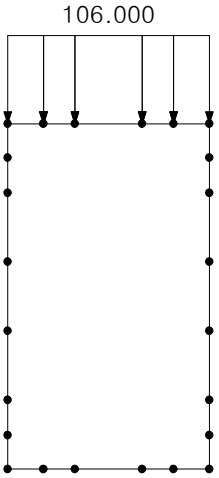
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



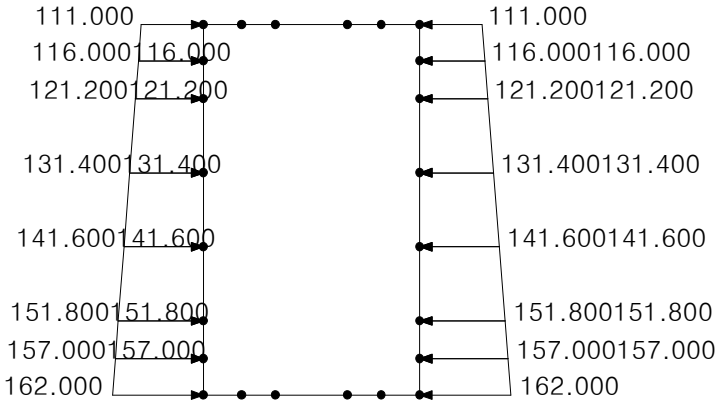
6) CASE6 - 지진시 상재활하중(LIVEAE)



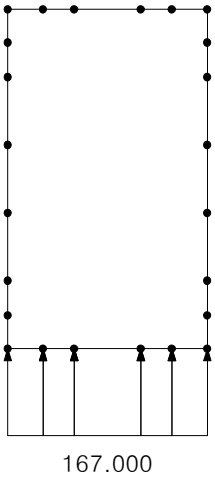
7) CASE7 - 연직수압(WATERV)



8) CASE8 - 수평수압(WATERH)

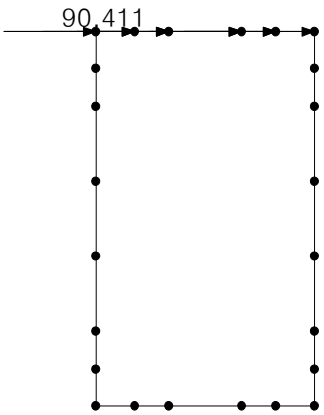


9) CASE9 - 부력(BUOYANCY)

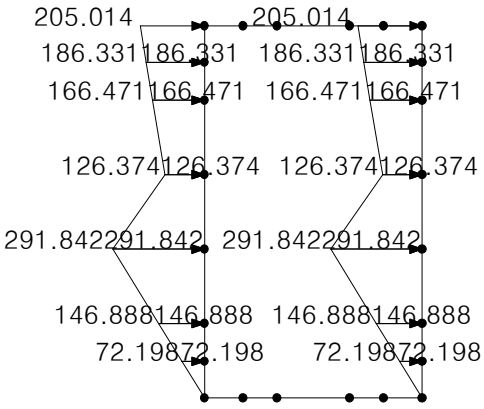


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

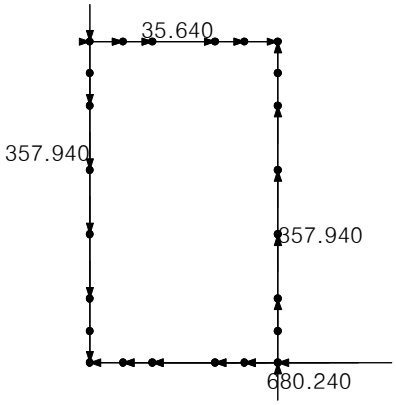
10) CASE10 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



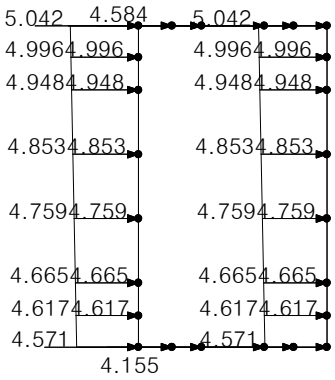
11) CASE11 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



12) CASE12 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

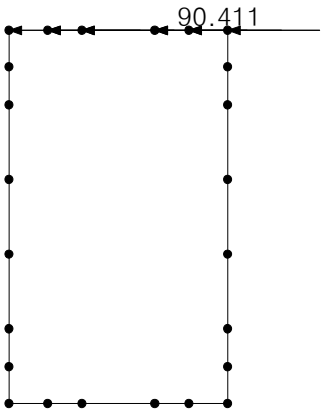


13) CASE13 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

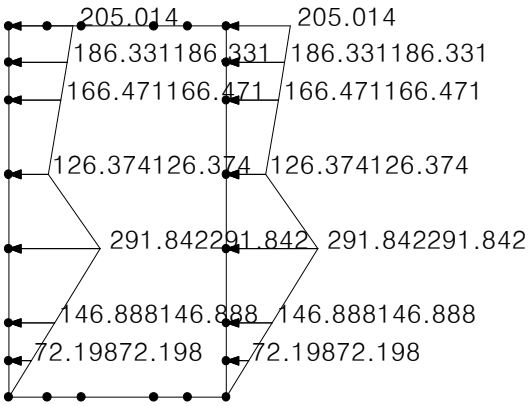


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

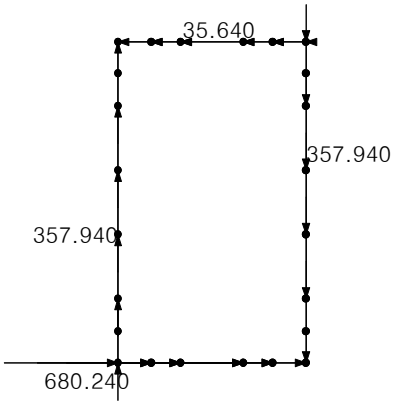
14) CASE14 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



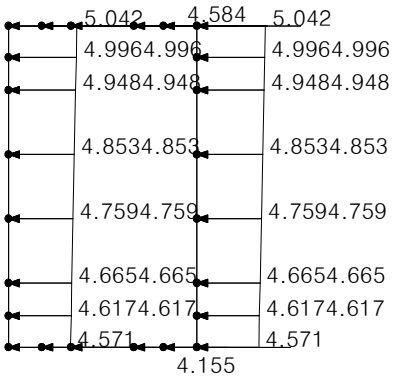
15) CASE15 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



16) CASE16 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



17) CASE17 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



14. 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) = 0.875, h = 11.600 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

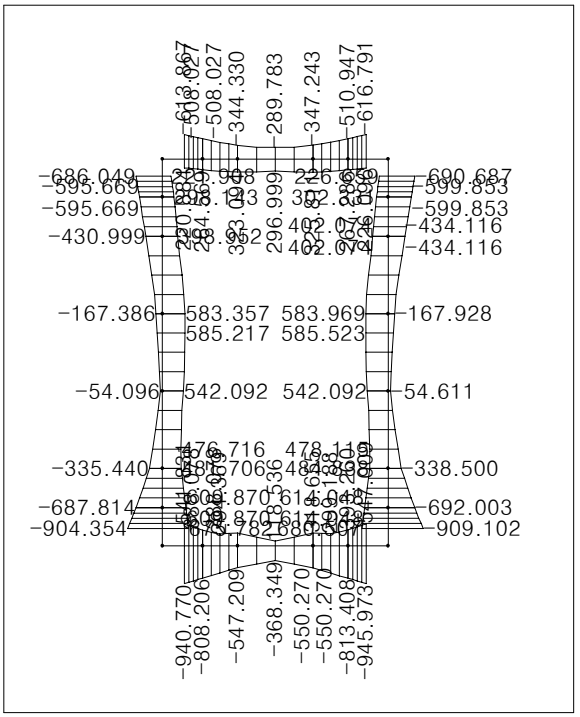
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

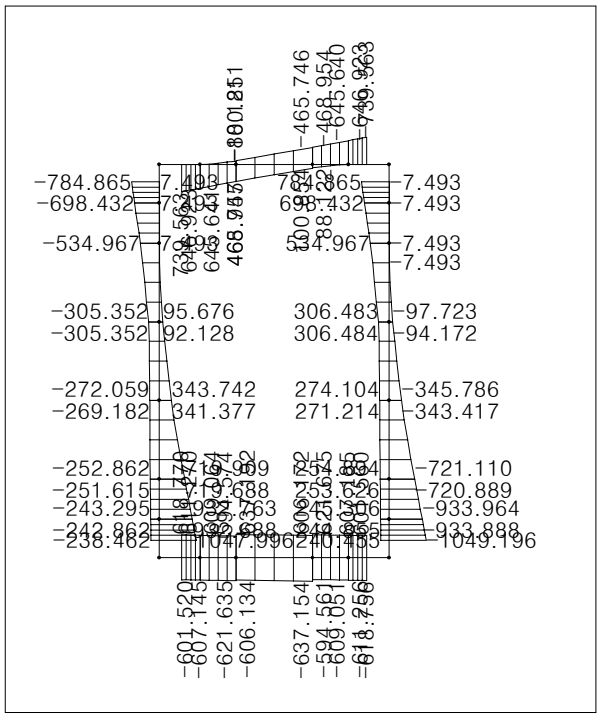
15. 단면력정리

15.1 상시

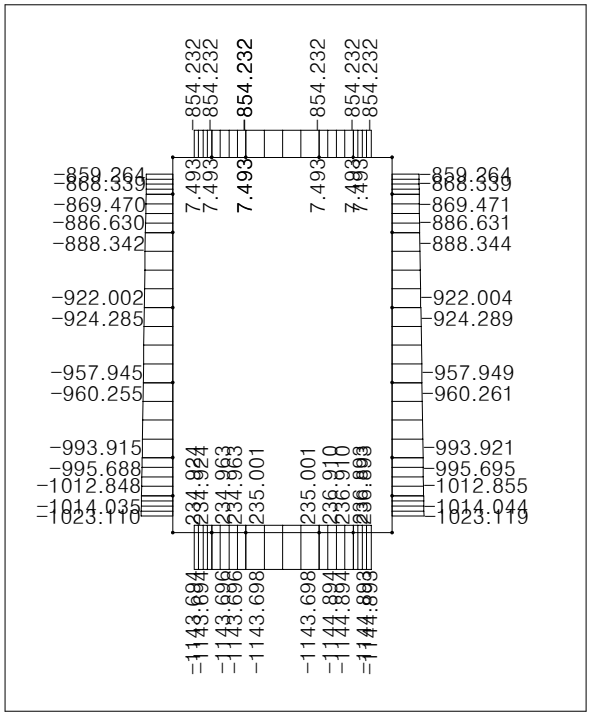
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - 단위 : kN.m)



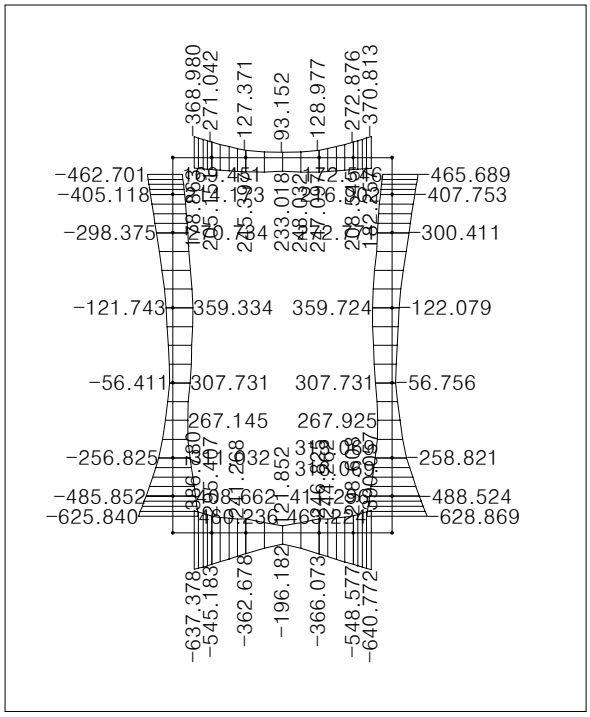
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - 단위 : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - 단위 : kN



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

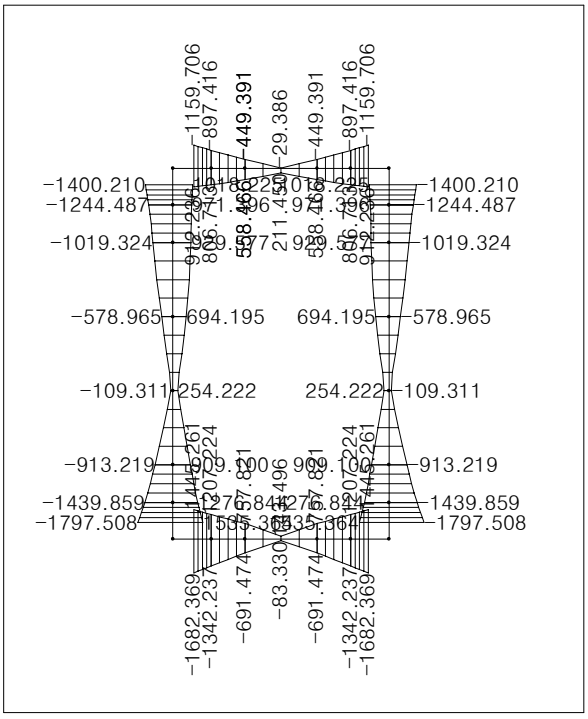


5) 단면력 정리

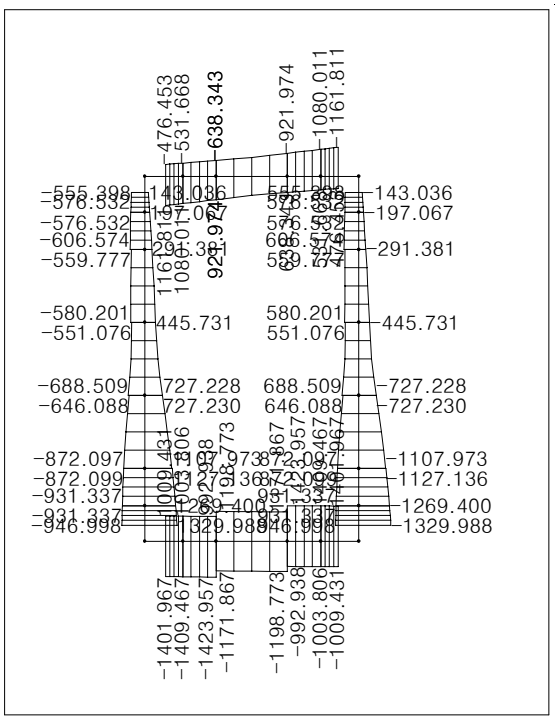
구분	위 치		계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
			모멘트	전단력	축력				
			kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	613.87	645.52	854.23	368.98	1000.0	1000.0	
		좌측 (하면)	220.88	645.52	854.23	178.86	1000.0	1000.0	
		중앙부 (상면)	289.78	288.35	854.23	93.15	1000.0	1000.0	
		중앙부 (하면)	297.00	288.35	854.23	233.02	1000.0	1000.0	
		우측 (상면)	616.79	696.21	854.23	370.81	1000.0	1000.0	
		우측 (하면)	226.10	696.21	854.23	182.26	1000.0	1000.0	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	541.83	611.27	1143.69	386.78	1000.0	1000.0	
		좌측 (하면)	940.77	611.27	1143.69	637.38	1000.0	1000.0	
		중앙부 (상면)	118.54	622.18	1143.70	121.85	1000.0	1000.0	
		중앙부 (하면)	368.35	622.18	1143.70	196.18	1000.0	1000.0	
		우측 (상면)	547.01	609.04	1144.89	390.06	1000.0	1000.0	
		우측 (하면)	945.97	609.04	1144.89	640.77	1000.0	1000.0	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	686.05	547.47	859.26	462.70	1000.0	1100.0	
		상부 (내측)	221.91	547.47	859.26	169.45	1000.0	1100.0	
		중앙부 (외측)	104.75	280.06	941.12	85.67	1000.0	1100.0	
		중앙부 (내측)	574.81	280.06	941.12	342.93	1000.0	1100.0	
		하부 (외측)	904.35	932.76	1023.11	625.84	1000.0	1100.0	
		하부 (내측)	675.78	932.76	1023.11	460.24	1000.0	1100.0	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	690.69	421.95	859.26	465.69	1000.0	1100.0	
		상부 (내측)	226.66	421.95	859.26	172.55	1000.0	1100.0	
		중앙부 (외측)	104.74	282.26	941.12	85.66	1000.0	1100.0	
		중앙부 (내측)	574.81	282.26	941.12	342.93	1000.0	1100.0	
		하부 (외측)	909.10	530.27	1023.12	628.87	1000.0	1100.0	
		하부 (내측)	680.51	530.27	1023.12	463.22	1000.0	1100.0	

15.2 지진시(붕괴방지)

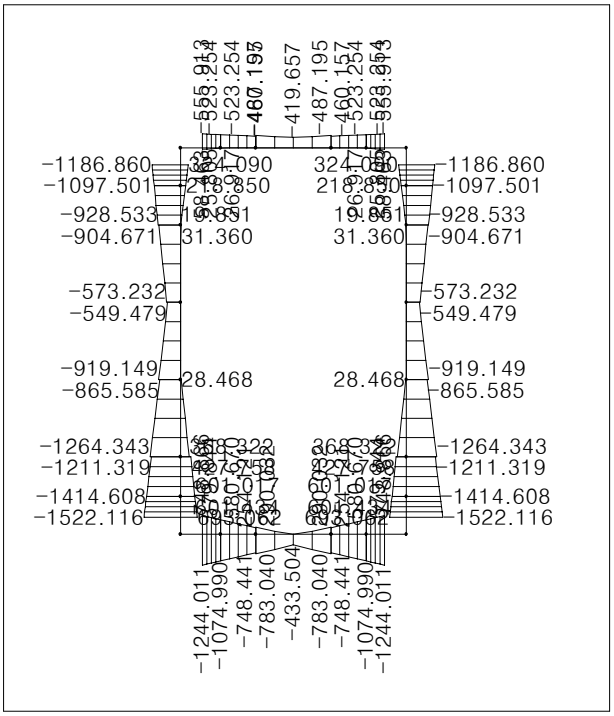
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - 단위 : kN.m)



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



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - 단위 : kN

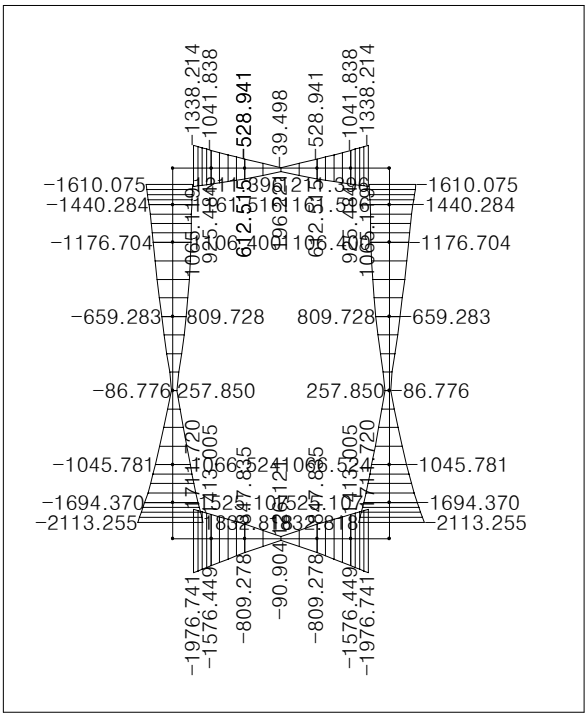


4) 단면력 정리

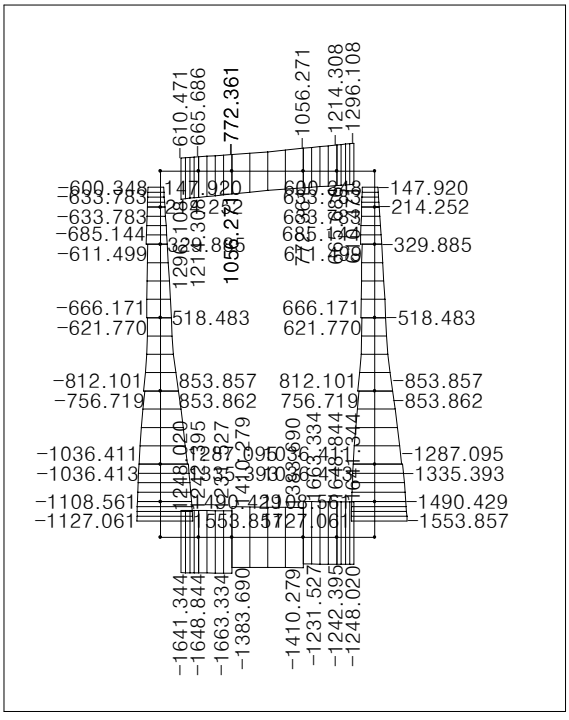
구분	위 치		계수하중			B	H	비고
			모멘트	전단력	축력			
			kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1159.71	1079.90	555.91	1000.0	1000.0	
		좌측 (하면)	912.24	1079.90	555.91	1000.0	1000.0	
		중앙부 (상면)	29.39	758.29	507.48	1000.0	1000.0	
		중앙부 (하면)	211.45	758.29	507.48	1000.0	1000.0	
		우측 (상면)	1159.71	1123.53	555.91	1000.0	1000.0	
		우측 (하면)	912.24	1123.53	555.91	1000.0	1000.0	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1445.26	1409.47	1244.01	1000.0	1000.0	
		좌측 (하면)	1682.37	1409.47	1244.01	1000.0	1000.0	
		중앙부 (상면)	143.50	1183.98	993.35	1000.0	1000.0	
		중앙부 (하면)	83.33	1183.98	993.35	1000.0	1000.0	
		우측 (상면)	1445.26	1409.48	1244.01	1000.0	1000.0	
		우측 (하면)	1682.37	1409.48	1244.01	1000.0	1000.0	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	1400.21	604.64	1186.86	1000.0	1100.0	
		상부 (내측)	1018.23	604.64	1186.86	1000.0	1100.0	
		중앙부 (외측)	317.48	570.21	928.53	1000.0	1100.0	
		중앙부 (내측)	467.63	570.21	928.53	1000.0	1100.0	
		하부 (외측)	1797.51	1269.40	1522.12	1000.0	1100.0	
		하부 (내측)	1535.36	1269.40	1522.12	1000.0	1100.0	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	1400.21	575.62	1186.86	1000.0	1100.0	
		상부 (내측)	1018.23	575.62	1186.86	1000.0	1100.0	
		중앙부 (외측)	317.48	568.22	904.67	1000.0	1100.0	
		중앙부 (내측)	467.63	568.22	904.67	1000.0	1100.0	
		하부 (외측)	1797.51	944.29	1522.12	1000.0	1100.0	
		하부 (내측)	1535.36	944.29	1522.12	1000.0	1100.0	

15.3 지진시(기능수행)

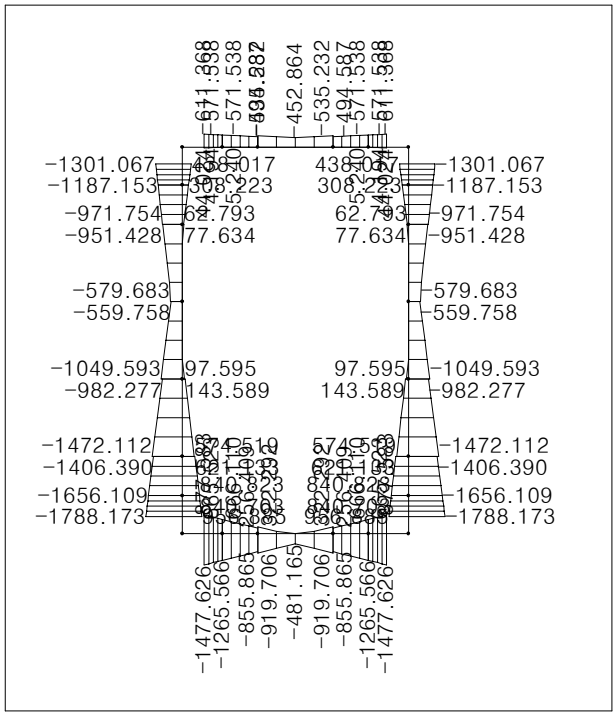
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - 단위 : kN.m)



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



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - 단위 : 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 (상면)	1338.21	1214.20	611.37	1000.0	1000.0	
		좌측 (하면)	1065.12	1214.20	611.37	1000.0	1000.0	
		중앙부 (상면)	39.50	892.60	552.30	1000.0	1000.0	
		중앙부 (하면)	196.22	892.60	552.30	1000.0	1000.0	
		우측 (상면)	1338.21	1257.83	611.37	1000.0	1000.0	
		우측 (하면)	1065.12	1257.83	611.37	1000.0	1000.0	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1711.72	1648.84	1477.63	1000.0	1000.0	
		좌측 (하면)	1976.74	1648.84	1477.63	1000.0	1000.0	
		중앙부 (상면)	126.12	1395.79	1163.14	1000.0	1000.0	
		중앙부 (하면)	90.90	1395.79	1163.14	1000.0	1000.0	
		우측 (상면)	1711.72	1648.85	1477.63	1000.0	1000.0	
		우측 (하면)	1976.74	1648.85	1477.63	1000.0	1000.0	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	1610.08	681.64	1301.07	1000.0	1100.0	
		상부 (내측)	1211.40	681.64	1301.07	1000.0	1100.0	
		중앙부 (외측)	355.78	661.41	1049.59	1000.0	1100.0	
		중앙부 (내측)	539.60	661.41	1049.59	1000.0	1100.0	
		하부 (외측)	2113.26	1490.43	1788.17	1000.0	1100.0	
		하부 (내측)	1832.82	1490.43	1788.17	1000.0	1100.0	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	1610.08	644.69	1301.07	1000.0	1100.0	
		상부 (내측)	1211.40	644.69	1301.07	1000.0	1100.0	
		중앙부 (외측)	355.78	658.78	951.43	1000.0	1100.0	
		중앙부 (내측)	539.60	658.78	951.43	1000.0	1100.0	
		하부 (외측)	2113.26	1103.35	1788.17	1000.0	1100.0	
		하부 (내측)	1832.82	1103.35	1788.17	1000.0	1100.0	

15.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고
			2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	-613.87	-	-1159.71	-1338.21	-1338.21	
		좌측 (하면)	220.88	-	912.24	1065.12	1065.12	
		중앙부 (상면)	-289.78	-	-29.39	-39.50	-289.78	
		중앙부 (하면)	297.00	-	211.45	196.22	297.00	
		우측 (상면)	-616.79	-	-1159.71	-1338.21	-1338.21	
		우측 (하면)	226.10	-	912.24	1065.12	1065.12	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	541.83	-	1445.26	1711.72	1711.72	
		좌측 (하면)	-940.77	-	-1682.37	-1976.74	-1976.74	
		중앙부 (상면)	118.54	-	143.50	126.12	143.50	
		중앙부 (하면)	-368.35	-	-83.33	-90.90	-368.35	
		우측 (상면)	547.01	-	1445.26	1711.72	1711.72	
		우측 (하면)	-945.97	-	-1682.37	-1976.74	-1976.74	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	-686.05	-	-1400.21	-1610.08	-1610.08	
		상부 (내측)	221.91	-	1018.23	1211.40	1211.40	
		중앙부 (외측)	-104.75	-	-317.48	-355.78	-355.78	
		중앙부 (내측)	574.81	-	467.63	539.60	574.81	
		하부 (외측)	-904.35	-	-1797.51	-2113.26	-2113.26	
		하부 (내측)	675.78	-	1535.36	1832.82	1832.82	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	-690.69	-	-1400.21	-1610.08	-1610.08	
		상부 (내측)	226.66	-	1018.23	1211.40	1211.40	
		중앙부 (외측)	-104.74	-	-317.48	-355.78	-355.78	
		중앙부 (내측)	574.81	-	467.63	539.60	574.81	
		하부 (외측)	-909.10	-	-1797.51	-2113.26	-2113.26	
		하부 (내측)	680.51	-	1535.36	1832.82	1832.82	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고
			2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	645.52	-	1079.90	1214.20	1214.20	
		좌측 (하면)	645.52	-	1079.90	1214.20	1214.20	
		중앙부 (상면)	288.35	-	758.29	892.60	892.60	
		중앙부 (하면)	288.35	-	758.29	892.60	892.60	
		우측 (상면)	696.21	-	1123.53	1257.83	1257.83	
		우측 (하면)	696.21	-	1123.53	1257.83	1257.83	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	611.27	-	1409.47	1648.84	1648.84	
		좌측 (하면)	611.27	-	1409.47	1648.84	1648.84	
		중앙부 (상면)	622.18	-	1183.98	1395.79	1395.79	
		중앙부 (하면)	622.18	-	1183.98	1395.79	1395.79	
		우측 (상면)	609.04	-	1409.48	1648.85	1648.85	
		우측 (하면)	609.04	-	1409.48	1648.85	1648.85	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	547.47	-	604.64	681.64	681.64	
		상부 (내측)	547.47	-	604.64	681.64	681.64	
		중앙부 (외측)	280.06	-	570.21	661.41	661.41	
		중앙부 (내측)	280.06	-	570.21	661.41	661.41	
		하부 (외측)	932.76	-	1269.40	1490.43	1490.43	
		하부 (내측)	932.76	-	1269.40	1490.43	1490.43	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	421.95	-	575.62	644.69	644.69	
		상부 (내측)	421.95	-	575.62	644.69	644.69	
		중앙부 (외측)	282.26	-	568.22	658.78	658.78	
		중앙부 (내측)	282.26	-	568.22	658.78	658.78	
		하부 (외측)	530.27	-	944.29	1103.35	1103.35	
		하부 (내측)	530.27	-	944.29	1103.35	1103.35	

3) 축력 (kN)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고
			2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	854.23	-	555.91	611.37	854.23	
		좌측 (하면)	854.23	-	555.91	611.37	854.23	
		중앙부 (상면)	854.23	-	507.48	552.30	854.23	
		중앙부 (하면)	854.23	-	507.48	552.30	854.23	
		우측 (상면)	854.23	-	555.91	611.37	854.23	
		우측 (하면)	854.23	-	555.91	611.37	854.23	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1143.69	-	1244.01	1477.63	1477.63	
		좌측 (하면)	1143.69	-	1244.01	1477.63	1477.63	
		중앙부 (상면)	1143.70	-	993.35	1163.14	1163.14	
		중앙부 (하면)	1143.70	-	993.35	1163.14	1163.14	
		우측 (상면)	1144.89	-	1244.01	1477.63	1477.63	
		우측 (하면)	1144.89	-	1244.01	1477.63	1477.63	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	859.26	-	1186.86	1301.07	1301.07	
		상부 (내측)	859.26	-	1186.86	1301.07	1301.07	
		중앙부 (외측)	941.12	-	928.53	1049.59	1049.59	
		중앙부 (내측)	941.12	-	928.53	1049.59	1049.59	
		하부 (외측)	1023.11	-	1522.12	1788.17	1788.17	
		하부 (내측)	1023.11	-	1522.12	1788.17	1788.17	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	859.26	-	1186.86	1301.07	1301.07	
		상부 (내측)	859.26	-	1186.86	1301.07	1301.07	
		중앙부 (외측)	941.12	-	904.67	951.43	951.43	
		중앙부 (내측)	941.12	-	904.67	951.43	951.43	
		하부 (외측)	1023.12	-	1522.12	1788.17	1788.17	
		하부 (내측)	1023.12	-	1522.12	1788.17	1788.17	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고
			2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	-368.98	-	-	-	-368.98	
		좌측 (하면)	178.86	-	-	-	178.86	
		중앙부 (상면)	-93.15	-	-	-	-93.15	
		중앙부 (하면)	233.02	-	-	-	233.02	
		우측 (상면)	-370.81	-	-	-	-370.81	
		우측 (하면)	182.26	-	-	-	182.26	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	386.78	-	-	-	386.78	
		좌측 (하면)	-637.38	-	-	-	-637.38	
		중앙부 (상면)	121.85	-	-	-	121.85	
		중앙부 (하면)	-196.18	-	-	-	-196.18	
		우측 (상면)	390.06	-	-	-	390.06	
		우측 (하면)	-640.77	-	-	-	-640.77	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	-462.70	-	-	-	-462.70	
		상부 (내측)	169.45	-	-	-	169.45	
		중앙부 (외측)	-85.67	-	-	-	-85.67	
		중앙부 (내측)	342.93	-	-	-	342.93	
		하부 (외측)	-625.84	-	-	-	-625.84	
		하부 (내측)	460.24	-	-	-	460.24	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	-465.69	-	-	-	-465.69	
		상부 (내측)	172.55	-	-	-	172.55	
		중앙부 (외측)	-85.66	-	-	-	-85.66	
		중앙부 (내측)	342.93	-	-	-	342.93	
		하부 (외측)	-628.87	-	-	-	-628.87	
		하부 (내측)	463.22	-	-	-	463.22	

16. 단면검토 및 철근량 산정

16.1 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 (상면)	1	1000	900	1338.21	1824.59	4576.01	H32 - 8.0EA	6353.60	1.36
		좌측 (하면)	1	1000	920	1065.12	1219.28	3522.66	H25 - 8.0EA	4053.60	1.14
		중앙부 (상면)	2	1000	900	289.78	942.20	955.85	H32 - 4.0EA	3176.80	3.25
		중앙부 (하면)	2	1000	920	297.00	1219.28	958.18	H25 - 8.0EA	4053.60	4.11
		우측 (상면)	3	1000	900	1338.21	1824.59	4576.01	H32 - 8.0EA	6353.60	1.36
		우측 (하면)	3	1000	920	1065.12	1219.28	3522.66	H25 - 8.0EA	4053.60	1.14
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1000	920	1711.72	1867.80	5789.78	H32 - 8.0EA	6353.60	1.09
		좌측 (하면)	4	1000	876	1976.74	2287.40	7146.51	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	1.16
		중앙부 (상면)	5	1000	920	143.50	1867.80	460.76	H32 - 8.0EA	6353.60	13.02
		중앙부 (하면)	5	1000	900	368.35	942.20	1218.12	H32 - 4.0EA	3176.80	2.56
		우측 (상면)	6	1000	920	1711.72	1867.80	5789.78	H32 - 8.0EA	6353.60	1.09
		우측 (하면)	6	1000	876	1976.74	2287.40	7146.51	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	1.16
좌측벽체	1층	상부 (외측)	7	1000	1000	1610.08	2040.61	4948.95	H32 - 8.0EA	6353.60	1.27
		상부 (내측)	7	1000	1020	1211.40	2083.82	3604.04	H32 - 8.0EA	6353.60	1.72
		중앙부 (외측)	8	1000	1000	355.78	1050.21	1056.12	H32 - 4.0EA	3176.80	2.95
		중앙부 (내측)	8	1000	1020	574.81	2083.82	1681.64	H32 - 8.0EA	6353.60	3.63
		하부 (외측)	9	1000	976	2113.26	2572.33	6780.03	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	1.22
		하부 (내측)	9	1000	1020	1832.82	2083.82	5547.91	H32 - 8.0EA	6353.60	1.14
우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	1000	1610.08	2040.61	4948.95	H32 - 8.0EA	6353.60	1.27
		상부 (내측)	10	1000	1020	1211.40	1895.01	3604.04	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.56
		중앙부 (외측)	11	1000	1000	355.78	1050.21	1056.12	H32 - 4.0EA	3176.80	2.95
		중앙부 (내측)	11	1000	1020	574.81	1895.01	1681.64	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	3.30
		하부 (외측)	12	1000	976	2113.26	2572.33	6780.03	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	1.22
		하부 (내측)	12	1000	1020	1832.82	1895.01	5547.91	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.03

16.2 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	584.6	1214.2	1615.97	2.00	349.80	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	2	584.6	892.6	1100.27	2.00	342.26	H19	300	573.00	O.K
		우측	3	584.6	1257.8	1615.97	2.00	374.03	H19	150	573.00	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	597.6	1648.8	2022.09	2.00	571.35	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	5	597.6	1395.8	2022.09	2.00	433.82	H22	150	774.20	O.K
		우측	6	597.6	1648.9	2022.09	2.00	571.36	H22	150	774.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	649.5	681.6	1795.52	2.00	16.06	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	8	649.5	661.4	1222.52	2.00	11.89	H19	300	573.00	O.K
		하부	9	633.8	1490.4	1752.09	2.00	438.92	H19	150	573.00	O.K
우측벽체	1층	상부	10	649.5	644.7	1795.52	2.00	-	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	11	649.5	658.8	1222.52	2.00	9.26	H19	300	573.00	O.K
		하부	12	633.8	1103.4	1192.95	2.00	481.18	H19	300	573.00	O.K

16.3 철근량 검토

(1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	1338.21	1214.20

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01772

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4576.006 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.388]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00706

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (900.00 - a/2) = 1824.592 kN.m

≥ Mu (= 1338.214 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.363]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 900.00 = 584.567 kN

< Vu (= 1214.200 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1214.200-584.567) x 150.00 / (400x900.00xΦ) x 1000 = 349.796 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 900.00 / 150.00 x 1000 = 1375.200 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 900.00 / 1000 = 3117.691 kN ≥ 1375.200 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (779.423 + 1375.200) = 1615.967 kN ≥ 1214.200 kN ∴ O.K

(2) 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	920.00	80.00	1065.12	1214.20

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (920.00 - 83.119) / 83.119 = 0.03021

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3522.656 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.151]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00441

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (920.00 - a/2) = 1219.280 kN.m

≥ Mu (= 1065.119 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.145]

* 전단에 대한 검토 (d = 920.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 920.00 = 597.558 kN

< Vu (= 1214.200 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1214.200-597.558) x 150.00 / (400x920.00xΦ) x 1000 = 335.132 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 920.00 / 150.00 x 1000 = 1405.760 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 920.00 / 1000 = 3186.973 kN ≥ 1405.760 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (796.743 + 1405.760) = 1651.878 kN ≥ 1214.200 kN ∴ O.K

(3) 상부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	289.78	892.60

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3176.800 x 400.00 = 1270720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 55.369 mm, c = 55.369 / β1 = 55.369 / 0.85 = 65.140 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 65.140) / 65.140 = 0.03845

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 955.849 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.324]

1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00353

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 55.369 mm

ΦMn = 0.85 x 3176.800 x 400 x (900.00 - a/2) = 942.198 kN.m

≥ Mu (= 289.783 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.251]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 900.00 = 584.567 kN

< Vu (= 892.597 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (892.597-584.567) x 300.00 / (400x900.00xΦ) x 1000 = 342.256 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 900.00 / 300.00 x 1000 = 687.600 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 900.00 / 1000 = 3117.691 kN ≥ 687.600 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (779.423 + 687.600) = 1100.267 kN ≥ 892.597 kN ∴ O.K

(4) 상부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	920.00	80.00	297.00	892.60

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (920.00 - 83.119) / 83.119 = 0.03021

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 958.183 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.231]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00441

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (920.00 - a/2) = 1219.280 kN.m

≥ Mu (= 296.999 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.105]

* 전단에 대한 검토 (d = 920.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 920.00 = 597.558 kN

< Vu (= 892.597 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (892.597-597.558) x 300.00 / (400x920.00xΦ) x 1000 = 320.695 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 920.00 / 300.00 x 1000 = 702.880 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 920.00 / 1000 = 3186.973 kN ≥ 702.880 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (796.743 + 702.880) = 1124.718 kN ≥ 892.597 kN ∴ O.K

(5) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	1338.21	1257.83

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01772

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4576.006 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.388]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00706

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (900.00 - a/2) = 1824.592 kN.m

≥ Mu (= 1338.214 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.363]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 900.00 = 584.567 kN

< Vu (= 1257.826 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1257.826-584.567) x 150.00 / (400x900.00xΦ) x 1000 = 374.033 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 900.00 / 150.00 x 1000 = 1375.200 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 900.00 / 1000 = 3117.691 kN ≥ 1375.200 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (779.423 + 1375.200) = 1615.967 kN ≥ 1257.826 kN ∴ O.K

(6) 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	920.00	80.00	1065.12	1257.83

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (920.00 - 83.119) / 83.119 = 0.03021

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3522.656 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.151]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00441

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (920.00 - a/2) = 1219.280 kN.m

≥ Mu (= 1065.119 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.145]

* 전단에 대한 검토 (d = 920.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 920.00 = 597.558 kN

< Vu (= 1257.826 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1257.826-597.558) x 150.00 / (400x920.00xΦ) x 1000 = 358.842 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 920.00 / 150.00 x 1000 = 1405.760 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 920.00 / 1000 = 3186.973 kN ≥ 1405.760 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (796.743 + 1405.760) = 1651.878 kN ≥ 1257.826 kN ∴ O.K

(7) 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	920.00	80.00	1711.72	1648.84

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (920.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01819

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5789.780 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.097]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00691

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (920.00 - a/2) = 1867.797 kN.m

≥ Mu (= 1711.720 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.091]

* 전단에 대한 검토 (d = 920.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 920.00 = 597.558 kN

< Vu (= 1648.844 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1648.844-597.558) x 150.00 / (400x920.00xΦ) x 1000 = 571.351 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 920.00 / 150.00 x 1000 = 1899.371 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 920.00 / 1000 = 3186.973 kN ≥ 1899.371 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (796.743 + 1899.371) = 2022.086 kN ≥ 1648.844 kN ∴ O.K

(8) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	875.82	100.00	1976.74	1648.84

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8380.400 x 400.00 = 3352160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 146.064 mm, c = 146.064 / β1 = 146.064 / 0.85 = 171.840 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 171.840) / 171.840 = 0.01271

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7146.511 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8380.4 mm² (철근도심 : 124.2 mm), [사용률 = 1.173]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00957

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 146.064 mm

ΦMn = 0.85 x 8380.400 x 400 x (875.81 - a/2) = 2287.399 kN.m

≥ Mu (= 1976.741 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.157]

* 전단에 대한 검토 (d = 875.81 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 875.81 = 568.859 kN

< Vu (= 1648.844 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1648.844-568.859) x 150.00 / (400x875.81xΦ) x 1000 = 616.560 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 875.81 / 150.00 x 1000 = 1808.149 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 875.81 / 1000 = 3033.912 kN ≥ 1808.149 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (758.478 + 1808.149) = 1924.970 kN ≥ 1648.844 kN ∴ O.K

(9) 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	920.00	80.00	143.50	1395.79

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (920.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01819

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 460.758 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 13.789]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00691

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (920.00 - a/2) = 1867.797 kN.m

≥ Mu (= 143.496 kN.m) ∴ O.K [안전률 13.016]

* 전단에 대한 검토 (d = 920.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 920.00 = 597.558 kN

< Vu (= 1395.788 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1395.788-597.558) x 150.00 / (400x920.00xΦ) x 1000 = 433.821 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 920.00 / 150.00 x 1000 = 1899.371 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 920.00 / 1000 = 3186.973 kN ≥ 1899.371 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (796.743 + 1899.371) = 2022.086 kN ≥ 1395.788 kN ∴ O.K

(10) 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	368.35	1395.79

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3176.800 x 400.00 = 1270720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 55.369 mm, c = 55.369 / β1 = 55.369 / 0.85 = 65.140 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 65.140) / 65.140 = 0.03845

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1218.123 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.608]

1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00353

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 55.369 mm

ΦMn = 0.85 x 3176.800 x 400 x (900.00 - a/2) = 942.198 kN.m

≥ Mu (= 368.349 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.558]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 900.00 = 584.567 kN

< Vu (= 1395.788 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1395.788-584.567) x 150.00 / (400x900.00xΦ) x 1000 = 450.678 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 900.00 / 150.00 x 1000 = 1858.080 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 900.00 / 1000 = 3117.691 kN ≥ 1858.080 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (779.423 + 1858.080) = 1978.127 kN ≥ 1395.788 kN ∴ O.K

(11) 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	920.00	80.00	1711.72	1648.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (920.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01819

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5789.780 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.097]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00691

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (920.00 - a/2) = 1867.797 kN.m

≥ Mu (= 1711.720 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.091]

* 전단에 대한 검토 (d = 920.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 920.00 = 597.558 kN

< Vu (= 1648.854 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1648.854-597.558) x 150.00 / (400x920.00xΦ) x 1000 = 571.357 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 920.00 / 150.00 x 1000 = 1899.371 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 920.00 / 1000 = 3186.973 kN ≥ 1899.371 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (796.743 + 1899.371) = 2022.086 kN ≥ 1648.854 kN ∴ O.K

(12) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	875.82	100.00	1976.74	1648.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8380.400 x 400.00 = 3352160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 146.064 mm, c = 146.064 / β1 = 146.064 / 0.85 = 171.840 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 171.840) / 171.840 = 0.01271

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7146.511 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8380.4 mm² (철근도심 : 124.2 mm), [사용률 = 1.173]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00957

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 146.064 mm

ΦMn = 0.85 x 8380.400 x 400 x (875.81 - a/2) = 2287.399 kN.m

≥ Mu (= 1976.741 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.157]

* 전단에 대한 검토 (d = 875.81 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 875.81 = 568.859 kN

< Vu (= 1648.854 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1648.854-568.859) x 150.00 / (400x875.81xΦ) x 1000 = 616.566 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 875.81 / 150.00 x 1000 = 1808.149 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 875.81 / 1000 = 3033.912 kN ≥ 1808.149 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (758.478 + 1808.149) = 1924.970 kN ≥ 1648.854 kN ∴ O.K

(13) 좌측벽체 상부_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1000.00	100.00	1610.08	681.64

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 130.280) / 130.280 = 0.02003

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4948.954 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.284]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00635

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1000.00 - a/2) = 2040.614 kN.m

≥ Mu (= 1610.075 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.267]

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1000.00 = 649.519 kN

< Vu (= 681.644 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (681.644-649.519) x 150.00 / (400x1000.00xΦ) x 1000 = 16.062 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1000.00 / 150.00 x 1000 = 1528.000 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1000.00 / 1000 = 3464.102 kN ≥ 1528.000 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (866.025 + 1528.000) = 1795.519 kN ≥ 681.644 kN ∴ O.K

(14) 좌측벽체 상부_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1020.00	80.00	1211.40	681.64

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 130.280) / 130.280 = 0.02049

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3604.044 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.763]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00623

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1020.00 - a/2) = 2083.819 kN.m

≥ Mu (= 1211.396 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.720]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

< Vu (= 681.644 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (681.644-662.509) x 150.00 / (400x1020.00xΦ) x 1000 = 9.380 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 x 1000 = 1558.560 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 / 1000 = 3533.384 kN ≥ 1558.560 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (883.346 + 1558.560) = 1831.429 kN ≥ 681.644 kN ∴ O.K

(15) 좌측벽체 중앙부_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1000.00	100.00	355.78	661.41

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3176.800 x 400.00 = 1270720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 55.369 mm, c = 55.369 / β1 = 55.369 / 0.85 = 65.140 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 65.140) / 65.140 = 0.04305

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1056.125 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.008]

1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00318

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 55.369 mm

ΦMn = 0.85 x 3176.800 x 400 x (1000.00 - a/2) = 1050.210 kN.m

≥ Mu (= 355.778 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.952]

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1000.00 = 649.519 kN

< Vu (= 661.409 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (661.409-649.519) x 300.00 / (400x1000.00xΦ) x 1000 = 11.890 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1000.00 / 300.00 x 1000 = 764.000 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1000.00 / 1000 = 3464.102 kN ≥ 764.000 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (866.025 + 764.000) = 1222.519 kN ≥ 661.409 kN ∴ O.K

(16) 좌측벽체 중앙부_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1020.00	80.00	574.81	661.41

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 130.280) / 130.280 = 0.02049

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1681.640 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.778]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00623

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1020.00 - a/2) = 2083.819 kN.m

≥ Mu (= 574.814 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.625]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 661.409 kN) , 전단보강 불필요.

(17) 좌측벽체 하부_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	975.82	100.00	2113.26	1490.43

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8380.400 x 400.00 = 3352160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 146.064 mm, c = 146.064 / β1 = 146.064 / 0.85 = 171.840 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 171.840) / 171.840 = 0.01446

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6780.031 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8380.4 mm² (철근도심 : 124.2 mm), [사용률 = 1.236]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00859

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 146.064 mm

ΦMn = 0.85 x 8380.400 x 400 x (975.81 - a/2) = 2572.333 kN.m

≥ Mu (= 2113.255 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.217]

* 전단에 대한 검토 (d = 975.81 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 975.81 = 633.810 kN

< Vu (= 1490.429 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1490.429-633.810) x 150.00 / (400x975.81xΦ) x 1000 = 438.925 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 975.81 / 150.00 x 1000 = 1491.045 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 975.81 / 1000 = 3380.322 kN ≥ 1491.045 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (845.081 + 1491.045) = 1752.094 kN ≥ 1490.429 kN ∴ O.K

(18) 좌측벽체 하부_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1020.00	80.00	1832.82	1490.43

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 130.280) / 130.280 = 0.02049

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5547.912 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.145]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00623

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1020.00 - a/2) = 2083.819 kN.m

≥ Mu (= 1832.818 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.137]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

< Vu (= 1490.429 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1490.429-662.509) x 150.00 / (400x1020.00xΦ) x 1000 = 405.843 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 x 1000 = 1558.560 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 / 1000 = 3533.384 kN ≥ 1558.560 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (883.346 + 1558.560) = 1831.429 kN ≥ 1490.429 kN ∴ O.K

(19) 우측벽체 상부_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1000.00	100.00	1610.08	644.69

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 130.280) / 130.280 = 0.02003

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4948.954 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.284]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00635

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1000.00 - a/2) = 2040.614 kN.m

≥ Mu (= 1610.075 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.267]

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1000.00 = 649.519 kN

≥ Vu (= 644.690 kN) , 전단보강 불필요.

(20) 우측벽체 상부_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1020.00	80.00	1211.40	644.69

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 117.830) / 117.830 = 0.02297

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3604.044 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.594]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00563

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1895.011 kN.m

≥ Mu (= 1211.396 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.564]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 644.690 kN) , 전단보강 불필요.

(21) 우측벽체 중앙부_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1000.00	100.00	355.78	658.78

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3176.800 x 400.00 = 1270720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 55.369 mm, c = 55.369 / β1 = 55.369 / 0.85 = 65.140 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 65.140) / 65.140 = 0.04305

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1056.125 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.008]

1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00318

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 55.369 mm

ΦMn = 0.85 x 3176.800 x 400 x (1000.00 - a/2) = 1050.210 kN.m

≥ Mu (= 355.778 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.952]

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1000.00 = 649.519 kN

< Vu (= 658.779 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (658.779-649.519) x 300.00 / (400x1000.00xΦ) x 1000 = 9.260 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1000.00 / 300.00 x 1000 = 764.000 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1000.00 / 1000 = 3464.102 kN ≥ 764.000 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (866.025 + 764.000) = 1222.519 kN ≥ 658.779 kN ∴ O.K

(22) 우측벽체 중앙부_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1020.00	80.00	574.81	658.78

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 117.830) / 117.830 = 0.02297

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1681.640 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.417]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00563

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1895.011 kN.m

≥ Mu (= 574.814 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.297]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 658.779 kN) , 전단보강 불필요.

(23) 우측벽체 하부_외측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	975.82	100.00	2113.26	1103.35

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8380.400 x 400.00 = 3352160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 146.064 mm, c = 146.064 / β1 = 146.064 / 0.85 = 171.840 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 171.840) / 171.840 = 0.01446

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6780.031 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8380.4 mm² (철근도심 : 124.2 mm), [사용률 = 1.236]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00859

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 146.064 mm

ΦMn = 0.85 x 8380.400 x 400 x (975.81 - a/2) = 2572.333 kN.m

≥ Mu (= 2113.255 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.217]

* 전단에 대한 검토 (d = 975.81 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 975.81 = 633.810 kN

< Vu (= 1103.351 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1103.351-633.810) x 300.00 / (400x975.81xΦ) x 1000 = 481.178 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 975.81 / 300.00 x 1000 = 745.523 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 975.81 / 1000 = 3380.322 kN ≥ 745.523 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (845.081 + 745.523) = 1192.952 kN ≥ 1103.351 kN ∴ O.K

(24) 우측벽체 하부_내측

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1020.00	80.00	1832.82	1103.35

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 117.830) / 117.830 = 0.02297

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5547.912 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.036]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00563

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1895.011 kN.m

≥ Mu (= 1832.818 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.034]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

< Vu (= 1103.351 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1103.351-662.509) x 300.00 / (400x1020.00xΦ) x 1000 = 432.197 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1020.00 / 300.00 x 1000 = 779.280 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 / 1000 = 3533.384 kN ≥ 779.280 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (883.346 + 779.280) = 1246.969 kN ≥ 1103.351 kN ∴ O.K

17. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 13.3EA = 3819.045 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 6353.600 × 0.20 = 1270.72 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1270.720 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 13.3EA = 3819.045 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 4053.600 × 0.20 = 810.72 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 810.720 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 중앙부_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 3176.800 × 0.20 = 635.36 ㎟

∴ Used As = H19 - 3.3EA = 954.045 ㎟ ≥ 635.360 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 중앙부_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 4053.600 × 0.20 = 810.72 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 810.720 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 13.3EA = 3819.045 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 6353.600 × 0.20 = 1270.72 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1270.720 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 13.3EA = 3819.045 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 4053.600 × 0.20 = 810.72 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 810.720 ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 20EA = 5730.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 6353.600 × 0.20 = 1270.72 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1270.720 ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 20EA = 5730.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 8380.400 × 0.20 = 1676.08 ㎟

∴ Used As = H19 - 13.3EA = 3819.045 ㎟ ≥ 1676.080 ∴ O.K

9) 하부슬래브 : 중앙부_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 6353.600 × 0.20 = 1270.72 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1270.720 ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 중앙부_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 3176.800 × 0.20 = 635.36 ㎟

∴ Used As = H19 - 3.3EA = 954.045 ㎟ ≥ 635.360 ∴ O.K

11) 하부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 20EA = 5730.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 6353.600 × 0.20 = 1270.72 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1270.720 ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 20EA = 5730.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 8380.400 × 0.20 = 1676.08 ㎟

∴ Used As = H19 - 13.3EA = 3819.045 ㎟ ≥ 1676.080 ∴ O.K

13) 좌측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1100 × 0.0025 = 2750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 13.3EA = 3819.045 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 6353.600 × 0.20 = 1270.72 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1270.720 ∴ O.K

14) 좌측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1100 × 0.0025 = 2750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 13.3EA = 3819.045 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 6353.600 × 0.20 = 1270.72 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1270.720 ∴ O.K

15) 좌측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1100 × 0.0025 = 2750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 3176.800 × 0.20 = 635.36 ㎟

∴ Used As = H19 - 3.3EA = 954.045 ㎟ ≥ 635.360 ∴ O.K

16) 좌측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1100 × 0.0025 = 2750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 6353.600 × 0.20 = 1270.72 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1270.720 ∴ O.K

17) 좌측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1100 × 0.0025 = 2750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 20EA = 5730.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 8380.400 × 0.20 = 1676.08 ㎟

∴ Used As = H19 - 13.3EA = 3819.045 ㎟ ≥ 1676.080 ∴ O.K

18) 좌측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1100 × 0.0025 = 2750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 20EA = 5730.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 6353.600 × 0.20 = 1270.72 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1270.720 ∴ O.K

19) 우측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1100 × 0.0025 = 2750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 13.3EA = 3819.045 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 6353.600 × 0.20 = 1270.72 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1270.720 ∴ O.K

20) 우측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1100 × 0.0025 = 2750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 13.3EA = 3819.045 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 5746.400 × 0.20 = 1149.28 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1149.280 ∴ O.K

21) 우측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1100 × 0.0025 = 2750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 3176.800 × 0.20 = 635.36 ㎟

∴ Used As = H19 - 3.3EA = 954.045 ㎟ ≥ 635.360 ∴ O.K

22) 우측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1100 × 0.0025 = 2750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 5746.400 × 0.20 = 1149.28 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1149.280 ∴ O.K

23) 우측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1100 × 0.0025 = 2750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 20EA = 5730.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 8380.400 × 0.20 = 1676.08 ㎟

∴ Used As = H19 - 13.3EA = 3819.045 ㎟ ≥ 1676.080 ∴ O.K

24) 우측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1100 × 0.0025 = 2750.00 ㎟

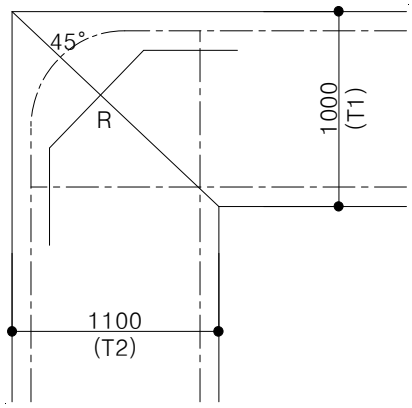
∴ Used As = H19 - 20EA = 5730.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 5746.400 × 0.20 = 1149.28 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1149.280 ∴ O.K

18. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 462.701 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 462.701 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1486.607$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 462.70 \times 10^6}{1486.607^2 \times 1000} = 1.047 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 462.70 \times 10^6}{1486.607 \times 180} = 3458.294 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb
= 3458.294 mm² - 3176.800 mm²
= 281.494 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H16 - 4EA

∴ Total As = 794.400 mm² > Req'd As (= 281.494 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 4053.6 ㎟

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

  = - 7 x 0.0044061 + √(2 x 0.0308 + (0.0308)²) = 0.219

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.219 /3 = 0.927

  fs = Mo / (As x d x j) = 178862749.000 / (4053.600 x 920.000 x 0.927)

  = 51.746 MPa

  인장력 Th1 = fs x As = 51.746 x 4053.600 = 209758.481 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 6353.6 ㎟

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

  = - 7 x 0.0062290 + √(2 x 0.0436 + (0.0436)²) = 0.255

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.255 /3 = 0.915

  fs = Mo / (As x d x j) = 178862749.000 / (6353.600 x 1020.000 x 0.915)

  = 30.162 MPa

  인장력 Th2 = fs x As = 30.162 x 6353.600 = 191638.919 N

- 보강철근량 산정

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

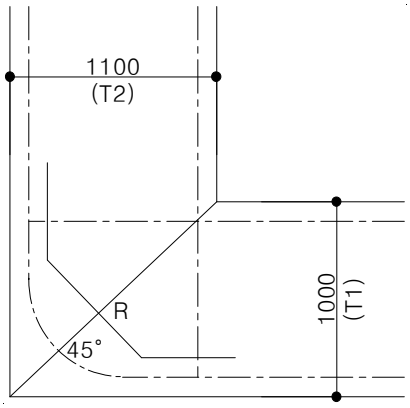
  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(209758.481² + 191638.919²) / 180.0

  As = 1578.444 ㎟

  사용철근량 : H25 @ 500, 2EA = 2026.800 ㎟ ∴ O.K

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 637.378 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 637.378 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1486.607$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 637.38 \times 10^6}{1486.607^2 \times 1000} = 1.442 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 637.38 \times 10^6}{1486.607 \times 180} = 4763.851 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb
= 4763.851 mm² - 3176.800 mm²
= 1587.051 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 4EA

∴ Total As = 2026.800 mm² > Req'd As (= 1587.051 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 6353.6 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0069061 + √(2 x 0.0483 + (0.0483)²) = 0.266

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.266 /3 = 0.911

fs = Mo / (As x d x j) = 460235984.000 / (6353.600 x 920.000 x 0.911)

= 86.407 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 86.407 x 6353.600 = 548995.474 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 6353.6 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0062290 + √(2 x 0.0436 + (0.0436)²) = 0.255

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.255 /3 = 0.915

fs = Mo / (As x d x j) = 460235984.000 / (6353.600 x 1020.000 x 0.915)

= 77.611 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 77.611 x 6353.600 = 493110.649 N

- 보강철근량 산정

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

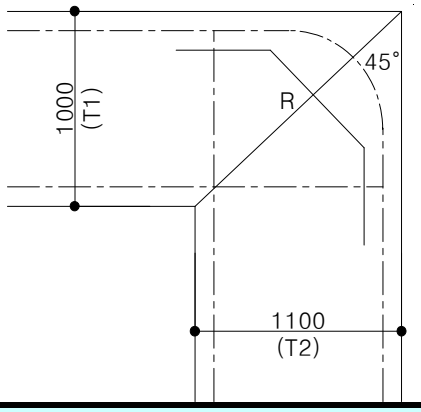
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(548995.474² + 493110.649²) / 180.0

As = 4099.662 ㎟

사용철근량 : H32 @ 500, 3EA = 4765.200 ㎟ ∴ O.K

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 465.689 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 465.689 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1486.607$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 465.69 \times 10^6}{1486.607^2 \times 1000} = 1.054 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 465.69 \times 10^6}{1486.607 \times 180} = 3480.626 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb
= 3480.626 mm² - 3176.800 mm²
= 303.826 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H16 - 4EA

∴ Total As = 794.400 mm² > Req'd As (= 303.826 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 4053.6 ㎟

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

  = - 7 x 0.0044061 + √(2 x 0.0308 + (0.0308)²) = 0.219

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.219 /3 = 0.927

  fs = Mo / (As x d x j) = 182257441.000 / (4053.600 x 920.000 x 0.927)

  = 52.728 MPa

  인장력 Th1 = fs x As = 52.728 x 4053.600 = 213739.552 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 5746.4 ㎟

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

  = - 7 x 0.0056337 + √(2 x 0.0394 + (0.0394)²) = 0.244

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.244 /3 = 0.919

  fs = Mo / (As x d x j) = 182257441.000 / (5746.400 x 1020.000 x 0.919)

  = 33.850 MPa

  인장력 Th2 = fs x As = 33.850 x 5746.400 = 194514.744 N

- 보강철근량 산정

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

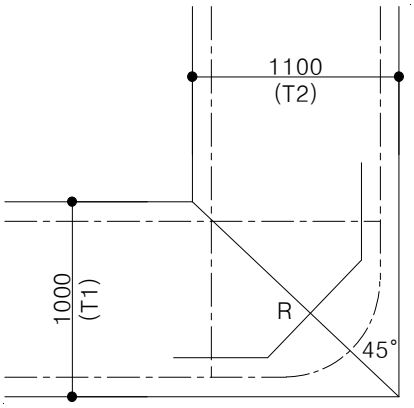
  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(213739.552² + 194514.744²) / 180.0

  As = 1605.552 ㎟

  사용철근량 : H25 @ 500, 2EA = 2026.800 ㎟ ∴ O.K

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 640.772 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 640.772 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1486.607$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 640.77 \times 10^6}{1486.607^2 \times 1000} = 1.450 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 640.77 \times 10^6}{1486.607 \times 180} = 4789.223 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb
= 4789.223 mm² - 3176.800 mm²
= 1612.423 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 4EA

∴ Total As = 2026.800 mm² > Req'd As (= 1612.423 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 6353.6 ㎟

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

  = - 7 x 0.0069061 + √(2 x 0.0483 + (0.0483)²) = 0.266

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.266 /3 = 0.911

  fs = Mo / (As x d x j) = 463223785.000 / (6353.600 x 920.000 x 0.911)

  = 86.968 MPa

  인장력 Th1 = fs x As = 86.968 x 6353.600 = 552559.492 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 5746.4 ㎟

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

  = - 7 x 0.0056337 + √(2 x 0.0394 + (0.0394)²) = 0.244

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.244 /3 = 0.919

  fs = Mo / (As x d x j) = 463223785.000 / (5746.400 x 1020.000 x 0.919)

  = 86.032 MPa

  인장력 Th2 = fs x As = 86.032 x 5746.400 = 494376.830 N

- 보강철근량 산정

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

  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(552559.492² + 494376.830²) / 180.0

  As = 4119.101 ㎟

  사용철근량 : H32 @ 500, 3EA = 4765.200 ㎟ ∴ O.K

19. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	900	H32 - 8.0EA	125	888.852	O.K	7.111
		좌측 (하면)	1	920	H25 - 8.0EA	125	1217.480	O.K	9.740
		중앙부 (상면)	2	900	H32 - 4.0EA	250	1805.421	O.K	7.222
		중앙부 (하면)	2	920	H25 - 8.0EA	125	934.526	O.K	7.476
		우측 (상면)	3	900	H32 - 8.0EA	125	884.456	O.K	7.076
		우측 (하면)	3	920	H25 - 8.0EA	125	1194.804	O.K	9.558
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	920	H32 - 8.0EA	125	867.578	O.K	6.941
		좌측 (하면)	4	876	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	604.613	O.K	4.837
		중앙부 (상면)	5	920	H32 - 8.0EA	125	2753.836	O.K	22.031
		중앙부 (하면)	5	900	H32 - 4.0EA	250	857.259	O.K	3.429
		우측 (상면)	6	920	H32 - 8.0EA	125	860.289	O.K	6.882
		우측 (하면)	6	876	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	600.297	O.K	4.802
좌측벽체	1층	상부	7	1000	H32 - 8.0EA	125	778.698	O.K	6.230
		상부	7	1020	H32 - 8.0EA	125	2204.712	O.K	17.638
		중앙부	8	1000	H32 - 4.0EA	250	2188.417	O.K	8.754
		중앙부	8	1020	H32 - 8.0EA	125	1089.411	O.K	8.715
		하부	9	976	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	718.920	O.K	5.751
		하부	9	1020	H32 - 8.0EA	125	811.738	O.K	6.494
우측벽체	1층	상부	10	1000	H32 - 8.0EA	125	772.354	O.K	6.179
		상부	10	1020	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	1965.908	O.K	15.727
		중앙부	11	1000	H32 - 4.0EA	250	2188.531	O.K	8.754
		중앙부	11	1020	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	989.156	O.K	7.913
		하부	12	976	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	714.447	O.K	5.716
		하부	12	1020	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	732.282	O.K	5.858

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 368.980 x 1000000 / [6353.600 x (900.000 - 241.940/3)]
= 70.878 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x6353.600)]
= 241.940 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 70.88) - 2.5 x 84.00 = 901.06 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 70.88) = 888.85 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 888.85 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 888.85 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 178.863 x 1000000 / [4053.600 x (920.000 - 201.876/3)]
= 51.746 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x4053.600)]
= 201.876 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 51.75) - 2.5 x 67.50 = 1353.10 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 51.75) = 1217.48 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1217.48 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1217.48 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 93.152 x 1000000 / [3176.800 x (900.000 - 179.064/3)]
= 34.895 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3176.800/1000.0 + 7x3176.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x3176.800)]
= 179.064 mm

사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 34.89) - 2.5 x 84.00 = 2046.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 34.89) = 1805.42 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1805.42 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1805.42 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 233.018 x 1000000 / [4053.600 x (920.000 - 201.876/3)]
= 67.414 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x4053.600)]
= 201.876 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 67.41) - 2.5 x 67.50 = 999.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 67.41) = 934.53 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 934.53 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 934.53 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 370.813 x 1000000 / [6353.600 x (900.000 - 241.940/3)]
= 71.230 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x6353.600)]
= 241.940 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 71.23) - 2.5 x 84.00 = 895.57 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 71.23) = 884.46 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 884.46 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 884.46 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 182.257 x 1000000 / [4053.600 x (920.000 - 201.876/3)]
= 52.728 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x4053.600)]
= 201.876 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 52.73) - 2.5 x 67.50 = 1324.75 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 52.73) = 1194.80 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1194.80 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1194.80 mm) ∴ O.K

7) 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 386.780 x 1000000 / [6353.600 x (920.000 - 245.029/3)]
= 72.616 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x6353.600)]
= 245.029 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 72.62) - 2.5 x 64.00 = 924.47 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 72.62) = 867.58 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 867.58 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 867.58 mm) ∴ O.K

8) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 637.378 x 1000000 / [8380.400 x (875.815 - 267.216/3)]
= 96.672 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8380.400/1000.0 + 7x8380.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x875.8/(7x8380.400)]
= 267.216 mm

사용철근량 = 8380.4 mm² (철근도심 : 124.2 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 96.67) - 2.5 x 84.00 = 604.61 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 96.67) = 651.69 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 604.61 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 604.61 mm) ∴ O.K

9) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 121.852 x 1000000 / [6353.600 x (920.000 - 245.029/3)]
= 22.877 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x6353.600)]
= 245.029 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 22.88) - 2.5 x 64.00 = 3282.30 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 22.88) = 2753.84 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 2753.84 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2753.84 mm) ∴ O.K

10) 하부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 196.182 x 1000000 / [3176.800 x (900.000 - 179.064/3)]
= 73.490 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3176.800/1000.0 + 7x3176.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x3176.800)]
= 179.064 mm

사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 73.49) - 2.5 x 84.00 = 861.57 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 73.49) = 857.26 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 857.26 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 857.26 mm) ∴ O.K

11) 하부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 390.057 x 1000000 / [6353.600 x (920.000 - 245.029/3)]
= 73.231 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x6353.600)]
= 245.029 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 73.23) - 2.5 x 64.00 = 915.36 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 73.23) = 860.29 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 860.29 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 860.29 mm) ∴ O.K

12) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 640.772 x 1000000 / [8380.400 x (875.815 - 267.216/3)]
= 97.187 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8380.400/1000.0 + 7x8380.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x875.8/(7x8380.400)]
= 267.216 mm

사용철근량 = 8380.4 mm² (철근도심 : 124.2 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 97.19) - 2.5 x 84.00 = 600.30 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 97.19) = 648.24 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 600.30 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 600.30 mm) ∴ O.K

13) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 462.701 x 1000000 / [6353.600 x (1000.000 - 257.068/3)]
= 79.650 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1000.0/(7x6353.600)]
= 257.068 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 79.65) - 2.5 x 84.00 = 778.70 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 79.65) = 790.96 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 778.70 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 778.70 mm) ∴ O.K

14) 좌측벽체 상부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 169.451 x 1000000 / [6353.600 x (1020.000 - 260.004/3)]
= 28.575 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x6353.600)]
= 260.004 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 28.58) - 2.5 x 64.00 = 2595.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 28.58) = 2204.71 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 2204.71 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2204.71 mm) ∴ O.K

15) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 85.667 x 1000000 / [3176.800 x (1000.000 - 189.823/3)]
= 28.788 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3176.800/1000.0 + 7x3176.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1000.0/(7x3176.800)]
= 189.823 mm

사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 28.79) - 2.5 x 84.00 = 2525.52 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 28.79) = 2188.42 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 2188.42 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 2188.42 mm) ∴ O.K

16) 좌측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 342.930 x 1000000 / [6353.600 x (1020.000 - 260.004/3)]
= 57.829 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x6353.600)]
= 260.004 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 57.83) - 2.5 x 64.00 = 1201.76 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 57.83) = 1089.41 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1089.41 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1089.41 mm) ∴ O.K

17) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 625.840 x 1000000 / [8380.400 x (975.815 - 284.746/3)]
= 84.776 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8380.400/1000.0 + 7x8380.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x975.8/(7x8380.400)]
= 284.746 mm

사용철근량 = 8380.4 mm² (철근도심 : 124.2 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 84.78) - 2.5 x 84.00 = 718.92 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 84.78) = 743.14 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 718.92 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 718.92 mm) ∴ O.K

18) 좌측벽체 하부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 460.236 x 1000000 / [6353.600 x (1020.000 - 260.004/3)]
= 77.611 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x6353.600)]
= 260.004 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 77.61) - 2.5 x 64.00 = 854.67 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 77.61) = 811.74 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 811.74 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 811.74 mm) ∴ O.K

19) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 465.689 x 1000000 / [6353.600 x (1000.000 - 257.068/3)]
= 80.165 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1000.0/(7x6353.600)]
= 257.068 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 80.16) - 2.5 x 84.00 = 772.35 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 80.16) = 785.88 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 772.35 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 772.35 mm) ∴ O.K

20) 우측벽체 상부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 172.546 x 1000000 / [5746.400 x (1020.000 - 249.044/3)]
= 32.046 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x5746.400)]
= 249.044 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 32.05) - 2.5 x 64.00 = 2297.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 32.05) = 1965.91 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1965.91 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1965.91 mm) ∴ O.K

21) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 85.662 x 1000000 / [3176.800 x (1000.000 - 189.823/3)]
= 28.786 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3176.800/1000.0 + 7x3176.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1000.0/(7x3176.800)]
= 189.823 mm

사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 28.79) - 2.5 x 84.00 = 2525.66 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 28.79) = 2188.53 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 2188.53 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 2188.53 mm) ∴ O.K

22) 우측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 342.929 x 1000000 / [5746.400 x (1020.000 - 249.044/3)]
= 63.691 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x5746.400)]
= 249.044 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 63.69) - 2.5 x 64.00 = 1076.44 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 63.69) = 989.16 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 989.16 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 989.16 mm) ∴ O.K

23) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 628.869 x 1000000 / [8380.400 x (975.815 - 284.746/3)]
= 85.186 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8380.400/1000.0 + 7x8380.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x975.8/(7x8380.400)]
= 284.746 mm

사용철근량 = 8380.4 mm² (철근도심 : 124.2 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 85.19) - 2.5 x 84.00 = 714.45 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 85.19) = 739.56 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 714.45 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 714.45 mm) ∴ O.K

24) 우측벽체 하부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 463.224 x 1000000 / [5746.400 x (1020.000 - 249.044/3)]
= 86.032 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x5746.400)]
= 249.044 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 86.03) - 2.5 x 64.00 = 755.35 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 86.03) = 732.28 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 732.28 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 732.28 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 3.100 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.00 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

T = 3.100 / 28

T = 0.111 m < 1.000 m ----------> O.K

20. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 435.500 / 4.200 = 103.690 kN/m²
- 상부연직하중 = 220.400 kN/m² (지하수위 미 고려시)

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.000 kN/m²
- 상재활하중 = 10.000 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 103.690 + 220.400 + 20.000
= 344.090 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력 : Terzaghi식 사용

$Qu = \alpha\ c\ Nc + q\ Nq + \beta\ r1\ B'\ Nr$

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)
α,β : 기초의 형상계수 (직사각형, $\alpha = 1 + 0.3\ B'/ L$, $\beta = 0.5 - 0.1\ B'/ L$)
Nc,Nq,Nr : 지지력 계수 (Nc=90.599, Nq=75.671, Nr=88.997)

c = 0.000 kN/m² r1 = 10.000 kN/m³ r2 = 10.000 kN/m³
Df = 1.000 m B = 4.200 m q = 10.000 kN/m²
L = 11.600 m
Φ = 15 + √12N = 39.495 , N = 50
Nq = $a^2 / (2\cos^2 (45+\Phi/2))$, $a = e^{[(0.75\pi-\Phi/2)\tan\Phi]}$
Nc = $(Nq-1)\cot\Phi$
Nr = $\tan\Phi/2 \times (Kpr/\cos^2\Phi - 1)$

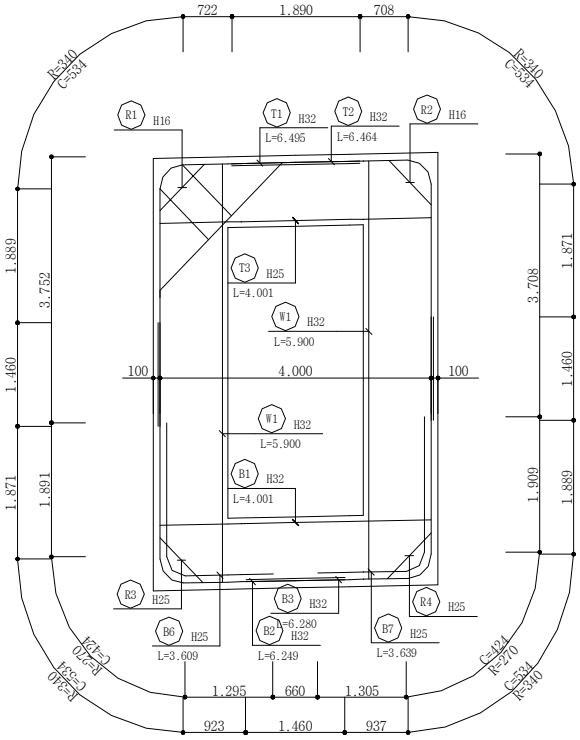
Qu = 1.109 × 0.000 × 90.599 + 10.000 × 75.671 + 0.464 × 10.000 × 4.200 × 88.99
= 2490.310 kN/m²

Qa = Qu / 3 = 2490.310 / 3 = 830.103 kN/m² > 600.000 kN/m²

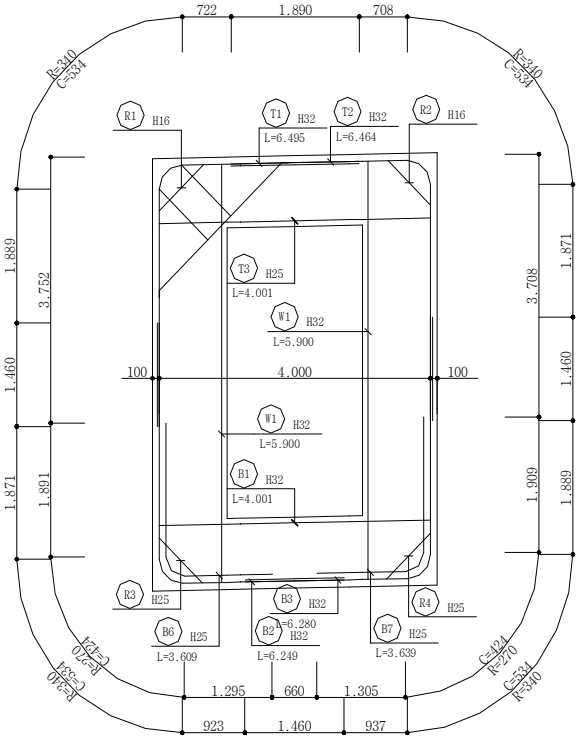
Qa' = 600.000 kN/m² > Qmax = 344.090 kN/m² ..... O.K !!!

21. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 1(@250)



▨ 구조 설계 요약

구 조 계 산 서									
부 재		모멘트		전단력		안전율		사용철근량	
		작용력	저항력	작용력	저항력	모멘트	전단력	휨철근량	전단철근량
가로방향	1층 좌측(외측)	1153.7	1588.2	958.2	1156.3	1.38	1.21	H22@150+H22@150	H13×2EA/m
	1층 우측(외측)	1148.0	1588.2	928.9	1156.3	1.38	1.24	H22@150+H22@150	H13×2EA/m
	1층 중앙부(내측)	340.7	454.0	9.9	662.5	1.33	67.01	H16@150	-
	2층 좌측(외측)	751.4	857.7	676.8	1156.3	1.14	1.71	H22@150	H13×2EA/m
	2층 우측(외측)	751.4	857.7	676.8	1156.3	1.14	1.71	H22@150	H13×2EA/m
	2층 중앙부(내측)	368.5	454.0	197.7	1179.5	1.23	5.96	H16@150	H13×2EA/m
연직방향	1층 상단(외측)	1743.4	2047.0	1263.7	1443.9	1.17	1.14	H25@150+H25@150	H16×2EA/m
	1층 하단(외측)	1825.9	2047.0	1365.7	1443.9	1.12	1.06	H25@150+H25@150	H16×2EA/m
	1층 중앙부(내측)	911.2	1137.7	345.3	662.5	1.25	1.92	H25@150	-
	2층 상단(외측)	731.5	857.7	597.1	649.5	1.17	1.09	H22@150	-
	2층 하단(외측)	1141.2	1401.8	464.3	649.5	1.23	1.40	H29@150	-
	2층 중앙부(내측)	394.5	454.0	137.9	662.5	1.15	4.80	H16@150	-

1. 설계조건 (상 시)

1) 형　　식 : 철근 콘크리트

2) 기 초 형 식 : 직 접 기 초

3) 토 질 정 수 :

① 단 위 체 적 중 량 : γs = 19.00 kN/m³ (지하수 비고려시)
: γs' = 10.00 kN/m³ (지하수 고려시)
② 뒷채움재 내부마찰각 : Φ = 30 °
③ 토 압 계 수 : 정지토압계수 적용
Ko = 1 − sinΦ = 1 − sin 30 = 0.500

4) 하 중

① 고정하중
* 철근 콘크리트 : γc = 25.00 kN/m³
* 무근 콘크리트 : γc = 23.50 kN/m³
* 포 장 , 아스팔트 : γc = 23.00 kN/m³

② 활 하 중 : DB-24 하중으로 충격을 포함시키며 토피에 따른 활하중(충격포함), L은 다음과 같다.

토피고(D,m)	노면활하중(Pv ℓ ,kN/㎡)	비　　고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

③ 수 압
단 위 체 적 중 량 : γw = 10.00 kN/m³
* 지하수위고 : GL = -1.00 m

5) 강도감소계수
* 휨 : Φf = 0.85
* 전 단 : Φv = 0.75

6) 사 용 재 료

① 콘 크 리 트 강 도	:	fck =	27	MPa	
② 콘크리트 탄성계수	:	Ec =	27783	MPa	--- 도.설 2.3.3
③ 철 근 항 복 강 도	:	fy =	400	MPa	
④ 철 근 탄성계수	:	Es =	200000	MPa	-- 콘.구 P67

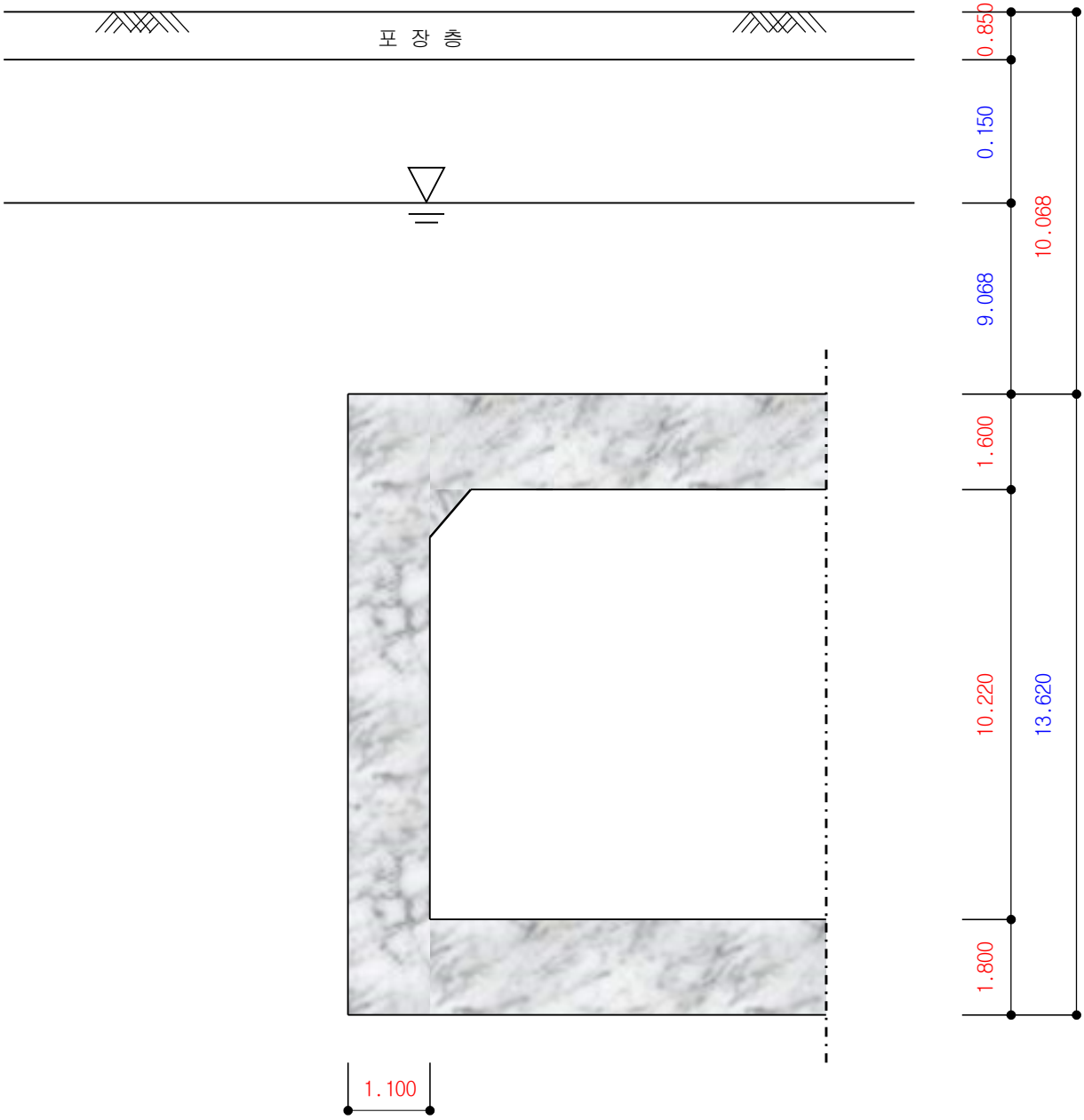
7) 참 고 서 적

① 도로교설계기준	[2010]	-----	국토해양부
② 도로교설계기준 · 해설	[2008]	-----	건설교통부
③ 콘크리트구조기준	[2012]	-----	국토해양부
④ 도로설계편람		-----	건설교통부
⑤ 지중구조물의 내진설계		-----	한국지진공학회
⑥ 구조물 기초설계기준 · 해설	[2003]	-----	건설교통부

8) 사용 프로그램

- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

2. 단면가정



3. 하 중

1) 노면 활하중에 의한 측벽 토압 (CASE-1)

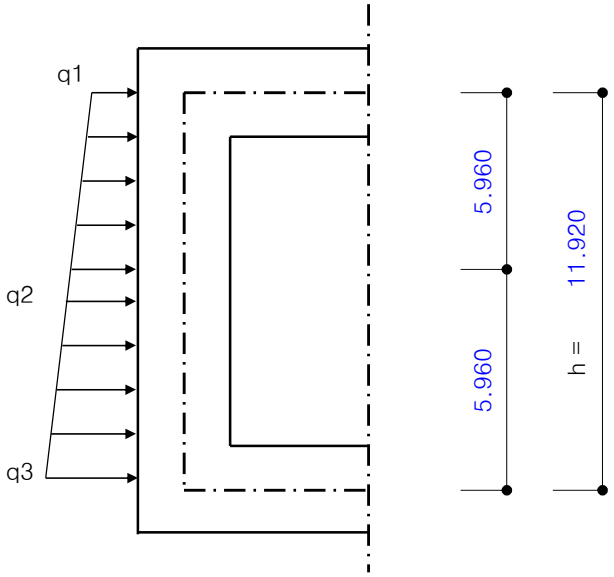
토피고(D,m)	노면활하중(Pv ℓ ,kN/㎡)	비 고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

노면 활하중 : = 10.00 kN/㎡

PvL x Ko = 10.000 x 1/2 = 5.000 kN/㎡

2) 토 압

* 정지토압계수 Ko = 1 − sin 30 = 0.500



(1) 지하수 비고려시 (CASE-2)

q1 = 0.500 x (0.850 x 23.000 + 10.018 x 19.000) = 104.946 kN/㎡

q2 = 104.95 + 0.500 x 5.960 x 19.00 = 161.566 kN/㎡

q3 = 161.57 + 0.500 x 5.960 x 19.00 = 218.186 kN/㎡

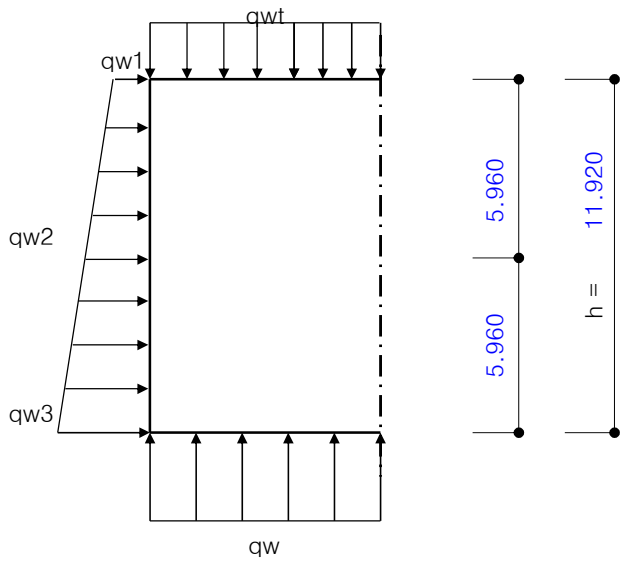
(2) 지하수 고려시 (CASE-3)

q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 0.150 x 19.00
+ 9.868 x 10.00) = 60.540 kN/㎡

q2 = 60.540 + 0.500 x 5.960 x 10.00 = 90.340 kN/㎡

q3 = 90.340 + 0.500 x 5.960 x 10.00 = 120.140 kN/㎡

3) 수 압

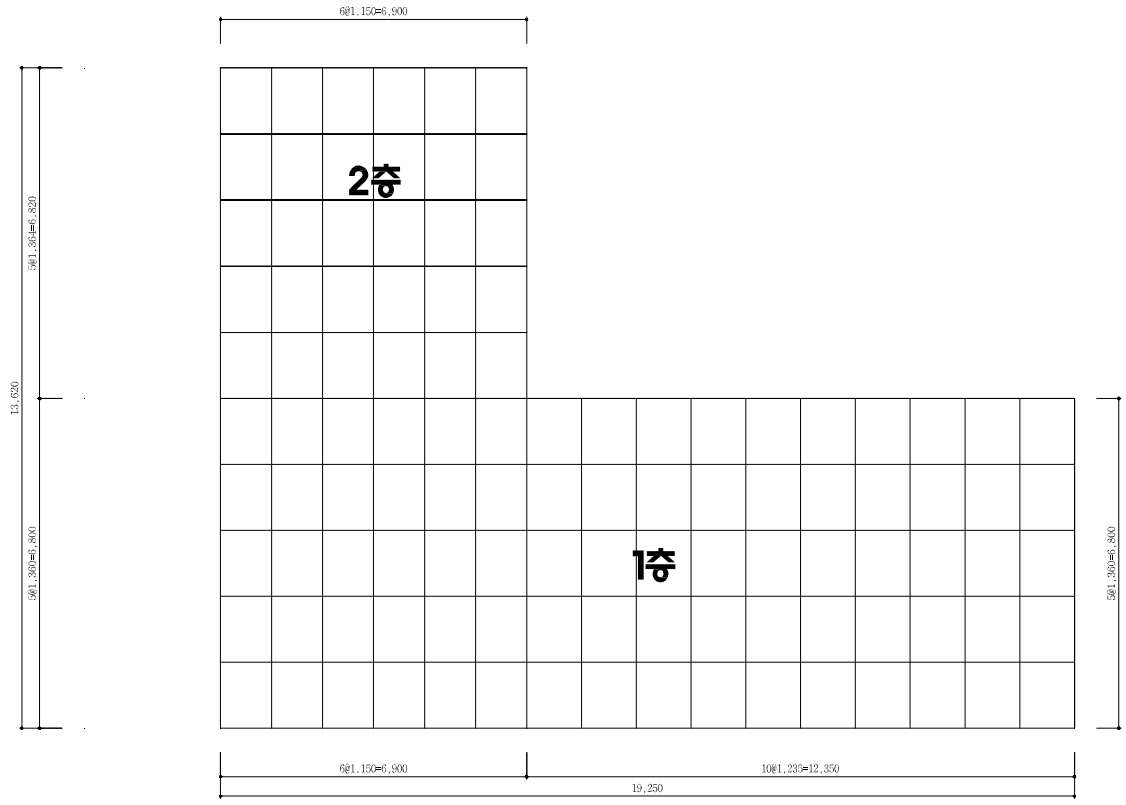


(1) 수평수압 - 벽 체 (CASE-4)

qw1	=	9.868	x	10.000		=	98.680	kN/㎡
qw2	=	98.680	+	5.960	x 10.000	=	158.280	kN/㎡
qw3	=	158.280	+	5.960	x 10.000	=	217.880	kN/㎡

4. 입력 DATA

1) 모 델 링



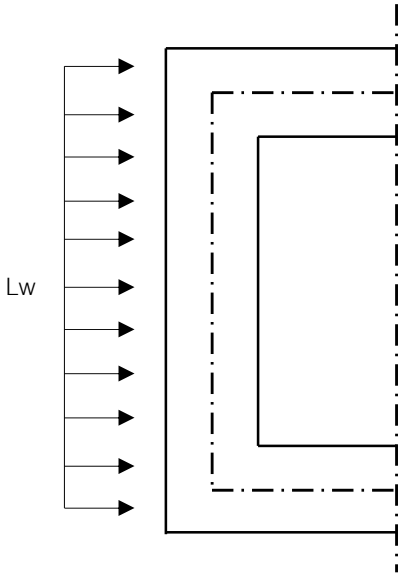
5. 하중조합 및 하중재하도 --- 콘.구 3.3.2

1) 하중조합

comb1	=	1.6	x	case-1	+	1.6	x	case-2				
comb2	=	1.6	x	case-1	+	1.6	x	case-3	+	1.6	x	case-4
comb3	=	1	x	case-1	+	1	x	case-2				
comb4	=	1	x	case-1	+	1	x	case-3	+	1	x	case-4

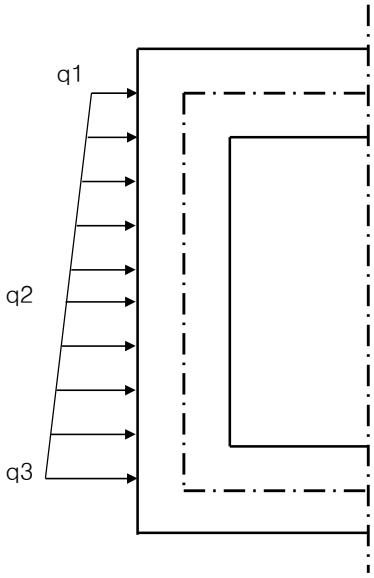
2) 하중재하도

① CASE 1 - 활 하 중 (노면 활하중)



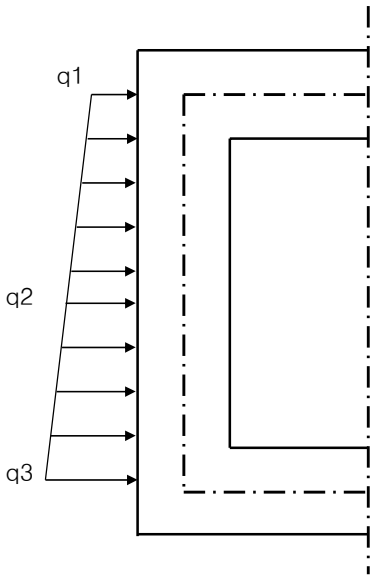
Lw = 5.00 kN/㎡

② CASE 2 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)



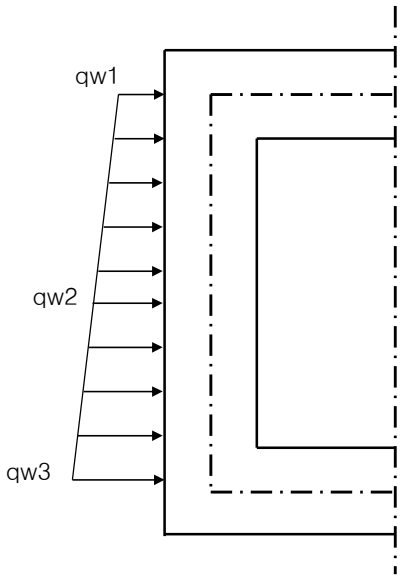
q1 = 104.95 kN/㎡
q2 = 161.57 kN/㎡
q3 = 218.19 kN/㎡

③ CASE 3 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



q1 = 60.54 kN/㎡
q2 = 90.34 kN/㎡
q3 = 120.14 kN/㎡

④ CASE 4 - 횡 수 압



qw1 = 98.68 kN/㎡
qw2 = 158.28 kN/㎡
qw3 = 217.88 kN/㎡

6. 부재력 요약

6.1 부재력 집계

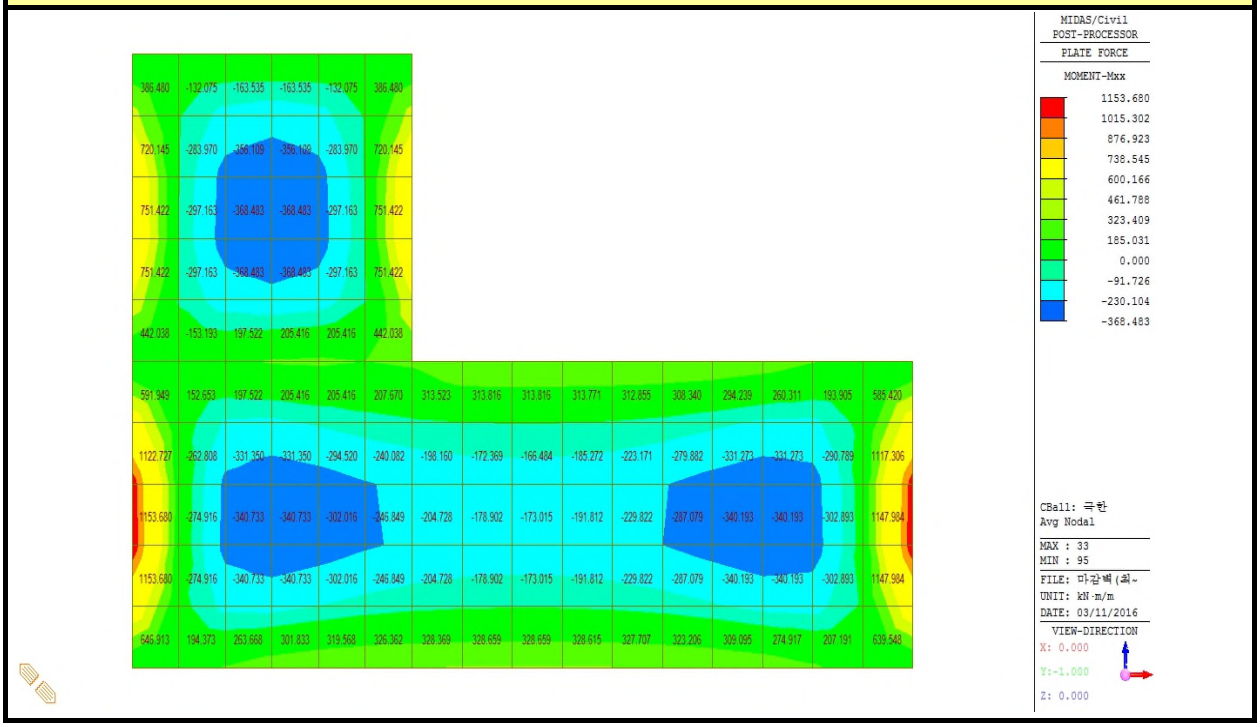
[단위 KN,KN-m]

구 분		극한모멘트		사용하중 모멘트	극한전단력		사용철근량	
		작용력	저항력		작용력	저항력	휨철근량	전단철근량
가로방향	1층 좌측(외측)	1153.7	1588.2	721.1	958.2	1156.3	H22@150+H22@150	H13×2EA/m
	1층 우측(외측)	1148.0	1588.2	717.5	928.9	1156.3	H22@150+H22@150	H13×2EA/m
	1층 중앙부(내측)	340.7	454.0	213.0	9.9	662.5	H16@150	-
	2층 좌측(외측)	751.4	857.7	469.6	676.8	1156.3	H22@150	H13×2EA/m
	2층 우측(외측)	751.4	857.7	469.6	676.8	1156.3	H22@150	H13×2EA/m
	2층 중앙부(내측)	368.5	454.0	230.3	197.7	1179.5	H16@150	H13×2EA/m
연직방향	1층 상단(외측)	1743.4	2047.0	1089.6	1263.7	1443.9	H25@150+H25@150	H16×2EA/m
	1층 하단(외측)	1825.9	2047.0	1141.2	1365.7	1443.9	H25@150+H25@150	H16×2EA/m
	1층 중앙부(내측)	911.2	1137.7	569.5	345.3	662.5	H25@150	-
	2층 상단(외측)	731.5	857.7	457.2	597.1	649.5	H22@150	-
	2층 하단(외측)	1141.2	1401.8	713.2	464.3	649.5	H29@150	-
	2층 중앙부(내측)	394.5	454.0	246.5	137.9	662.5	H16@150	-

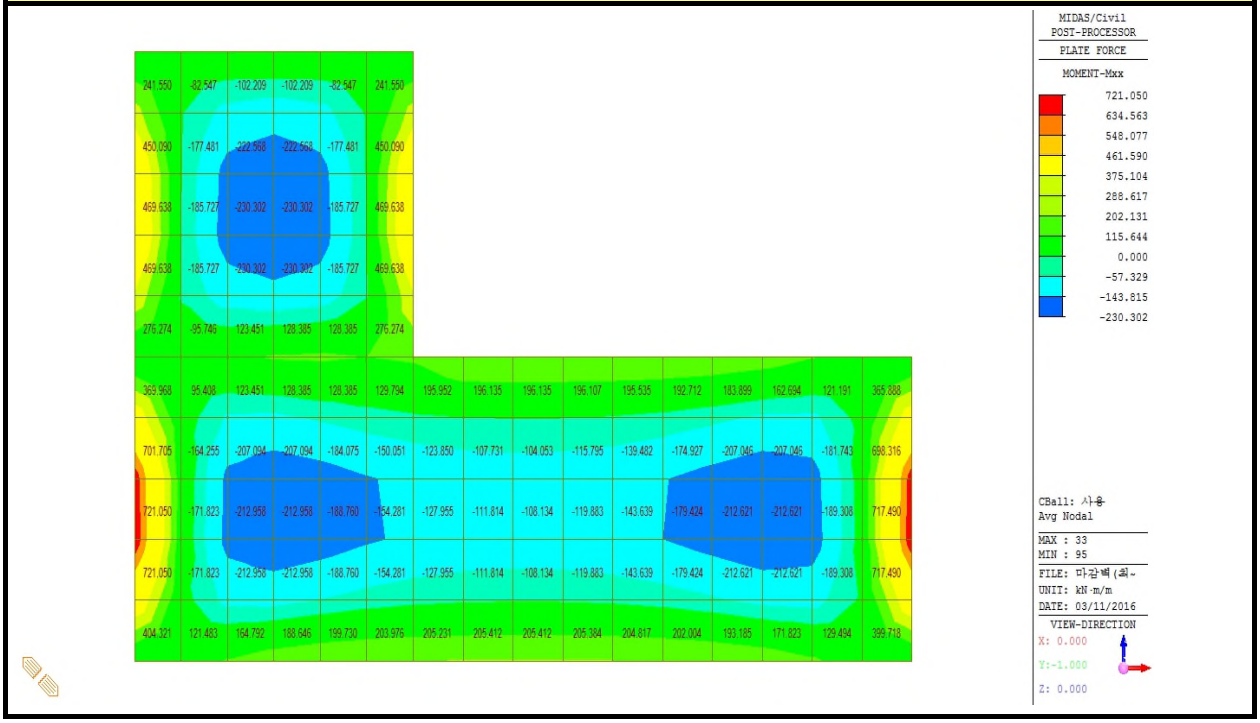
6.2 단면력도

– 모멘트도

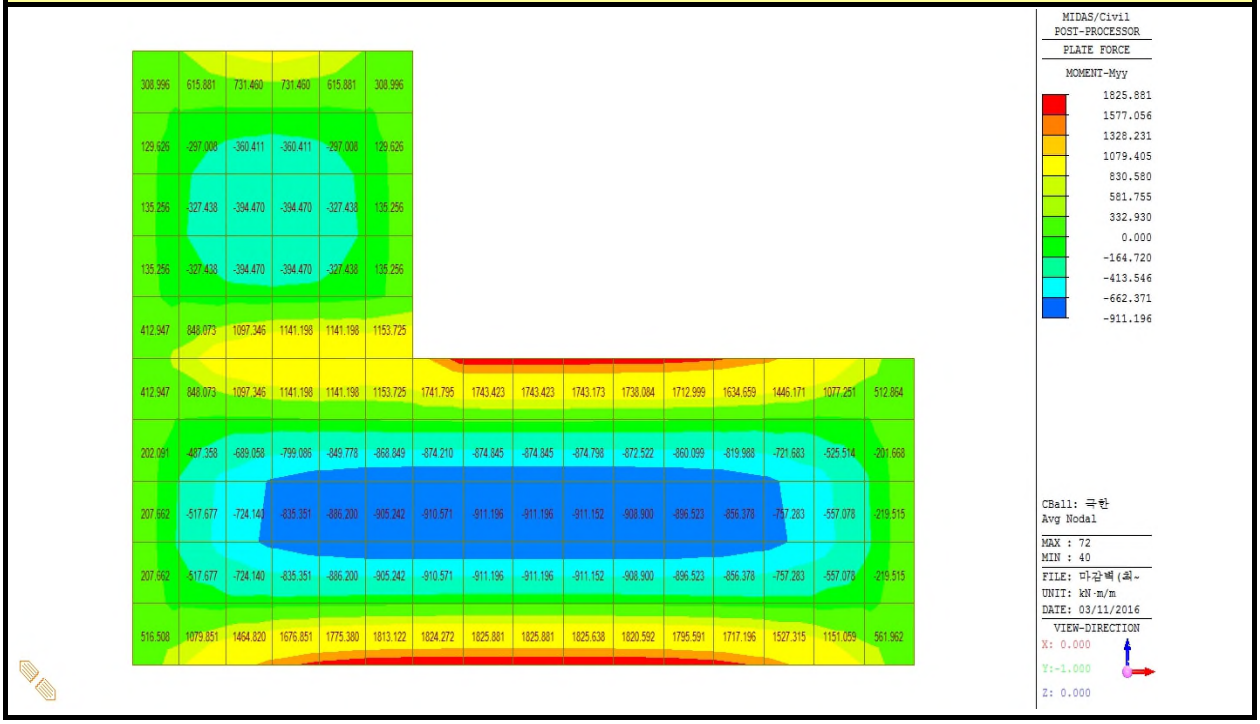
계 수 하 중 (Mxx)



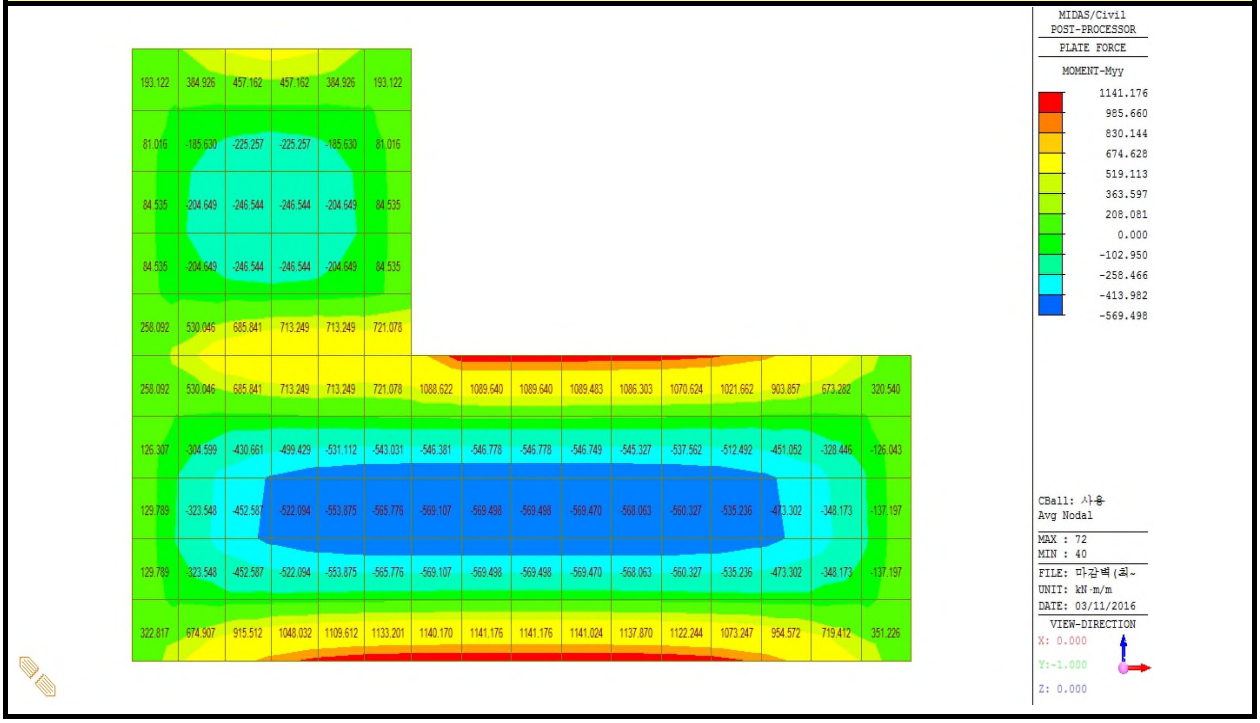
사 용 하 중 (Mxx)



계 수 하 중 (Myy)

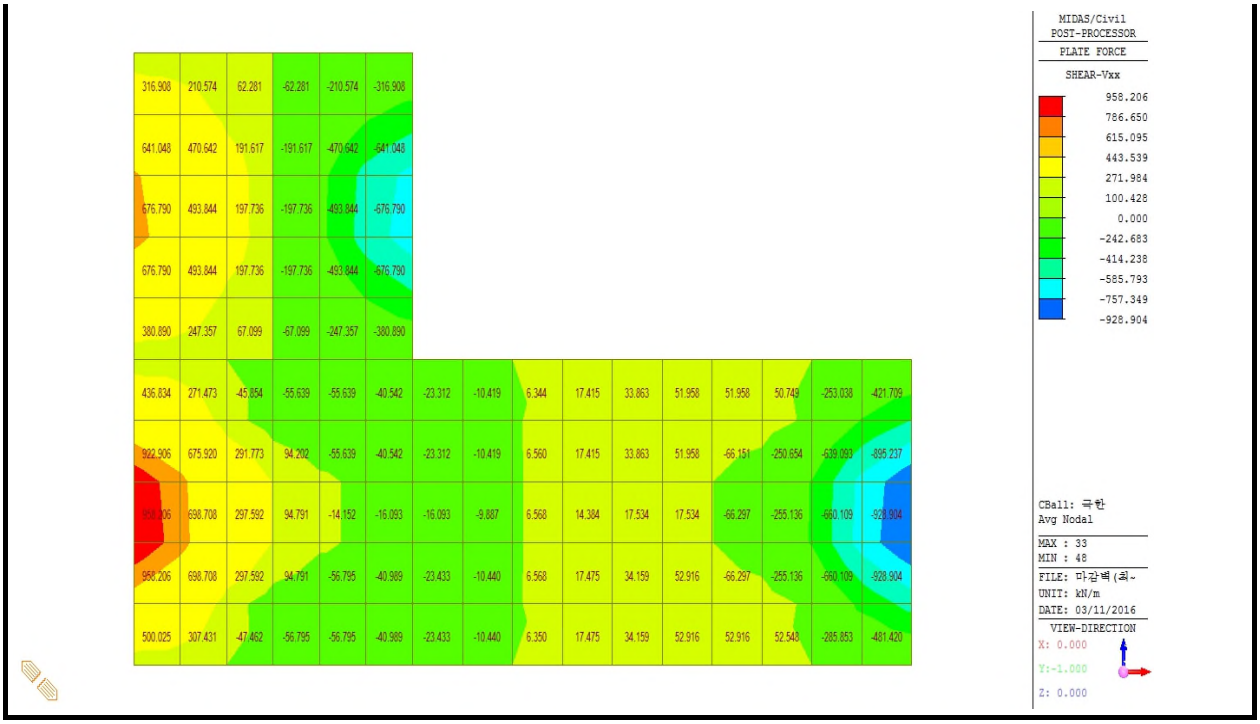


사 용 하 중 (Myy)

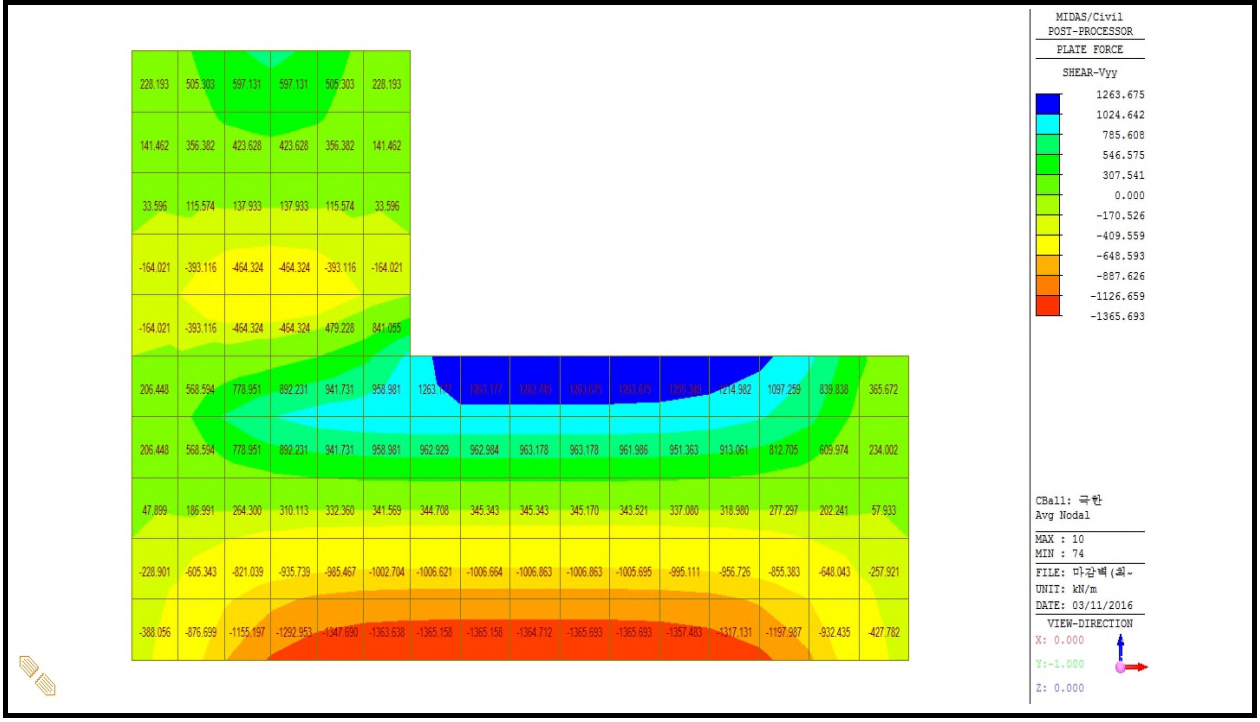


– 전단력도

계 수 하 중 (Vxx)


316.908 210.574 62.281 -62.281 -210.574 -316.908
641.048 470.642 191.617 -191.617 -470.642 -641.048
676.790 493.844 197.736 -197.736 -493.844 -676.790
676.790 493.844 197.736 -197.736 -493.844 -676.790
380.890 247.357 67.099 -67.099 -247.357 -380.890
436.834 271.473 -45.854 -55.639 -55.639 -40.542 -23.312 -10.419 6.344 17.415 33.863 51.958 51.958 50.749 -253.038 -421.709
922.906 675.920 291.773 94.202 -55.639 -40.542 -23.312 -10.419 6.560 17.415 33.863 51.958 -66.151 -250.654 -639.093 -895.237
958.205 698.708 297.592 94.791 -14.152 -16.093 -16.093 -9.887 6.568 14.384 17.534 17.534 -66.297 -255.136 -660.109 -928.904
958.206 698.708 297.592 94.791 -56.795 -40.989 -23.433 -10.440 6.568 17.475 34.159 52.916 -66.297 -255.136 -660.109 -928.904
500.025 307.431 -47.462 -56.795 -56.795 -40.989 -23.433 -10.440 6.350 17.475 34.159 52.916 52.916 52.548 -285.853 -481.420
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
SHEAR-Vxx
958.206
786.650
615.095
443.539
271.984
100.428
0.000
-242.683
-414.238
-585.793
-757.349
-928.904
CBall: 극한
Avg Nodal
MAX : 33
MIN : 48
FILE: 마감벽(최~
UNIT: kN/m
DATE: 03/11/2016
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y:-1.000
Z: 0.000

계 수 하 중 (Vyy)


228.193 505.303 597.131 597.131 505.303 228.193
141.462 356.382 423.628 423.628 356.382 141.462
33.596 115.574 137.933 137.933 115.574 33.596
-164.021 -393.116 -464.324 -464.324 -393.116 -164.021
-164.021 -393.116 -464.324 -464.324 479.228 841.055
206.448 568.594 778.951 892.231 941.731 958.981 1263.675 1263.177 1263.783 1263.675 1255.960 1214.982 1097.298 839.838 365.672
206.448 568.594 778.951 892.231 941.731 958.981 962.929 962.994 963.178 963.178 961.986 951.363 913.061 812.705 609.974 234.002
47.899 186.991 264.300 310.113 332.360 341.569 344.708 345.343 345.343 345.170 343.521 337.080 318.980 277.297 202.241 57.933
-228.901 -605.343 -821.039 -935.739 -985.467 -1002.704 -1006.621 -1006.664 -1006.863 -1006.863 -1005.695 -995.111 -956.726 -855.383 -648.043 -257.921
-388.056 -876.699 -1155.197 -1292.953 -1347.690 -1363.638 -1365.158 -1365.158 -1364.712 -1365.693 -1365.693 -1357.483 -1317.131 -1197.987 -932.435 -427.782
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
SHEAR-Vyy
1263.675
1024.642
785.608
546.575
307.541
0.000
-170.526
-409.559
-648.593
-887.626
-1126.659
-1365.693
CBall: 극한
Avg Nodal
MAX : 10
MIN : 74
FILE: 마감벽(최~
UNIT: kN/m
DATE: 03/11/2016
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y:-1.000
Z: 0.000

7. 단면검토

7.1 가로방향 1층 좌측(외측)

7.1.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	110	cm				
·	Mu =	1153.680	kN.m	·	Vu =	958.206	kN	· M =	721.050	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	2	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	95.0	cm	· 전단력 d =	100.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 37.494 cm^2 [p = 0.00395]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,161 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 9.00 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	33.250 cm^2	
Pmin2	= 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	30.875 cm^2	
Pmin3	= 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	13.125 cm^2	[일면 As]
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	33.250 cm^2	> 13.125 cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN	As =	49.992 cm^2	

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 22 @ 150	= 25.807 cm^2	[6.7 EA/m]				
	H 22 @ 150	= 25.807 cm^2	[6.7 EA/m]				
	TOTAL	= 51.613 cm^2	[p = 0.005433]				

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 8.996 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 10.584 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0253 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1588.18 kN.m > Mu = 1153.68 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 649.52 kN < Vu = 958.21 kN

· 1/2·Φv Vc = 324.76 kN < Vu = 958.21 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.543 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 1.543 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 649.52 + 506.80 = 1156.32 kN > Vu = 958.21 kN

Rm = Md / Mu = 1.38 Rs = Φv Vn / Vu = 1.21

7.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.005433 + √ [2 × 0.038 + 0.038 ^{2}] = 0.24

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.24 / 3 = 0.92

fs = M / [As·d·j]

= 721.05 × 1000 / [51.613 × 95.0 × 0.92] = 159.84 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 159.8) − 2.5 x 89 = 270 mm > 150 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 159.8) = 394 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.2 가로방향 1층 우측(외측)

7.2.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	110	cm				
·	Mu =	1147.984	kN.m	·	Vu =	928.904	kN	· M =	717.490	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	2	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	95.0	cm	· 전단력 d =	100.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 37.309 cm^2 [p = 0.00393]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,161 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 9.00 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	= 0.00350	⇒ MIN	As =	33.250 cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒ MIN	As =	30.875 cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t		⇒ MIN	As =	13.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒ MIN	As =	33.250 cm^2	> 13.125	cm^2
		4/3·Req As	⇒ MIN	As =	49.745 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 22 @ 150	= 25.807	cm^2	[6.7	EA/m]		
	H 22 @ 150	= 25.807	cm^2	[6.7	EA/m]		
	TOTAL	= 51.613	cm^2	[p = 0.005433]			

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 8.996 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 10.584 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0253 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1588.18 kN.m > Mu = 1147.98 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 649.52 kN < Vu = 928.90 kN

· 1/2·Φv Vc = 324.76 kN < Vu = 928.90 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.397 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 1.397 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 649.52 + 506.80 = 1156.32 kN > Vu = 928.90 kN

Rm = Md / Mu = 1.38 Rs = Φv Vn / Vu = 1.24

7.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.005433 + √ [2 × 0.038 + 0.038 ^{2}] = 0.24

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.24 / 3 = 0.92

fs = M / [As·d·j]

= 717.49 × 1000 / [51.613 × 95.0 × 0.92] = 159.05 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 159.1) − 2.5 x 89 = 273 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 159.1) = 396 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.3 가로방향 1층 중앙부(내측)

7.3.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	110	cm				
·	Mu =	340.733	kN.m	·	Vu =	9.887	kN	· M =	212.958	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	1	단	
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	102.0	cm	· 전단력 d =	102.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 9.938 cm^2 [p = 0.00097]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,324 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.31 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	35.700	cm^2	
Pmin2	= 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	33.150	cm^2	
Pmin3	= 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	13.750	cm^2	[일면 As]
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	35.700	cm^2	> 13.750 cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN As =	13.251	cm^2	

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

∴ USE As =	H	16	@	150	= 13.240	cm^2	[6.7	EA/m]
				TOTAL	= 13.240	cm^2	[p = 0.001298	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.1097 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 453.97 kN.m > Mu = 340.73 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 662.51 kN > Vu = 9.89 kN

· 1/2·Φv Vc = 331.26 kN > Vu = 9.89 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] **∴ 최소전단철근 불필요**

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 662.51 + 0.00 = 662.51 kN > Vu = 9.89 kN

Rm = Md / Mu = 1.33 Rs = Φv Vn / Vu = 67.01

7.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.001298 + √ [2 × 0.009 + 0.009 ^{2}] = 0.126

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.126 / 3 = 0.958

fs = M / [As·d·j]

= 212.96 × 1000 / [13.240 × 102.0 × 0.958] = 164.6 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 164.6) − 2.5 x 72 = 298 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 164.6) = 383 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.4 가로방향 2층 좌측(외측)

7.4.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	110	cm				
·	Mu =	751.422	kN.m	·	Vu =	676.790	kN	· M =	469.638	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	1	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	100.0	cm	· 전단력 d =	100.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 22.609 cm^2 [p = 0.00226]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (2,581 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 4.50 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	35.000 cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	32.500 cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	13.750 cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	35.000 cm^2	> 13.750	cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN	As =	30.145 cm^2		

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

∴ USE As =	H 22	@ 150	= 25.807	cm^2	[6.7	EA/m]	
		TOTAL =	25.807	cm^2	[p = 0.002581]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 4.498 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 5.292 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0537 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 857.69 kN.m > Mu = 751.42 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 649.52 kN < Vu = 676.79 kN

· 1/2·Φv Vc = 324.76 kN < Vu = 676.79 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] **∴ 전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.136 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.136 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 649.52 + 506.80 = 1156.32 kN > Vu = 676.79 kN

Rm = Md / Mu = 1.14 Rs = Φv Vn / Vu = 1.71

7.4.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.002581 + √ [2 × 0.018 + 0.018 ^{2}] = 0.173

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.173 / 3 = 0.942

fs = M / [As·d·j]

= 469.64 × 1000 / [25.807 × 100.0 × 0.942] = 193.19 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 193.2) − 2.5 x 89 = 185 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 193.2) = 326 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.5 가로방향 2측 우측(외측)

7.5.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	110	cm				
·	Mu =	751.422	kN.m	·	Vu =	676.790	kN	· M =	469.638	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	1	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	100.0	cm	· 전단력 d =	100.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 22.609 cm^2 [p = 0.00226]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (2,581 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 4.50 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	35.000 cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	32.500 cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	13.750 cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	35.000 cm^2	> 13.750	cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN	As =	30.145 cm^2		

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

∴ USE As =	H 22	@ 150	= 25.807	cm^2	[6.7	EA/m]	
		TOTAL	= 25.807	cm^2	[p = 0.002581]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 4.498 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 5.292 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0537 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 857.69 kN.m > Mu = 751.42 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 649.52 kN < Vu = 676.79 kN

· 1/2·Φv Vc = 324.76 kN < Vu = 676.79 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] **∴ 전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.136 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.136 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 649.52 + 506.80 = 1156.32 kN > Vu = 676.79 kN

Rm = Md / Mu = 1.14 Rs = Φv Vn / Vu = 1.71

7.5.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.002581 + √ [2 × 0.018 + 0.018 ^{2}] = 0.173

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.173 / 3 = 0.942

fs = M / [As·d·j]

= 469.64 × 1000 / [25.807 × 100.0 × 0.942] = 193.19 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 193.2) − 2.5 x 89 = 185 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 193.2) = 326 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.6 가로방향 2층 중앙부(내측)

7.6.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	110	cm				
·	Mu =	368.483	kN.m	·	Vu =	197.736	kN	· M =	230.302	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	1	단	
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	102.0	cm	· 전단력 d =	102.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 10.747 cm^2 [p = 0.00105]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,324 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.31 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	= 0.00350	⇒ MIN	As =	35.700 cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒ MIN	As =	33.150 cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t		⇒ MIN	As =	13.750 cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒ MIN	As =	35.700 cm^2	> 13.750	cm^2
		4/3·Req As	⇒ MIN	As =	14.329 cm^2		

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

∴ USE As =	H	16	@	150	=	13.240	cm^2	[6.7	EA/m]
				TOTAL	=	13.240	cm^2	[p =	0.001298]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.1097 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 453.97 kN.m > Mu = 368.48 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 662.51 kN > Vu = 197.74 kN

· 1/2·Φv Vc = 331.26 kN > Vu = 197.74 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] **∴ 최소전단철근 불필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 662.51 + 516.94 = 1179.45 kN > Vu = 197.74 kN

Rm = Md / Mu = 1.23 Rs = Φv Vn / Vu = 5.96

7.6.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.001298 + √ [2 × 0.009 + 0.009 ^{2}] = 0.126

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.126 / 3 = 0.958

fs = M / [As·d·j]

= 230.30 × 1000 / [13.240 × 102.0 × 0.958] = 178.01 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 178) − 2.5 x 72 = 262 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 178) = 354 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.7 연직방향 1층 상단(외측)

7.7.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	110	cm				
·	Mu =	1743.423	kN.m	·	Vu =	1263.675	kN	· M =	1089.640	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	2	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	95.0	cm	· 전단력 d =	100.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 57.544 cm^2 [p = 0.00606]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,756 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.78 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	33.250 cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	30.875 cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	13.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	33.250 cm^2	> 13.125	cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN	As =	76.725 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 25 @ 150	= 33.780	cm^2	[6.7	EA/m]		
	H 25 @ 150	= 33.780	cm^2	[6.7	EA/m]		
	TOTAL	= 67.560	cm^2	[p = 0.007112]			

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.775 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.853 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0187 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2046.95 kN.m > Mu = 1743.42 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 649.52 kN < Vu = 1263.68 kN

· 1/2·Φv Vc = 324.76 kN < Vu = 1263.68 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 3.071 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 3.071 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 649.52 + 794.40 = 1443.92 kN > Vu = 1263.68 kN

Rm = Md / Mu = 1.17 Rs = Φv Vn / Vu = 1.14

7.7.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.007112 + √ [2 × 0.05 + 0.05 ^{2}] = 0.27

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.27 / 3 = 0.91

fs = M / [As·d·j]

= 1089.64 × 1000 / [67.560 × 95.0 × 0.91] = 186.56 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 186.6) − 2.5 x 87.5 = 203 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 186.6) = 338 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.8 연직방향 1층 하단(외측)

7.8.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	110	cm				
·	Mu =	1825.881	kN.m	·	Vu =	1365.693	kN	· M =	1141.176	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	2	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	95.0	cm	· 전단력 d =	100.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 60.265 cm^2 [p = 0.00634]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,756 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.78 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	33.250	cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	30.875	cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	13.125	cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	33.250	cm^2	> 13.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	80.353	cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 25 @ 150	= 33.780	cm^2	[6.7	EA/m]		
	H 25 @ 150	= 33.780	cm^2	[6.7	EA/m]		
	TOTAL	= 67.560	cm^2	[p = 0.007112]			

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.775 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.853 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0187 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2046.95 kN.m > Mu = 1825.88 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 649.52 kN < Vu = 1365.69 kN

· 1/2·Φv Vc = 324.76 kN < Vu = 1365.69 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 3.581 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 3.581 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 649.52 + 794.40 = 1443.92 kN > Vu = 1365.69 kN

Rm = Md / Mu = 1.12 Rs = Φv Vn / Vu = 1.06

7.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.007112 + √ [2 × 0.05 + 0.05 ^{2}] = 0.27

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.27 / 3 = 0.91

fs = M / [As·d·j]

= 1141.18 × 1000 / [67.560 × 95.0 × 0.91] = 195.39 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 195.4) − 2.5 x 87.5 = 184 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 195.4) = 322 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.8 연직방향 1층 중앙부(내측)

7.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	110	cm			
· Mu =	911.196	kN.m	· Vu =	345.343	kN	· M =	569.498	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	102.0	cm	· 전단력 d =	102.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 27.056 cm^2 [p = 0.00265]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (3,378 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 5.89 cm

Pmin1 =	1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	35.700 cm^2	
Pmin2 =	0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	33.150 cm^2	
Pmin3 =	0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	13.750 cm^2	[일면 As]
Pmin =	max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	35.700 cm^2	> 13.750 cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN	As =	36.075 cm^2	

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

∴ USE As =	H 25 @ 150	= 33.780	cm^2	[6.7	EA/m]
	TOTAL	= 33.780	cm^2	[p = 0.003312	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 5.888 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 6.927 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0412 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1137.68 kN.m > Mu = 911.20 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 662.51 kN > Vu = 345.34 kN

· 1/2·Φv Vc = 331.26 kN < Vu = 345.34 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] **∴ 최소전단철근 불필요**

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 662.51 + 0.00 = 662.51 kN > Vu = 345.34 kN

Rm = Md / Mu = 1.25 Rs = Φv Vn / Vu = 1.92

7.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003312 + √ [2 × 0.023 + 0.023 ^{2}] = 0.193

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.193 / 3 = 0.936

fs = M / [As·d·j]

= 569.50 × 1000 / [33.780 × 102.0 × 0.936] = 176.59 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 176.6) − 2.5 x 67.5 = 277 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 176.6) = 357 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.8 연직방향 2층 상단(외측)

7.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	110	cm			
· Mu =	731.460	kN.m	· Vu =	597.131	kN	· M =	457.162	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	100.0	cm	· 전단력 d =	100.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 22.009 cm^2 [p = 0.00220]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (2,581 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 4.50 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	35.000 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	32.500 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	13.750 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	35.000 cm^2	> 13.750	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	29.345 cm^2		

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

∴ USE As =	H	22 @	150	=	25.807	cm^2	[6.7 EA/m]
			TOTAL	=	25.807	cm^2	[p = 0.002581]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 4.498 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 5.292 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0537 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 857.69 kN.m > Mu = 731.46 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 649.52 kN > Vu = 597.13 kN

· 1/2·Φv Vc = 324.76 kN < Vu = 597.13 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 649.52 + 0.00 = 649.52 kN > Vu = 597.13 kN

Rm = Md / Mu = 1.17 Rs = Φv Vn / Vu = 1.09

7.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.002581 + √ [2 × 0.018 + 0.018 ^{2}] = 0.173

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.173 / 3 = 0.942

fs = M / [As·d·j]

= 457.16 × 1000 / [25.807 × 100.0 × 0.942] = 188.06 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 188.1) − 2.5 x 89 = 196 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 188.1) = 335 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.8 연직방향 2층 하단(외측)

7.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	110	cm			
· Mu =	1141.198	kN.m	· Vu =	464.324	kN	· M =	713.249	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	100.0	cm	· 전단력 d =	100.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 34.865 cm^2 [p = 0.00349]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,283 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.46 cm

Pmin1 =	1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	35.000 cm^2	
Pmin2 =	0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	32.500 cm^2	
Pmin3 =	0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	13.750 cm^2	[일면 As]
Pmin =	max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	35.000 cm^2	> 13.750 cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN	As =	46.487 cm^2	

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

∴ USE As =	H 29 @ 150	= 42.827 cm^2	[6.7 EA/m]		
	TOTAL	= 42.827 cm^2	[p = 0.004283]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 7.464 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 8.781 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0312 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1401.77 kN.m > Mu = 1141.20 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 649.52 kN > Vu = 464.32 kN

· 1/2·Φv Vc = 324.76 kN < Vu = 464.32 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 649.52 + 0.00 = 649.52 kN > Vu = 464.32 kN

Rm = Md / Mu = 1.23 Rs = Φv Vn / Vu = 1.40

7.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004283 + √ [2 × 0.03 + 0.03 ^{2}] = 0.217

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.217 / 3 = 0.928

fs = M / [As·d·j]

= 713.25 × 1000 / [42.827 × 100.0 × 0.928] = 179.46 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 179.5) − 2.5 x 85.5 = 225 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 179.5) = 351 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.8 연직방향 2층 중앙부(내측)

7.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	110	cm			
· Mu =	394.470	kN.m	· Vu =	137.933	kN	· M =	246.544	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	102.0	cm	· 전단력 d =	102.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 11.505 cm^2 [p = 0.00113]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,324 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.31 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	35.700 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	33.150 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	13.750 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	35.700 cm^2	> 13.750	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	15.340 cm^2		

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

∴ USE As =	H 16 @ 150	= 13.240	cm^2	[6.7	EA/m]
	TOTAL	= 13.240	cm^2	[p = 0.001298	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.1097 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 453.97 kN.m > Mu = 394.47 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 662.51 kN > Vu = 137.93 kN

· 1/2·Φv Vc = 331.26 kN > Vu = 137.93 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] **∴ 최소전단철근 불필요**

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 662.51 + 0.00 = 662.51 kN > Vu = 137.93 kN

Rm = Md / Mu = 1.15 Rs = Φv Vn / Vu = 4.80

7.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.001298 + √ [2 × 0.009 + 0.009 ^{2}] = 0.126

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.126 / 3 = 0.958

fs = M / [As·d·j]

= 246.54 × 1000 / [13.240 × 102.0 × 0.958] = 190.56 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

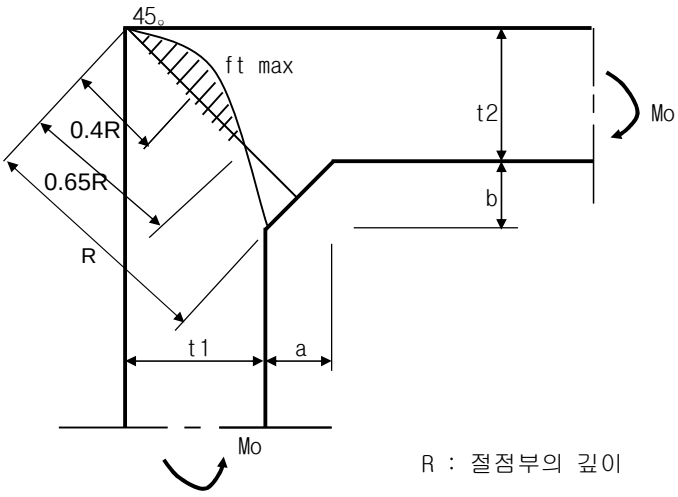
= 375 x (210 / 190.6) − 2.5 x 72 = 233 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 190.6) = 331 mm > 150 mm ∴ O.K.

8. 우 각 부 보 강

1) 벽 체



a = 500 mm

b = 500 mm

t1 = 1600 mm

t2 = 1100 mm

R : 절점부의 깊이

R : 절점부의 깊이

M_0 = 469.638 kN · m $\tau c = 0.13 \sqrt{fck} = 0.675$ MPa

$R = \sqrt{(t1^2 + t2^2)} + \sqrt{(a^2 + b^2)} / 2 =$ 2295.2 mm

0.65 R = 1491.9 mm (절점부의 깊이)

★ 최대인장응력

$$ftmax = \frac{5\ M_0}{R^2\ W}$$

$$= \frac{5 \times 469.638 \times 1000 \times 10^3}{2295.2^2 \times 1491.881}$$

= 0.299 MPa < τc 이므로 우각부 보강 필요없음.

2) 하 단

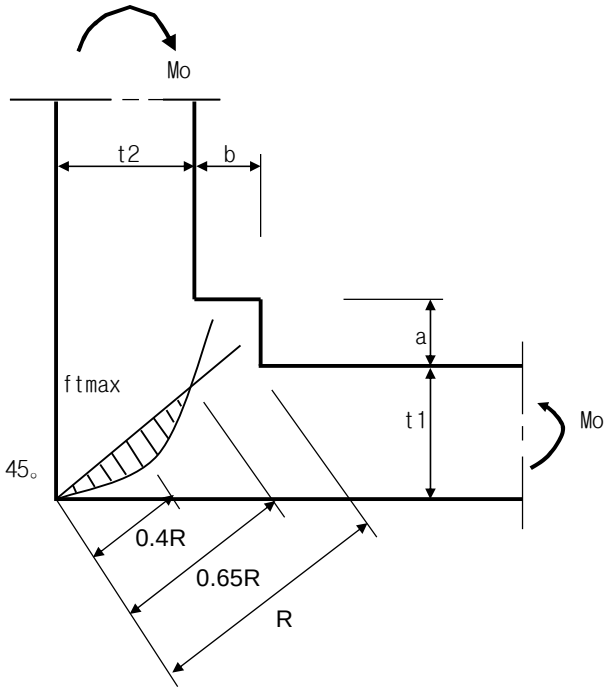
a = 500 mm

b = 500 mm

t1 = 1800 mm

t2 = 1100 mm

R : 절점부의 깊이



M_0 = 1141.176 kN · m $\tau c = 0.13 \sqrt{fck}$ = 0.675 MPa

$R = \sqrt{(t1^2 + t2^2)} + \sqrt{(a^2 + b^2)} / 2$ = 2463.1 mm

0.65 R = 1601.0 mm (절점부의 깊이)

★ 최대인장응력

$$ftmax = \frac{5\ M_0}{R^2\ W}$$

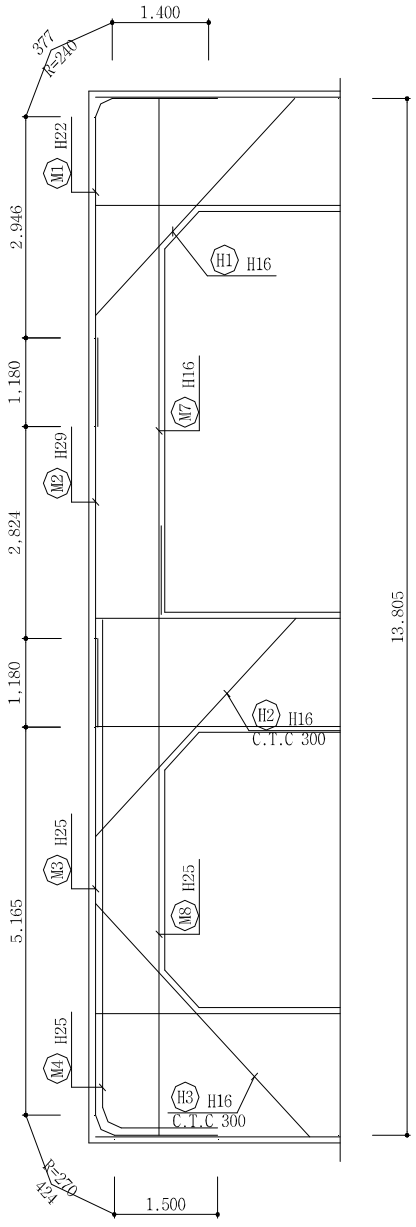
$$= \frac{5 \times 1141.176 \times 1000 \times 10^3}{2463.056^2 \times 1600.986}$$

= 0.587 MPa < τc 이므로 우각부 보강 필요없음.

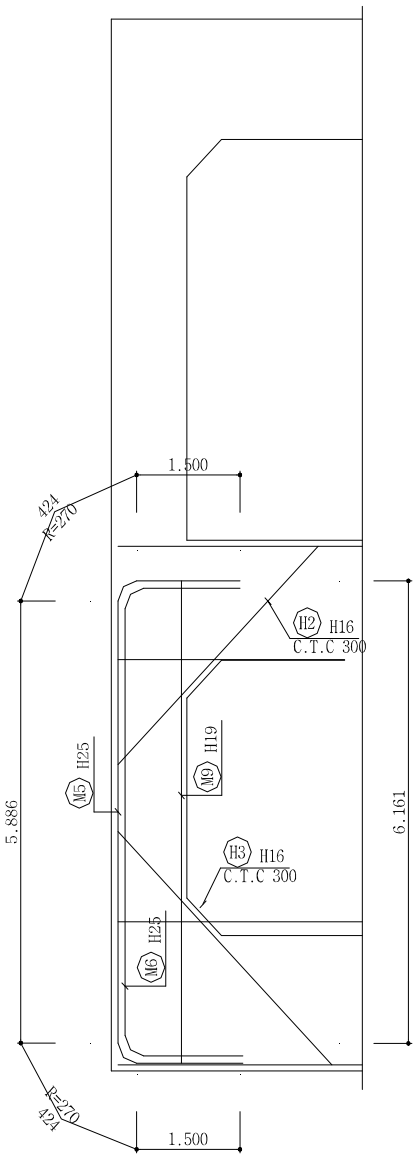
8. 주철근 조립도

주철근 조립도

단면 A-A
(C.T.C 150)

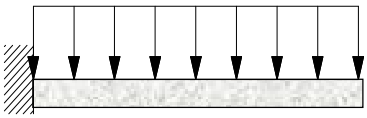


단면 B-B
(C.T.C 150)



내부계단

1. 단면가정 및 설계조건



2. 하중산정

1) 고정하중에 의한 단면력

① 등분포 고정하중

DW = 0.220 × 1.00 × 25.00 = 5.500 kN·m : 자중

DW = 0.096 × 0.75 × 25.00 = 1.800 kN·m : 계단마감자중

DF = 5.000 kN·m : 마감하중

2) 활하중에 의한 단면력

① 활하중(군집하중)

LM = 5.000 kN·m

3) 하중 조합

계수하중

1.2D + 1.6L

1.20 × 7.30 + 1.60 × 5.00 = 16.760 kN·m

M = 16.760 × 0.750 ² / 2 = 4.714 kN·m

V = 16.760 × 0.750 = 12.570 kN·m

사용하중

1.0D + 1.0L

1.00 × 7.30 + 1.00 × 5.00 = 12.300 kN·m

M = 12.300 × 0.750 ² / 2 = 3.459 kN·m

V = 12.300 × 0.750 = 9.225 kN·m

(2) 단면검토

설계기준강도	f_{ck} =	27	MPa	부재폭	b_w =	1000	mm
인장철근항복강도	f_y =	400	MPa	부재의 총두께	h =	220	mm
전단철근항복강도	f_{ys} =	400	MPa	유효높이	d =	160	mm
계수 모멘트	M_u =	4.714	kN · m	휨강도 감소계수	ϕ_f =	0.85	
계수 전단력	V_u =	12.570	kN	전단강도 감소계수	ϕ_s =	0.75	
콘크리트 피복	d' =	60	mm	유효길이계수	β_1 =	0.85	

T = As · = 662.000 × 400 = 264800
C = 0.85 · fck = 0.85 × 27 × a × 1000 = 22950 × a
T = C 이므로, a = 11.538 mm , c = a / β = 11.538 ÷ 0.85 = 13.574 mm

εy = fy / E = 400 ÷ 200000 = 0.002
εt = 0.003 · (dt − = 0.003 × (160 − 13.574) / 13.574 = 0.0324

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

a = f_y / (0.85 · f_{ck} · … ①
M_u = · A_s · f_y (d − a / … ② ①을 ②에 대입하면
f_y^2 / (1.7 · f_{ck} · b) A_s^2 − d · f →· A_s^2 + B · A_s + C =… ③
③을 근의공식에 대입하여 A_s를 구한다.
여기서,
A = f_y^2 / (1.7 · f_c = 3.485839
B = − d · fy = -64000
C = M_u / ϕ = 5545588 $A_{s,req}$ = 87.063 ㎟

① 최소 철근량

균형철근비 (ρ_b) = 0.85 · β_1 · f_{ck} / f_y · 600 / (6(= 0.029261
최대철근비 (ρ_{max} = 0.714 · ρ_b = 0.020893
최소철근비 (ρ_{min} = MAX [(0.25 · √ f_{ck} / f_y) , (1. = 0.0035
최소 철근 A_{smin1} = (1.4/fy) b · d = 560 ㎟
온도 철근 A_{smin2} = 0.002 · b · d = 320 ㎟
∴ 최소철근 A_{smin} = = 560.00 ㎟
4/3 · A_s = 116.08 ㎟

② 사용 철근량

사용 철근량 $A_{s,use}$ 1단 = H 16 @ 300 = 662 ㎟ ∴ 총 사용 철근량 = 662 ㎟

사용철근비 (ρ) = A_s / b · d = 0.004138

사용된 철근량이 계산에 의한 요구량의 4/3배 이상이므로 최소철근량 규정을 사용하지 않이☞ O.K

③ 공칭모멘트 검토

a = f_y / (0.85 · f_{ck} · = 11.538 mm
ϕ · M_n = · A_s · f_y (d − a / = 3.471E+07 N · m = 34.714 kN · m
ϕ · M_n = 34.714 kN · m > M_u = 4.7138 kN · m ☞ O.K

④ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.8 · 1/6 · √ fck · b = 110.85 kN

ΦVc = 110.85 kN > V_u = 12.57 kN ∴ ϕVc > Vu 이므로 전단보강 불필요

(3) 사용성 검토

설계기준강도	f_{ck}	=	27	MPa	부재폭	b_w =	1000 mm
철근탄성계수	Es	=	200000	MPa	부재의 총두께	h =	220 mm
콘크리트탄성계수	Ec	=	27783	MPa	유효높이	d =	160 mm
탄성계수비	n	=	7.20	kN · m	사용철근량	As =	662 mm^2
콘크리트 피복	d'	=	60	mm	사용하중모멘트	M_o =	3.46 kN · m

· 주철근응력의 제한에 의한 검토

Mo = 3.46 kN · r = 3.459E+06 N · mm
ρ = ; / (b · d = 0.004138
k = ρ + √ { 2n · ρ + (n · = 0.2161 , j = 1 - k / 3 = 0.928

∴ f_s = (ρ · j · b · c = 35.20 MPa < 0.6 f_y = 240 MPa ☞ O.K

· 철근 중심간격에 의한 균열검토

Cc = 피복두께 - 사용철근지름 = 52
s = 75 · (210 / fs) - 2.5 · (= 2107.5
s = 300 · (210 / fs) = 1790 → MIN → 1790

∴ s = 1790.01 mm > 300 mm ☞ O.K

· 사용하중에 의한 균열폭 계산

A = · d' · b / = 36000 mm^2 , y_1 = ㄱ - k · d - d = 125.425 mm
R = y_2 / y_1 = 1.4784 , y_2 = ㅣ - k · d = 185.425 mm
w = · R · f_s · ³ √ (d' · A) · = 0.07264 mm
w_a = 0.006 t_c = 0.006 × 52 = 0.31 mm → MAX
w_a = 0.40 mm → 0.40

∴ w = 0.07 mm < w_a = 0.40 mm ☞ O.K

(4) 철근 배치

- 배력철근
  사용철근량 : H 13 @ 200 = 633.5 mm^2
  H 0 @ 0 = 0 mm^2

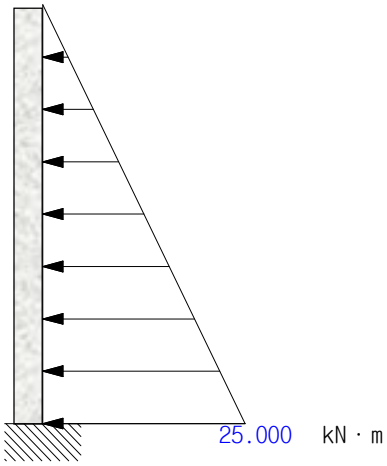
∴ 총 사용 철근량 = 633.5 mm^2 ≥ 인장주철근/4 (= 166 mm^2) ☞ O.K

- 압축철근측의 배력철근
  사용철근량 : H 13 @ 150 = 844.67 mm^2
  H 0 @ 0 = 0 mm^2

∴ 총 사용 철근량 = 844.67 mm^2 ≥ 인장측 배력철근/2 (= 317 mm^2) ☞ O.K

월류벽

1. 단면가정 및 설계조건



2. 하중산정

2) 수압에 의한 단면력

① 수압

Wh = 25.000 kN · m

3) 하중 조합

계수하중

1.6Wh

1.60 × 25.00 = 40.000 kN · m

M = 40.000 × 2.500 ² / 6 = 41.667 kN · m
V = 40.000 × 2.500 / 2 = 50.000 kN · m

사용하중

1.0Wh

1.00 × 25.00 = 25.000 kN · m

M = 25.000 × 2.500 ² / 6 = 26.042 kN · m
V = 25.000 × 2.500 / 2 = 31.250 kN · m

(2) 단면검토

설계기준강도	f_{ck}	=	27	MPa	부재폭	b_w =	1000 mm
인장철근항복강도	f_y	=	400	MPa	부재의 총두께	h =	300 mm
전단철근항복강도	f_{ys}	=	400	MPa	유효높이	d =	220 mm
계수 모멘트	M_u	=	41.667	kN · m	휨강도 감소계수	ϕ_f =	0.85
계수 전단력	V_u	=	50.000	kN	전단강도 감소계수	ϕ_s =	0.75
콘크리트 피복	d'	=	80	mm	유효길이계수	β_1 =	0.85

T = As · = 1324.000 × 400 = 529600
C = 0.85 · fck = 0.85 × 27 × a × 1000 = 22950 × a
T = C 이므로, a = 23.076 mm , c = a / β = 23.076 ÷ 0.85 = 27.149 mm

εy = fy / E = 400 ÷ 200000 = 0.002
εt = 0.003 · (dt − = 0.003 × (220 − 27.149) / 27.149 = 0.0213

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

a = f_y / (0.85 · f_{ck} · … ①
M_u = · A_s · f_y (d − a / … ② ①을 ②에 대입하면
f_y^2 / (1.7 · f_{ck} · b) A_s^2 − d · f_y → · A_s^2 + B · A_s + C = … ③
③을 근의공식에 대입하여 A_s를 구한다.
여기서,
A = f_y^2 / (1.7 · f_c = 3.485839
B = − d · fy = −88000
C = M_u / ϕ = 49019608 $A_{s,req}$ = 569.907 ㎟

① 최소 철근량

균형철근비 (ρ_b) = 0.85 · β_1 · f_{ck} / f_y · 600 / (6(= 0.029261
최대철근비 (ρ_{max} = 0.714 · ρ_b = 0.020893
최소철근비 (ρ_{min} = MAX [(0.25 · √ f_{ck} / f_y) , (1.· = 0.0035
최소 철근 A_{smin1} = (1.4/fy) b · d = 770 ㎟
온도 철근 A_{smin2} = 0.002 · b · d = 440 ㎟
∴ 최소철근 A_{smin} = = 770.00 ㎟
4/3 · A_s = 759.88 ㎟

② 사용 철근량

사용 철근량 $A_{s,use}$ 1단 = H 16 @ 150 = 1324 ㎟ ∴ 총 사용 철근량 = 1324 ㎟
2단 = H 0 @ 125 = 0 ㎟

사용철근비 (ρ) = A_s / b · d = 0.006018

사용된 철근량이 계산에 의한 요구량의 4/3배 이상이므로 최소철근량 규정을 사용하지 않아☞ O.K

③ 공칭모멘트 검토

a = f_y / (0.85 · f_{ck} · = 23.076 mm
ϕ · M_r = · A_s · f_y (d − a / = 9.384E+07 N · ㎜ = 93.841 kN · m
ϕ · M_r = 93.841 kN · r > M_u = 41.667 kN · m ☞ O.K

④ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.8 · 1/6 · √ fck · b = 152.42 kN

ΦVc = 152.42 kN > V_u = 50.00 kN ∴ ϕVc > Vu 이므로 전단보강 불필요

(3) 사용성 검토

설계기준강도	f_{ck}	=	27	MPa	부재폭	b_w =	1000 mm
철근탄성계수	Es	=	200000	MPa	부재의 총두께	h =	300 mm
콘크리트탄성계수	Ec	=	27783	MPa	유효높이	d =	220 mm
탄성계수비	n	=	7.20	kN · m	사용철근량	As =	1324 mm²
콘크리트 피복	d'	=	80	mm	사용하중모멘트	M_o =	26.04 kN · m

· 주철근응력의 제한에 의한 검토

Mo = 26.04 kN · r = 2.604E+07 N · mm
ρ = ; / (b · d = 0.006018
k = ρ + √ { 2n · ρ + (n · = 0.2542 , j = 1 − k / 3 = 0.9153

∴ f_s = (ρ · j · b · d = 97.68 MPa < 0.6 f_y = 240 MPa ☞ O.K

· 철근 중심간격에 의한 균열검토

Cc = 피복두께 − 사용철근지름 = 72
s = 75 · (210 / fs) − 2.5 · (= 626.19
s = 300 · (210 / fs) = 644.95
MIN → 626.19

∴ s = 626.19 mm > 150 mm ☞ O.K

· 사용하중에 의한 균열폭 계산

A = ! · d' · b / = 24000 ㎟ , y_1 = ı − k · d − d' = 164.075 mm
R = y_2 / y_1 = 1.4876 , y_2 = ı − k · d = 244.075 mm
w = · R · f_s · ³ √ (d' · A) · = 0.19505 mm
w_a = 0.006 t_c = 0.006 × 72 = 0.43 mm
w_a = 0.40 mm
MAX → 0.43

∴ w = 0.20 mm < w_a = 0.43 mm ☞ O.K

(4) 철근 배치

- 압축측 주철근
  사용철근량 : H 16 @ 300 = 662 ㎟
  H 0 @ 0 = 0 ㎟

∴ 총 사용 철근량 = 662 ㎟ ≥ 인장주철근/3 (= 441 ㎟) ☞ O.K

- 배력철근
  사용철근량 : H 13 @ 300 = 422.33 ㎟
  H 0 @ 0 = 0 ㎟

∴ 총 사용 철근량 = 422.33 ㎟ ≥ 인장주철근/4 (= 331 ㎟) ☞ O.K

- 압축철근측의 배력철근
  사용철근량 : H 13 @ 150 = 844.67 ㎟
  H 0 @ 0 = 0 ㎟

∴ 총 사용 철근량 = 844.67 ㎟ ≥ 인장측 배력철근/2 (= 211 ㎟) ☞ O.K

개구부 보강거더

목 차

1. 설계조건

2. 개구부 보강거더 현황

3. 보강거더 검토

4. 기둥 검토

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.2 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.00 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.3 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa
	탄성계수(Ec)	E_c = 27783 MPa
철 근	설계강도(fy)	400 MPa
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa

1.4 설계방법

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

1.5 사용프로그램

- SAP2000

1.6 참고문헌

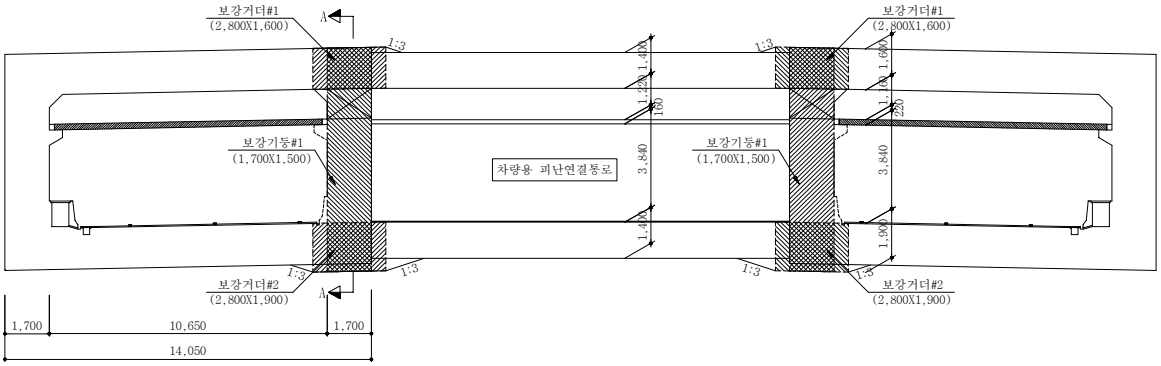
- 콘크리트 구조설계기준.해설 : 한국콘크리트학회(2007)
- 도로교 설계기준 : 건설교통부(2005)

2. 거더현황

2.1 현황

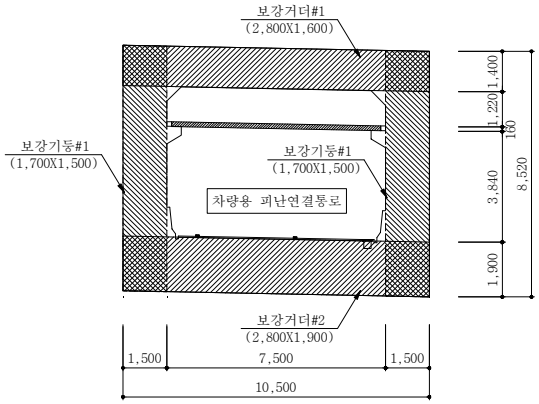
보 강 거 더 및 보 강 기 둥 (차량용 피난연결통로)

S=1:100



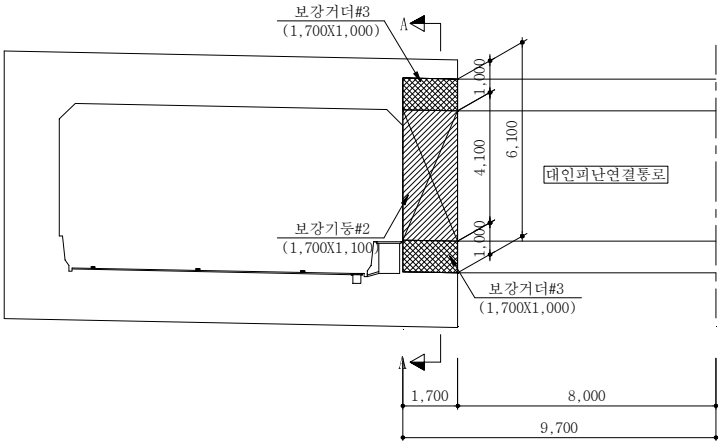
단 면 A-A

S=1:100

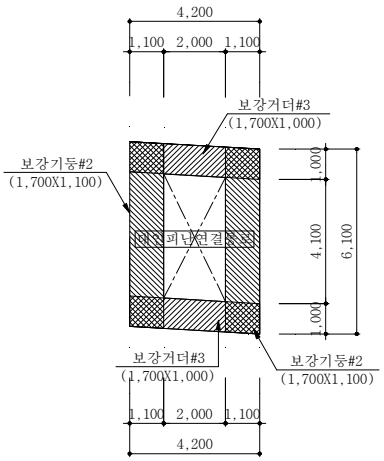


보 강 거 더 및 보 강 기 둥 (대인용피난연결통로)

S=1:100



단 면 A-A



2.2 보강거더

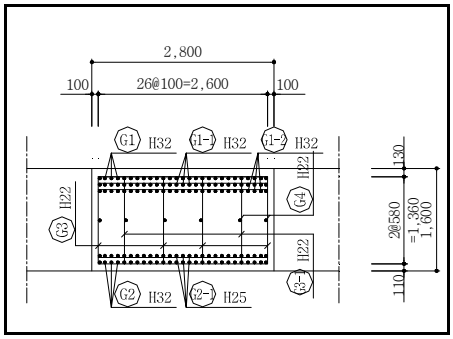
거더 No.	구분	거더제원(mm)		순지간 (m)	등분포하중(kN.m)		비고 (부재력산정위치)
		폭	높이		계수하중	사용하중	
1	차량용 피난연결통로 - 보강거더 #1	2800	1600	9.000	2391.22	1728.94	
2	차량용 피난연결통로 - 보강거더 #2	2800	1900	9.000	2696.97	1983.47	
5	대인피난연결통로 - 보강거더 #3	1700	1000	3.100	963.00	729.50	

2.3 보강기둥

기둥 No.	구분	기둥제원(mm)		비지지길이 (m)	축하중(kN)		비고 (부재력산정위치)
		가로	세로		계수하중	사용하중	
1	차량용 피난연결통로 - 보강기둥 #1	1700	1500	8.600	10282.263	7434.425	
4	대인피난연결통로 - 보강기둥 #2	1700	1100	5.100	2455.650	1860.225	

3. 거더설계

3.1 차량용 피난연결통로 - 벽체 개구부보강거더#1



B = 2,800 mm, H1 = 1,600 mm (정모멘트부)
H2 = 1,600 mm (부모멘트부)

d = 1,449 mm (정모멘트부) d = 1,370 mm (부모멘트부)
d'= 151 mm (정모멘트부) d'= 230 mm (부모멘트부)
Ln= 9,000 mm (연속경간) d = 1,370 mm (전단)

• Ln / d = 6.57 > 4 ☞ 일반보로 설계
• 계수하중 : Wu1 = 2,391.224 kN/m (전산출력결과)
• 거더 추가자중 : Wd = - kN/m (헌치 등)

1) 작용하중

• 계수하중 Wu = Wu1 + 1.4 x Wd = 2,391.224 kN/m

2) 단면력 산정

구 분		산 정 식	계 수 하 중	비 고
Mu(kN·m)	정모멘트부	W × Ln^2 ÷ 14	13,834.939	
	부모멘트부	W × Ln^2 ÷ 10	19,368.914	
전단력 Vu (kN)		W x (Ln - 2 d)/2	7,484.531	

3) 휨철근량 검토

$$A_{smax} = 0.75 \cdot 0.85\beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600+f_y} \cdot b \cdot d$$

• 정모멘트부 : 89,045 ㎟ O.K
• 부모멘트부 : 84,185 ㎟ O.K

구 분	$A_{s.req}$ (㎟)	$A_{s.min}$ (㎟) 1.4bd/(f_y)	$A_{s.min}$ (㎟) 4A_s/3	$A_{s.req}$ (㎟)	DIA	N (EA)	$A_{s.use}$ (㎟)	$\sum A_{s.use}$ (㎟)	ϕM_n (kN·m)
정모멘트	30,015	14,201	40,020	30,015	H 32	27 EA	21,443	35,124	16,000.042
					H 25	27 EA	13,681		
					H 0	0 EA	-		O.K
부모멘트	46,493	13,426	61,990	46,493	H 32	27 EA	21,443	64,330	25,585.775
					H 32	27 EA	21,443		
					H 32	27 EA	21,443		O.K

4) 전단력 검토

• ϕVc = ϕv·1/6·√fck·bw·d= 2,491.555 kN, V_u > ϕVc ∴ 전단보강철근 필요!!
• 수직전단철근 : H 22 , N = 6 EA , s1 = 150 mm < d/2또는600mm O.K
Av = 2,322.6 ㎟

Vu = 7,484.531 kN < MIN ΦVn=Φ(Vc+Vs) = 8,855.479 kN
ΦVn=Φ(Vc+Vs(max))= 12,457.775 kN
O.K

여기서, Vs : 일반보의 경우 : $Vs = \frac{A_v f_y d}{s}$, 깊은보의 경우 : $Vs = \left[\frac{A_v}{s_1}\left(\frac{1+\frac{L_n}{d}}{12}\right)+\frac{A_h}{s_2}\left(\frac{11-\frac{L_n}{d}}{12}\right)\right] f_y d$

5) 주철근 간격 검토

- 부모멘트

• 주철근 응력, fs

k = − np + √ [2 np + (np)2] [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ 7]

= −7 × 0.01677 + √ [2 × 0.1174 + 0.1174 ^{2}] = 0.381

j = 1 − k / 3 = 1 − 0.381 / 3 = 0.873

fs = M / [As·d·j] = 182.018 MPa

fst = fs [H−dt'−kd] / [d−kd] = 203.4816 MPa

• 주철근 간격

Cc = dt' − d_b/2 = 130 − 31.8 / 2 = 114 mm (여기서, d_b = 32)

s_1 = 375 (210 / fst) − 2.5 Cc = 102.013 mm

s_2 = 300 (210 / fst) = 309.61 mm

> s = 100 mm ∴ O.K

- 정모멘트

• 주철근 응력, fs

k = − np + √ [2 np + (np)2] [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ 7]

= −7 × 0.00866 + √ [2 × 0.0606 + 0.0606 ^{2}] = 0.293

j = 1 − k / 3 = 1 − 0.293 / 3 = 0.902

fs = M / [As·d·j] = 217.883 MPa

fst = fs [H−dt'−kd] / [d−kd] = 226.5806 MPa

• 주철근 간격

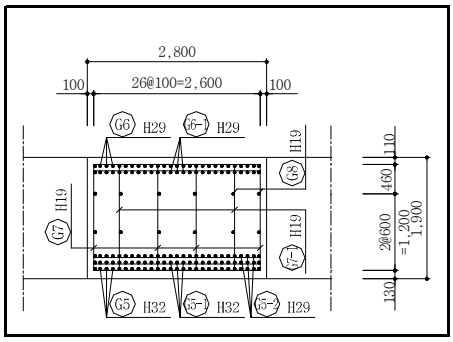
Cc = dt' − d_b/2 = 110 − 31.8 / 2 = 94 mm (여기서, d_b = 32)

s_1 = 375 (210 / fst) − 2.5 Cc = 112.558 mm

s_2 = 300 (210 / fst) = 278.047 mm

> s = 100 mm ∴ O.K

3.2 차량용 피난연결통로 - 벽체 개구부보강거더#2



B = 2,800 mm, H1 = 1,900 mm (정모멘트부)

H2 = 1,900 mm (부모멘트부)

d = 1,735 mm (정모멘트부) d = 1,672 mm (부모멘트부)

d'= 165 mm (정모멘트부) d'= 228 mm (부모멘트부)

Ln= 9,000 mm (연속경간) d = 1,672 mm (전단)

• Ln / d = 5.38 > 4 ☞ 일반보로 설계

• 계수하중 : Wu1 = 2,696.968 kN/m (전산출력결과)

• 거더 추가자중 : Wd = − kN/m (헌치 등)

1) 작용하중

• 계수하중 Wu = Wu1 + 1.4 x Wd = 2,696.968 kN/m

2) 단면력 산정

구 분		산 정 식	계 수 하 중	비 고
Mu(kN·m)	정모멘트부	W × Ln² ÷ 14	15,603.886	
	부모멘트부	W × Ln² ÷ 10	21,845.441	
전단력 Vu (kN)		W x (Ln − 2 d)/2	7,627.552	

3) 휨철근량 검토

$$A_{smax} = 0.75 \cdot 0.85\beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600+f_y} \cdot b \cdot d$$

• 정모멘트부 : 106,613 ㎟ O.K

• 부모멘트부 : 102,730 ㎟ O.K

구 분	$A_{s.req}$ (㎟)	$A_{s.min}$ (㎟) 1.4bd/(f_y)	$A_{s.min}$ (㎟) 4A_s/3	$A_{s.req}$ (㎟)	DIA	N (EA)	$A_{s.use}$ (㎟)	$\sum A_{s.use}$ (㎟)	ϕM_n (kN·m)
정모멘트	27,842	17,003	37,123	27,842	H 29	27 EA	17,345	34,690	19,189.989
					H 29	27 EA	17,345		
					H 0	0 EA	−		O.K
부모멘트	41,664	16,384	55,552	41,664	H 32	27 EA	21,443	60,232	30,397.471
					H 32	27 EA	21,443		
					H 29	27 EA	17,345		O.K

4) 전단력 검토

• ϕVc = ϕv·1/6·√fck·bw·d= 3,040.433 kN, V_u > ϕVc ∴ 전단보강철근 필요!!

• 수직전단철근 : H 19 , N = 6 EA , s1 = 150 mm < d/2또는600mm O.K

Av = 1,719.0 ㎟

Vu = 7,627.552 kN < MIN ΦVn=Φ(Vc+Vs) = 8,788.098 kN O.K

ΦVn=Φ(Vc+Vs(max))= 15,202.166 kN

여기서, Vs : 일반보의 경우 : $V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$, 깊은보의 경우 : $V_s = \left[\frac{A_v}{s_1}\left(\frac{1+\frac{L_n}{d}}{12}\right) + \frac{A_h}{s_2}\left(\frac{11-\frac{L_n}{d}}{12}\right)\right] f_y d$

5) 주철근 간격 검토

− 부모멘트

• 주철근 응력, fs

k = − np + √ [2 np + (np)2] [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ 7]

= −7 × 0.01287 + √ [2 × 0.0901 + 0.0901 ²] = 0.344

j = 1 − k / 3 = 1 − 0.344 / 3 = 0.885

fs = M / [As·d·j] = 180.284 MPa

fst = fs [H−dt'−kd] / [d−kd] = 195.6041 MPa

• 주철근 간격

Cc = dt' − d_b/2 = 135 − 31.8 / 2 = 119 mm (여기서, d_b = 32)

s_1 = 375 (210 / fst) − 2.5 Cc = 105.099 mm > s = 100 mm ∴ O.K

s_2 = 300 (210 / fst) = 322.079 mm

− 정모멘트

• 주철근 응력, fs

k = − np + √ [2 np + (np)2] [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ 7]

= −7 × 0.00714 + √ [2 × 0.05 + 0.05 ²] = 0.27

j = 1 − k / 3 = 1 − 0.27 / 3 = 0.910

fs = M / [As·d·j] = 209.529 MPa

fst = fs [H−dt'−kd] / [d−kd] = 217.8006 MPa

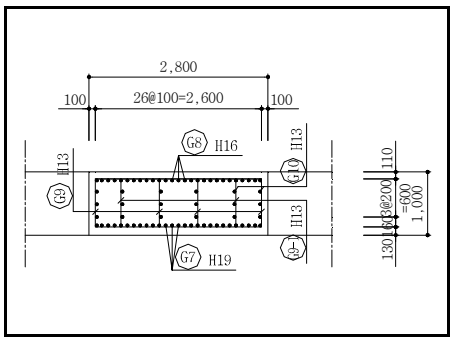
• 주철근 간격

Cc = dt' − d_b/2 = 115 − 28.6 / 2 = 101 mm (여기서, d_b = 29)

s_1 = 375 (210 / fst) − 2.5 Cc = 109.069 mm > s = 100 mm ∴ O.K

s_2 = 300 (210 / fst) = 289.255 mm

3.5 대인피난연결통로 - 보강거더#3



B = 1,700 mm, H1 = 1,000 mm (정모멘트부)
H2 = 1,000 mm (부모멘트부)

d =	885	mm (정모멘트부)	d =	865	mm (부모멘트부)
d'=	115	mm (정모멘트부)	d'=	135	mm (부모멘트부)
Ln=	3,100	mm (연속경간)	d =	865	mm (전단)

• Ln / d = 3.58 ≤ 4 ☞ 깊은보로 설계
• 계수하중 : Wu1 = 963.000 kN/m (전산출력결과)
• 거더 추가자중 : Wd = - kN/m (헌치 등)

1) 작용하중

• 계수하중 Wu = Wu1 + 1.4 x Wd = 963.000 kN/m

2) 단면력 산정

구 분		산 정 식	계 수 하 중	비 고
Mu(kN·m)	정모멘트부	W × Ln^2 ÷ 14	661.031	
	부모멘트부	W × Ln^2 ÷ 10	925.443	
전단력 Vu (kN)		W x (Ln-2x0.15Ln)/2	1,044.855	

3) 휨철근량 검토

$$A_{smax} = 0.75 \cdot 0.85\beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600+f_y} \cdot b \cdot d$$

• 정모멘트부 : 33,018 ㎟ O.K
• 부모멘트부 : 32,272 ㎟ O.K

구 분	$A_{s.req}$ (㎟)	$A_{s.min}$ (㎟) 1.4bd/(f_y)	$A_{s.min}$ (㎟) 4A_s/3	$A_{s.req}$ (㎟)	DIA	N (EA)	$A_{s.use}$ (㎟)	∑$A_{s.use}$ (㎟)	ϕM_n (kN·m)
정모멘트	2,226	5,266	2,967	2,967	H 16	16 EA	3,178	3,178	938.541
					H 0	0 EA	-		
					H 0	0 EA	-		O.K
부모멘트	3,208	5,147	4,277	4,277	H 19	16 EA	4,584	4,584	1,311.530
					H 0	0 EA	-		
					H 0	0 EA	-		O.K

4) 전단력 검토

• ϕVc = ϕv·1/6·√fck·bw·d= 955.118 kN, V_u > ϕVc ∴ 전단보강철근 필요!!
• 수직전단철근 : H 13 , N = 6 EA , s1 = 150 mm < d/5또는300mm O.K
Av = 760.2 ㎟ > Av.min=0.0025·b·s = 638 ㎟ O.K
• 수평전단철근 : H 13 , N = 6 EA , s2 = 200 mm < d/5또는300mm O.K
Ah = 760.2 ㎟ > Ah.min=0.0015·b·s = 510 ㎟ O.K

Vu = 1,044.855 kN < MIN ΦVn=Φ(Vc+Vs) = 2,067.069 kN
ΦVnmax=Φ5/6√fck·bo·d= 4,775.589 kN
O.K

여기서, Vs : 일반보의 경우 : $V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$, 깊은보의 경우 : $V_s = \left[\frac{A_v}{s_1}\left(\frac{1+\frac{L_n}{d}}{12}\right)+\frac{A_h}{s_2}\left(\frac{11-\frac{L_n}{d}}{12}\right)\right] f_y d$

5) 주철근 간격 검토

- 부모멘트

• 주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[2np + (np)2]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ 7]

$= -7 \times 0.00312 + \sqrt{[2 \times 0.0218 + 0.0218^2]} = 0.188$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.188 / 3 = 0.937$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 188.69$ MPa

$fst = fs\ [H-dt'-kd] / [d-kd] = 188.69$ MPa

• 주철근 간격

$Cc = dt' - d_b/2 = 135 - 19.1 / 2 = 125$ mm (여기서, d_b = 19)

$s_1 = 375\ (210 / fst) - 2.5\ Cc = 104.851$ mm

$s_2 = 300\ (210 / fst) = 333.881$ mm

> s = 100 mm ∴ O.K

- 정모멘트

• 주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[2np + (np)2]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ 7]

$= -7 \times 0.00211 + \sqrt{[2 \times 0.0148 + 0.0148^2]} = 0.158$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.158 / 3 = 0.947$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 188.03$ MPa

$fst = fs\ [H-dt'-kd] / [d-kd] = 188.03$ MPa

• 주철근 간격

$Cc = dt' - d_b/2 = 115 - 15.9 / 2 = 107$ mm (여기서, d_b = 16)

$s_1 = 375\ (210 / fst) - 2.5\ Cc = 151.316$ mm

$s_2 = 300\ (210 / fst) = 335.053$ mm

> s = 100 mm ∴ O.K

4. 개구부 보강 기둥 검토

▶ 차량용피난연결통로 보강기둥#1 P - M 상관분석

1) 검토 제목 : 차량용피난연결통로 보강기둥#1

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 27 MPa, fy = 400 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 27780 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 0.85

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 1700.00 mm
단 면 높 이 (H) : 1500.00 mm
철근 피복두께(d') : 115.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 8600.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.00
유효길이계수 (Ky) : 1.00
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H25 × 60ea = 30402.0 ㎟ (dc = 115.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 30402.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 10282.263 KN

X축 세장비 : λx = 19.9
Y축 세장비 : λy = 17.5

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 0.000 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 0.000 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 148.40 mm
작 용 편 심 : e = 0.00 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εy) x d = 831.000 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 27558.245 + 4880.139 + -4483.838 = 27954.546 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 10935.801 + 2653.888 + 2622.955 = 16212.643 KN·m

평 형 편 심 : eb = 579.96 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 18170.45 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 10538.22 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.192 %

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 55988.460 KN
Mn = αPn × e_min = 8308.528 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800
설계축하중강도 : αØPn = 36392.498 KN ≥ Pu = 10282.263 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 5400.543 KN·m ≥ Mu = 0.000 KN·m ∴ O.K

▶ 대인용피난연결통로 보강기둥#2 P - M 상관분석

1) 검토 제목 : 대인용피난연결통로 보강기둥#2

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (fck) : 27 MPa
철 근 항 복 강 도 (fy) : 400 MPa
강 재 항 복 강 도 (fsy) : 400 MPa
콘크리트 탄성계수 (Ec) : 30230 MPa
철근 설계피복두께 (d') : 115.0 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 1700.00 mm
단 면 높 이 (H) : 1100.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 5100.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 0.50
유효길이계수 (Ky) : 0.50

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H22 × 48ea = 18580.8 ㎟ (dc = 115.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 18580.8 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 2455.650 KN

X축 세장비 : λx = 8.0
Y축 세장비 : λy = 5.2

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 0.000 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 0.000 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 108.27 mm
작 용 편 심 : e = 0.00 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 591.000 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 19599.186 + 3000.960 + -2956.370 = 19643.780 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 5856.727 + 1181.272 + 1207.003 = 8245.001 KN·m

평 형 편 심 : eb = 419.73 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.002
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.650
평 형 축 하 중 : ØPb = 12768.45 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 5359.25 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

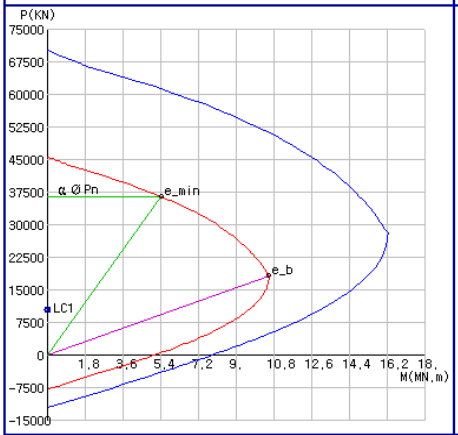
③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 0.994 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 5049.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = -0.10000 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 39937.910 KN
Mn = αPn × e_min = 4323.925 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800
설계축하중강도 : αØPn = 25959.643 KN ≥ Pu = 2455.650 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 2810.551 KN·m ≥ Mu = 0.000 KN·m ∴ O.K

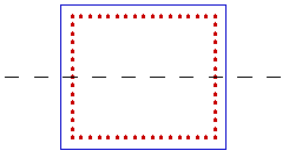
검토단면 : 차량용피난연결통로 보강기둥#1



검 토 조 건

fck	=	27 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27780 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	4.781 E+11 mm⁴
Iy	=	6.141 E+11 mm⁴
Ag	=	2.550 E+06 mm²
Lu	=	8600.0 mm
Kx	=	1.00
Ky	=	1.00
ρ	=	1.192 %

[검 토 단 면]

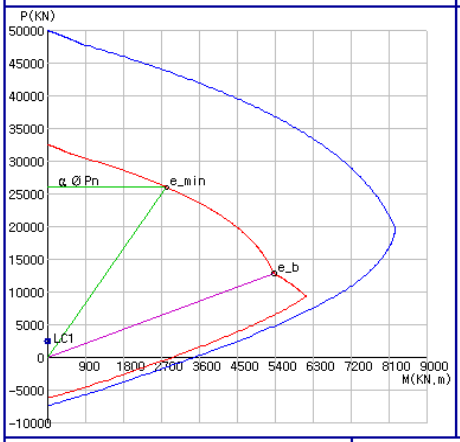


▷ 최소 편심 상태
- e_min = 148.397 mm
- ØP_min = 36392.500 KN
- ØM_min = 5400.543 KN·m

▷ 평형 편심 상태
- eb = 579.965 mm
- ØPb = 18170.450 KN
- ØMb = 10538.220 KN·m

▷ 사용철근량
- A_rebar = 30402.000 mm²

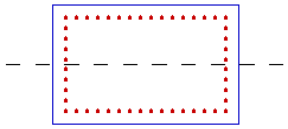
검토단면 : 대인용피난연결통로 보강기둥#2



검 토 조 건

fck	=	27 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	30230 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	1.886 E+11 mm⁴
Iy	=	4.504 E+11 mm⁴
Ag	=	1.870 E+06 mm²
Lu	=	5100.0 mm
Kx	=	0.50
Ky	=	0.50
ρ	=	0.994 %
Pu	=	2455.650 KN
Mu	=	0.000 KN·m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태
- e_min = 108.266 mm
- ØPmin = 25959.640 KN
- ØMmin = 2810.551 KN·m

▷ 평형 편심 상태
- e_b = 419.726 mm
- ØPb = 12768.450 KN
- ØMb = 5359.251 KN·m

▷ 작용편심에서의 설계강도
- e < e_min ∴ 최소편심구간
- ØPn = 25959.640 KN(=ØPmin)
- ØMn = 2810.551 KN·m(=ØMmin)

▷ 사용철근량
- A_rebar = 18580.800 mm²

서울 제물포터널 시점부 집수정 용량 설계

1) 집수면적 A

- 지하차도 폭(B) : 8.10 M
- 지하차도 연장 : 150.00 M

U-TYPE 구간 : 인천방향 = 150.0 M , 여의도방향 = M

BOX 구간 : 0.00 M

- 접속도로 유입구간 : 지하차도 쪽으로 하향종구배를 가지는 부분만 고려.

인천 = 20.0 M , 여의도 = M

I) 시점부 집수면적 (A_1)

A_1 = 8.10 x (150.0 + 20.0) = 1377.00 M^2

II) 종점부 집수면적 (A_2)

A_2 = 8.10 x (+) = 0.00 M^2

III) 전체 집수면적 (A)

$A = A_1 + A_2$ = 1377.00 + 0.00 = 1377.00 M^2

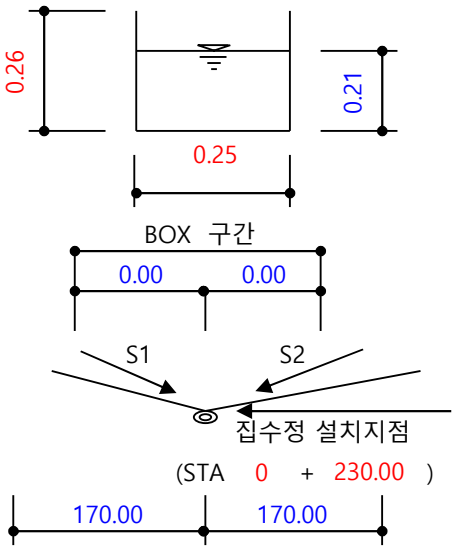
2) 강우도달시간

i) 유입 시간 (t_1) <kerby 공식> 도로설계요령 제2권 토공 및 배수 p.517

$$t_1 = 2.18 \left(\frac{L \times N}{S^{0.5}} \right)^{0.467}$$

$$= 2.18 \left(\frac{8.10 \times 0.02}{0.02^{0.5}} \right)^{0.467} = 2.32 \text{ 분}$$

ii) 유하 시간 (t_2)



- 측구 규격 : 0.26 x 0.25 M
- 측구내 수위 : 높이의 80% 적용 0.21 M

- 좌측평균 SLOPE : 1.100 %, L = 0.00 M
  1.100 %, L = 40.00 M
  5.990 %, L = 130.00 M
  5.990 %, L = 0.00 M

- 우측평균 SLOPE : 1.100 %, L = 0.00 M
  1.100 %, L = 40.00 M
  5.990 %, L = 130.00 M
  5.990 %, L = 0.00 M

유하시간 $t_2 = \frac{L}{\alpha \times V}$, $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$ n = 0.011 (콘크리트 개거수로의 조도계수 0.011~0.020)

α = 1.25 (보정계수, 이상 하수도시설기준 2011)

$$\text{좌측 } t_2 = \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.21}{0.21 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.011^{1/2}} + \frac{0.015 \times 40.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.21}{0.21 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.011^{1/2}} + \frac{0.015 \times 130.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.21}{0.21 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.060^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.21}{0.21 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.060^{1/2}} = 1.00 \text{ 분}$$

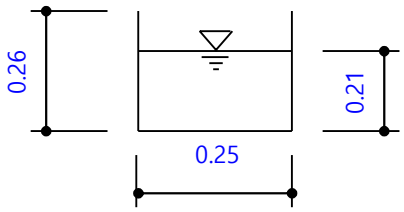
$$\text{우측 } t_2 = \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.21}{0.21 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.011^{1/2}} + \frac{0.015 \times 40.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.21}{0.21 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.011^{1/2}} + \frac{0.015 \times 130.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.21}{0.21 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.060^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.21}{0.21 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.060^{1/2}} = 1.00 \text{ 분}$$

iii) 도달시간 : $t = t_1 + t_2$

구 분	좌 측	우 측	비 고
t_1	2.32	2.32	유입시간
t_2	1.00	1.00	유하시간
계 (t)	3.32	3.32	

3) U형 측구 설계

i) 단면 가정



- 측구 규격 : 0.26 x 0.25 M
- 측구내 수위 : 높이의 80% 적용 · 0.21 M

ii) 강우강도 (서울특별시 50년 빈도 강우강도식 적용)

$$\text{좌측 } I_1 = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05} = \frac{660}{3.320^{0.5} + 0.05} = 352.55 \text{ mm/hr}$$

$$\text{우측 } I_1 = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05} = \frac{660}{3.320^{0.5} + 0.05} = 352.55 \text{ mm/hr}$$

iii) 유입량 산출 (합리식)

좌측 $Q_1 = \frac{1}{3.6} C \; I \; A = \frac{1}{3.6} \times 0.85 \times 352.55 \times 0.0013770 = 0.115 \; m^3/sec$

우측 $Q_1 = \frac{1}{3.6} C \; I \; A = \frac{1}{3.6} \times 0.85 \times 352.55 \times 0.0000000 = 0.000 \; m^3/sec$

C : 강우에 대해 배수유역의 특성에 따라 결정되는 유출계수

I : 설계강우강도 (㎜/hr)

A : 유역면적 (km^2)

iv) 설계 유속 결정

유속 $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$

경심 $R = \frac{A\ (단면적)}{P\ (윤변)} = \frac{0.25 \times 0.21}{0.21 \times 2 + 0.25} = \frac{0.052}{0.666} = 0.078$

좌측 $V_1 = \frac{1}{0.011} \times 0.078^{2/3} \times \{ 0.011^{1/2} \times 40.00$

$+ 0.060^{1/2} \times 130.00 + 0.060^{1/2} \times 0.00 \; \} / \; 170.00$

$= 3.518$ m/sec

우측 $V_1 = \frac{1}{0.011} \times 0.078^{2/3} \times \{ 0.011^{1/2} \times 0.00$

$+ 0.011^{1/2} \times 40.00 + 0.060^{1/2} \times 130.00 \; \} / \; 170.00$

$= 3.518$ m/sec

v) 설계 배수량 검토

배수량 $Q_2 = A \times V$

좌측 $Q_2 = 0.052 \times 3.518 \times 1$ ea $= 0.183 \; m^3/sec > Q_1 = 0.115 \; m^3/sec$ ..... **O.K**

우측 $Q_2 = 0.052 \times 3.518 \times 1$ ea $= 0.183 \; m^3/sec > Q_1 = 0.000 \; m^3/sec$ ..... **O.K**

5) 강우 분포

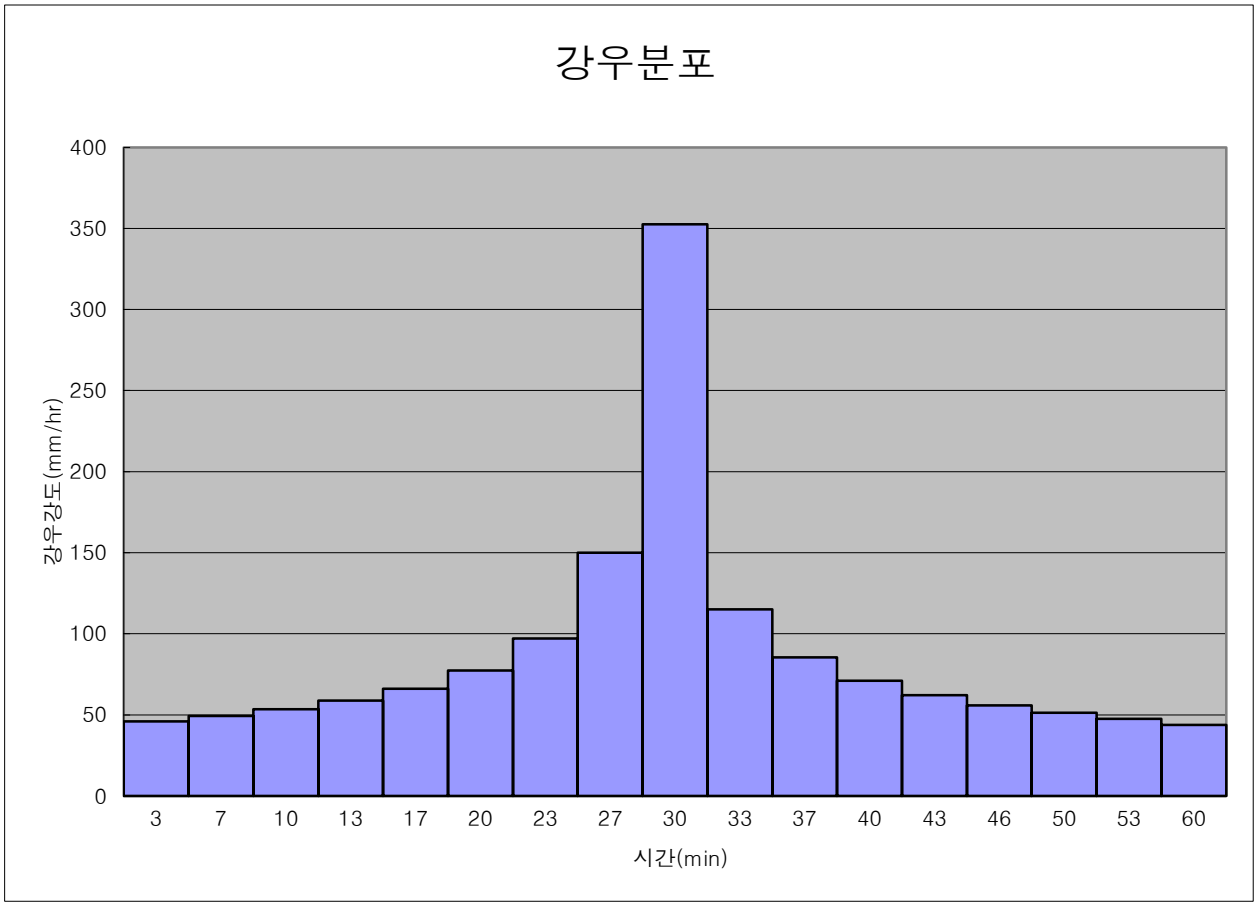
i) 적용공식 : 서울특별시 50년 빈도 강우강도식 적용.

$$I_{50} = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05}$$

ii) 구간우량 : 3.32 분 적용

iii) 강우분포 : 중앙집중형 분포

t (분)	강 우 강 도	누가 강우량	구간 강우량	강 우 분 포	강 우 강 도
	I (mm/hr)	∑Ri (mm)	Ri (mm)	(mm)	I (mm/hr)
3.32	352.55	19.51	19.51	2.55	46.01
6.64	251.25	27.81	8.30	2.73	49.30
9.96	205.87	34.17	6.37	2.96	53.42
13.28	178.66	39.54	5.37	3.25	58.78
16.60	160.03	44.27	4.73	3.66	66.16
19.92	146.24	48.55	4.28	4.28	77.30
23.24	135.50	52.48	3.93	5.37	97.04
26.56	126.83	56.15	3.66	8.30	149.96
29.88	119.65	59.58	3.44	19.51	352.55
33.20	113.56	62.84	3.25	6.37	115.09
36.52	108.32	65.93	3.09	4.73	85.49
39.84	103.74	68.89	2.96	3.93	71.08
43.16	99.70	71.72	2.83	3.44	62.14
46.48	96.10	74.45	2.73	3.09	55.90
49.80	92.87	77.08	2.63	2.83	51.23
53.12	89.94	79.63	2.55	2.63	47.57
60.00	84.66	84.66	5.03	5.03	43.90

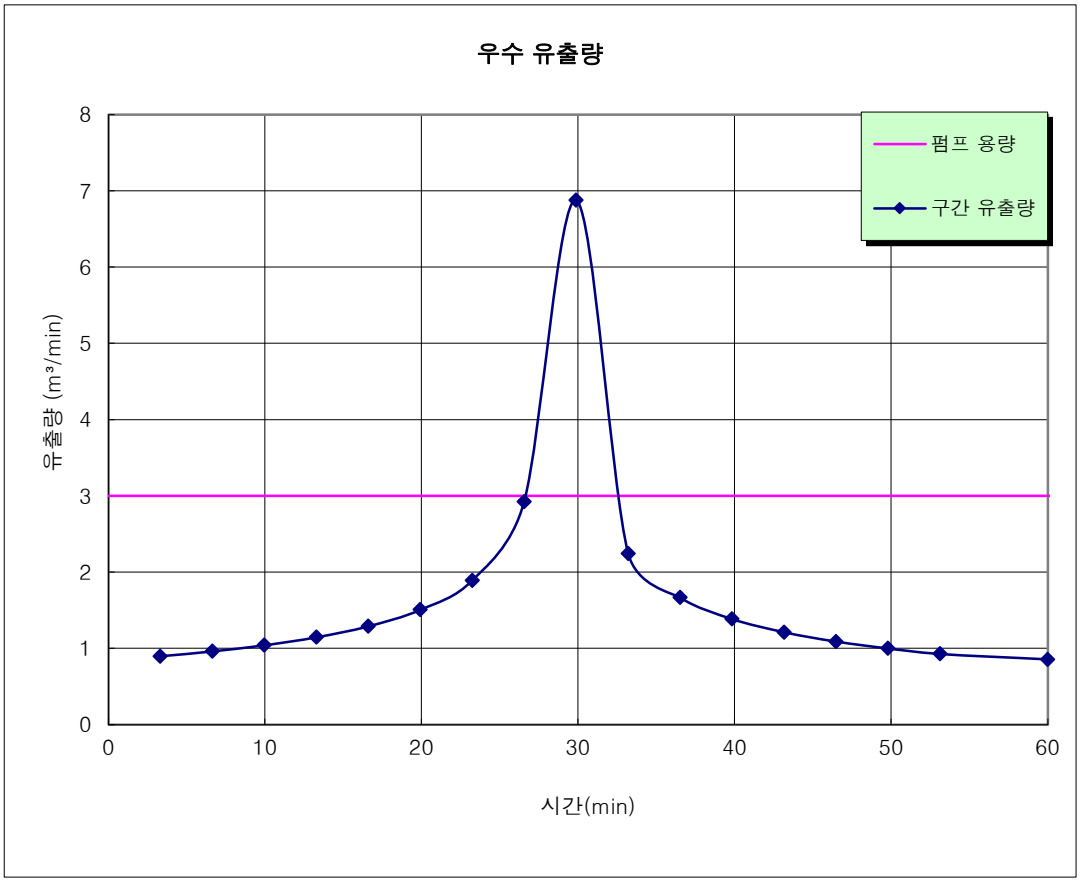


6) 우수 유출량

- $Q = \frac{1}{3.6} C \; I \; A = \frac{1}{3.6} \times \; 0.85 \; \times I \times 0.0013770$

- Qp = 0.115 m^3 / sec

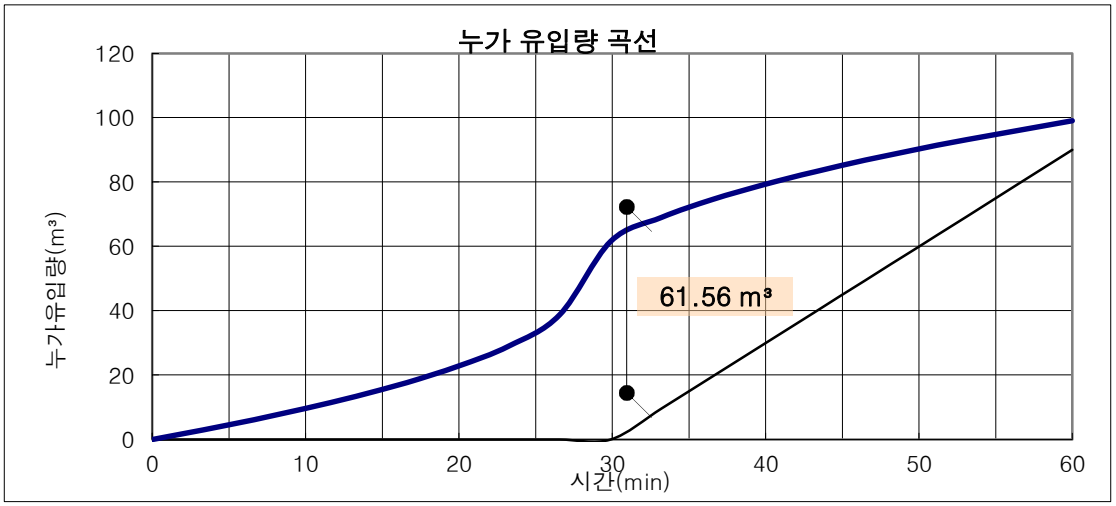
홍수추적시간 (분)	구간 유출량 (m^3/min)	누가 유출량 (m^3)	홍 수 량 (10^{-2} m^3/sec)	비 고
3.32	0.897	2.980	1.496	
6.64	0.962	6.172	1.603	
9.96	1.042	9.632	1.737	
13.28	1.147	13.438	1.911	
16.60	1.291	17.723	2.151	
19.92	1.508	22.730	2.513	
23.24	1.893	29.014	3.155	
26.56	2.925	38.726	4.876	
29.88	6.877	61.559	11.462	
33.20	2.245	69.013	3.742	
36.52	1.668	74.550	2.780	
39.84	1.387	79.154	2.311	
43.16	1.212	83.178	2.020	
46.48	1.091	86.799	1.818	
49.80	0.999	90.117	1.666	
53.12	0.928	93.198	1.547	
60.00	0.856	99.089	1.427	



7) 집수정 규격 및 펌프용량 결정(펌프가동은 30분이후부터 작동하는 것으로 가정)

펌프 용량 = 3.0 (M^3/min)× 1 ea = 3.0 (M^3/min)

지 속 시 간 (분)	누적 유입량 (m^3)	펌프 배수용량 (m^3)	누적펌핑시간 (분)	펌프누적배수량 (m^3)	집수정 크기 (m^3)
0	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
3.32	2.980	9.960	0.000	0.000	2.980
6.64	6.172	19.920	0.000	0.000	6.172
9.96	9.632	29.880	0.000	0.000	9.632
13.28	13.438	39.840	0.000	0.000	13.438
16.60	17.723	49.800	0.000	0.000	17.723
19.92	22.730	59.760	0.000	0.000	22.730
23.24	29.014	69.720	0.000	0.000	29.014
26.56	38.726	79.680	0.000	0.000	38.726
29.88	61.559	89.640	0.000	0.000	61.559
33.20	69.013	99.600	3.200	9.600	59.413
36.52	74.550	109.560	6.520	19.560	54.990
39.84	79.154	119.520	9.840	29.520	49.634
43.16	83.178	129.480	13.160	39.480	43.698
46.48	86.799	139.440	16.480	49.440	37.359
49.80	90.117	149.400	19.800	59.400	30.717
53.12	93.198	159.360	23.120	69.360	23.838
60.00	99.089	180.000	30.000	90.000	9.089



i) 집수조 규격

집수조 크기는 향후 예측이 어려운 강우상황을 고려하여 1.2~1.5배 할증.

집수용량의 규모를 고려하여 할증은 1.3 배 적용.

필요 집수용량 = 61.56 M^3 × 1.3 = 80.03 M^3

□ 집수조

B = 15.9 M, H = 2.3 M(월류벽 높이), L = 2.5 M

유효집수조 용량 = 15.9 x 2.3 x 2.5 = 91.14 M^3 > 80.03 M^3 ..... **O.K**

ii) 침사조 규격 : 집수조 전용량의 20~30%

□ 침사조 (집수정 용량의 30%) 80.03 × 0.3 = 24.01 ㎥

H = 2.30m B = 11.9m L = 1.50m

Q = 2.300 × 11.9 × 1.500 = 41.06 M^3 > 24.01 M^3 ..... **O.K**

서울 제물포터널 종점부 Ramp-A 집수정 용량 설계

1) 집수면적 A

- 지하차도 폭(B) : 8.60 M
- 지하차도 연장 : 140.00 M

U-TYPE 구간 : 시점부 = 140.0 M , 종점부 = 0.0 M

BOX 구간 : 0.00 M

- 접속도로 유입구간 : 지하차도 쪽으로 하향종구배를 가지는 부분만 고려.

시점부 = 20.0 M , 종점부 = 0.0 M

I) 시점부 집수면적 (A_1)

A_1 = 8.60 x (140.0 + 20.0) = 1376.00 M^2

II) 종점부 집수면적 (A_2)

A_2 = 8.60 x (0.0 + 0.0) = 0.00 M^2

III) 전체 집수면적 (A)

$A = A_1 + A_2$ = 1376.00 + 0.00 = 1376.00 M^2

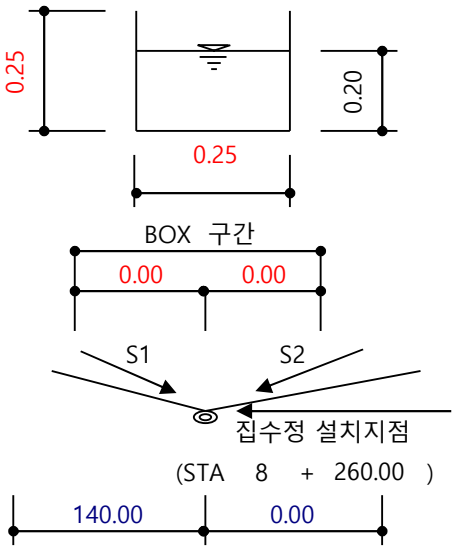
2) 강우도달시간

i) 유입 시간 (t_1) <kerby 공식> 도로설계요령 제2권 토공 및 배수 p.517

$$t_1 = 2.18 \left(\frac{L \times N}{S^{0.5}} \right)^{0.467}$$

$$= 2.18 \left(\frac{8.60 \times 0.02}{0.02^{0.5}} \right)^{0.467} = 2.39 \text{ 분}$$

ii) 유하 시간 (t_2)



- 측구 규격 : 0.25 x 0.25 M
- 측구내 수위 : 높이의 80% 적용 0.20 M

- 좌측평균 SLOPE : 0.100 %, L = 0.00 M
  0.190 %, L = 65.00 M
  6.964 %, L = 75.00 M
  6.964 %, L = 0.00 M

- 우측평균 SLOPE : 1.000 %, L = 0.00 M
  1.000 %, L = 0.00 M
  1.000 %, L = 0.00 M
  1.000 %, L = 0.00 M

유하시간 $t_2 = \frac{L}{\alpha \times V}$, $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$ n = 0.011 (콘크리트 개거수로의 조도계수 0.011~0.020)

α = 1.25 (보정계수, 이상 하수도시설기준 2011)

$$\text{좌측 } t_2 = \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.001^{1/2}} + \frac{0.015 \times 65.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.002^{1/2}} + \frac{0.015 \times 75.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.070^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.070^{1/2}} = 1.96 \text{ 분}$$

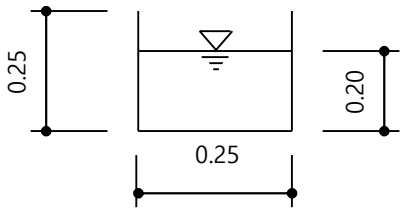
$$\text{우측 } t_2 = \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} = 0.00 \text{ 분}$$

iii) 도달시간 : $t = t_1 + t_2$

구 분	좌 측	우 측	비 고
t_1	2.39	2.39	유입시간
t_2	1.96	0.00	유하시간
계 (t)	4.35	0.00	

3) U형 측구 설계

i) 단면 가정



- 측구 규격 : 0.25 x 0.25 M
- 측구내 수위 : 높이의 80% 적용 · 0.20 M

ii) 강우강도 (서울특별시 50년 빈도 강우강도식 적용)

$$\text{좌측 } I_1 = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05} = \frac{660}{4.350^{0.5} + 0.05} = 309.04 \text{ mm/hr}$$

$$\text{우측 } I_1 = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05} = \frac{660}{0.000^{0.5} + 0.05} = 0.00 \text{ mm/hr}$$

iii) 유입량 산출 (합리식)

좌측 $Q_1 = \frac{1}{3.6} C \; I \; A = \frac{1}{3.6} \times 0.85 \times 309.04 \times 0.0013760 = 0.100 \; m^3/sec$

우측 $Q_1 = \frac{1}{3.6} C \; I \; A = \frac{1}{3.6} \times 0.85 \times 0.00 \times 0.0000000 = 0.000 \; m^3/sec$

C : 강우에 대해 배수유역의 특성에 따라 결정되는 유출계수

I : 설계강우강도 (㎜/hr)

A : 유역면적 (km^2)

iv) 설계 유속 결정

유속 $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$

경심 $R = \frac{A\ (단면적)}{P\ (윤변)} = \frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25} = \frac{0.050}{0.650} = 0.077$

좌측 $V_1 = \frac{1}{0.011} \times 0.077^{2/3} \times \{ 0.002^{1/2} \times 65.00$

$+ 0.070^{1/2} \times 75.00 + 0.070^{1/2} \times 0.00 \; \} / \; 140.00$

$= 2.657 \; m/sec$

우측 $V_1 = \frac{1}{0.011} \times 0.077^{2/3} \times \{ 0.010^{1/2} \times 0.00$

$+ 0.010^{1/2} \times 0.00 + 0.010^{1/2} \times 0.00 \; \} / \; 0.00$

$= 0.000 \; m/sec$

v) 설계 배수량 검토

배수량 $Q_2 = A \times V$

좌측 $Q_2 = 0.050 \times 2.657 \times 1$ ea $= 0.133 \; m^3/sec > Q_1 = 0.100 \; m^3/sec$ ..... **O.K**

5) 강우 분포

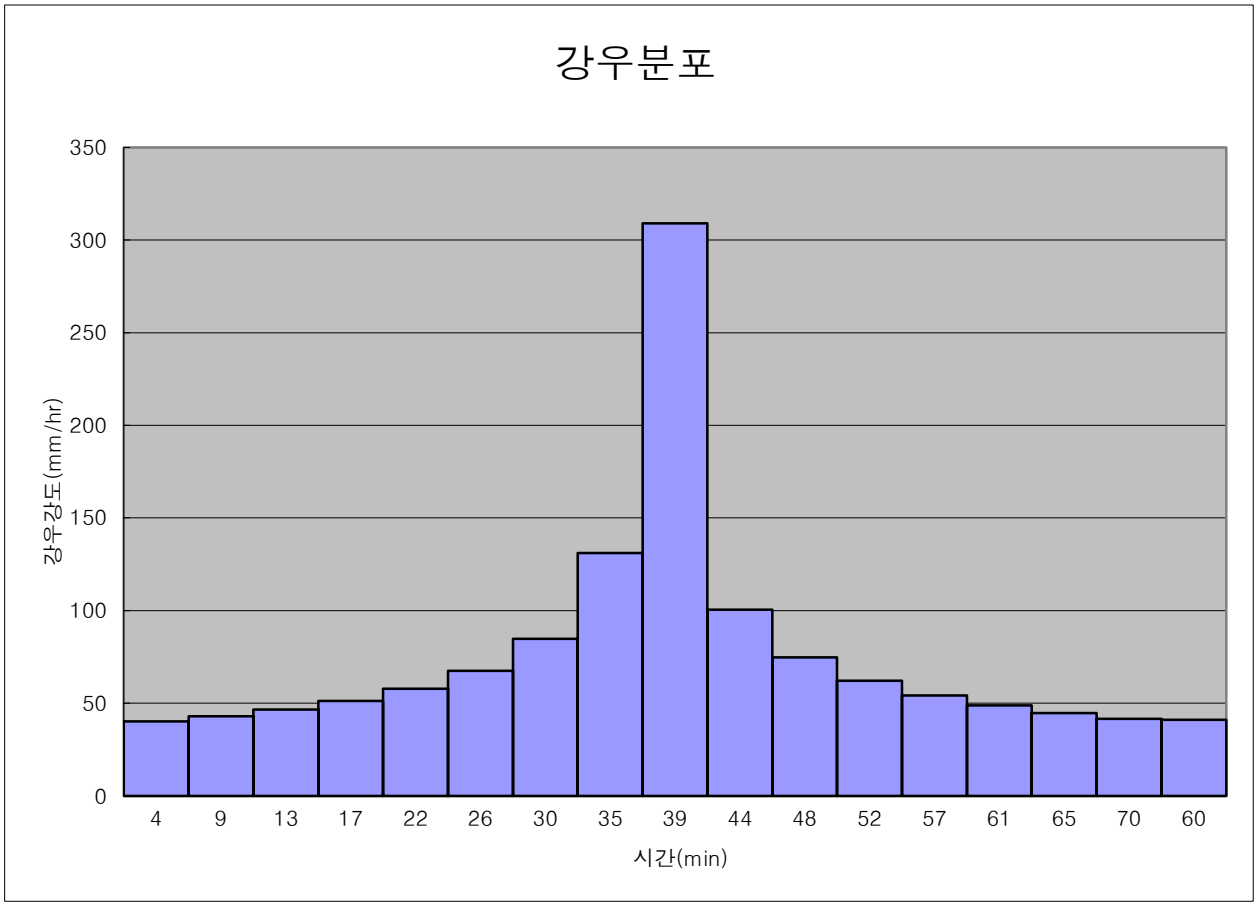
i) 적용공식 : 서울특별시 50년 빈도 강우강도식 적용.

$$I_{50} = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05}$$

ii) 구간우량 : 4.35 분 적용

iii) 강우분포 : 중앙집중형 분포

t (분)	강 우 강 도	누가 강우량	구간 강우량	강 우 분 포	강 우 강 도
	I (mm/hr)	∑Ri (mm)	Ri (mm)	(mm)	I (mm/hr)
4.35	309.04	22.41	22.41	2.91	40.19
8.70	220.03	31.90	9.50	3.12	43.07
13.05	180.21	39.19	7.29	3.38	46.67
17.40	156.35	45.34	6.15	3.72	51.35
21.75	140.02	50.76	5.42	4.19	57.80
26.10	127.94	55.65	4.90	4.90	67.53
30.45	118.53	60.15	4.50	6.15	84.78
34.80	110.94	64.35	4.19	9.50	131.02
39.15	104.65	68.28	3.94	22.41	309.04
43.50	99.32	72.00	3.72	7.29	100.56
47.85	94.73	75.55	3.54	5.42	74.69
52.20	90.72	78.93	3.38	4.50	62.10
56.55	87.19	82.17	3.25	3.94	54.29
60.90	84.04	85.30	3.12	3.54	48.84
65.25	81.20	88.31	3.01	3.25	44.76
69.60	78.64	91.22	2.91	3.01	41.56
60.00	84.66	84.66	-6.56	-6.56	41.02

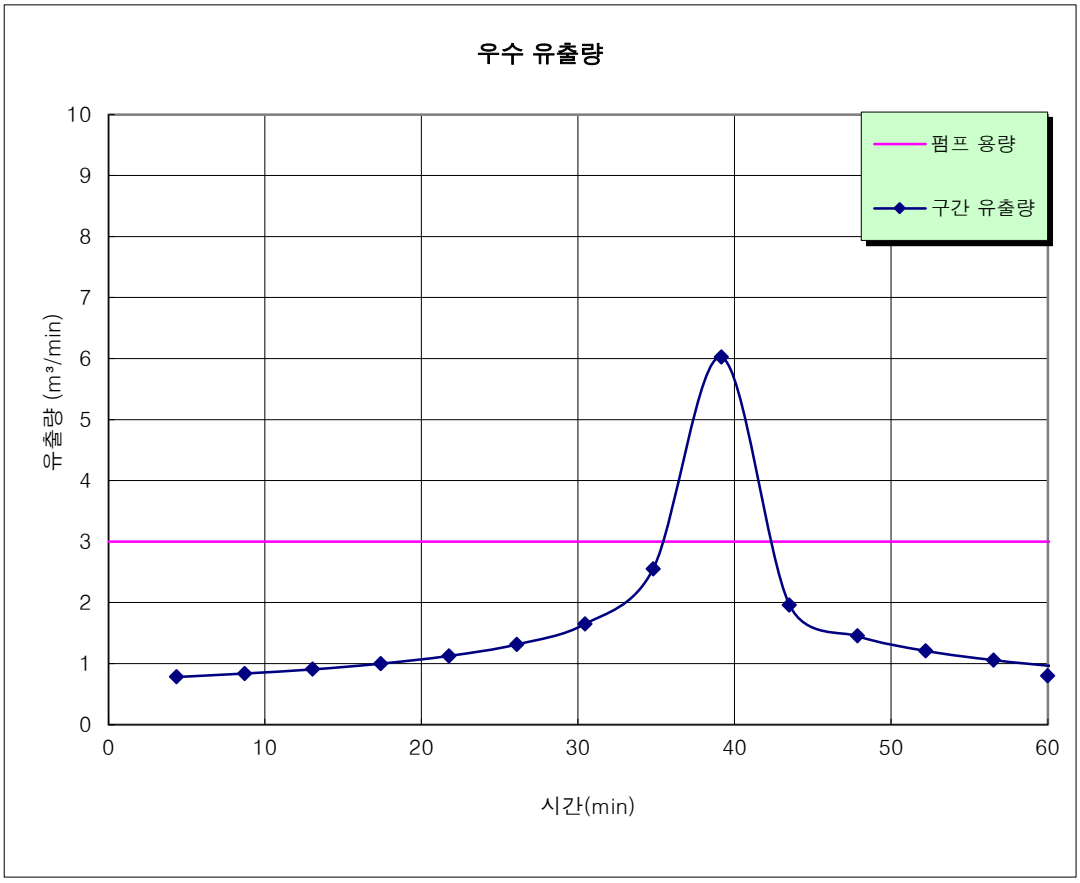


6) 우수 유출량

- $Q = \frac{1}{3.6} C \ I \ A = \frac{1}{3.6} \times \ 0.85 \ \times I \times 0.0013760$

- Qp = 0.100 m^3 / sec

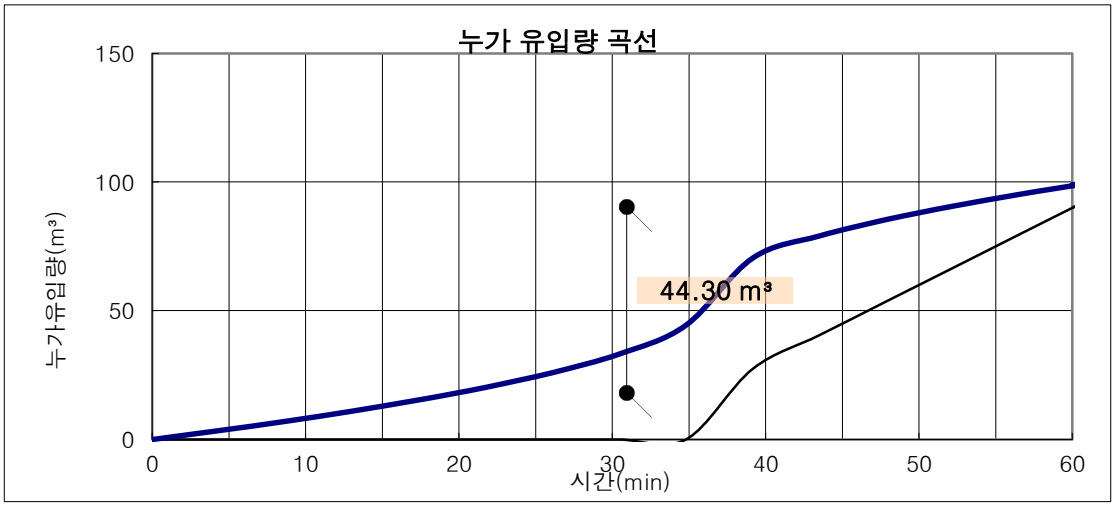
홍수추적시간 (분)	구간 유출량 (m^3/min)	누가 유출량 (m^3)	홍 수 량 (10^{-2} m^3/sec)	비 고
4.35	0.783	3.408	1.306	
8.70	0.840	7.060	1.399	
13.05	0.910	11.017	1.516	
17.40	1.001	15.371	1.668	
21.75	1.127	20.273	1.878	
26.10	1.316	25.999	2.194	
30.45	1.653	33.188	2.754	
34.80	2.554	44.298	4.257	
39.15	6.024	70.503	10.040	
43.50	1.960	79.030	3.267	
47.85	1.456	85.364	2.427	
52.20	1.211	90.630	2.018	
56.55	1.058	95.233	1.764	
60.90	0.952	99.375	1.587	
65.25	0.873	103.170	1.454	
69.60	0.810	106.694	1.350	
60.00	0.800	99.017	1.333	



7) 집수정 규격 및 펌프용량 결정(펌프가동은 30분이후부터 작동하는 것으로 가정)

펌프 용량 = 3.0 (M^3/min)× 1 ea = 3.0 (M^3/min)

지 속 시 간	누적 유입량	펌프 배수용량	누적펌핑시간	펌프누적배수량	집수정 크기
(분)	(m^3)	(m^3)	(분)	(m^3)	(m^3)
0	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
4.35	3.408	13.050	0.000	0.000	3.408
8.70	7.060	26.100	0.000	0.000	7.060
13.05	11.017	39.150	0.000	0.000	11.017
17.40	15.371	52.200	0.000	0.000	15.371
21.75	20.273	65.250	0.000	0.000	20.273
26.10	25.999	78.300	0.000	0.000	25.999
30.45	33.188	91.350	0.000	0.000	33.188
34.80	44.298	104.400	0.000	0.000	44.298
39.15	70.503	117.450	9.150	27.450	43.053
43.50	79.030	130.500	13.500	40.500	38.530
47.85	85.364	143.550	17.850	53.550	31.814
52.20	90.630	156.600	22.200	66.600	24.030
56.55	95.233	169.650	26.550	79.650	15.583
60.90	99.375	182.700	30.900	92.700	6.675
65.25	103.170	195.750	35.250	105.750	-2.580
69.60	106.694	208.800	39.600	118.800	-12.106
60.00	99.017	180.000	30.000	90.000	9.017



i) 집수조 규격

집수조 크기는 향후 예측이 어려운 강우상황을 고려하여 1.2~1.5배 할증.

집수용량의 규모를 고려하여 할증은 1.3 배 적용.

필요 집수용량 = 44.30 M^3 × 1.3 = 57.59 M^3

□ 집수조

B = 14.4 M, H = 2.5 M(월류벽 높이), L = 2.5 M

유효집수조 용량 = 14.4 x 2.5 x 2.5 = 90.00 M^3 > 57.59 M^3 ..... **O.K**

ii) 침사조 규격 : 집수조 전용량의 20~30%

□ 침사조 (집수정 용량의 30%) 57.59 × 0.3 = 17.28 ㎥

H = 2.50m B = 11.9m L = 1.50m

Q = 2.500 × 11.9 × 1.500 = 44.63 M^3 > 17.28 M^3 ..... **O.K**

서울 제물포터널 종점부 Ramp-B 집수정 용량 설계

1) 집수면적 A

- 지하차도 폭(B) : 8.60 M
- 지하차도 연장 : **150.00** M

  U-TYPE 구간 : 시점부 = 150.0 M , 종점부 = 0.0 M

  BOX 구간 : 0.00 M

- 접속도로 유입구간 : 지하차도 쪽으로 하향종구배를 가지는 부분만 고려.

시점부 = 20.0 M , 종점부 = 0.0 M

I) 시점부 집수면적 (A_1)

A_1 = 8.60 x (150.0 + 20.0) = 1462.00 M^2

II) 종점부 집수면적 (A_2)

A_2 = 8.60 x (0.0 + 0.0) = 0.00 M^2

III) 전체 집수면적 (A)

$A = A_1 + A_2$ = 1462.00 + 0.00 = 1462.00 M^2

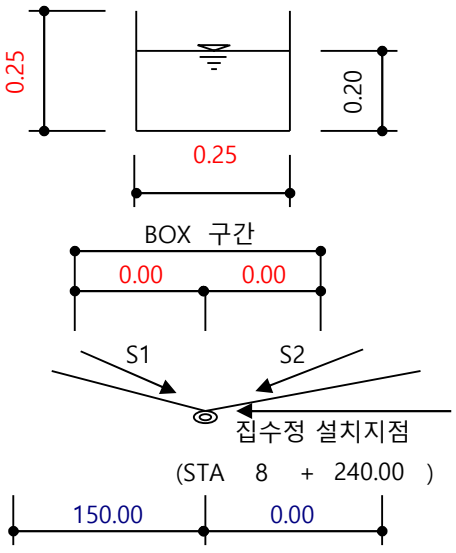
2) 강우도달시간

i) 유입 시간 (t_1) <kerby 공식> 도로설계요령 제2권 토공 및 배수 p.517

$$t_1 = 2.18 \left(\frac{L \times N}{S^{0.5}} \right)^{0.467}$$

$$= 2.18 \left(\frac{8.60 \times 0.02}{0.02^{0.5}} \right)^{0.467} = 2.39 \text{ 분}$$

ii) 유하 시간 (t_2)



- 측구 규격 : 0.25 x 0.25 M
- 측구내 수위 : 높이의 80% 적용 · 0.20 M

- 좌측평균 SLOPE : 0.100 %, L = 0.00 M
  0.100 %, L = 60.00 M
  6.923 %, L = 90.00 M
  6.923 %, L = 0.00 M

- 우측평균 SLOPE : 1.000 %, L = 0.00 M
  1.000 %, L = 0.00 M
  1.000 %, L = 0.00 M
  1.000 %, L = 0.00 M

유하시간 $t_2 = \frac{L}{\alpha \times V}$, $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$ n = 0.011 (콘크리트 개거수로의 조도계수 0.011~0.020)

α = 1.25 (보정계수, 이상 하수도시설기준 2011)

$$\text{좌측 } t_2 = \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.001^{1/2}} + \frac{0.015 \times 60.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.001^{1/2}} + \frac{0.015 \times 90.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.069^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.069^{1/2}} = 2.48 \text{ 분}$$

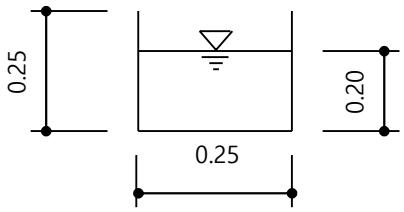
$$\text{우측 } t_2 = \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} = 0.00 \text{ 분}$$

iii) 도달시간 : $t = t_1 + t_2$

구 분	좌 측	우 측	비 고
t_1	2.39	2.39	유입시간
t_2	2.48	0.00	유하시간
계 (t)	4.87	0.00	

3) U형 측구 설계

i) 단면 가정



- 측구 규격 : 0.25 x 0.25 M
- 측구내 수위 : 높이의 80% 적용 · 0.20 M

ii) 강우강도 (서울특별시 50년 빈도 강우강도식 적용)

$$\text{좌측 } I_1 = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05} = \frac{660}{4.870^{0.5} + 0.05} = 292.45 \text{ mm/hr}$$

$$\text{우측 } I_1 = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05} = \frac{660}{0.000^{0.5} + 0.05} = 0.00 \text{ mm/hr}$$

iii) 유입량 산출 (합리식)

좌측 $Q_1 = \frac{1}{3.6} C \; I \; A = \frac{1}{3.6} \times 0.85 \times 292.45 \times 0.0014620 = 0.101 \; m^3/sec$

우측 $Q_1 = \frac{1}{3.6} C \; I \; A = \frac{1}{3.6} \times 0.85 \times 0.00 \times 0.0000000 = 0.000 \; m^3/sec$

C : 강우에 대해 배수유역의 특성에 따라 결정되는 유출계수

I : 설계강우강도 (㎜/hr)

A : 유역면적 (km^2)

iv) 설계 유속 결정

유속 $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$

경심 $R = \frac{A\ (단면적)}{P\ (윤변)} = \frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25} = \frac{0.050}{0.650} = 0.077$

좌측 $V_1 = \frac{1}{0.011} \times 0.077^{2/3} \times \{ 0.001^{1/2} \times 60.00$

$+ 0.069^{1/2} \times 90.00 + 0.069^{1/2} \times 0.00 \; \} / \; 150.00$

$= 2.804 \; m/sec$

우측 $V_1 = \frac{1}{0.011} \times 0.077^{2/3} \times \{ 0.010^{1/2} \times 0.00$

$+ 0.010^{1/2} \times 0.00 + 0.010^{1/2} \times 0.00 \; \} / \; 0.00$

$= 0.000 \; m/sec$

v) 설계 배수량 검토

배수량 $Q_2 = A \times V$

좌측 $Q_2 = 0.050 \times 2.804 \times 1$ ea $= 0.140 \; m^3/sec > Q_1 = 0.101 \; m^3/sec$ ..... **O.K**

5) 강우 분포

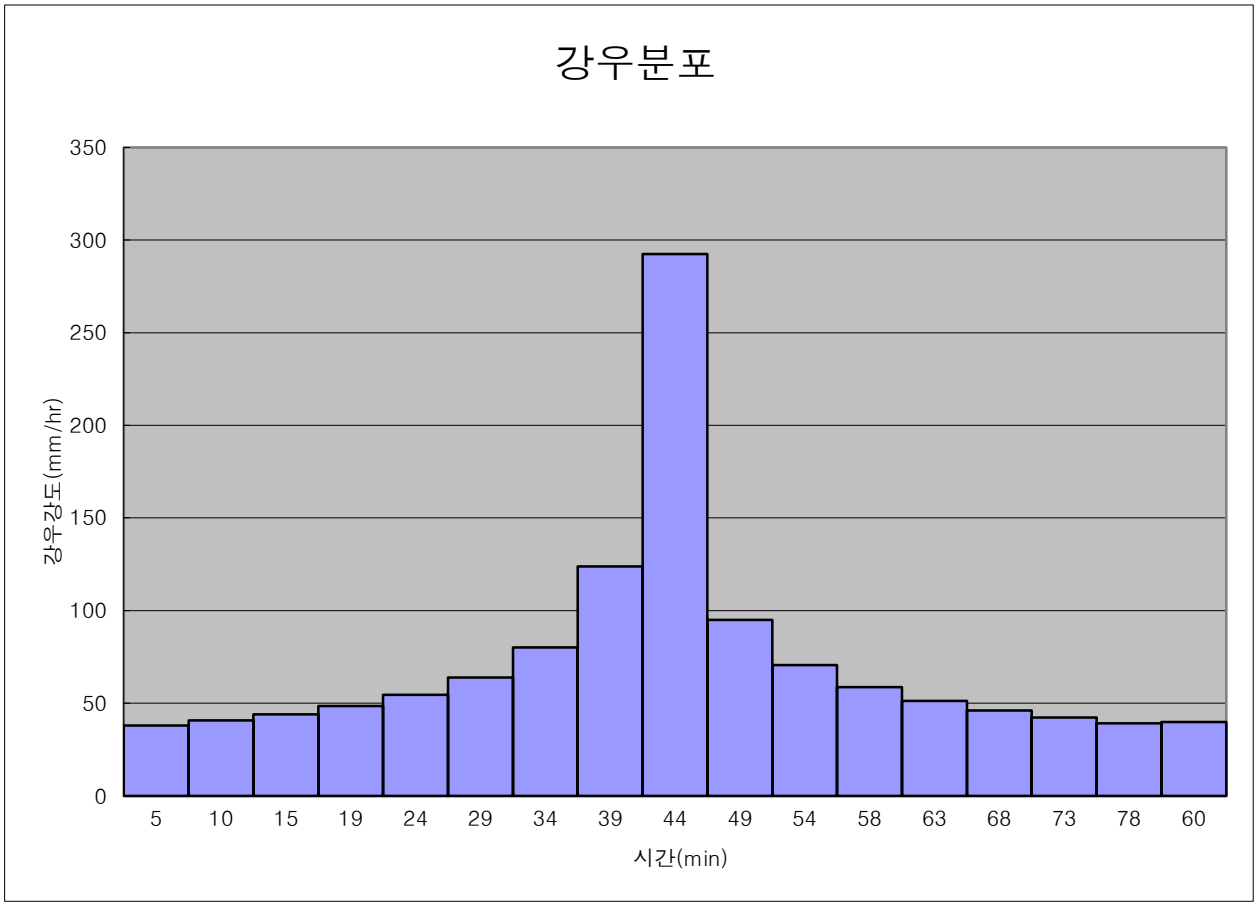
i) 적용공식 : 서울특별시 50년 빈도 강우강도식 적용.

$$I_{50} = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05}$$

ii) 구간우량 : 4.87 분 적용

iii) 강우분포 : 중앙집중형 분포

t (분)	강 우 강 도	누가 강우량	구간 강우량	강 우 분 포	강 우 강 도
	I (mm/hr)	∑Ri (mm)	Ri (mm)	(mm)	I (mm/hr)
4.87	292.45	23.74	23.74	3.08	37.99
9.74	208.14	33.79	10.05	3.30	40.70
14.61	170.44	41.50	7.71	3.58	44.10
19.48	147.86	48.01	6.50	3.94	48.53
24.35	132.41	53.74	5.73	4.43	54.63
29.22	120.98	58.92	5.18	5.18	63.82
34.09	112.08	63.68	4.76	6.50	80.13
38.96	104.90	68.11	4.43	10.05	123.84
43.83	98.94	72.28	4.16	23.74	292.45
48.70	93.90	76.22	3.94	7.71	95.04
53.57	89.56	79.96	3.75	5.73	70.59
58.44	85.77	83.54	3.58	4.76	58.69
63.31	82.43	86.98	3.43	4.16	51.31
68.18	79.45	90.28	3.30	3.75	46.16
73.05	76.77	93.47	3.19	3.43	42.30
77.92	74.35	96.55	3.08	3.19	39.27
60.00	84.66	84.66	-11.89	-11.89	39.82

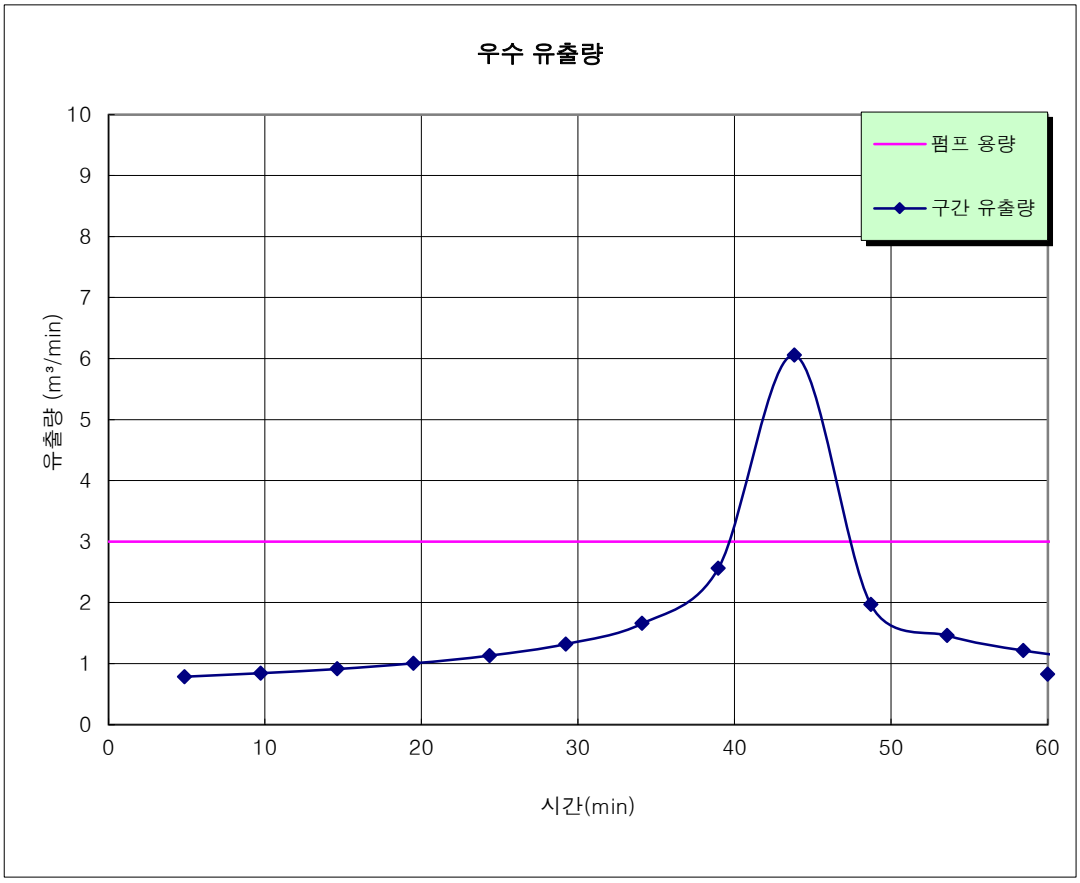


6) 우수 유출량

- $Q = \frac{1}{3.6} C \ I \ A = \frac{1}{3.6} \times \ 0.85 \ \times I \times 0.0014620$

- Qp = 0.101 m^3 / sec

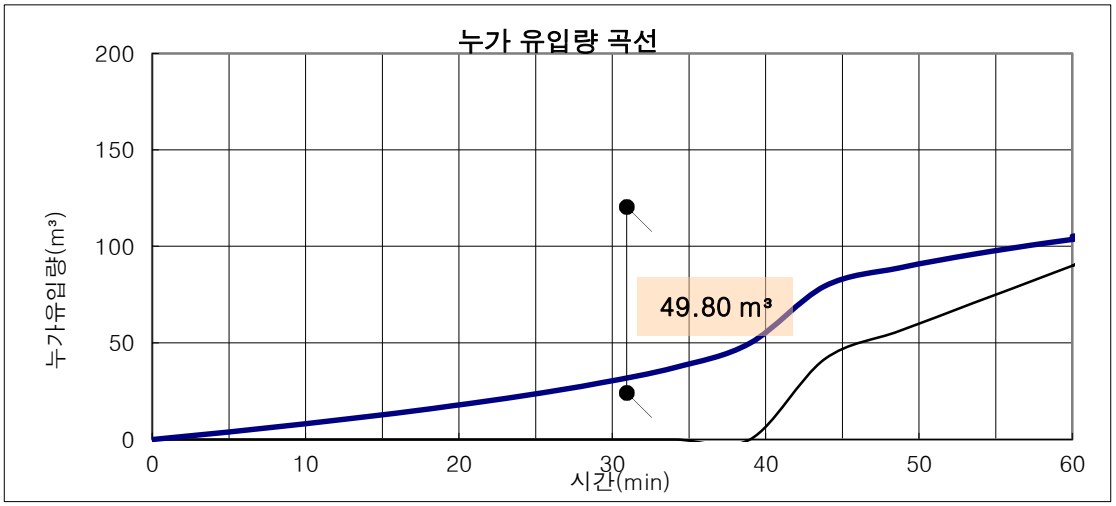
홍수추적시간 (분)	구간 유출량 (m^3/min)	누가 유출량 (m^3)	홍 수 량 (10^{-2} m^3/sec)	비 고
4.87	0.787	3.832	1.311	
9.74	0.843	7.937	1.405	
14.61	0.913	12.386	1.522	
19.48	1.005	17.281	1.675	
24.35	1.131	22.791	1.886	
29.22	1.322	29.229	2.203	
34.09	1.660	37.311	2.766	
38.96	2.565	49.802	4.275	
43.83	6.057	79.300	10.095	
48.70	1.968	88.886	3.281	
53.57	1.462	96.006	2.437	
58.44	1.216	101.926	2.026	
63.31	1.063	107.102	1.771	
68.18	0.956	111.758	1.593	
73.05	0.876	116.024	1.460	
77.92	0.813	119.986	1.356	
60.00	0.825	105.206	1.375	



7) 집수정 규격 및 펌프용량 결정(펌프가동은 30분이후부터 작동하는 것으로 가정)

펌프 용량 = 3.0 (M^3/min)× 1 ea = 3.0 (M^3/min)

지 속 시 간	누적 유입량	펌프 배수용량	누적펌핑시간	펌프누적배수량	집수정 크기
(분)	(m^3)	(m^3)	(분)	(m^3)	(m^3)
0	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
4.87	3.832	14.610	0.000	0.000	3.832
9.74	7.937	29.220	0.000	0.000	7.937
14.61	12.386	43.830	0.000	0.000	12.386
19.48	17.281	58.440	0.000	0.000	17.281
24.35	22.791	73.050	0.000	0.000	22.791
29.22	29.229	87.660	0.000	0.000	29.229
34.09	37.311	102.270	0.000	0.000	37.311
38.96	49.802	116.880	0.000	0.000	49.802
43.83	79.300	131.490	13.830	41.490	37.810
48.70	88.886	146.100	18.700	56.100	32.786
53.57	96.006	160.710	23.570	70.710	25.296
58.44	101.926	175.320	28.440	85.320	16.606
63.31	107.102	189.930	33.310	99.930	7.172
68.18	111.758	204.540	38.180	114.540	-2.782
73.05	116.024	219.150	43.050	129.150	-13.126
77.92	119.986	233.760	47.920	143.760	-23.774
60.00	105.206	180.000	30.000	90.000	15.206



i) 집수조 규격

집수조 크기는 향후 예측이 어려운 강우상황을 고려하여 1.2~1.5배 할증.

집수용량의 규모를 고려하여 할증은 1.3 배 적용.

필요 집수용량 = 49.80 M^3 × 1.3 = 64.74 M^3

□ 집수조

B = 14.6 M, H = 2.5 M(월류벽 높이), L = 2.5 M

유효집수조 용량 = 14.6 x 2.5 x 2.5 = 91.25 M^3 > 64.74 M^3 ..... **O.K**

ii) 침사조 규격 : 집수조 전용량의 20~30%

□ 침사조 (집수정 용량의 30%) 64.74 × 0.3 = 19.42 ㎥

H = 2.50m B = 12.1m L = 1.50m

Q = 2.500 × 12.1 × 1.500 = 45.38 M^3 > 19.42 M^3 ..... **O.K**

서울 제물포터널 종점부 Ramp-C 집수정 용량 설계

1) 집수면적 A

- 지하차도 폭(B) : 6.60 M
- 지하차도 연장 : 120.00 M

U-TYPE 구간 : 시점부 = 120.0 M , 종점부 = 0.0 M

BOX 구간 : 0.00 M

- 접속도로 유입구간 : 지하차도 쪽으로 하향종구배를 가지는 부분만 고려.

시점부 = 20.0 M , 종점부 = 0.0 M

I) 시점부 집수면적 (A_1)

A_1 = 6.60 x (120.0 + 20.0) = 924.00 M^2

II) 종점부 집수면적 (A_2)

A_2 = 6.60 x (0.0 + 0.0) = 0.00 M^2

III) 전체 집수면적 (A)

$A = A_1 + A_2$ = 924.00 + 0.00 = 924.00 M^2

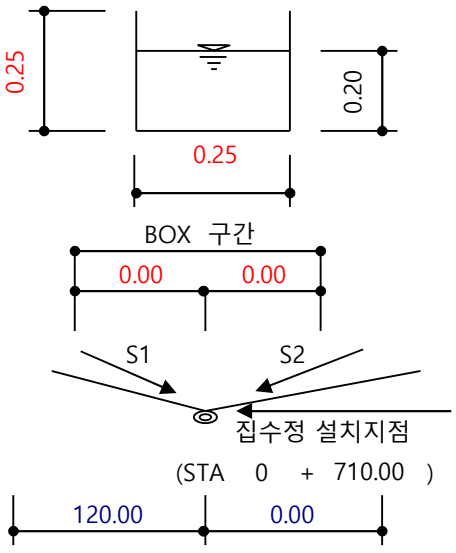
2) 강우도달시간

i) 유입 시간 (t_1) <kerby 공식> 도로설계요령 제2권 토공 및 배수 p.517

$$t_1 = 2.18 \left(\frac{L \times N}{S^{0.5}} \right)^{0.467}$$

$$= 2.18 \left(\frac{6.60 \times 0.02}{0.02^{0.5}} \right)^{0.467} = 2.11 \text{ 분}$$

ii) 유하 시간 (t_2)



- 측구 규격 : 0.25 x 0.25 M
- 측구내 수위 : 높이의 80% 적용 → 0.20 M

- 좌측평균 SLOPE : 0.170 %, L = 0.00 M
  0.170 %, L = 45.00 M
  6.997 %, L = 75.00 M
  6.997 %, L = 0.00 M

- 우측평균 SLOPE : 1.000 %, L = 0.00 M
  1.000 %, L = 0.00 M
  1.000 %, L = 0.00 M
  1.000 %, L = 0.00 M

유하시간 $t_2 = \frac{L}{\alpha \times V}$, $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$ n = 0.011 (콘크리트 개거수로의 조도계수 0.011~0.020)

α = 1.25 (보정계수, 이상 하수도시설기준 2011)

$$\text{좌측 } t_2 = \frac{0.011 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.002^{1/2}} + \frac{0.011 \times 45.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.002^{1/2}} + \frac{0.011 \times 75.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.070^{1/2}} + \frac{0.011 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.070^{1/2}} = 1.11 \text{ 분}$$

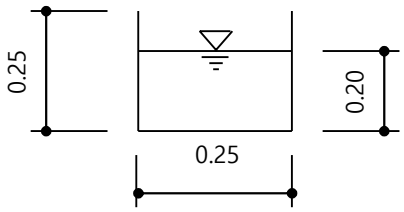
$$\text{우측 } t_2 = \frac{0.011 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} + \frac{0.011 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} + \frac{0.011 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} + \frac{0.011 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} = 0.00 \text{ 분}$$

iii) 도달시간 : $t = t_1 + t_2$

구 분	좌 측	우 측	비 고
t_1	2.11	2.11	유입시간
t_2	1.11	0.00	유하시간
계 (t)	3.22	0.00	

3) U형 측구 설계

i) 단면 가정



- 측구 규격 : 0.25 x 0.25 M
- 측구내 수위 : 높이의 80% 적용 – 0.20 M

ii) 강우강도 (서울특별시 50년 빈도 강우강도식 적용)

$$\text{좌측 } I_1 = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05} = \frac{660}{3.220^{0.5} + 0.05} = 357.83 \text{ mm/hr}$$

$$\text{우측 } I_1 = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05} = \frac{660}{0.000^{0.5} + 0.05} = 0.00 \text{ mm/hr}$$

iii) 유입량 산출 (합리식)

좌측 $Q_1 = \frac{1}{3.6} C \; I \; A = \frac{1}{3.6} \times 0.85 \times 357.83 \times 0.0009240 = 0.078 \; m^3/sec$

우측 $Q_1 = \frac{1}{3.6} C \; I \; A = \frac{1}{3.6} \times 0.85 \times 0.00 \times 0.0000000 = 0.000 \; m^3/sec$

C : 강우에 대해 배수유역의 특성에 따라 결정되는 유출계수

I : 설계강우강도 (㎜/hr)

A : 유역면적 (km^2)

iv) 설계 유속 결정

유속 $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$

경심 $R = \frac{A \text{ (단면적)}}{P \text{ (윤변)}} = \frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25} = \frac{0.050}{0.650} = 0.077$

좌측 $V_1 = \frac{1}{0.011} \times 0.077^{2/3} \times \{ 0.002^{1/2} \times 45.00$

$+ 0.070^{1/2} \times 75.00 + 0.070^{1/2} \times 0.00 \; \} / \; 120.00$

$= 2.973 \; m/sec$

우측 $V_1 = \frac{1}{0.011} \times 0.077^{2/3} \times \{ 0.010^{1/2} \times 0.00$

$+ 0.010^{1/2} \times 0.00 + 0.010^{1/2} \times 0.00 \; \} / \; 0.00$

$= 0.000 \; m/sec$

v) 설계 배수량 검토

배수량 $Q_2 = A \times V$

좌측 $Q_2 = 0.050 \times 2.973 \times 1$ ea $= 0.149 \; m^3/sec > Q_1 = 0.078 \; m^3/sec$ ..... **O.K**

5) 강우 분포

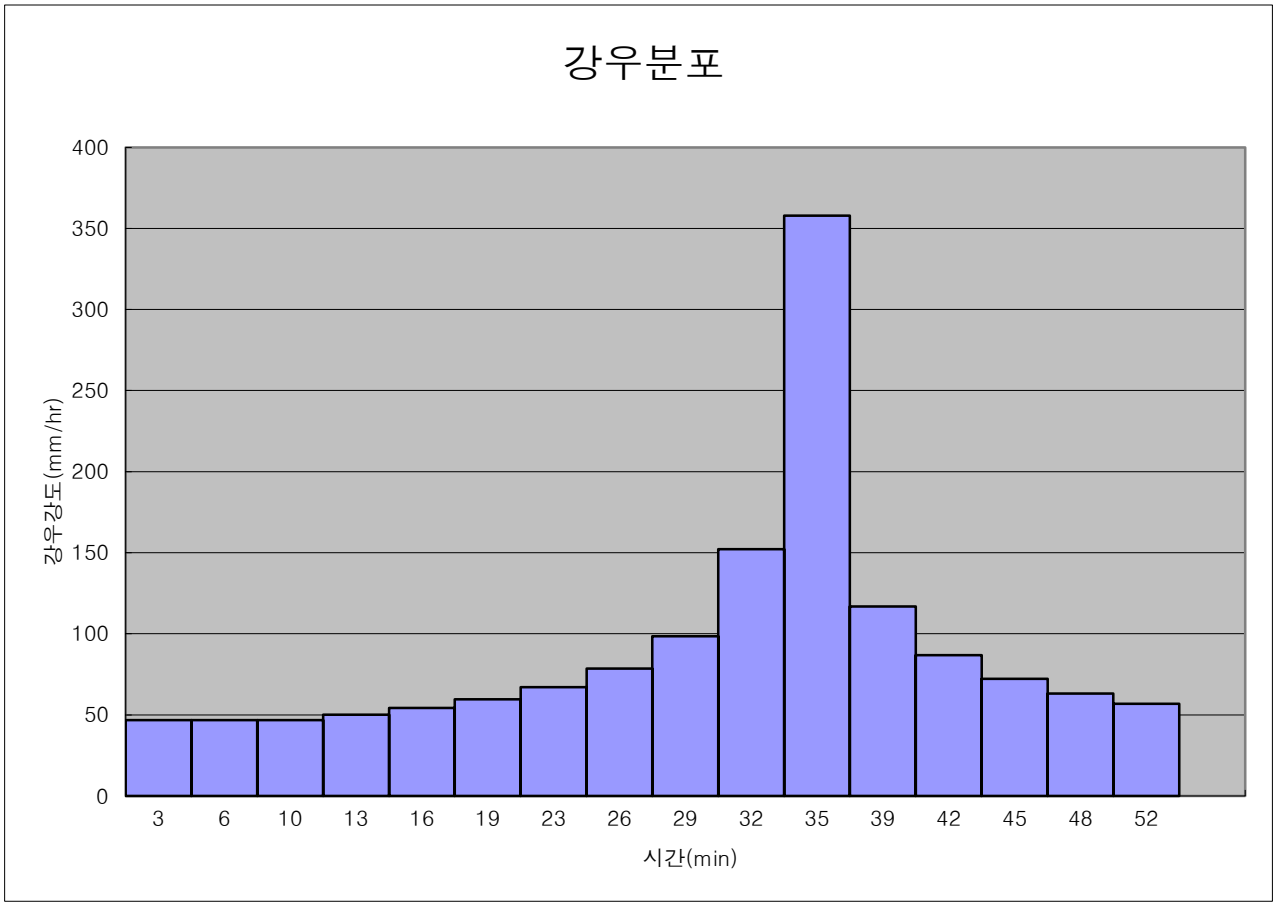
i) 적용공식 : 서울특별시 50년 빈도 강우강도식 적용.

$$I_{50} = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05}$$

ii) 구간우량 : 3.22 분 적용

iii) 강우분포 : 중앙집중형 분포

t (분)	강 우 강 도	누가 강우량	구간 강우량	강 우 분 포	강 우 강 도
	I (mm/hr)	∑Ri (mm)	Ri (mm)	(mm)	I (mm/hr)
3.22	357.83	19.20	19.20	2.51	46.71
6.44	255.05	27.38	8.17	2.51	46.71
9.66	208.99	33.65	6.27	2.51	46.71
12.88	181.37	38.94	5.29	2.69	50.06
16.10	162.46	43.59	4.66	2.91	54.24
19.32	148.47	47.81	4.21	3.20	59.68
22.54	137.57	51.68	3.87	3.61	67.18
25.76	128.77	55.29	3.61	4.21	78.49
28.98	121.47	58.67	3.39	5.29	98.53
32.20	115.29	61.87	3.20	8.17	152.27
35.42	109.97	64.92	3.05	19.20	357.83
38.64	105.33	67.83	2.91	6.27	116.87
41.86	101.23	70.62	2.79	4.66	86.81
45.08	97.57	73.31	2.69	3.87	72.18
48.30	94.29	75.90	2.59	3.39	63.10
51.52	91.31	78.41	2.51	3.05	56.77

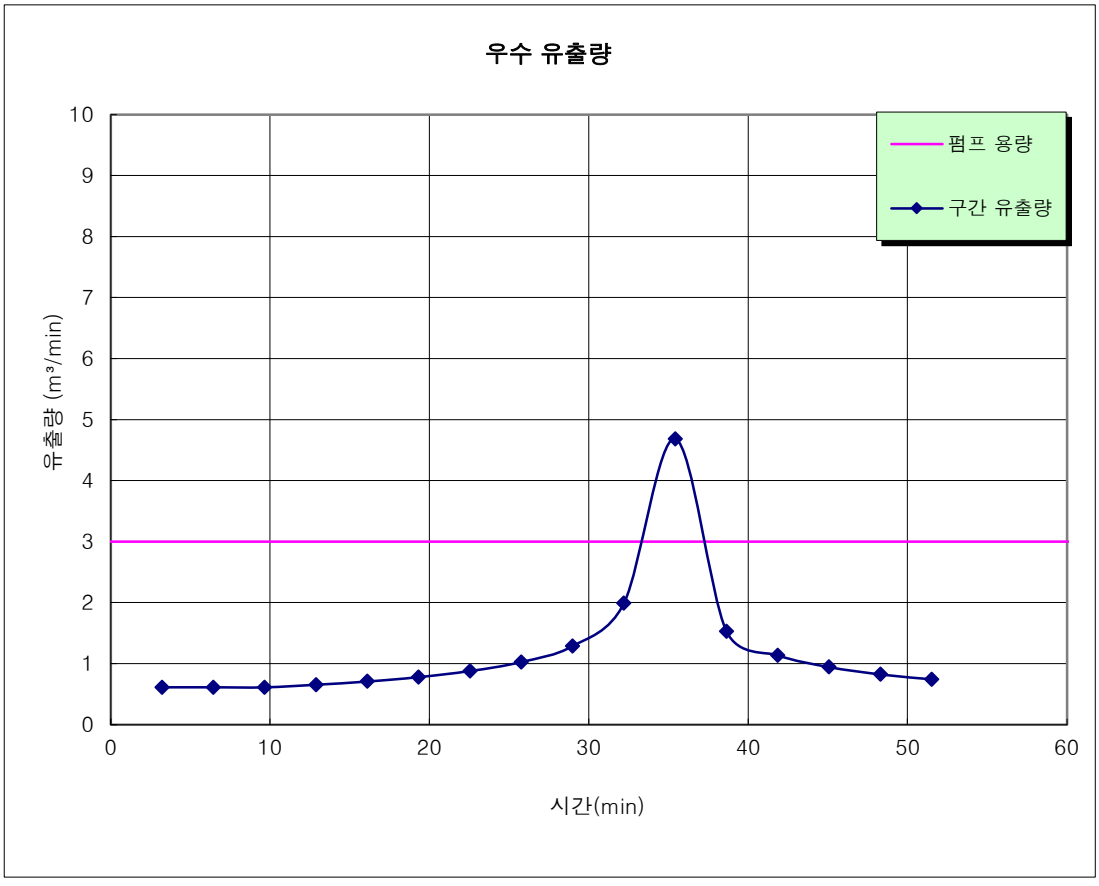


6) 우수 유출량

- $Q = \frac{1}{3.6} C \ I \ A = \frac{1}{3.6} \times \ 0.85 \ \times I \times 0.0009240$

- Qp = 0.078 m^3 / sec

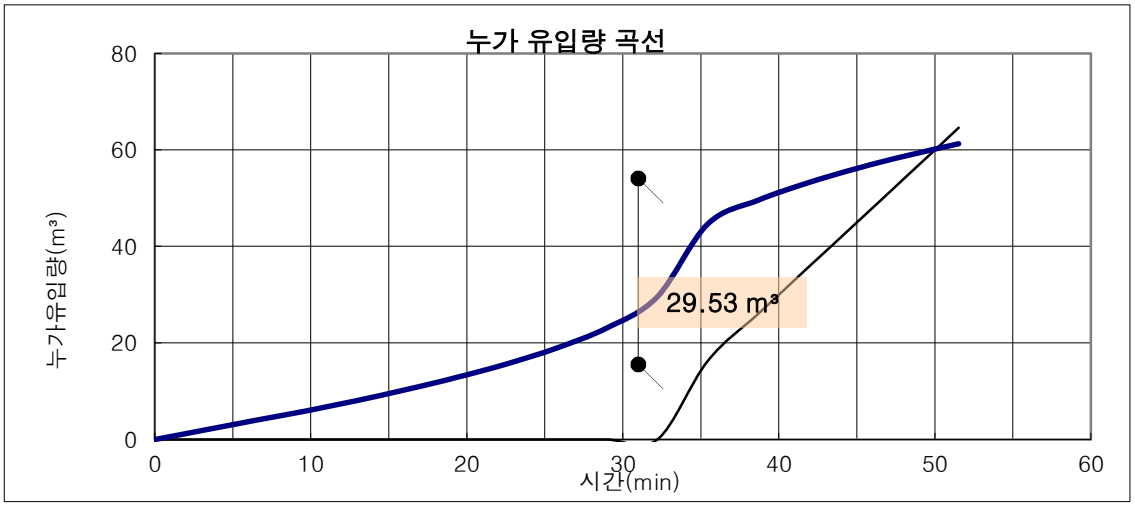
홍수추적시간 (분)	구간 유출량 (m^3/min)	누가 유출량 (m^3)	홍 수 량 (10^{-2} m^3/sec)	비 고
3.22	0.611	1.969	1.019	
6.44	0.611	3.938	1.019	
9.66	0.611	5.907	1.019	
12.88	0.655	8.017	1.092	
16.10	0.710	10.303	1.183	
19.32	0.781	12.819	1.302	
22.54	0.879	15.650	1.466	
25.76	1.027	18.959	1.712	
28.98	1.290	23.112	2.150	
32.20	1.993	29.530	3.322	
35.42	4.684	44.612	7.807	
38.64	1.530	49.538	2.550	
41.86	1.136	53.197	1.894	
45.08	0.945	56.240	1.575	
48.30	0.826	58.899	1.377	
51.52	0.743	61.292	1.238	



7) 집수정 규격 및 펌프용량 결정(펌프가동은 30분이후부터 작동하는 것으로 가정)

펌프 용량 = 3.0 (M^3/min)× 1 ea = 3.0 (M^3/min)

지 속 시 간	누적 유입량	펌프 배수용량	누적펌핑시간	펌프누적배수량	집수정 크기
(분)	(m^3)	(m^3)	(분)	(m^3)	(m^3)
0	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
3.22	1.969	9.660	0.000	0.000	1.969
6.44	3.938	19.320	0.000	0.000	3.938
9.66	5.907	28.980	0.000	0.000	5.907
12.88	8.017	38.640	0.000	0.000	8.017
16.10	10.303	48.300	0.000	0.000	10.303
19.32	12.819	57.960	0.000	0.000	12.819
22.54	15.650	67.620	0.000	0.000	15.650
25.76	18.959	77.280	0.000	0.000	18.959
28.98	23.112	86.940	0.000	0.000	23.112
32.20	29.530	96.600	0.000	0.000	29.530
35.42	44.612	106.260	5.420	16.260	28.352
38.64	49.538	115.920	8.640	25.920	23.618
41.86	53.197	125.580	11.860	35.580	17.617
45.08	56.240	135.240	15.080	45.240	11.000
48.30	58.899	144.900	18.300	54.900	3.999
51.52	61.292	154.560	21.520	64.560	-3.268



i) 집수조 규격

집수조 크기는 향후 예측이 어려운 강우상황을 고려하여 1.2~1.5배 할증.

집수용량의 규모를 고려하여 할증은 1.3 배 적용.

필요 집수용량 = 29.53 M^3 × 1.3 = 38.39 M^3

□ 집수조

B = 12.3 M, H = 2.2 M(월류벽 높이), L = 2.5 M

유효집수조 용량 = 12.3 x 2.2 x 2.5 = 67.65 M^3 > 38.39 M^3 ..... **O.K**

ii) 침사조 규격 : 집수조 전용량의 20~30%

□ 침사조 (집수정 용량의 30%) 38.39 × 0.3 = 11.52 ㎥

H = 2.20m B = 11.1m L = 1.50m

Q = 2.200 × 11.1 × 1.500 = 36.63 M^3 > 11.52 M^3 ..... **O.K**

서울 제물포터널 종점부 Ramp-D 집수정 용량 설계

1) 집수면적 A

- 지하차도 폭(B) : 6.60 M
- 지하차도 연장 : 100.00 M
  - U-TYPE 구간 : 시점부 = 100.0 M , 종점부 = 0.0 M
  - BOX 구간 : 0.00 M

- 접속도로 유입구간 : 지하차도 쪽으로 하향종구배를 가지는 부분만 고려.

시점부 = 20.0 M , 종점부 = 0.0 M

I) 시점부 집수면적 (A_1)

A_1 = 6.60 x (100.0 + 20.0) = 792.00 M^2

II) 종점부 집수면적 (A_2)

A_2 = 6.60 x (0.0 + 0.0) = 0.00 M^2

III) 전체 집수면적 (A)

$A = A_1 + A_2$ = 792.00 + 0.00 = 792.00 M^2

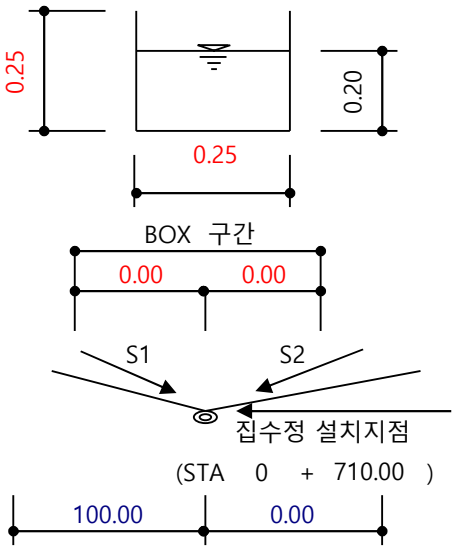
2) 강우도달시간

i) 유입 시간 (t_1) <kerby 공식> 도로설계요령 제2권 토공 및 배수 p.517

$$t_1 = 2.18 \left(\frac{L \times N}{S^{0.5}} \right)^{0.467}$$

$$= 2.18 \left(\frac{6.60 \times 0.02}{0.02^{0.5}} \right)^{0.467} = 2.11 \text{ 분}$$

ii) 유하 시간 (t_2)



- 측구 규격 : 0.25 x 0.25 M
- 측구내 수위 : 높이의 80% 적용 0.20 M

- 좌측평균 SLOPE : 0.100 %, L = 0.00 M
  0.100 %, L = 40.00 M
  6.974 %, L = 60.00 M
  6.974 %, L = 0.00 M

- 우측평균 SLOPE : 1.000 %, L = 0.00 M
  1.000 %, L = 0.00 M
  1.000 %, L = 0.00 M
  1.000 %, L = 0.00 M

유하시간 $t_2 = \frac{L}{\alpha \times V}$, $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$ n = 0.011 (콘크리트 개거수로의 조도계수 0.011~0.020)

α = 1.25 (보정계수, 이상 하수도시설기준 2011)

$$\text{좌측 } t_2 = \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.001^{1/2}} + \frac{0.015 \times 40.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.001^{1/2}} + \frac{0.015 \times 60.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.070^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.070^{1/2}} = 1.65 \text{ 분}$$

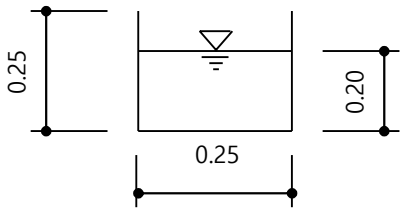
$$\text{우측 } t_2 = \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} + \frac{0.015 \times 0.0}{1.25 \times \left(\frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25}\right)^{2/3} \times 0.010^{1/2}} = 0.00 \text{ 분}$$

iii) 도달시간 : $t = t_1 + t_2$

구 분	좌 측	우 측	비 고
t_1	2.11	2.11	유입시간
t_2	1.65	0.00	유하시간
계 (t)	3.76	0.00	

3) U형 측구 설계

i) 단면 가정



- 측구 규격 : 0.25 x 0.25 M
- 측구내 수위 : 높이의 80% 적용 · 0.20 M

ii) 강우강도 (서울특별시 50년 빈도 강우강도식 적용)

$$\text{좌측 } I_1 = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05} = \frac{660}{3.760^{0.5} + 0.05} = 331.81 \text{ mm/hr}$$

$$\text{우측 } I_1 = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05} = \frac{660}{0.000^{0.5} + 0.05} = 0.00 \text{ mm/hr}$$

iii) 유입량 산출 (합리식)

좌측 $Q_1 = \frac{1}{3.6} C \; I \; A = \frac{1}{3.6} \times 0.85 \times 331.81 \times 0.0007920 = 0.062 \; m^3/sec$

우측 $Q_1 = \frac{1}{3.6} C \; I \; A = \frac{1}{3.6} \times 0.85 \times 0.00 \times 0.0000000 = 0.000 \; m^3/sec$

C : 강우에 대해 배수유역의 특성에 따라 결정되는 유출계수

I : 설계강우강도 (㎜/hr)

A : 유역면적 (km^2)

iv) 설계 유속 결정

유속 $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$

경심 $R = \frac{A \text{ (단면적)}}{P \text{ (윤변)}} = \frac{0.25 \times 0.20}{0.20 \times 2 + 0.25} = \frac{0.050}{0.650} = 0.077$

좌측 $V_1 = \frac{1}{0.011} \times 0.077^{2/3} \times \{ 0.001^{1/2} \times 40.00$

$+ 0.070^{1/2} \times 60.00 + 0.070^{1/2} \times 0.00 \; \} / \; 100.00$

$= 2.813 \; m/sec$

우측 $V_1 = \frac{1}{0.011} \times 0.077^{2/3} \times \{ 0.010^{1/2} \times 0.00$

$+ 0.010^{1/2} \times 0.00 + 0.010^{1/2} \times 0.00 \; \} / \; 0.00$

$= 0.000 \; m/sec$

v) 설계 배수량 검토

배수량 $Q_2 = A \times V$

좌측 $Q_2 = 0.050 \times 2.813 \times 1 \text{ ea} = 0.141 \; m^3/sec > Q_1 = 0.062 \; m^3/sec$ ..... **O.K**

5) 강우 분포

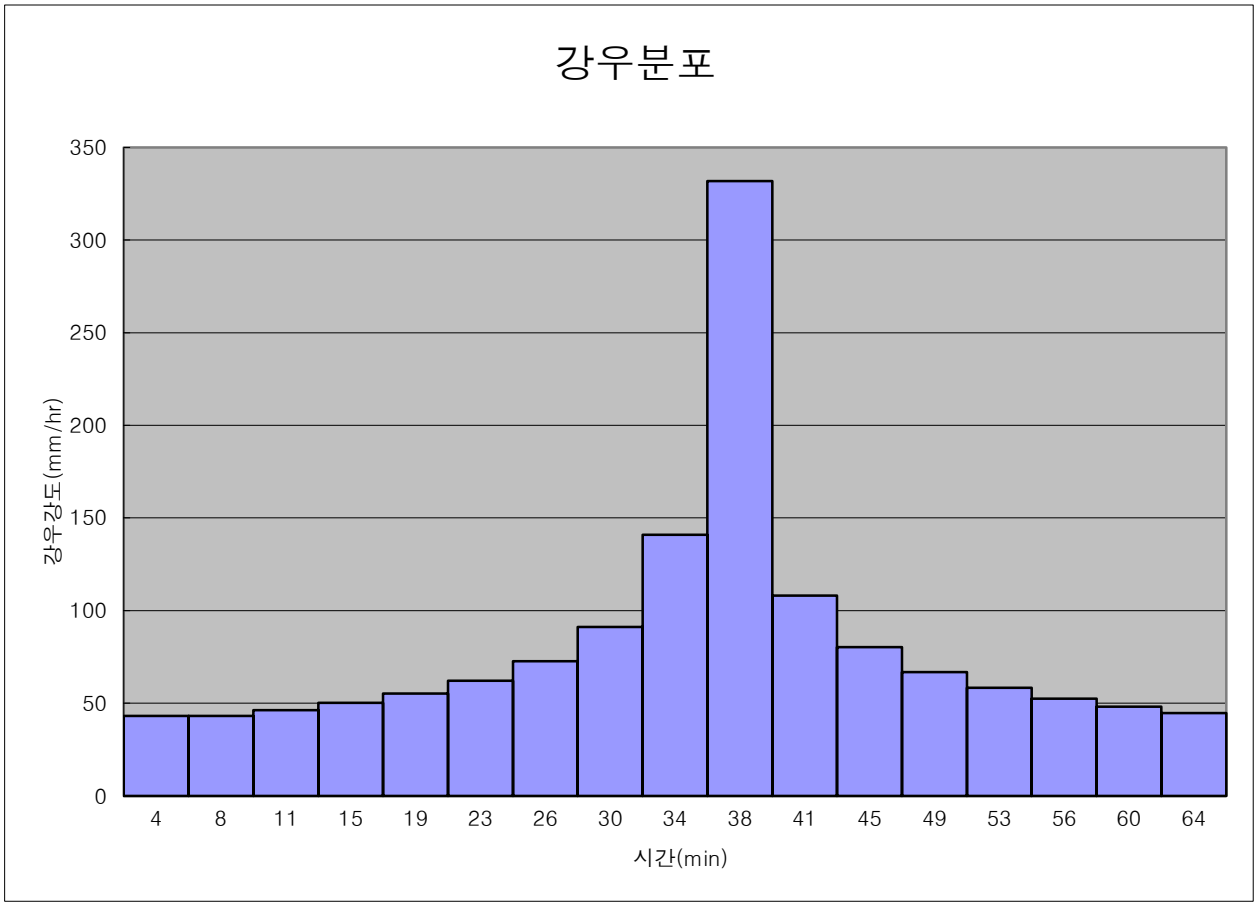
i) 적용공식 : 서울특별시 50년 빈도 강우강도식 적용.

$$I_{50} = \frac{660}{t^{0.5} + 0.05}$$

ii) 구간우량 : 3.76 분 적용

iii) 강우분포 : 중앙집중형 분포

t (분)	강 우 강 도	누가 강우량	구간 강우량	강 우 분 포	강 우 강 도
	I (mm/hr)	∑Ri (mm)	Ri (mm)	(mm)	I (mm/hr)
3.76	331.81	20.79	20.79	2.71	43.23
7.52	236.37	29.62	8.83	2.71	43.23
11.28	193.63	36.40	6.78	2.90	46.32
15.04	168.02	42.12	5.71	3.15	50.19
18.80	150.48	47.15	5.03	3.46	55.23
22.56	137.51	51.70	4.55	3.90	62.17
26.32	127.41	55.89	4.19	4.55	72.63
30.08	119.25	59.78	3.90	5.71	91.18
33.84	112.49	63.44	3.66	8.83	140.92
37.60	106.76	66.91	3.46	20.79	331.81
41.36	101.83	70.20	3.29	6.78	108.15
45.12	97.53	73.34	3.15	5.03	80.34
48.88	93.73	76.36	3.02	4.19	66.79
52.64	90.34	79.26	2.90	3.66	58.39
56.40	87.30	82.06	2.80	3.29	52.53
60.16	84.55	84.77	2.71	3.02	48.14
63.92	82.04	87.40	2.63	2.80	44.70

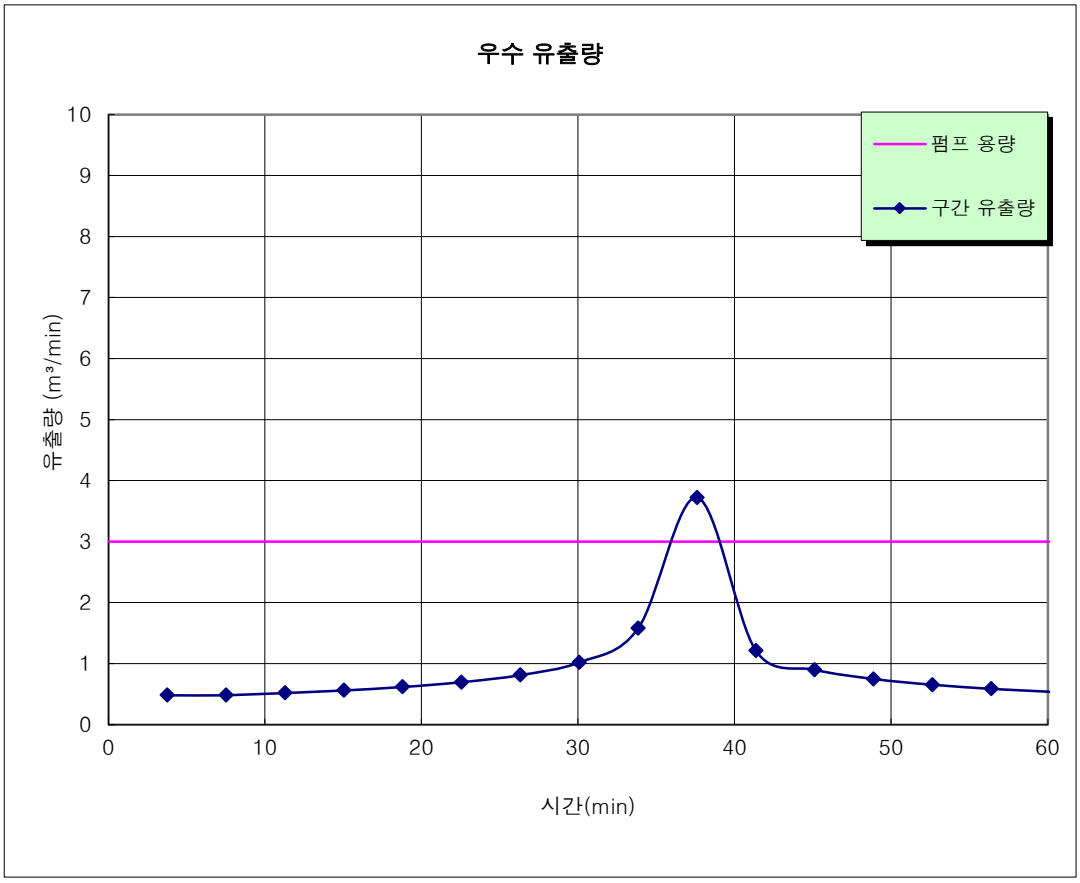


6) 우수 유출량

- $Q = \frac{1}{3.6} C \ I \ A = \frac{1}{3.6} \times \ 0.85 \ \times I \times 0.0007920$

- Qp = 0.062 m^3 / sec

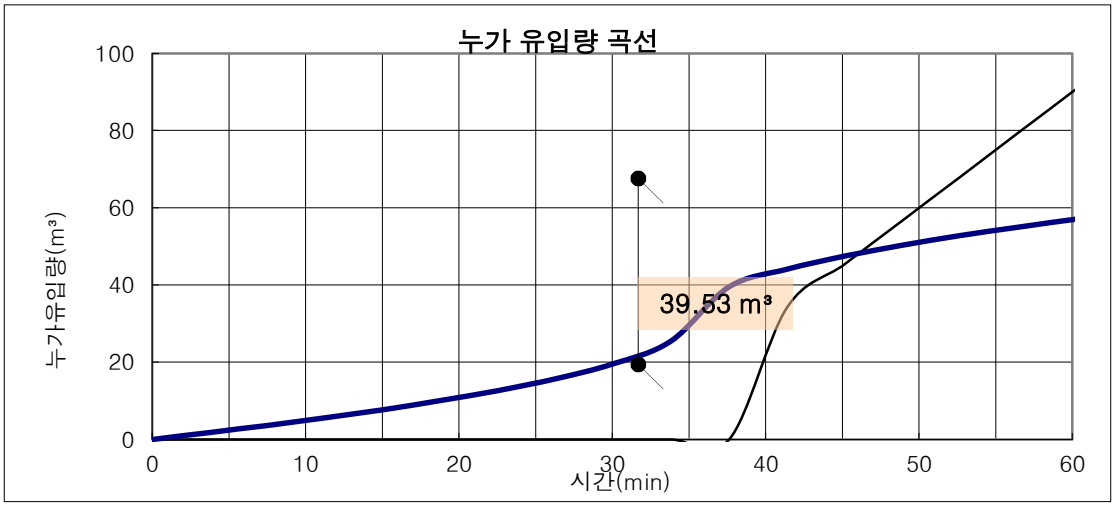
홍수추적시간 (분)	구간 유출량 (m^3/min)	누가 유출량 (m^3)	홍 수 량 (10^{-2} m^3/sec)	비 고
3.76	0.485	1.824	0.808	
7.52	0.485	3.648	0.808	
11.28	0.520	5.602	0.866	
15.04	0.563	7.719	0.939	
18.80	0.620	10.049	1.033	
22.56	0.698	12.672	1.163	
26.32	0.815	15.736	1.358	
30.08	1.023	19.583	1.705	
33.84	1.581	25.528	2.635	
37.60	3.723	39.527	6.205	
41.36	1.213	44.089	2.022	
45.12	0.901	47.479	1.502	
48.88	0.749	50.296	1.249	
52.64	0.655	52.760	1.092	
56.40	0.589	54.976	0.982	
60.16	0.540	57.007	0.900	
63.92	0.502	58.893	0.836	



7) 집수정 규격 및 펌프용량 결정(펌프가동은 30분이후부터 작동하는 것으로 가정)

펌프 용량 = 3.0 (M^3/min)× 1 ea = 3.0 (M^3/min)

지 속 시 간	누적 유입량	펌프 배수용량	누적펌핑시간	펌프누적배수량	집수정 크기
(분)	(m^3)	(m^3)	(분)	(m^3)	(m^3)
0	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
3.76	1.824	11.280	0.000	0.000	1.824
7.52	3.648	22.560	0.000	0.000	3.648
11.28	5.602	33.840	0.000	0.000	5.602
15.04	7.719	45.120	0.000	0.000	7.719
18.80	10.049	56.400	0.000	0.000	10.049
22.56	12.672	67.680	0.000	0.000	12.672
26.32	15.736	78.960	0.000	0.000	15.736
30.08	19.583	90.240	0.000	0.000	19.583
33.84	25.528	101.520	0.000	0.000	25.528
37.60	39.527	112.800	0.000	0.000	39.527
41.36	44.089	124.080	11.360	34.080	10.009
45.12	47.479	135.360	15.120	45.360	2.119
48.88	50.296	146.640	18.880	56.640	-6.344
52.64	52.760	157.920	22.640	67.920	-15.160
56.40	54.976	169.200	26.400	79.200	-24.224
60.16	57.007	180.480	30.160	90.480	-33.473



i) 집수조 규격

집수조 크기는 향후 예측이 어려운 강우상황을 고려하여 1.2~1.5배 할증.

집수용량의 규모를 고려하여 할증은 1.3 배 적용.

필요 집수용량 = 39.53 M^3 × 1.3 = 51.38 M^3

□ 집수조

B = 12.3 M, H = 2.2 M(월류벽 높이), L = 2.5 M

유효집수조 용량 = 12.3 x 2.2 x 2.5 = 67.65 M^3 > 51.38 M^3 ..... **O.K**

ii) 침사조 규격 : 집수조 전용량의 20~30%

□ 침사조 (집수정 용량의 30%) 51.38 × 0.3 = 15.42 ㎥

H = 2.50m B = 11.1m L = 1.50m

Q = 2.500 × 11.1 × 1.500 = 41.63 M^3 > 15.42 M^3 ..... **O.K**

초기우수처리시설용량계산서

1. 초기우수처리시설의 용량계산

•장치형 초기우수처리시설의 용량은『비점오염저감시설의 설치 및 관리·운영 매뉴얼, 2014. 04, p15, 환경부』을 기준으로 산정되었으며, 그 내용은 다음과 같다.

가. 초기우수 유출량(시설용량) 산정

1) 수질처리유량 공식 『비점오염저감시설의 설치 및 관리·운영 매뉴얼, 2014. 04,환경부』

$$WQF = CI \times A \times 10^{-3}$$

WQF : 수질처리유량(㎥/h)

CI : 유출계수를 고려한 기준강우강도 2.5(mm/h)

A : 처리대상구역의 면적(㎡)

2) 배수면적

■ 적용배수면적

1. 비점오염방지시설의 규모 산정시 처리대상 면적은 주요 비점오염물질이 배출되는 토지이용면적을 대상으로 함
2. 녹지가 조성되어 있거나, 투수층이 조성되어 있어 비점오염물질이 다량 배출되는 것으로 볼수 없는 토지이용 면적 등은 비점오염방지시설의 규모 산정시 처리대상 면적에서 제외할 수 있음.
3. 비점오염 저감계획을 통하여 오염원이 강우에 노출되지 않고 강우가 유입되지 않도록 관리하여 별도의 비점오염방지시설의 설치가 필요치 않도록 관리계획을 수립 한 경우 해당하는 만큼 처리대상 면적에서 제외 할 수 있음.
4. 본 계획에서는『비점오염저감시설의 설치 및 관리·운영 매뉴얼, 2014. 04, p15, 환경부』에 제시된 기준을 바탕으로 우수관로 수리계산시 반영된 면적을 바탕으로 계획하였음.

■ 초기우수처리시설 용량 산정 결과

구 분	대상면적(㎡)	기준강우강도 (CI, mm/h)	수질처리유량 (Q, ㎥/h	시설용량 (Q, ㎥/h)	비 고 (TYPE)
시점부 인천방향	1,388	2.5	3.47	8.0	ECHO BIO
시점부 여의도방향	1,388		3.47	8.0	ECHO BIO
[합 계]	2,776	-	6.94	16	-

2. 초기우수처리시설(여과형 시설)의 제원 결정

•여과형 초기우수처리시설의 제원은『비점오염저감시설의 설치 및 관리·운영 매뉴얼, 2014. 04, 환경부』을 기준으로 산정되었으며, 그 내용은 다음과 같다.

가. 여과형 시설의 제원결정을 위한 검토항목

1) 수질처리유량(WQF)을 온전히 시설내로 유입시키고(용량검토), 유입된 강우유출수를 적정 효율로 처리할 수 있는지 검토(효율성 검토)를 위해 적정 여과선속도와 시설 체류시간을 산정하여 검토함.

- 『비점오염저감시설의 설치 및 관리·운영 매뉴얼, 2014. 04, 환경부』 기준
  - 여과조의 선속도는 20m/h이하
  - 시설 체류시간 5min 이상
  - 전처리조 규모는 설계유량을 기준으로 한 시설 유효체적의 25%이상

■ 여과형시설 제원 산정 및 검토

구 분		대상 면적 (㎡)	처리 유량 (㎥/h)	시설 용량 (㎥/h)	구조물 제원(m)		여과 면적 (㎡)	여과 속도 (m/hr)	유효 체적 (㎥)	체류 시간 (min)	전처리조 (%)	비고
					W×L×H	유효 수심						
1공구	시점부 인천방향	1,388	3.47	8.0	1.3×1.3×1.8	1.5	0.52	6.67	1.76	30.43	55.6	OK
	시점부 여의도방향	1,388	3.47	8.0	1.3×1.3×1.8	1.5	0.52	6.67	1.76	30.43	55.6	OK

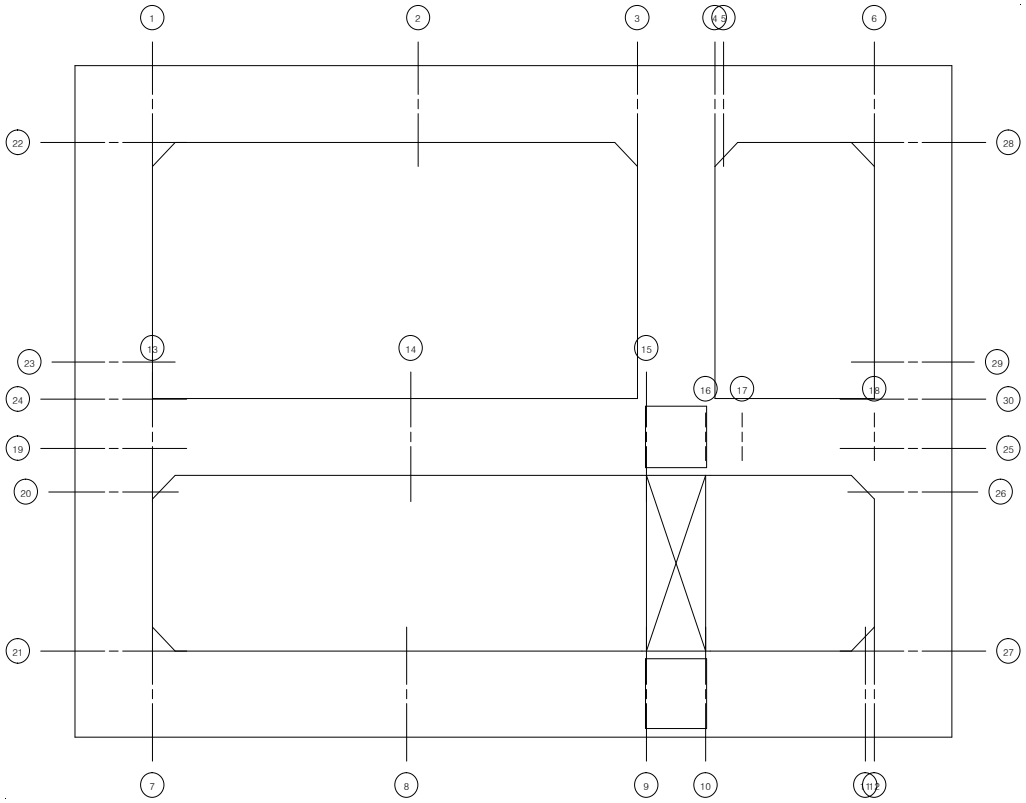
BOX 구조계산서

▣ STA. 1K+231.400 (BLOCK1 : 단면 A-A)
▣ 토 피(FH) = 10.60 m ▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 2 련
(내공 : 2@(10.65M × 10.605M), 사각 : 90°)

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(기능수행)
13. 하중재하도(붕괴방지)
14. 하중계수 및 하중조합
15. 단면력정리
16. 단면검토 및 철근량 산정
17. 수평철근 검토
18. 거더,기둥,내측벽체 검토
19. 절점부 검토
20. 사용성 검토
21. STM-우각부
22. 기초 지지력 검토
23. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	389.968	1200	700.0	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	4543.962	7605.084	1.674	O.K

■ 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	1622	4140.59	5946.49	7838.49	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.80	1.44
		중앙부	2	1000	1520	2563.64	3163.93	5110.32	H32 - 8.0EA	6353.60	1.23
		우측	3	1000	1667	2387.58	3480.76	4310.53	H32 - 8.0EA	6353.60	1.46
	2경간	좌측	4	1000	1667	901.22	3480.76	1603.84	H32 - 8.0EA	6353.60	3.86
		중앙부	5	1000	1520	612.07	2046.21	1192.49	H25 - 8.0EA	4053.60	3.34
		우측	6	1000	1667	2153.12	3480.76	3878.27	H32 - 8.0EA	6353.60	1.62
하부슬래브	1경간	좌측	7	1000	1822	5017.40	6728.00	8440.34	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.80	1.34
		중앙부	8	1000	1670	3492.33	5523.05	6361.84	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.58
		우측	9	1000	1700	2013.26	2892.20	3547.67	H29 - 8.0EA	5139.20	1.44
	2경간	좌측	10	1000	1700	1959.05	2892.20	3450.39	H29 - 8.0EA	5139.20	1.48
		중앙부	11	1000	1720	685.83	2927.15	1179.82	H29 - 8.0EA	5139.20	4.27
		우측	12	1000	1817	4132.19	6035.60	6919.70	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.46
중간슬래브	1경간	좌측	13	1000	1687	1529.26	2868.90	2704.49	H29 - 8.0EA	5139.20	1.88
		중앙부	14	1000	1520	876.54	2577.68	1712.92	H29 - 8.0EA	5139.20	2.94
		우측	15	1000	1520	903.53	2577.68	1766.21	H29 - 8.0EA	5139.20	2.85
	2경간	좌측	16	1000	1520	439.62	2577.68	854.86	H29 - 8.0EA	5139.20	5.86
		중앙부	17	1000	1520	772.55	2577.68	1507.92	H29 - 8.0EA	5139.20	3.34
		우측	18	1000	1687	1449.67	2868.90	2561.82	H29 - 8.0EA	5139.20	1.98

좌측벽체	1층	상부 (외측)	19	1000	1767	860.41	6643.75	-	H25 - 8.0EA	10407.20	7.72
		상부 (내측)	19	1000	1620	1724.40	8549.85	-	H32 - 8.0EA	10407.20	4.96
		중앙부	20	1000	1620	811.51	5775.18	-	H32 - 8.0EA	10407.20	7.12
		하부	21	1000	1722	5152.86	12060.21	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	17846.40	2.34
	2층	상부	22	1000	1717	4316.31	10328.62	-	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 8.0EA	16696.40	2.39
		중앙부	23	1000	1620	2204.55	8879.03	-	H32 - 8.0EA	10407.20	4.03
		하부 (외측)	24	1000	1767	372.37	3453.82	-	H25 - 8.0EA	10407.20	9.28
		하부 (내측)	24	1000	1620	2899.57	8493.72	-	H32 - 8.0EA	10407.20	2.93
우측벽체	1층	상부 (외측)	25	1000	1728	1081.15	10019.93	-	H25 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	11762.40	9.27
		상부 (내측)	25	1000	1620	1957.96	8130.57	-	H29 - 8.0EA	11762.40	4.15
		중앙부	26	1000	1620	1274.10	9005.28	-	H29 - 8.0EA	11762.40	7.07
		하부	27	1000	1717	3464.13	10712.47	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	15417.60	3.09
	2층	상부	28	1000	1767	1969.85	7837.22	-	H25 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	10342.80	3.98
		중앙부	29	1000	1620	1684.12	8040.84	-	H29 - 8.0EA	9192.80	4.78
		하부 (외측)	30	1000	1767	558.57	7592.42	-	H25 - 8.0EA	9192.80	13.59
		하부 (내측)	30	1000	1620	2012.37	7086.99	-	H29 - 8.0EA	9192.80	3.52

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			주철근 20%		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	2647.3	O.K	1567.7	1986.0	O.K
		중앙부	2	1800.0	1986.0	O.K	1022.1	1324.7	O.K
		우측	3	1800.0	1986.0	O.K	862.1	1324.7	O.K
	2 경간	좌측	4	1800.0	1986.0	O.K	320.8	1324.7	O.K
		중앙부	5	1800.0	1986.0	O.K	238.5	661.3	O.K
		우측	6	1800.0	1986.0	O.K	775.7	1324.7	O.K
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	1800.0	2647.3	O.K	1688.1	1986.0	O.K
		중앙부	8	1800.0	2647.3	O.K	1272.4	1986.0	O.K
		우측	9	1800.0	1986.0	O.K	709.5	1324.7	O.K
	2 경간	좌측	10	1800.0	2647.3	O.K	690.1	1986.0	O.K
		중앙부	11	1800.0	2647.3	O.K	236.0	661.3	O.K
		우측	12	1800.0	2647.3	O.K	1383.9	1986.0	O.K
중간 슬래브	1 경간	좌측	13	1800.0	1986.0	O.K	540.9	1324.7	O.K
		중앙부	14	1800.0	1986.0	O.K	342.6	1324.7	O.K
		우측	15	1800.0	1986.0	O.K	353.2	1324.7	O.K
	2 경간	좌측	16	1800.0	1986.0	O.K	171.0	661.3	O.K
		중앙부	17	1800.0	1986.0	O.K	301.6	661.3	O.K
		우측	18	1800.0	1986.0	O.K	512.4	661.3	O.K
좌측 벽체	1 층	1층(상부)	19	1800.0	1986.0	O.K	0.0	1324.7	O.K
		1층(상부)	19	1800.0	1986.0	O.K	0.0	661.3	O.K
		1층(중앙부)	20	1800.0	1986.0	O.K	0.0	661.3	O.K
		1층(하부)	21	1800.0	3310.7	O.K	0.0	1986.0	O.K
	2 층	2층(상부)	22	1800.0	3310.7	O.K	0.0	1986.0	O.K
		2층(중앙부)	23	1800.0	1986.0	O.K	0.0	661.3	O.K
		2층(하부)	24	1800.0	1986.0	O.K	0.0	1324.7	O.K
		2층(하부)	24	1800.0	1986.0	O.K	0.0	661.3	O.K
우측 벽체	1 층	1층(상부)	25	1800.0	3310.7	O.K	0.0	1986.0	O.K
		1층(상부)	25	1800.0	3310.7	O.K	0.0	1324.7	O.K
		1층(중앙부)	26	1800.0	3310.7	O.K	0.0	1324.7	O.K
		1층(하부)	27	1800.0	3310.7	O.K	0.0	1986.0	O.K
	2 층	2층(상부)	28	1800.0	1986.0	O.K	0.0	1324.7	O.K
		2층(중앙부)	29	1800.0	1986.0	O.K	0.0	661.3	O.K
		2층(하부)	30	1800.0	1986.0	O.K	0.0	1324.7	O.K
		2층(하부)	30	1800.0	1986.0	O.K	0.0	661.3	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	945.2	1666.3	2101.31	2.00	247.74	H16	150	397.20	O.K
		우측	3	974.3	1351.6	2165.88	2.00	125.79	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	4	974.3	1075.1	2165.88	2.00	33.61	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	987.3	947.1	2194.76	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		우측	6	974.3	1226.2	2165.88	2.00	83.96	H16	150	397.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	7	1075.1	1934.7	2390.10	2.00	259.66	H16	150	397.20	O.K
		우측	9	1104.2	1279.2	2454.66	2.00	51.47	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	10	1104.2	635.9	2454.66	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	11	1117.2	1727.1	2483.54	2.00	177.29	H16	150	397.20	O.K
		우측	12	1071.7	663.6	2382.47	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
중간슬래브	1경간	좌측	13	987.3	608.7	2194.76	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		우측	15	987.3	503.9	2194.76	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	16	987.3	1229.9	1591.01	2.00	159.61	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	17	987.3	1185.7	2194.76	2.00	65.28	H16	150	397.20	O.K
		우측	18	987.3	1252.0	1591.01	2.00	174.14	H16	300	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	19	1191.4	1664.3	2462.44	2.00	147.80	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	20	1208.2	1390.8	2495.17	2.00	56.34	H16	150	397.20	O.K
		하부	21	1167.3	1792.8	2402.85	2.00	201.09	H16	150	397.20	O.K
	2층	상부	22	1118.0	1677.7	1733.77	2.00	361.06	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	23	1178.7	1100.1	2465.66	2.00	131.25	H16	150	397.20	O.K
		하부	24	1165.9	1206.8	1801.43	2.00	25.55	H16	300	397.20	O.K
우측벽체	1층	상부	25	1104.2	1317.2	1724.29	2.00	136.46	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	26	1147.7	1228.8	2434.65	2.00	25.04	H16	150	397.20	O.K
		하부	27	1105.5	1445.4	1721.12	2.00	219.34	H16	300	397.20	O.K
	2층	상부	28	1108.8	1275.6	1744.31	2.00	104.24	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	29	1133.1	522.4	2420.08	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		하부	30	1120.9	590.6	1756.40	2.00	262.50	H16	300	397.20	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	1622	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	236.294	O.K	1.890
		중앙부	2	1520	H32 - 8.0EA	125	218.307	O.K	1.746
		우측	3	1667	H32 - 8.0EA	125	240.157	O.K	1.921
	2경간	좌측	4	1667	H32 - 8.0EA	125	831.857	O.K	6.655
		중앙부	5	1520	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측	6	1667	H32 - 8.0EA	125	293.596	O.K	2.349
하부슬래브	1경간	좌측	7	1822	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	186.651	O.K	1.493
		중앙부	8	1670	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	309.784	O.K	2.478
		우측	9	1700	H29 - 8.0EA	125	214.694	O.K	1.718
	2경간	좌측	10	1700	H29 - 8.0EA	125	224.589	O.K	1.797
		중앙부	11	1720	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측	12	1817	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	218.804	O.K	1.750
중간슬래브	1경간	좌측	13	1687	H29 - 8.0EA	125	456.643	O.K	3.653
		중앙부	14	1520	H29 - 8.0EA	125	685.031	O.K	5.480
		우측	15	1520	H29 - 8.0EA	125	1067.694	O.K	8.542
	2경간	좌측	16	1520	H29 - 8.0EA	125	2374.410	O.K	18.995
		중앙부	17	1520	H29 - 8.0EA	125	789.914	O.K	6.319
		우측	18	1687	H29 - 8.0EA	125	2260.708	O.K	18.086

좌측벽체	1층	1층(상부)	19	1767	H25 - 8.0EA	125	783.900	O.K	6.271
		1층(상부)	19	1620	H32 - 8.0EA	125	342.095	O.K	2.737
		1층(중앙부)	20	1620	H32 - 8.0EA	125	815.023	O.K	6.520
		1층(하부)	21	1722	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	149.582	O.K	1.197
	2층	2층(상부)	22	1717	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 8.0EA	125	195.183	O.K	1.561
		2층(중앙부)	23	1620	H32 - 8.0EA	125	272.648	O.K	2.181
		2층(하부)	24	1767	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		2층(하부)	24	1620	H32 - 8.0EA	125	165.569	O.K	1.325
우측벽체	1층	1층(상부)	25	1728	H25 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	2673.717	O.K	21.390
		1층(상부)	25	1620	H29 - 8.0EA	125	203.147	O.K	1.625
		1층(중앙부)	26	1620	H29 - 8.0EA	125	401.620	O.K	3.213
		1층(하부)	27	1717	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	259.717	O.K	2.078
	2층	2층(상부)	28	1767	H25 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	254.705	O.K	2.038
		2층(중앙부)	29	1620	H29 - 8.0EA	125	297.701	O.K	2.382
		2층(하부)	30	1767	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		2층(하부)	30	1620	H29 - 8.0EA	125	215.143	O.K	1.721

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 2 련 BOX (내공 : 2@(10.65M × 10.605M), 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 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 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 : I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 10.000 kN/m² (∵ 토피 : 10.600 m)

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)

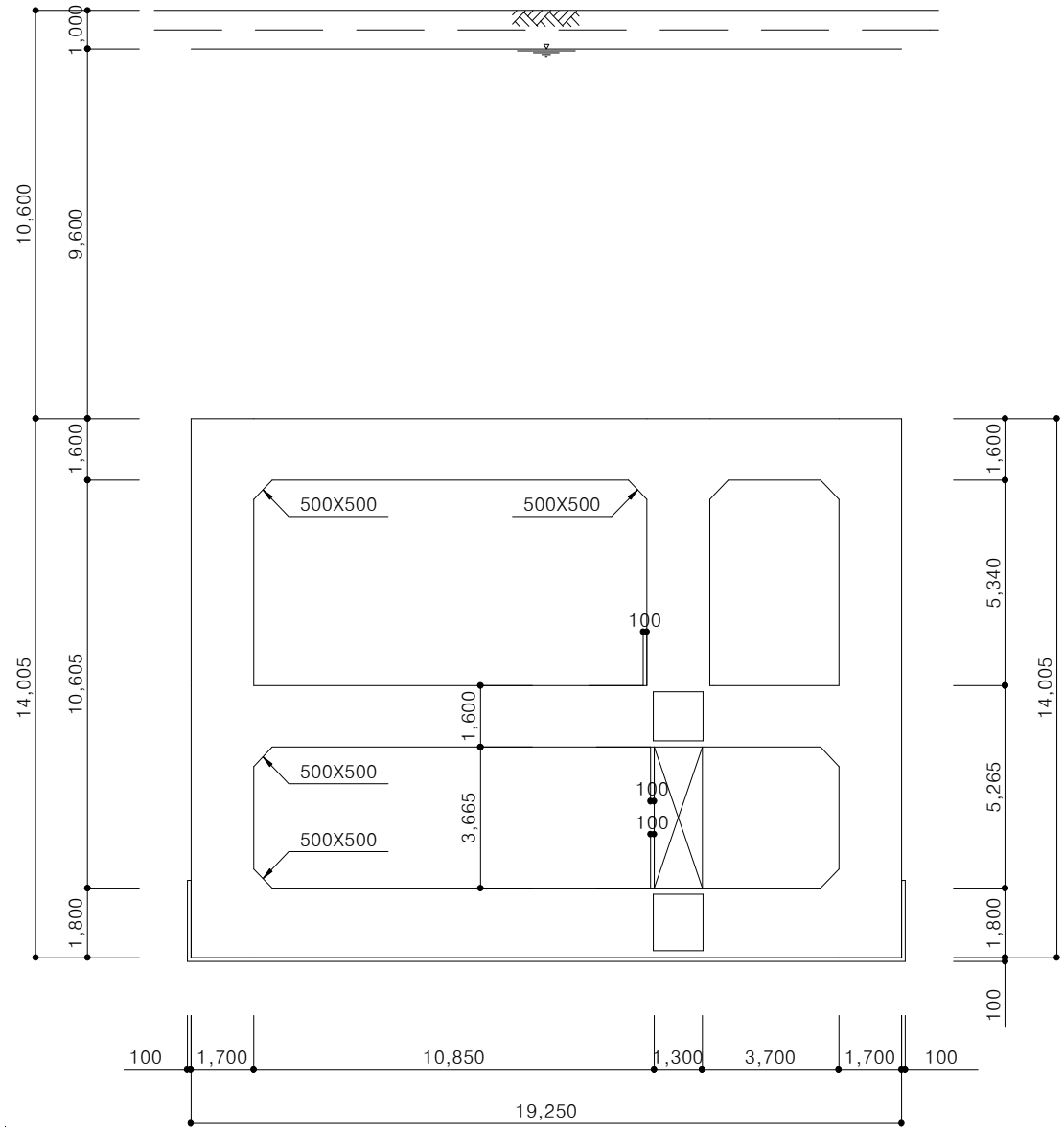
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 콘크리트 구조기준.해설 : 한국콘크리트학회(2012)
- 도로교 설계기준 : 건설교통부(2005)

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


1,000
10,600
9,600
1,600
14,005
10,605
1,800
500X500
500X500
100
1,600
500X500
3,665
500X500
100
100
1,600
5,340
5,265
1,800
14,005
100
100
1,700
10,850
1,300
3,700
1,700
100
19,250

4. 부 력 검 토

: 부력에 대한 안전률 Fs = 1.2 (R/B)
부력에 대한 안정계산시 구체자중과 측면마찰력, 상재하중만을 고려
(최소토피 H = 10.600 m 에 대하여 검토)

1) 구체자중

- 상부슬래브	:	19.250 × 1.600 × 25.0	=	770.000	kN/m
- 하부슬래브	:	19.250 × 1.800 × 25.0	=	866.250	kN/m
- 1층 좌측외벽	:	1.700 × 3.665 × 25.0	=	155.763	kN/m
- 2층 좌측외벽	:	1.700 × 5.340 × 25.0	=	226.950	kN/m
- 1층 우측외벽	:	1.700 × 3.665 × 25.0	=	155.763	kN/m
- 2층 우측외벽	:	1.700 × 5.340 × 25.0	=	226.950	kN/m
- 1층 중간벽체 1	:	(1.300 × 1.300) × 3.665 / 3.250 × 25.0	=	47.645	kN/m
- 2층 중간벽체 1	:	1.700 × 5.340 × 25.0	=	226.950	kN/m
- 중간슬래브 1	:	1.600 × 10.650 × 25.0	=	426.000	kN/m
- 중간슬래브 2	:	1.600 × 3.500 × 25.0	=	140.000	kN/m
- 헌치 1	:	0.500 × 0.500 × 1/2 × 8EA × 25.0	=	25.000	kN/m
		∴ Σ	=	3267.270	kN/m

2) 상재 하중

- ASPHALT 포장하중	:	0.500 × 19.250 × 23.0	=	221.375	kN/m
- 흙의 자중(지하수위 이상	:	0.500 × 19.250 × 19.0	=	182.875	kN/m
- 흙의 자중(지하수위 이하	:	9.600 × 19.250 × 10.0	=	1848.000	kN/m
- 지하수 자중	:	9.600 × 19.250 × 10.0	=	1848.000	kN/m
		∴ Σ	=	4100.250	kN/m

4) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30.0 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 9.600 \times 19.000 + 9.600^2 \times 10.000) \times \tan(30.0 \times 2/3)$

$= 234.106$ kN/m

∴ ∑ = 3.458 + 234.106 = 237.564 kN/m

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. [철도설계기준2004(노반변,p.170)]

5) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=구조물높이+토피고-지하수위)

= 19.250 × 23.605 × 10.000

= 4543.962 kN/m

6) 안정검토

R = 3267.270 + 4100.250 + 237.564 = 7605.084 kN/m

Fs = R / U

= 7605.084 / 4543.962

= 1.674 > 1.200 ∴O.K

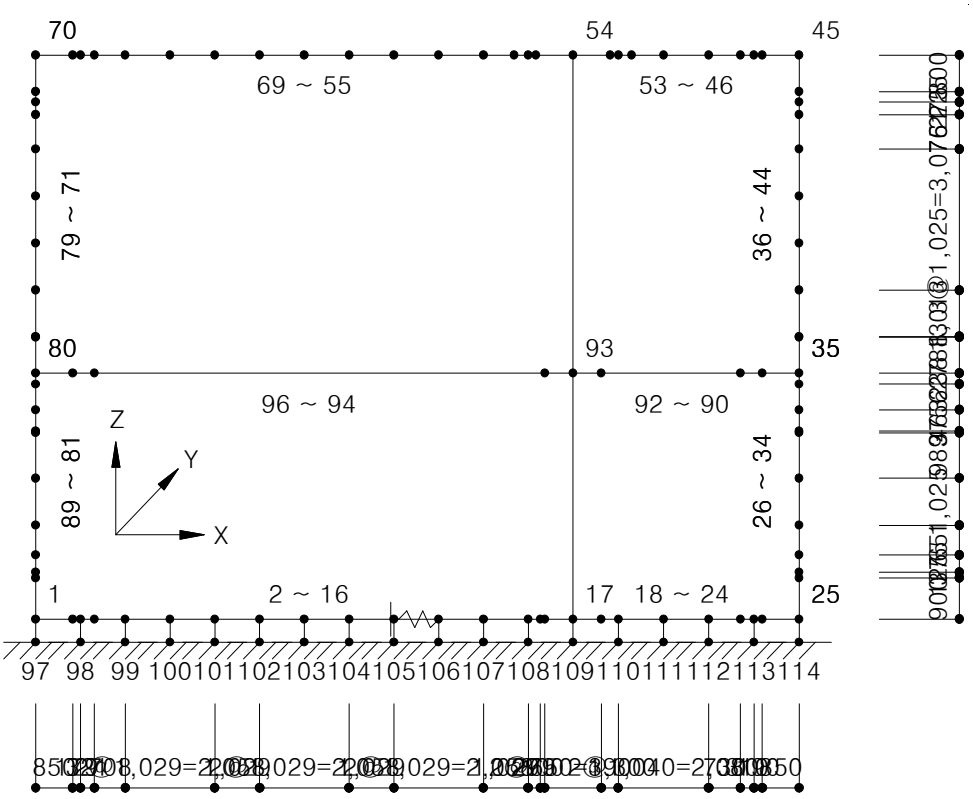
5. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

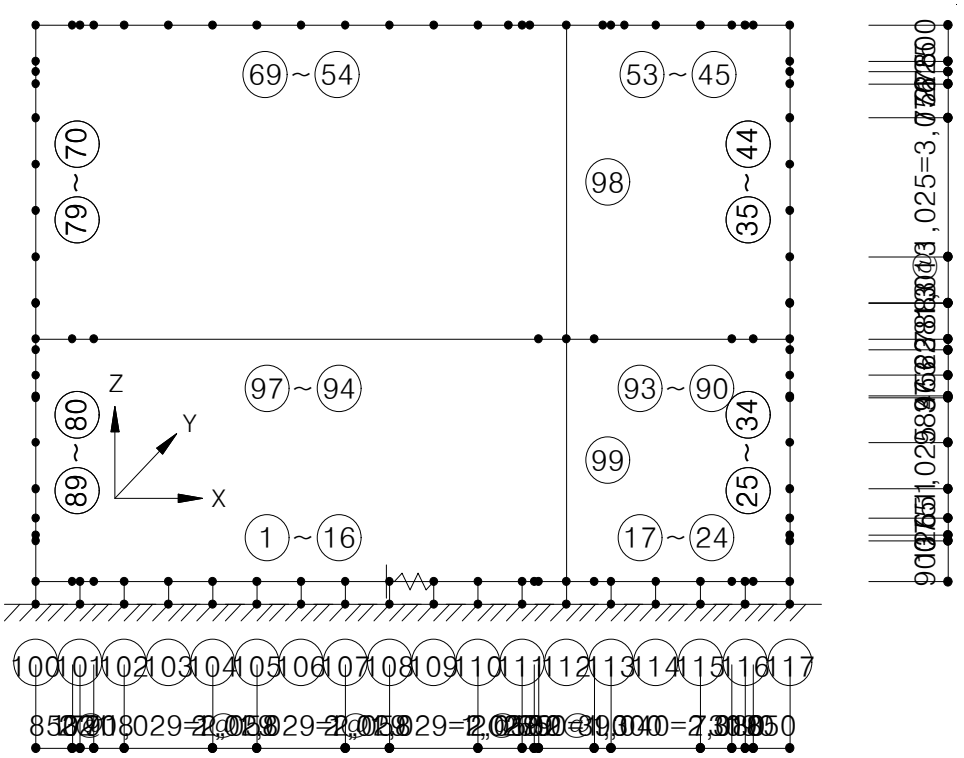
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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 (m²)		I (m⁴)	부 재
1	2.300 × 1.000	= 2.300	1.01392	1,24
3	1.800 × 1.000	= 1.800	0.48600	4~21
5	2.200 × 1.000	= 2.200	0.88733	25,33~36,44,70,78~81,89
7	1.700 × 1.000	= 1.700	0.40942	28~30,37~41,73~77,84~86,98
10	2.100 × 1.000	= 2.100	0.77175	45,53~54,69,90,97
12	1.600 × 1.000	= 1.600	0.34133	48~50,57~66,92~95
14	1.300 × 1.300 / 6.500	= 0.260	0.03662	99

NO	A (m²)		I (m⁴)	절 점
2	2.121 × 1.000	= 2.121	0.79494	3
4	2.110 × 1.000	= 2.110	0.78283	23
6	2.075 × 1.000	= 2.075	0.74407	27,88
8	1.737 × 1.000	= 1.737	0.43648	32,83
9	1.975 × 1.000	= 1.975	0.64157	43,72
13	1.921 × 1.000	= 1.921	0.59059	56,68

NO	Section(Tapper)	부 재
15	SEC 1 ~ 2	2
16	SEC 2 ~ 3	3
17	SEC 3 ~ 4	22
18	SEC 4 ~ 1	23
19	SEC 5 ~ 6	26
20	SEC 6 ~ 7	27
21	SEC 7 ~ 8	31
22	SEC 8 ~ 5	32
23	SEC 7 ~ 9	42
24	SEC 9 ~ 5	43
25	SEC 10 ~ 11	46
26	SEC 11 ~ 12	47
27	SEC 12 ~ 11	51
28	SEC 11 ~ 10	52
29	SEC 10 ~ 13	55
30	SEC 13 ~ 12	56
31	SEC 12 ~ 13	67
32	SEC 13 ~ 10	68
33	SEC 5 ~ 9	71
34	SEC 9 ~ 7	72
35	SEC 5 ~ 8	82
36	SEC 8 ~ 7	83
37	SEC 7 ~ 6	87
38	SEC 6 ~ 5	88
39	SEC 10 ~ 12	91
40	SEC 12 ~ 10	96

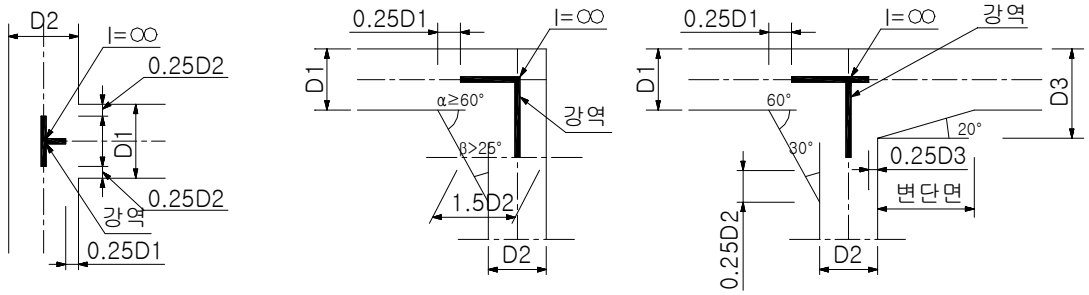
3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	58	10.292	12.805
2	0.850	0.500	59	9.262	12.805
3	1.029	0.500	60	8.233	12.805
4	1.350	0.500	61	7.204	12.805
5	2.058	0.500	62	6.175	12.805
6	3.087	0.500	63	5.146	12.805
7	4.117	0.500	64	4.117	12.805
8	5.146	0.500	65	3.087	12.805
9	6.175	0.500	66	2.058	12.805
10	7.204	0.500	67	1.350	12.805
11	8.233	0.500	68	1.029	12.805
12	9.262	0.500	69	0.850	12.805
13	10.292	0.500	70	0.000	12.805
14	11.321	0.500	71	0.000	12.005
15	11.600	0.500	72	0.000	11.780
16	11.700	0.500	73	0.000	11.505
17	12.350	0.500	74	0.000	10.754
18	13.000	0.500	75	0.000	9.729
19	13.390	0.500	76	0.000	8.703
20	14.430	0.500	77	0.000	7.678
21	15.470	0.500	78	0.000	6.665
22	16.200	0.500	79	0.000	6.653
23	16.510	0.500	80	0.000	5.865
24	16.700	0.500	81	0.000	5.627
25	17.550	0.500	82	0.000	5.065
26	17.550	1.400	83	0.000	4.602
27	17.550	1.525	84	0.000	4.565
28	17.550	1.900	85	0.000	3.576
29	17.550	2.551	86	0.000	2.551
30	17.550	3.576	87	0.000	1.900
31	17.550	4.565	88	0.000	1.525
32	17.550	4.602	89	0.000	1.400
33	17.550	5.065	90	16.700	5.865
34	17.550	5.627	91	16.200	5.865
35	17.550	5.865	92	13.000	5.865
36	17.550	6.653	93	12.350	5.865
37	17.550	6.665	94	11.700	5.865
38	17.550	7.678	95	1.350	5.865
39	17.550	8.703	96	0.850	5.865
40	17.550	9.729	97	0.000	0.000
41	17.550	10.754	98	1.029	0.000

42	17.550	11.505	99	2.058	0.000
43	17.550	11.780	100	3.087	0.000
44	17.550	12.005	101	4.117	0.000
45	17.550	12.805	102	5.146	0.000
46	16.700	12.805	103	6.175	0.000
47	16.510	12.805	104	7.204	0.000
48	16.200	12.805	105	8.233	0.000
49	15.470	12.805	106	9.262	0.000
50	14.430	12.805	107	10.292	0.000
51	13.700	12.805	108	11.321	0.000
52	13.390	12.805	109	12.350	0.000
53	13.200	12.805	110	13.390	0.000
54	12.350	12.805	111	14.430	0.000
55	11.500	12.805	112	15.470	0.000
56	11.321	12.805	113	16.510	0.000
57	11.000	12.805	114	17.550	0.000

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 70 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(2) 70 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(3) 54 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(4) 54 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(5) 54 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(6) 45 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(7) 45 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(8) 80 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(9) 80 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1700 = 375 ㎜

(10) 80 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 ㎜

(11) 93 지점 - 슬래브 중간 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1600 = 450 ㎜

(12) 93 지점 - 슬래브 중간 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1600 = 450 ㎜

(13) 93 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1700 = 375 ㎜

(14) 93 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1300 = 475 ㎜

(15) 35 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 ㎜

(16) 35 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1700 = 375 ㎜

(17) 35 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 ㎜

(18) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 450 ㎜

(19) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 550 ㎜

(20) 17 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1800 = 200 ㎜

(21) 17 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1800 = 200 ㎜

(22) 17 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1800 / 2 - 0.25 × 1700 = 475 ㎜

(23) 25 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 450 ㎜

(24) 25 지점 - 슬래브 벽체 연결부

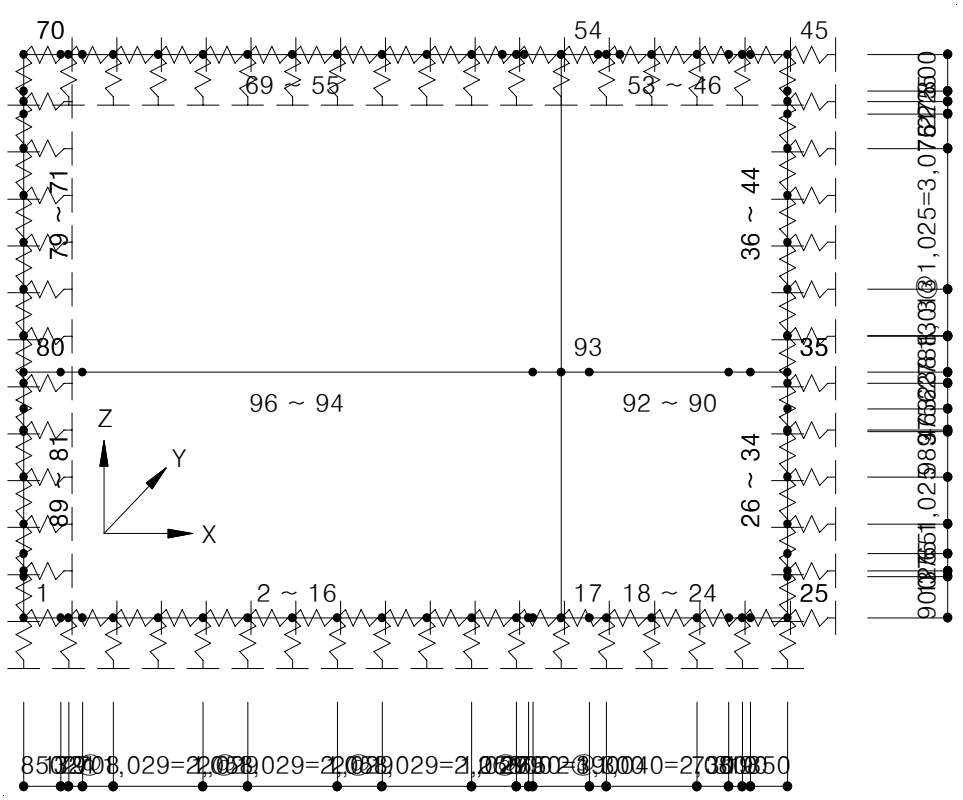
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 550 ㎜

6. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

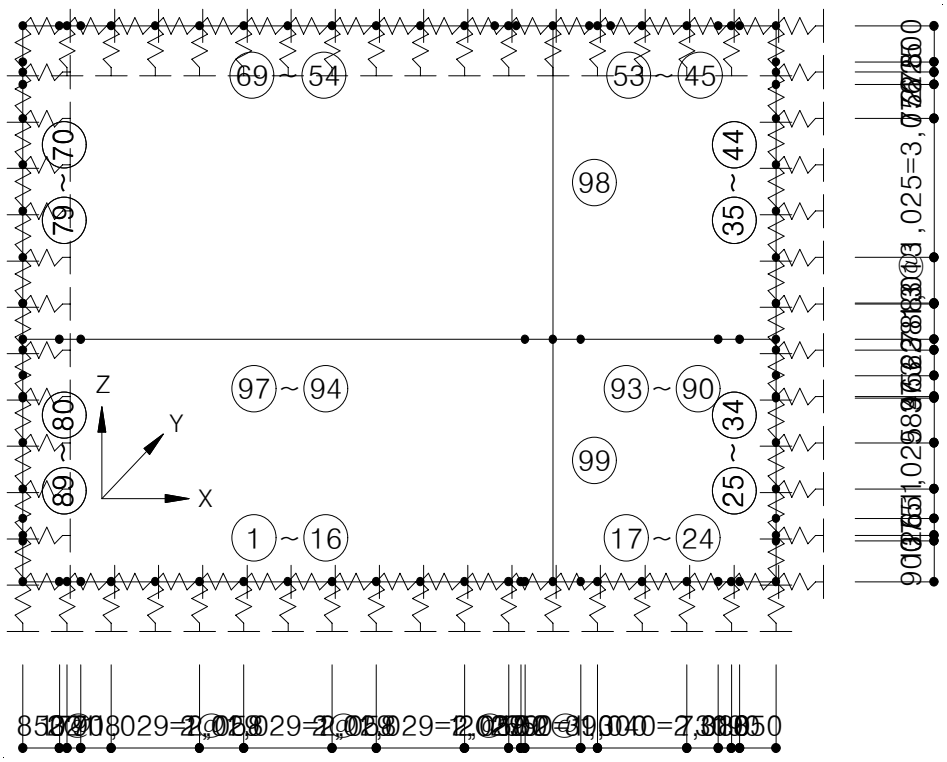
1) Modeling

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 (m²)		I (m⁴)	부 재
1	2.300 × 1.000	= 2.300	1.01392	1,24
3	1.800 × 1.000	= 1.800	0.48600	4~21
5	2.200 × 1.000	= 2.200	0.88733	25,33~36,44,70,78~81,89
7	1.700 × 1.000	= 1.700	0.40942	28~30,37~41,73~77,84~86,98
10	2.100 × 1.000	= 2.100	0.77175	45,53~54,69,90,97
12	1.600 × 1.000	= 1.600	0.34133	48~50,57~66,92~95
14	1.300 × 1.300 / 6.500	= 0.260	0.03662	99

NO	A (m²)		I (m⁴)	절 점
2	2.121 × 1.000	= 2.121	0.79494	3
4	2.110 × 1.000	= 2.110	0.78283	23
6	2.075 × 1.000	= 2.075	0.74407	27,88
8	1.737 × 1.000	= 1.737	0.43648	32,83
9	1.975 × 1.000	= 1.975	0.64157	43,72
13	1.921 × 1.000	= 1.921	0.59059	56,68

NO	Section(Tapper)	부 재
15	SEC 1 ~ 2	2
16	SEC 2 ~ 3	3
17	SEC 3 ~ 4	22
18	SEC 4 ~ 1	23
19	SEC 5 ~ 6	26
20	SEC 6 ~ 7	27
21	SEC 7 ~ 8	31
22	SEC 8 ~ 5	32
23	SEC 7 ~ 9	42
24	SEC 9 ~ 5	43
25	SEC 10 ~ 11	46
26	SEC 11 ~ 12	47
27	SEC 12 ~ 11	51
28	SEC 11 ~ 10	52
29	SEC 10 ~ 13	55
30	SEC 13 ~ 12	56
31	SEC 12 ~ 13	67
32	SEC 13 ~ 10	68
33	SEC 5 ~ 9	71
34	SEC 9 ~ 7	72
35	SEC 5 ~ 8	82
36	SEC 8 ~ 7	83
37	SEC 7 ~ 6	87
38	SEC 6 ~ 5	88
39	SEC 10 ~ 12	91
40	SEC 12 ~ 10	96

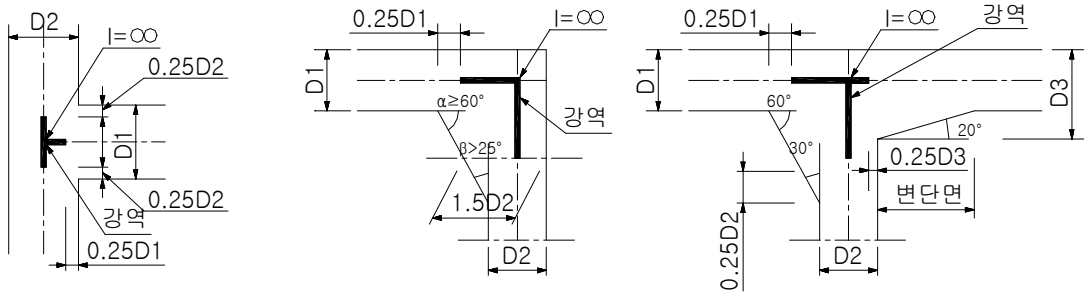
3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	49	15.470	12.305
2	0.850	0.000	50	14.430	12.305
3	1.029	0.000	51	13.700	12.305
4	1.350	0.000	52	13.390	12.305
5	2.058	0.000	53	13.200	12.305
6	3.087	0.000	54	12.350	12.305
7	4.117	0.000	55	11.500	12.305
8	5.146	0.000	56	11.321	12.305
9	6.175	0.000	57	11.000	12.305
10	7.204	0.000	58	10.292	12.305
11	8.233	0.000	59	9.262	12.305
12	9.262	0.000	60	8.233	12.305
13	10.292	0.000	61	7.204	12.305
14	11.321	0.000	62	6.175	12.305
15	11.600	0.000	63	5.146	12.305
16	11.700	0.000	64	4.117	12.305
17	12.350	0.000	65	3.087	12.305
18	13.000	0.000	66	2.058	12.305
19	13.390	0.000	67	1.350	12.305
20	14.430	0.000	68	1.029	12.305
21	15.470	0.000	69	0.850	12.305
22	16.200	0.000	70	0.000	12.305
23	16.510	0.000	71	0.000	11.505
24	16.700	0.000	72	0.000	11.280
25	17.550	0.000	73	0.000	11.005
26	17.550	0.900	74	0.000	10.254
27	17.550	1.025	75	0.000	9.229
28	17.550	1.400	76	0.000	8.203
29	17.550	2.051	77	0.000	7.178
30	17.550	3.076	78	0.000	6.165
31	17.550	4.065	79	0.000	6.153
32	17.550	4.102	80	0.000	5.365
33	17.550	4.565	81	0.000	5.127
34	17.550	5.127	82	0.000	4.565
35	17.550	5.365	83	0.000	4.102
36	17.550	6.153	84	0.000	4.065
37	17.550	6.165	85	0.000	3.076
38	17.550	7.178	86	0.000	2.051
39	17.550	8.203	87	0.000	1.400
40	17.550	9.229	88	0.000	1.025
41	17.550	10.254	89	0.000	0.900

42	17.550	11.005	90	16.700	5.365
43	17.550	11.280	91	16.200	5.365
44	17.550	11.505	92	13.000	5.365
45	17.550	12.305	93	12.350	5.365
46	16.700	12.305	94	11.700	5.365
47	16.510	12.305	95	1.350	5.365
48	16.200	12.305	96	0.850	5.365

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 70 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 ㎜

(2) 70 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 ㎜

(3) 54 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 ㎜

(4) 54 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 ㎜

(5) 54 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 ㎜

(6) 45 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 ㎜

(7) 45 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 ㎜

(8) 80 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 ㎜

(9) 80 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1700 = 375 ㎜

(10) 80 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 ㎜

(11) 93 지점 - 슬래브 중간 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1600 = 450 ㎜

(12) 93 지점 - 슬래브 중간 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1600 = 450 ㎜

(13) 93 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1700 = 375 ㎜

(14) 93 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1300 = 475 ㎜

(15) 35 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 ㎜

(16) 35 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1700 = 375 ㎜

(17) 35 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 ㎜

(18) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 450 ㎜

(19) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 550 ㎜

(20) 17 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1800 = 200 ㎜

(21) 17 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1800 = 200 ㎜

(22) 17 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1800 / 2 - 0.25 × 1700 = 475 ㎜

(23) 25 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 450 ㎜

(24) 25 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 550 ㎜

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 = 300000.00 kN/m²

Bv = √(B × L) = √(19.250 × 6.500) = 11.19 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 300000 = 1000000.00 kN/m³

Kv = 1000000.000 × (11.186 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 66273.04 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.700/2 + 1.029/2) = 90435 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 68206 kN/m	3,5~14
Kv3	Kv x (1.029/2 + 1.040/2) = 68565 kN/m	17
Kv4	Kv x (1.040/2 + 1.040/2) = 68924 kN/m	19~21,23
Kv5	Kv x (1.040/2 + 1.700/2) = 90794 kN/m	25
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	12

8. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 모래(SP) (EL. : 10.501 ~ -0.399, N=5)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 289.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 289.0 = 289.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 289.0² = 170277.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 170277.0 = 449531.3 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 289.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 289.0 = 231.2 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 231.2² = 108977.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 108977.0 = 287699.3 kN/m²

(2) 풍화 잔류토(RS) (EL. : -0.399 ~ -3.499, N=14)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 424.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 424.0 = 424.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 424.0² = 366516.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 366516.0 = 967602.2 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 424.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 424.0 = 424.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 424.0² = 366516.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 366516.0 = 967602.2 kN/m²

(3) 풍화암(WR) (EL. : -3.499 ~ -19.499, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 631.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 631.0 = 631.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 631.0^2 = 811745.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + ν) × Gd (ν : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.3) × 811745.0 = 2110537.0 kN/m^2

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 631.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 631.0 = 631.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 631.0^2 = 811745.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + ν) × Gd (ν : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.3) × 811745.0 = 2110537.0 kN/m^2

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제3토층 ,풍화 잔류토(RS)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(19.250 × 6.500) = 11.186 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 967602.2 = 3225340.67 kN/m^3

Kv = 3225340.670 × (11.186 / 0.3)$^{-3/4}$ = 213753.14 kN/m^3

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 213753.140 = 71251.05 kN/m^3

(2) 하부슬래브 : 제4토층 , 풍화암(WR)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(19.250 × 6.500) = 11.186 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 2110537.0 = 7035123.33 kN/m^3

Kv = 7035123.330 × (11.186 / 0.3)$^{-3/4}$ = 466239.03 kN/m^3

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 466239.030 = 155413.01 kN/m^3

(3) 측벽 : 제3토층 , 풍화 잔류토(RS)

① 수평방향 지반반력계수

Bh = √(H × L) = √(14.005 × 6.500) = 9.541 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 967602.2 = 3225340.67 kN/m^3

Kh = 3225340.670 × (9.541 / 0.3)$^{-3/4}$ = 240834.03 kN/m^3

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 240834.030 = 80278.01 kN/m^3

(4) 측벽 : 제4토층 , 풍화암(WR)

① 수평방향 지반반력계수

Bh = √(H × L) = √(14.005 × 6.500) = 9.541 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 2110537.0 = 7035123.33 kN/m³

Kh = 7035123.330 × (9.541 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 525307.96 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 525307.960 = 175102.65 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.040/2 + 1.040/2) = 222303 kN/m	47,49~50,52
Ksb1	Ksb x (1.040/2 + 1.040/2) = 74101 kN/m	
Kv2	Kv x (1.040/2 + 1.029/2) = 221146 kN/m	54
Ksb2	Ksb x (1.040/2 + 1.029/2) = 73715 kN/m	
Kv3	Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 219988 kN/m	56,58~66,68
Ksb3	Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 73329 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.025/2 + 1.025/2) = 538661 kN/m	27,29~30,32,34,36,38~40,75~77,79,81,83,85~86,88
Kss1	Kss x (1.025/2 + 1.025/2) = 179554 kN/m	
Kh2	Kh x (1.025/2 + 1.025/2) = 246956 kN/m	41,43,72,74
Kss2	Kss x (1.025/2 + 1.025/2) = 82319 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 479839 kN/m	3,5~14
Ksb1	Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 159946 kN/m	
Kv2	Kv x (1.029/2 + 1.040/2) = 482364 kN/m	17
Ksb2	Ksb x (1.029/2 + 1.040/2) = 160788 kN/m	
Kv3	Kv x (1.040/2 + 1.040/2) = 484889 kN/m	19~21,23
Ksb3	Ksb x (1.040/2 + 1.040/2) = 161630 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.700/2 + 1.029/2) = 636223 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.025/2 + 1.800/2) = 742108 kN/m	
Kv2	Kv x (1.040/2 + 1.700/2) = 638747 kN/m	25
Ksb2	Kh x (1.025/2 + 1.800/2) = 742108 kN/m	
Kv3	Kv x (1.040/2 + 1.700/2) = 292842 kN/m	45
Ksb3	Kh x (1.025/2 + 1.600/2) = 316145 kN/m	
Kv4	Kv x (1.029/2 + 1.700/2) = 291684 kN/m	70
Ksb4	Kh x (1.600/2 + 1.025/2) = 316145 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제3토층 ,풍화 잔류토(RS)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(19.250 × 6.500) = 11.186 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 967602.2 = 3225340.67 kN/m³

Kv = 3225340.670 × (11.186 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 213753.14 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 213753.140 = 71251.05 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제4토층 , 풍화암(WR)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(19.250 × 6.500) = 11.186 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 2110537.0 = 7035123.33 kN/m³

Kv = 7035123.330 × (11.186 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 466239.03 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 466239.030 = 155413.01 kN/m³

(3) 측벽 : 제3토층 , 풍화 잔류토(RS)

① 수평방향 지반반력계수

Bh = √(H × L) = √(14.005 × 6.500) = 9.541 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 967602.2 = 3225340.67 kN/m³

Kh = 3225340.670 × (9.541 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 240834.03 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 240834.030 = 80278.01 kN/m³

(4) 측벽 : 제4토층 , 풍화암(WR)

① 수평방향 지반반력계수

Bh = √(H × L) = √(14.005 × 6.500) = 9.541 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 2110537.0 = 7035123.33 kN/m³

Kh = 7035123.330 × (9.541 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 525307.96 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 525307.960 = 175102.65 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.040/2 + 1.040/2) = 222303 kN/m	47,49~50,52
Ksb1	Ksb x (1.040/2 + 1.040/2) = 74101 kN/m	
Kv2	Kv x (1.040/2 + 1.029/2) = 221146 kN/m	54
Ksb2	Ksb x (1.040/2 + 1.029/2) = 73715 kN/m	
Kv3	Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 219988 kN/m	56,58~66,68
Ksb3	Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 73329 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.025/2 + 1.025/2) = 538661 kN/m	27,29~30,32,34,36,38~40,75~77,79,81,83,85~86,88
Kss1	Kss x (1.025/2 + 1.025/2) = 179554 kN/m	
Kh2	Kh x (1.025/2 + 1.025/2) = 246956 kN/m	41,43,72,74
Kss2	Kss x (1.025/2 + 1.025/2) = 82319 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 479839 kN/m	3,5~14
Ksb1	Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 159946 kN/m	
Kv2	Kv x (1.029/2 + 1.040/2) = 482364 kN/m	17
Ksb2	Ksb x (1.029/2 + 1.040/2) = 160788 kN/m	
Kv3	Kv x (1.040/2 + 1.040/2) = 484889 kN/m	19~21,23
Ksb3	Ksb x (1.040/2 + 1.040/2) = 161630 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.700/2 + 1.029/2) = 636223 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.025/2 + 1.800/2) = 742108 kN/m	
Kv2	Kv x (1.040/2 + 1.700/2) = 638747 kN/m	25
Ksb2	Kh x (1.025/2 + 1.800/2) = 742108 kN/m	
Kv3	Kv x (1.040/2 + 1.700/2) = 292842 kN/m	45
Ksb3	Kh x (1.025/2 + 1.600/2) = 316145 kN/m	
Kv4	Kv x (1.029/2 + 1.700/2) = 291684 kN/m	70
Ksb4	Kh x (1.600/2 + 1.025/2) = 316145 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	성능기 / 준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
	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(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

9. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500	kN/m²
- 토 사	: 10.100 × 19.00	=	191.900	kN/m²
	∴ Total Wd1	=	203.400	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00	=	9.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 9.600 × 10.00	=	96.000	kN/m²
	∴ Total Wd2	=	117.000	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용)

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	39.0	1.5	25.0
2.0	18.0	2.5	14.0
3.0	11.0	3.5	10.0
4.0	10.0	5.0	10.0
6.0	10.0	7.0	10.0
8.0	10.0	9.0	10.0
10.0	10.0		

주) 중간토피에 대한 것은 그 상위의 것을 취한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (WI1) - 토피 4m 이상

- WI1 = 10.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (WI2)

- WI2 = 10.000 × 0.500 = 5.000 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 10.900 × 19.000) × 0.500 = 109.300 kN/m²
Wh2 = 109.300 + 0.800 × 19.000 × 0.500 = 116.900 kN/m²
Wh3 = 116.900 + 0.225 × 19.000 × 0.500 = 119.041 kN/m²
Wh4 = 119.041 + 0.275 × 19.000 × 0.500 = 121.650 kN/m²
Wh5 = 121.650 + 0.751 × 19.000 × 0.500 = 128.783 kN/m²
Wh6 = 128.783 + 1.025 × 19.000 × 0.500 = 138.524 kN/m²
Wh7 = 138.524 + 1.025 × 19.000 × 0.500 = 148.266 kN/m²
Wh8 = 148.266 + 1.025 × 19.000 × 0.500 = 158.007 kN/m²
Wh9 = 158.007 + 1.013 × 19.000 × 0.500 = 167.630 kN/m²
Wh10 = 167.630 + 0.013 × 19.000 × 0.500 = 167.749 kN/m²
Wh11 = 167.749 + 0.788 × 19.000 × 0.500 = 175.230 kN/m²
Wh12 = 175.230 + 0.238 × 19.000 × 0.500 = 177.490 kN/m²
Wh13 = 177.490 + 0.562 × 19.000 × 0.500 = 182.830 kN/m²
Wh14 = 182.830 + 0.463 × 19.000 × 0.500 = 187.231 kN/m²
Wh15 = 187.231 + 0.037 × 19.000 × 0.500 = 187.580 kN/m²
Wh16 = 187.580 + 0.989 × 19.000 × 0.500 = 196.974 kN/m²
Wh17 = 196.974 + 1.025 × 19.000 × 0.500 = 206.715 kN/m²
Wh18 = 206.715 + 0.651 × 19.000 × 0.500 = 212.897 kN/m²
Wh19 = 212.897 + 0.375 × 19.000 × 0.500 = 216.456 kN/m²
Wh20 = 216.456 + 0.125 × 19.000 × 0.500 = 217.648 kN/m²
Wh21 = 217.648 + 0.900 × 19.000 × 0.500 = 226.197 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 10.400 × 10.00 = 62.500 kN/m²
Wh2 = 62.500 + 0.800 × 10.000 × 0.500 = 66.500 kN/m²
Wh3 = 66.500 + 0.225 × 10.000 × 0.500 = 67.627 kN/m²
Wh4 = 67.627 + 0.275 × 10.000 × 0.500 = 69.000 kN/m²
Wh5 = 69.000 + 0.751 × 10.000 × 0.500 = 72.754 kN/m²
Wh6 = 72.754 + 1.025 × 10.000 × 0.500 = 77.881 kN/m²
Wh7 = 77.881 + 1.025 × 10.000 × 0.500 = 83.008 kN/m²
Wh8 = 83.008 + 1.025 × 10.000 × 0.500 = 88.135 kN/m²
Wh9 = 88.135 + 1.013 × 10.000 × 0.500 = 93.200 kN/m²
Wh10 = 93.200 + 0.013 × 10.000 × 0.500 = 93.262 kN/m²
Wh11 = 93.262 + 0.788 × 10.000 × 0.500 = 97.200 kN/m²
Wh12 = 97.200 + 0.238 × 10.000 × 0.500 = 98.390 kN/m²
Wh13 = 98.390 + 0.562 × 10.000 × 0.500 = 101.200 kN/m²
Wh14 = 101.200 + 0.463 × 10.000 × 0.500 = 103.517 kN/m²
Wh15 = 103.517 + 0.037 × 10.000 × 0.500 = 103.700 kN/m²
Wh16 = 103.700 + 0.989 × 10.000 × 0.500 = 108.644 kN/m²
Wh17 = 108.644 + 1.025 × 10.000 × 0.500 = 113.771 kN/m²
Wh18 = 113.771 + 0.651 × 10.000 × 0.500 = 117.025 kN/m²
Wh20 = 118.898 + 0.125 × 10.000 × 0.500 = 119.525 kN/m²
Wh21 = 119.525 + 0.900 × 10.000 × 0.500 = 124.025 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 9.600 × 10.000 = 96.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 10.400 × 10.000 = 104.000 kN/m²
  Ww3 = 104.000 + 0.800 × 10.000 = 112.000 kN/m²
  Ww4 = 112.000 + 0.225 × 10.000 = 114.254 kN/m²
  Ww5 = 114.254 + 0.275 × 10.000 = 117.000 kN/m²
  Ww6 = 117.000 + 0.751 × 10.000 = 124.508 kN/m²
  Ww7 = 124.508 + 1.025 × 10.000 = 134.763 kN/m²
  Ww8 = 134.763 + 1.025 × 10.000 = 145.017 kN/m²
  Ww9 = 145.017 + 1.025 × 10.000 = 155.271 kN/m²
  Ww10 = 155.271 + 1.013 × 10.000 = 165.400 kN/m²
  Ww11 = 165.400 + 0.013 × 10.000 = 165.525 kN/m²
  Ww12 = 165.525 + 0.787 × 10.000 = 173.400 kN/m²
  Ww13 = 173.400 + 0.238 × 10.000 = 175.779 kN/m²
  Ww14 = 175.779 + 0.562 × 10.000 = 181.400 kN/m²
  Ww15 = 181.400 + 0.463 × 10.000 = 186.033 kN/m²
  Ww16 = 186.033 + 0.037 × 10.000 = 186.400 kN/m²
  Ww17 = 186.400 + 0.989 × 10.000 = 196.288 kN/m²
  Ww18 = 196.288 + 1.025 × 10.000 = 206.542 kN/m²
  Ww19 = 206.542 + 0.651 × 10.000 = 213.050 kN/m²
  Ww20 = 213.050 + 0.375 × 10.000 = 216.796 kN/m²
  Ww21 = 216.796 + 0.125 × 10.000 = 218.050 kN/m²
  Ww22 = 218.050 + 0.900 × 10.000 = 227.050 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww23 = (10.600 + 14.005 - 1.000) × 10.000 = 236.050 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 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

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

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
실트 섞인 모래(SM	2.200	156.000	124.800	20.000	0.056	0.071
모래(SP)	8.700	289.000	231.200	20.000	0.120	0.151
풍화 잔류토(RS)	3.100	424.000	424.000	20.000	0.029	0.029
풍화암(WR)	16.000	631.000	631.000	20.000	0.101	0.101
계					0.306	0.352

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.306 = 0.383	1.25 Tg' = 1.25 × 0.352 = 0.440

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

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

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

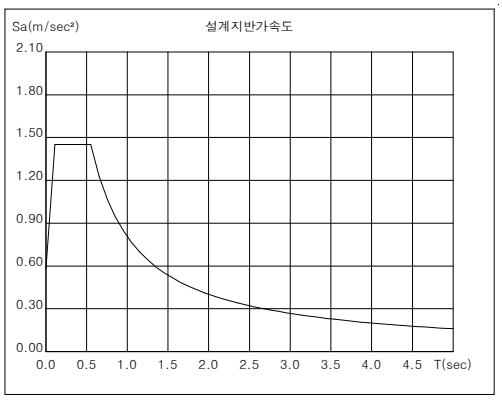
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd = 1.454 m/s² - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd = 2.977 m/s² - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg

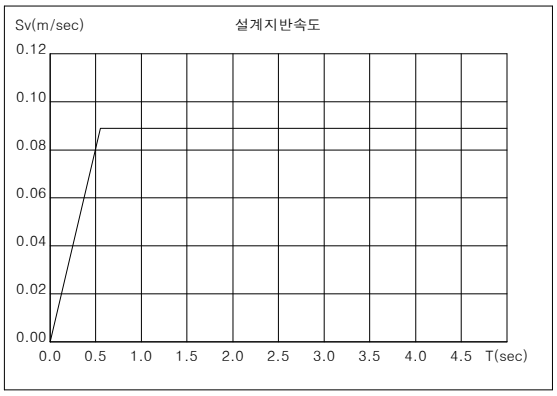
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.383 / 2π × 1.454 = 0.089 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.440 / 2π × 2.977 = 0.208 m/s

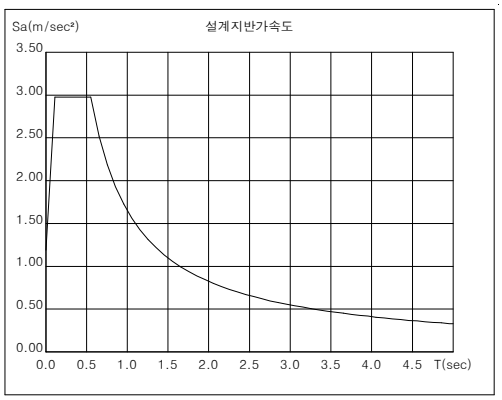
6) 설계응답 응답스펙트럼

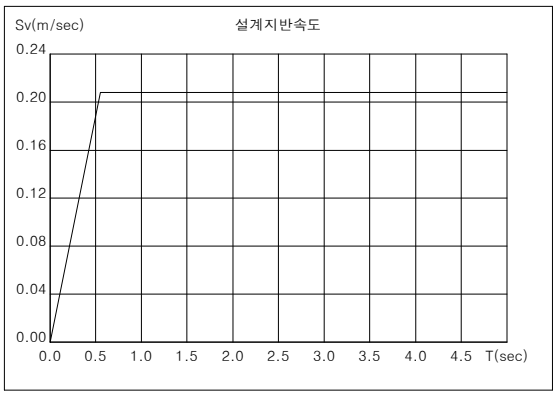
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 층별 변위값 정리

- 제 1층의 두께(H1) = 14.000 m
- 제 2층의 두께(H2) = 16.000 m
- 제 1층의 습윤단위 체적중량(γ1) = 20.000 kN/m³
- 제 2층의 습윤단위 체적중량(γ2) = 20.000 kN/m³
- 제 1층의 평균전단파속도(Vsod1) = 257.171 m/sec
- 제 2층의 평균전단파속도(Vsod2) = 631.000 m/sec
- 제 1층과 제2층의 임피던스비(α)

  = 0.408

- 지반의 설계 고유 진동수(Wo)

$(1+\alpha)\times\cos[Wo\times(H1/Vsod1 + H2/Vsod2)] + (1-\alpha)\times\cos[Wo\times(H1/Vsod1 - H2/Vsod2)] = 0$

$(1 + 0.408) \times \cos[Wo \times (14.000 / 257.171 + 16.000 / 631.000)] +$

$(1 - 0.408) \times \cos[Wo \times (14.000 / 257.171 - 16.000 / 631.000)] = 0$

에서 시행착오법으로 산정, Wo = 23.815

- 각 층별 변위 계산식

  - 제1층 변위 계산식

$Uh1 = 2/\pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(Wo \times x1/Vsod1)$

  - 제2층 변위 계산식

$Uh2 = 2/\pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(Wo \times H1/Vsod1) \times$

$[\cos(Wo \times x2/Vsod2) - \sin(Wo \times x2/Vsod2) / \tan(Wo \times H2/Vsod2)]$

8) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 11.400 m
- 하부슬래브 EL. = 23.705 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 71251.050 \times (0.003403 - 0.000776)$ $= 187.177\ kN/m^2$	$Po = 71251.050 \times (0.009136 - 0.002083)$ $= 502.534\ kN/m^2$

9) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
11.400	240834.030	0.003403	0.002627	632.671
12.200	240834.030	0.002949	0.002173	523.332
12.425	240834.030	0.002818	0.002042	491.783
12.700	240834.030	0.002656	0.001880	452.768
13.451	240834.030	0.002207	0.001431	344.633
14.476	525307.960	0.001822	0.001046	549.472
15.502	525307.960	0.001715	0.000939	493.264
16.527	525307.960	0.001605	0.000829	435.480
17.540	525307.960	0.001493	0.000717	376.646
18.340	525307.960	0.001404	0.000628	329.893
18.578	525307.960	0.001377	0.000601	315.710
19.140	525307.960	0.001313	0.000537	282.090
19.603	525307.960	0.001260	0.000484	254.249
19.640	525307.960	0.001256	0.000480	252.148
20.629	525307.960	0.001141	0.000365	191.737
21.654	525307.960	0.001021	0.000245	128.700
22.305	525307.960	0.000944	0.000168	88.252
22.680	525307.960	0.000899	0.000123	64.613
22.805	525307.960	0.000884	0.000108	56.733
23.705	525307.960	0.000776	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
11.400	240834.030	0.009136	0.007053	1698.602
12.200	240834.030	0.007917	0.005834	1405.026
12.425	240834.030	0.007566	0.005483	1320.493
12.700	240834.030	0.007132	0.005049	1215.971
13.451	240834.030	0.005925	0.003842	925.284
14.476	525307.960	0.004893	0.002810	1476.115
15.502	525307.960	0.004604	0.002521	1324.301
16.527	525307.960	0.004308	0.002225	1168.810
17.540	525307.960	0.004009	0.001926	1011.743
17.552	525307.960	0.004006	0.001923	1010.167
18.340	525307.960	0.003769	0.001686	885.669
18.578	525307.960	0.003697	0.001614	847.847
19.140	525307.960	0.003526	0.001443	758.019
19.603	525307.960	0.003384	0.001301	683.426
19.640	525307.960	0.003372	0.001289	677.122
20.629	525307.960	0.003065	0.000982	515.852
21.654	525307.960	0.002741	0.000658	345.653
22.305	525307.960	0.002534	0.000451	236.914
22.680	525307.960	0.002414	0.000331	173.877
22.805	525307.960	0.002373	0.000290	152.339
23.705	525307.960	0.002083	0.000000	0.000

10) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	170277.000 × 0.000528 = 89.910	108977.000 × 0.001419 = 154.640
Vb	811745.000 × 0.000120 = 97.410	811745.000 × 0.000322 = 261.380
Vs	(89.910 + 97.410) / 2 = 93.660	(154.640 + 261.380) / 2 = 208.010

11) 구체 관성력

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

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.600×25.000×0.074×(1 - 0.015×11.400) = 2.454	fu = 1.600×25.000×0.182×(1 - 0.015×11.400) = 6.035

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.800×25.000×0.074×(1 - 0.015×23.705) = 2.146	fb = 1.800×25.000×0.182×(1 - 0.015×23.705) = 5.278

③ 중간슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.600×25.000×0.074×(1 - 0.015×14.005) = 2.529	fb = 1.600×25.000×0.182×(1 - 0.015×14.005) = 6.221

④ 중간벽체

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu1 = (1.700×1.300×25.000×0.074× (1-0.015×10.500))/6.500 = 0.521	fu1 = (1.700×1.300×25.000×0.182× (1-0.015×10.500))/6.500 = 1.282
fb1 = (1.700×1.300×25.000×0.074 × (1-0.015×23.705))/6.500 = 0.405	fb1 = (1.700×1.300×25.000×0.182 × (1-0.015×23.705))/6.500 = 0.997
fu1 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×10.500) = 0.521	fu1 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×10.500) = 1.282
fb1 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×23.705) = 0.405	fb1 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×23.705) = 0.997

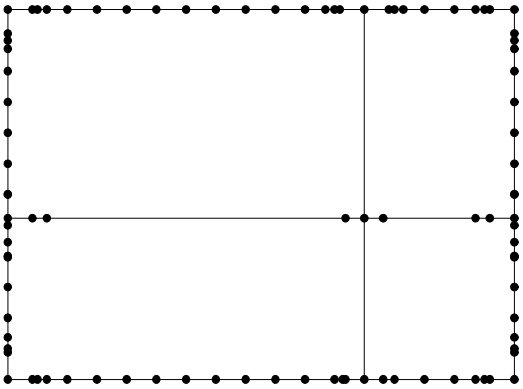
⑤ 측벽

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×11.400) = 2.607	f1 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×11.400) = 6.412
f2 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×12.200) = 2.569	f2 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×12.200) = 6.319
f3 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×12.425) = 2.559	f3 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×12.425) = 6.293
f4 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×12.700) = 2.546	f4 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×12.700) = 6.261
f5 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×13.451) = 2.510	f5 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×13.451) = 6.174
f6 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×14.476) = 2.462	f6 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×14.476) = 6.055
f7 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×15.502) = 2.414	f7 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×15.502) = 5.936
f8 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×16.527) = 2.365	f8 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×16.527) = 5.817
f9 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×17.540) = 2.318	f9 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×17.540) = 5.700

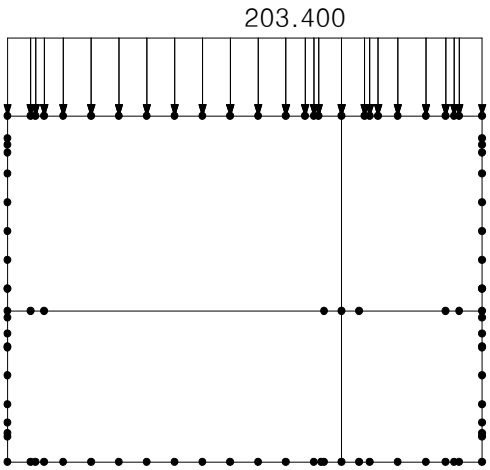
f10 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×17.552) = 2.317	f10 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×17.552) = 5.699
f11 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×18.340) = 2.280	f11 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×18.340) = 5.607
f12 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×18.578) = 2.269	f12 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×18.578) = 5.579
f13 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×19.140) = 2.242	f13 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×19.140) = 5.514
f14 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×19.603) = 2.220	f14 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×19.603) = 5.461
f15 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×19.640) = 2.218	f15 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×19.640) = 5.456
f16 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×20.629) = 2.172	f16 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×20.629) = 5.342
f17 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×21.654) = 2.123	f17 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×21.654) = 5.223
f18 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×22.305) = 2.093	f18 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×22.305) = 5.147
f19 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×22.680) = 2.075	f19 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×22.680) = 5.104
f20 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×22.805) = 2.069	f20 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×22.805) = 5.089
f21 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×23.705) = 2.027	f21 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×23.705) = 4.985

11. 하 중 재 하 (상시)

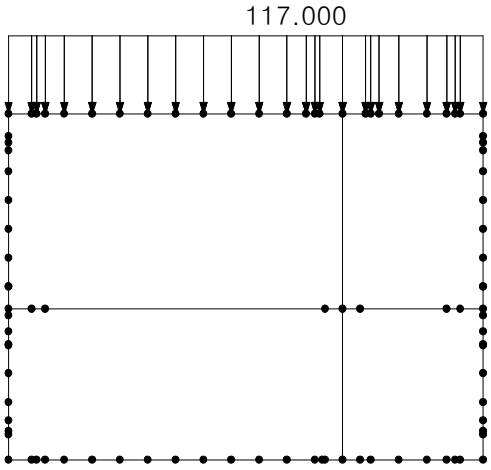
1) CASE1 - 구체자중(SW)



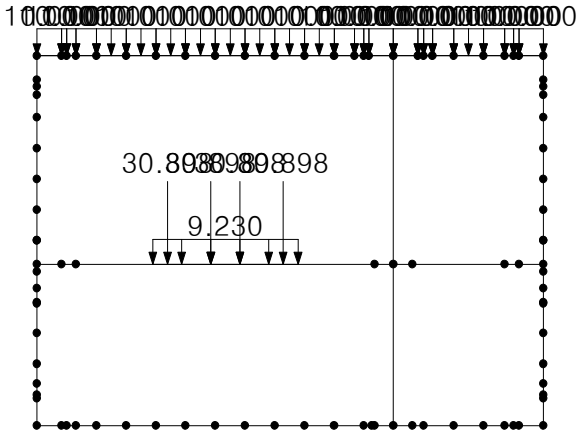
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



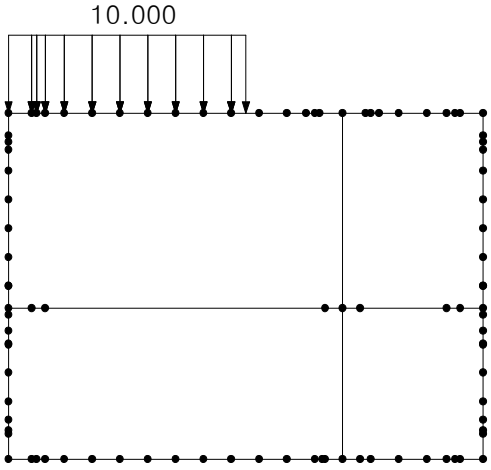
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



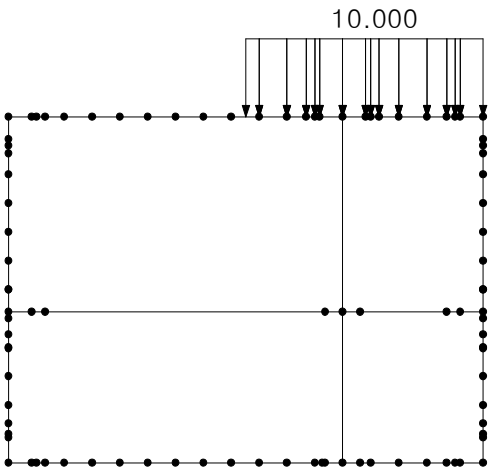
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



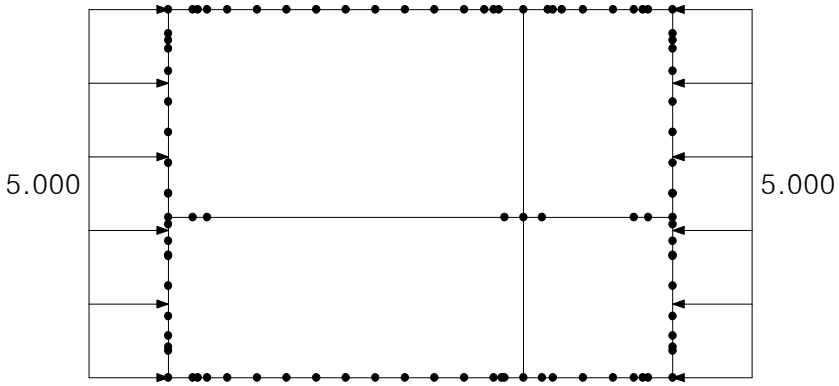
5) CASE5 - 편재활하중(좌측)(LIVELE)



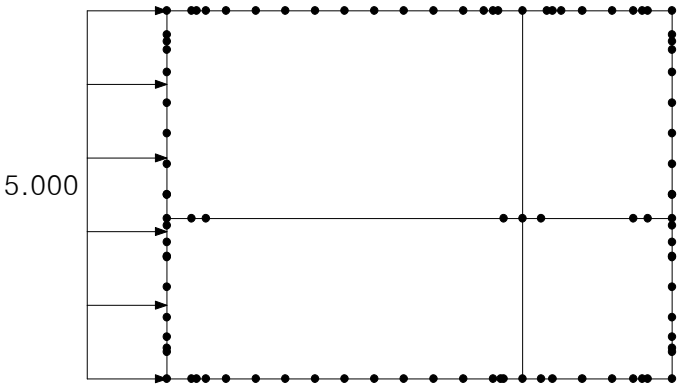
6) CASE6 - 편재활하중(우측)(LIVERI)



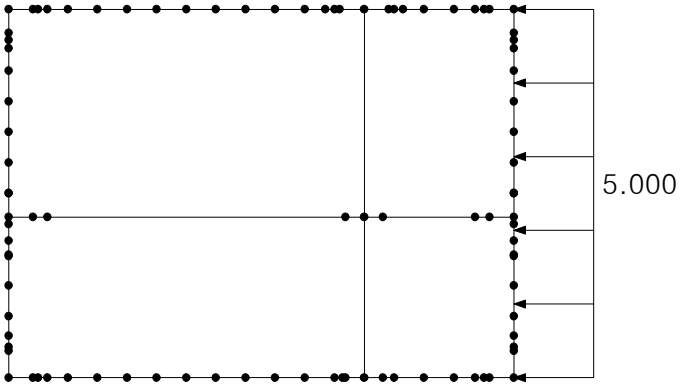
7) CASE7 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



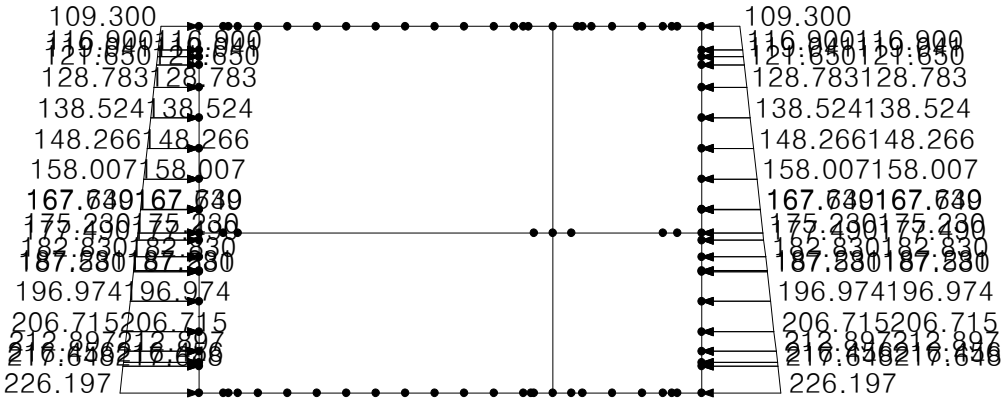
8) CASE8 - 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEH)



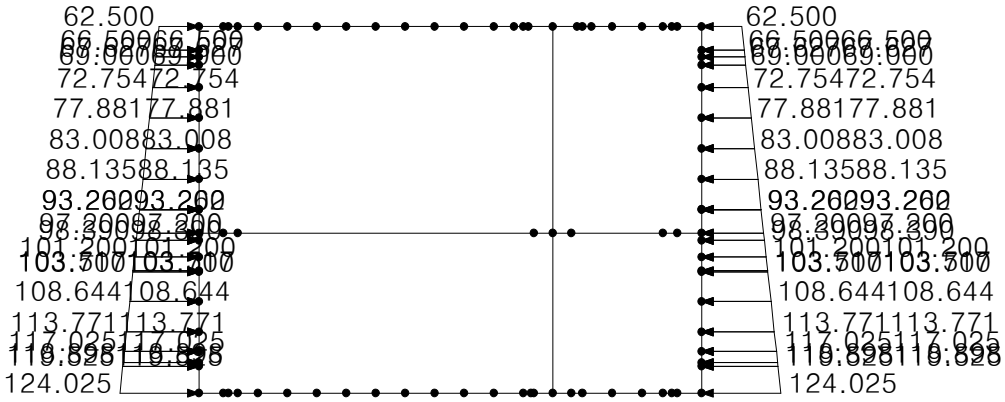
9) CASE9 - 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIH)



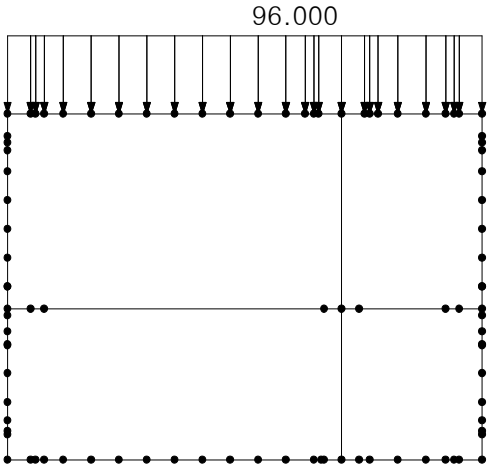
10) CASE10 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



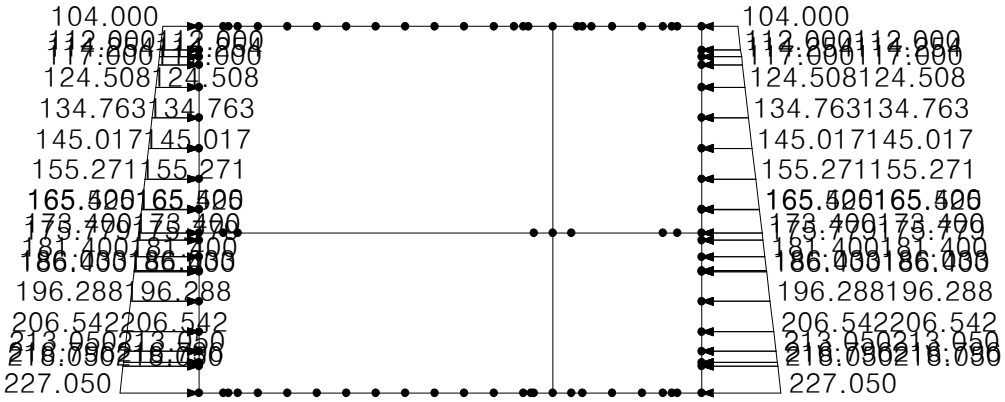
11) CASE11 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



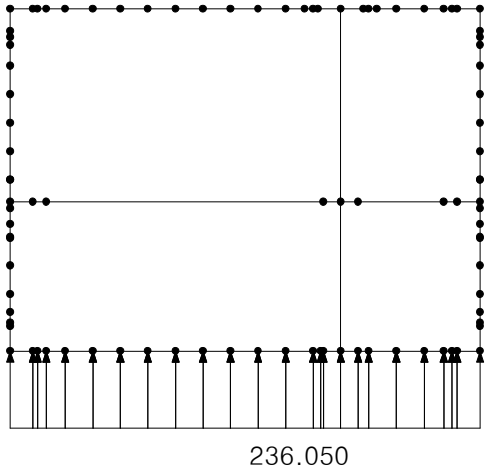
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



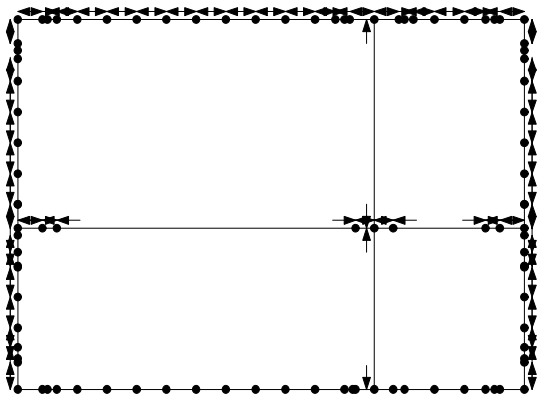
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



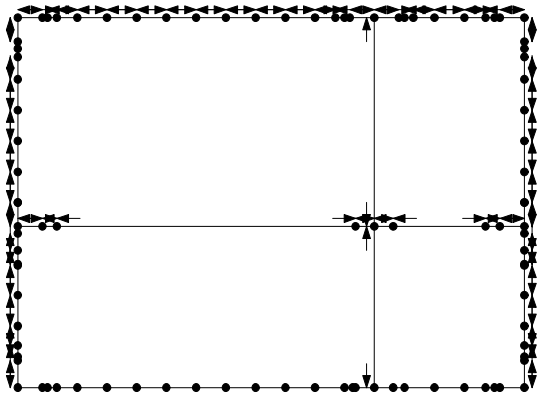
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



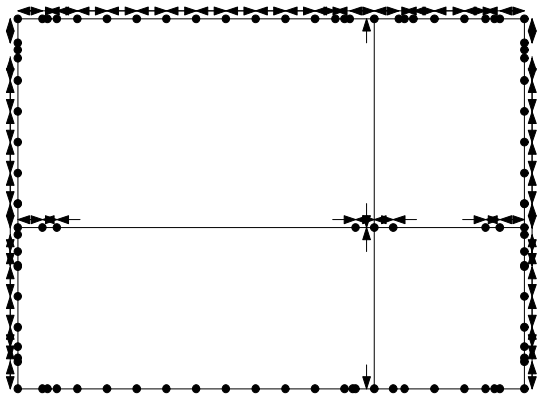
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

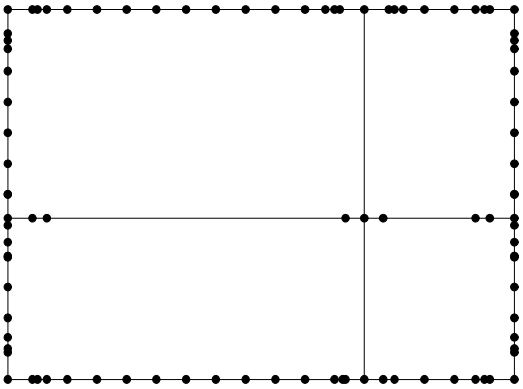


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

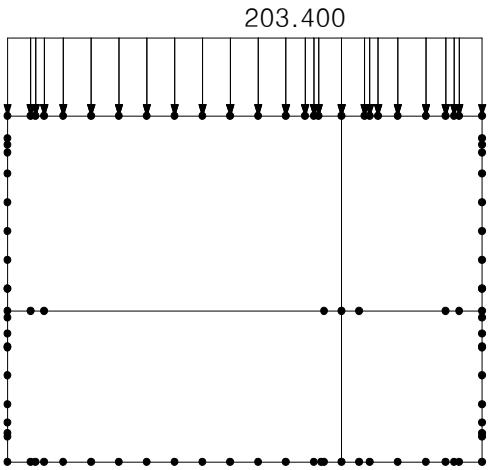


12. 하중 재하 (기능수행)

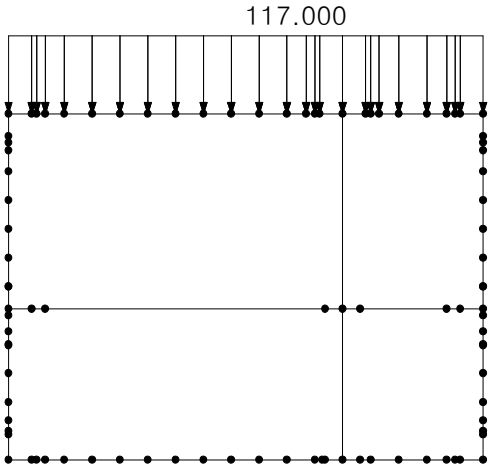
1) CASE1 - 구체자중(SW)



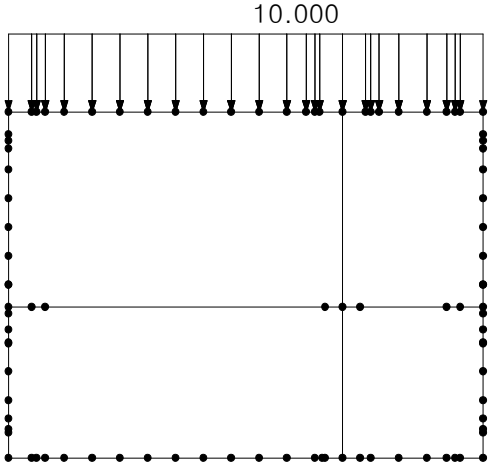
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



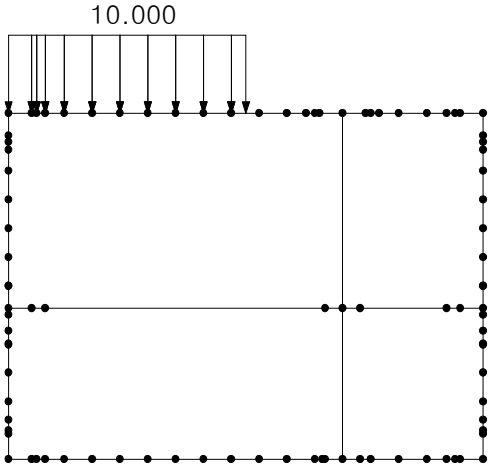
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



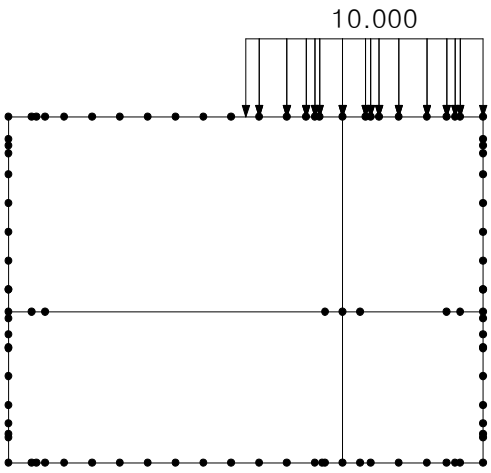
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



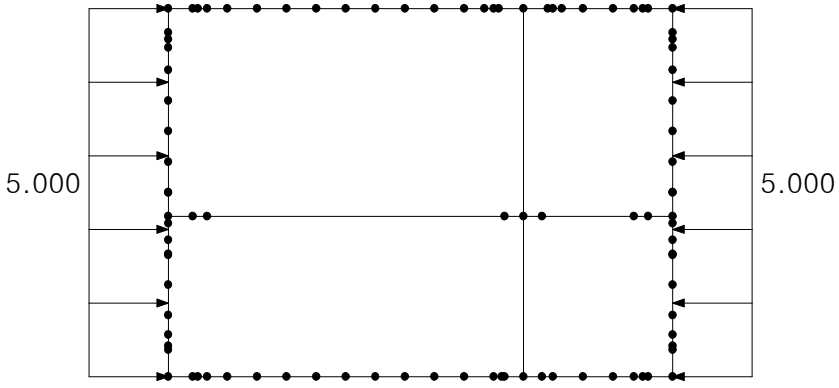
5) CASE5 - 지진시 편재활하중(좌측)(LIVELEE)



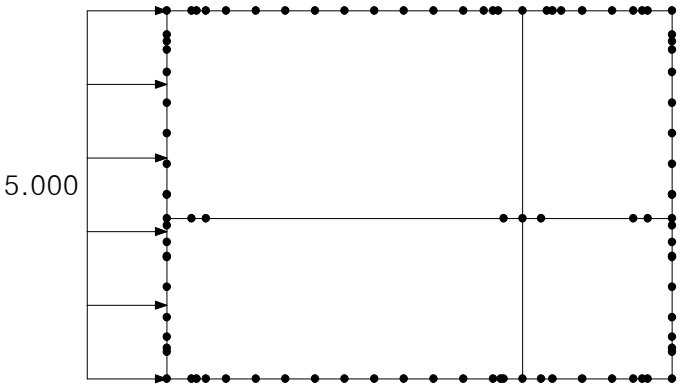
6) CASE6 - 지진시 편재활하중(우측)(LIVERIE)



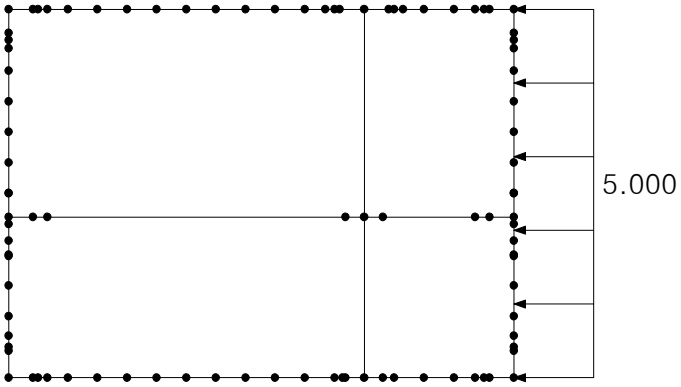
7) CASE7 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



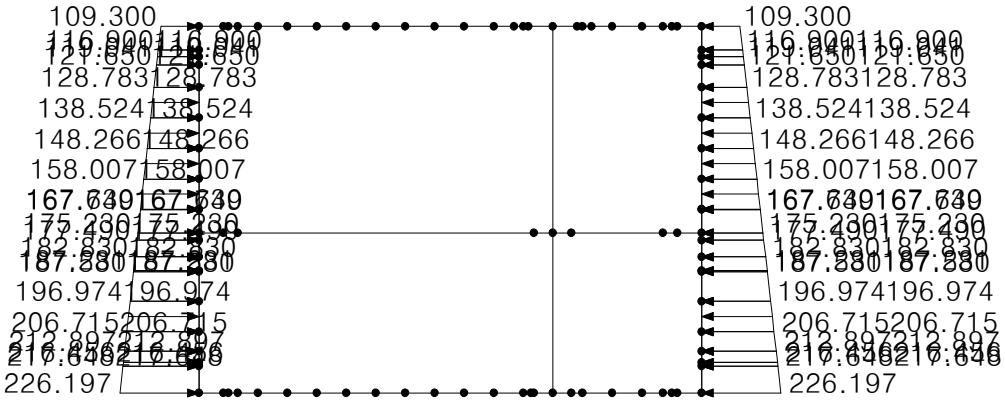
8) CASE8 - 지진시 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEHE)



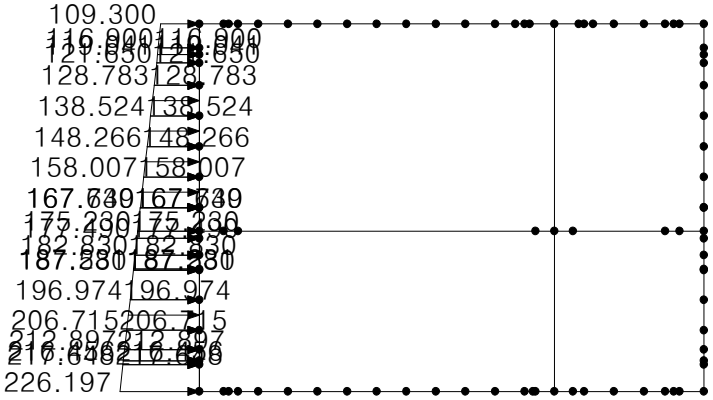
9) CASE9 - 지진시 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIHE)



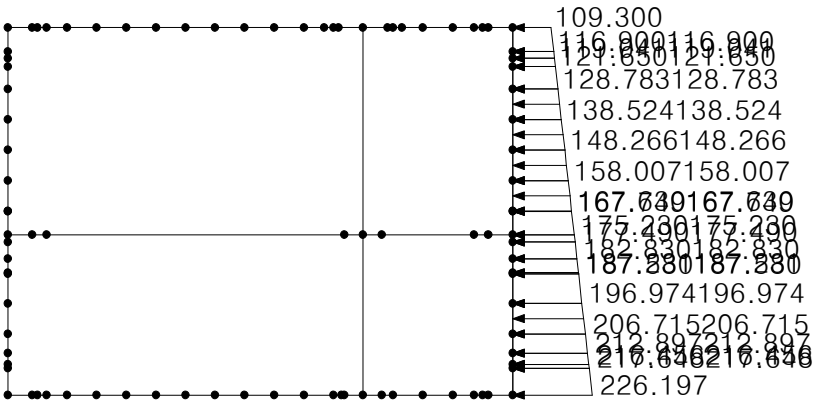
10) CASE10 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



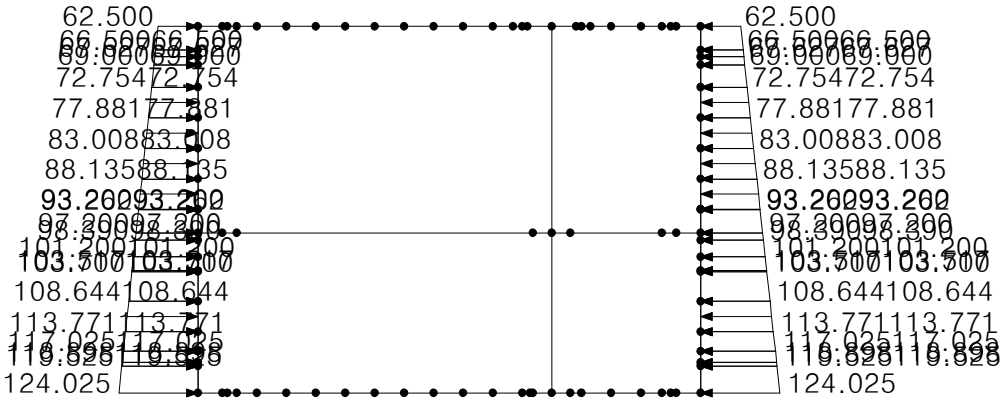
11) CASE11 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



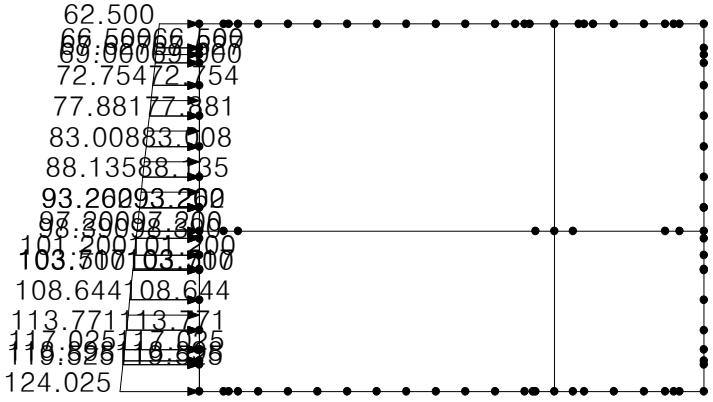
12) CASE12 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



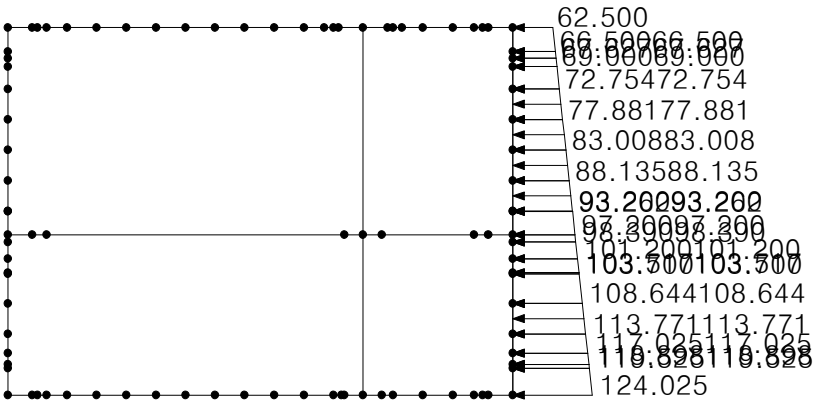
13) CASE13 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



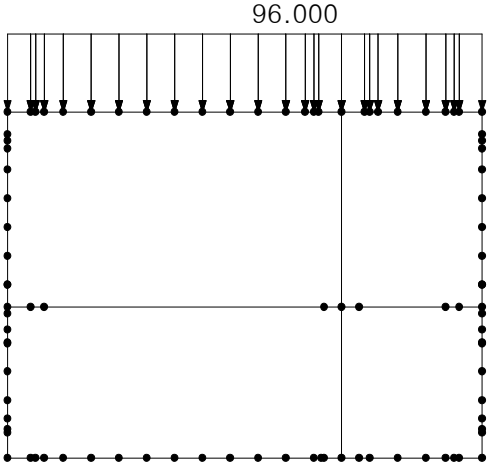
14) CASE14 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



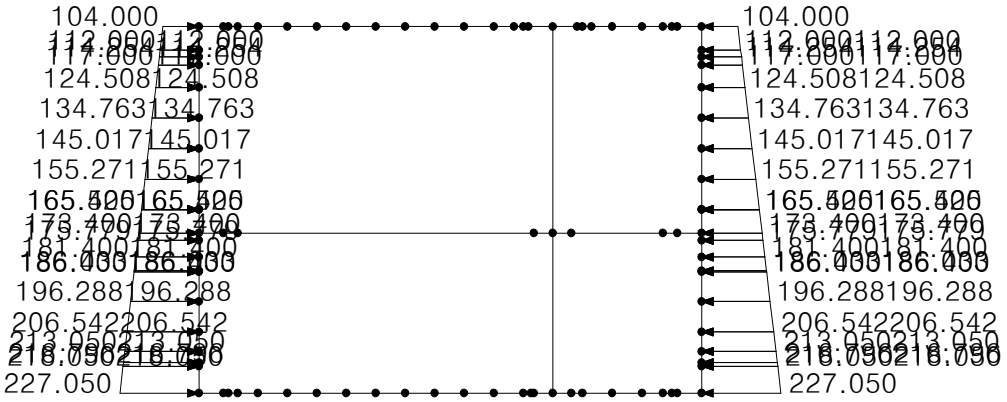
15) CASE15 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



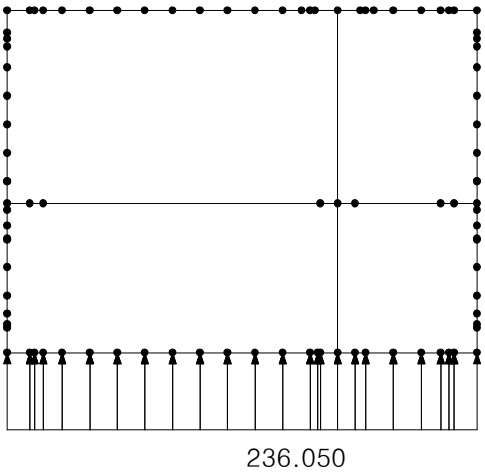
16) CASE16 - 연직수압(WATERV)



17) CASE17 - 수평수압(WATERH)

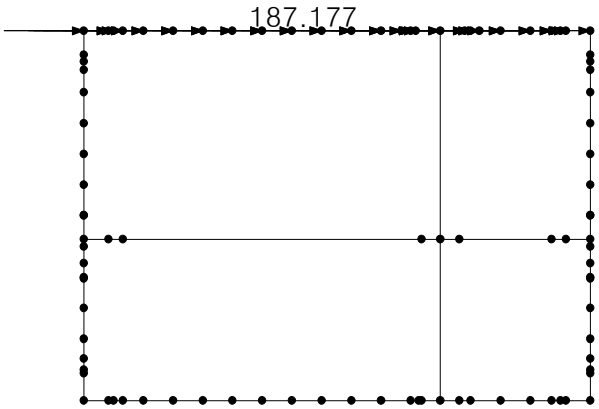


18) CASE18 - 부력(BUOYANCY)

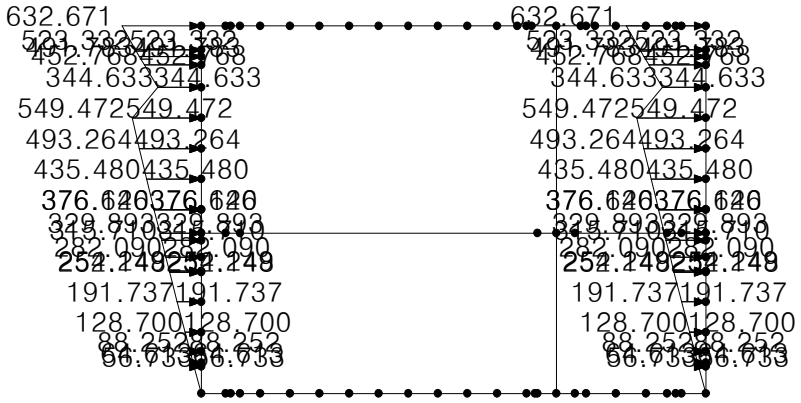


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

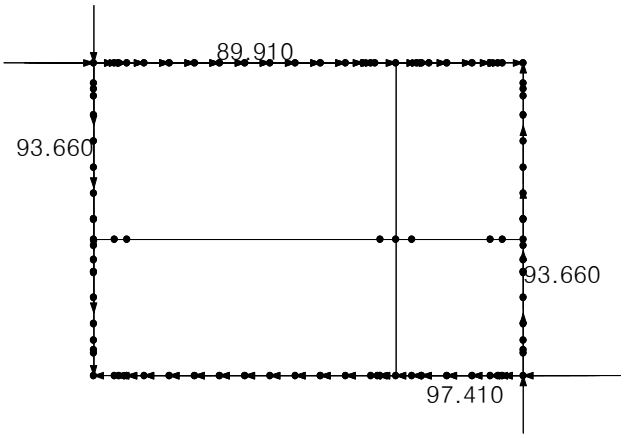
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



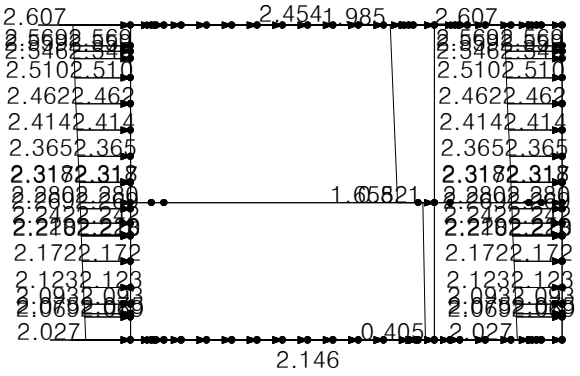
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

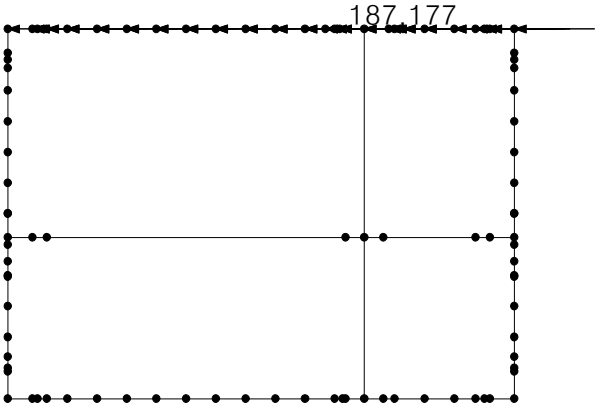


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

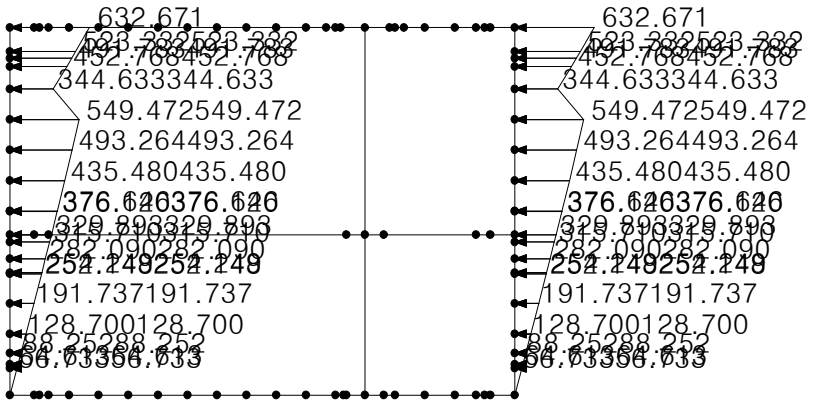


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

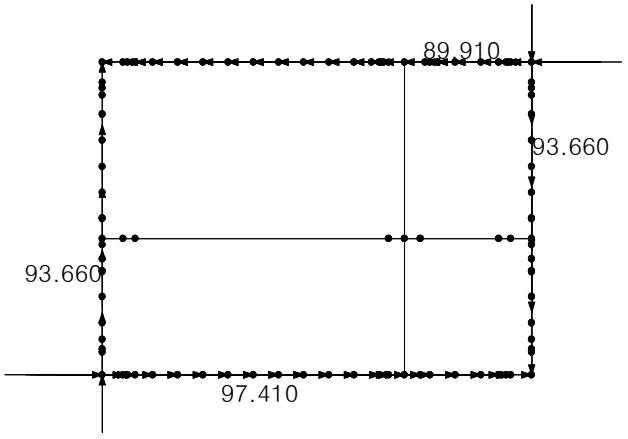
23) CASE23 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



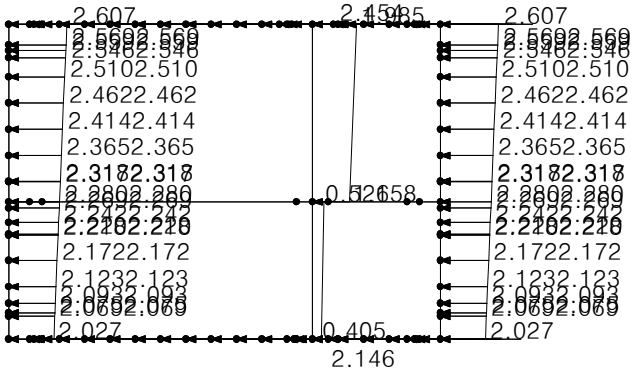
24) CASE24 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



25) CASE25 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

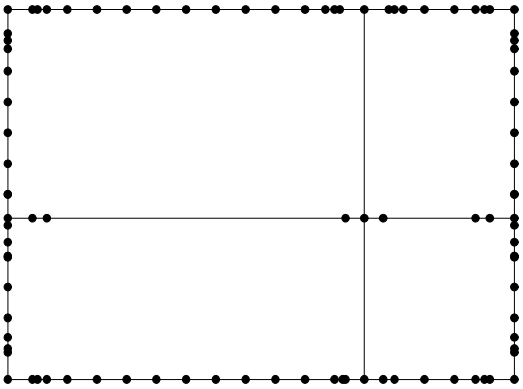


26) CASE26 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

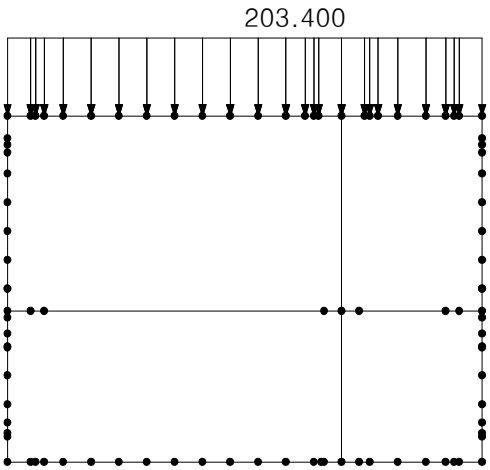


13. 하중 재하 (붕괴방지)

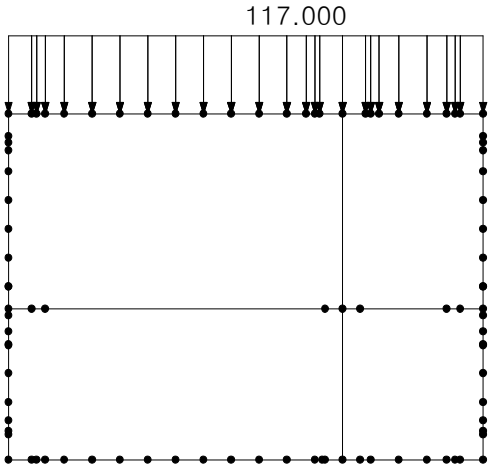
1) CASE1 - 구체자중(SW)



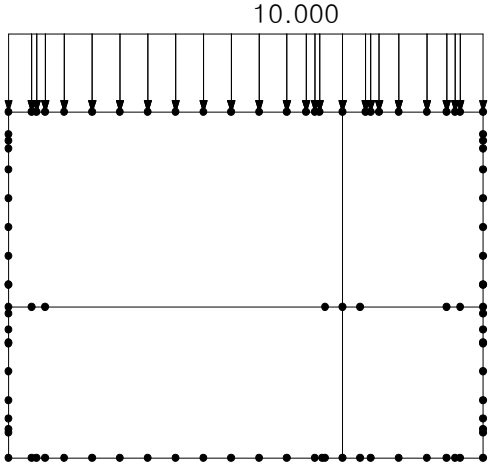
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



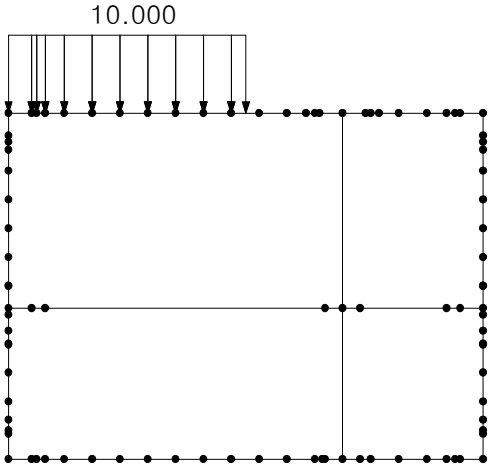
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



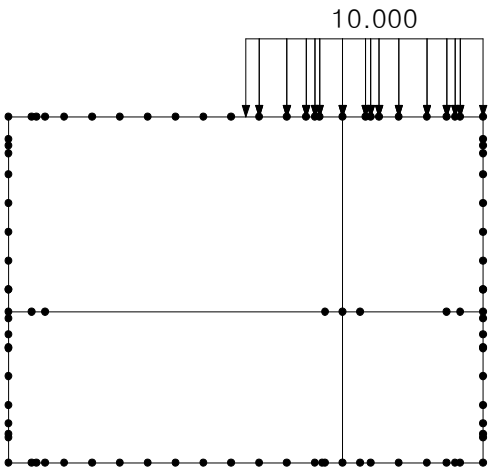
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



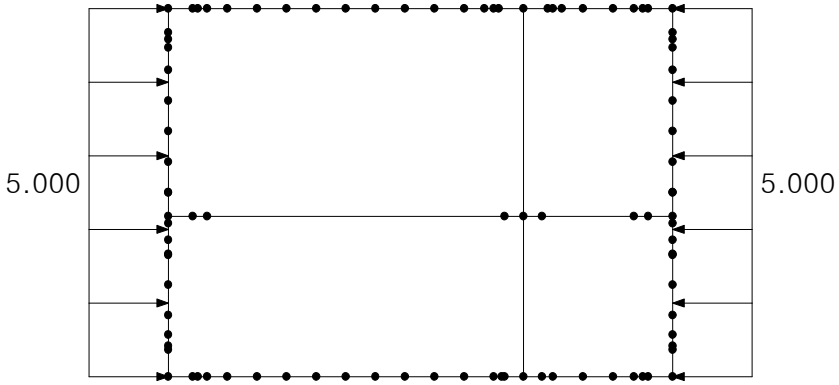
5) CASE5 - 지진시 편재활하중(좌측)(LIVELEE)



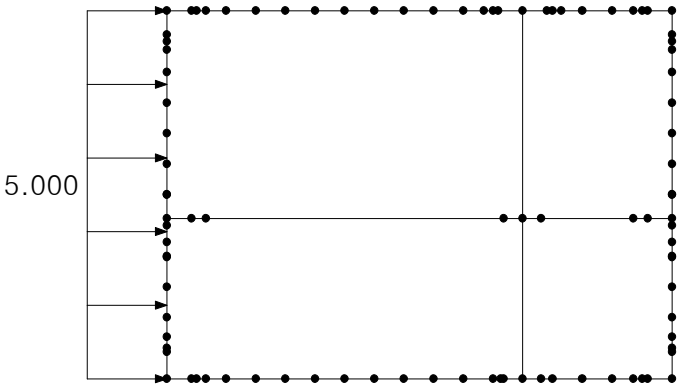
6) CASE6 - 지진시 편재활하중(우측)(LIVERIE)



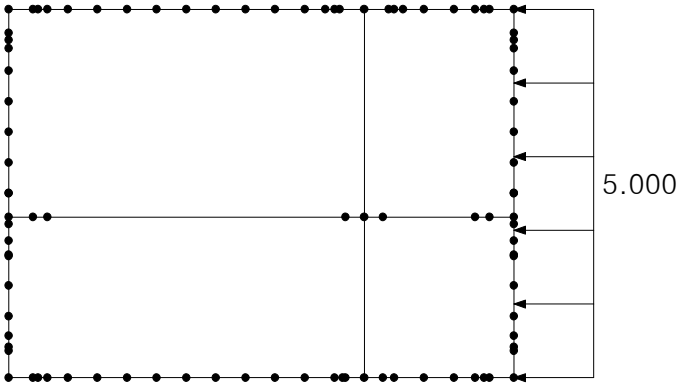
7) CASE7 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



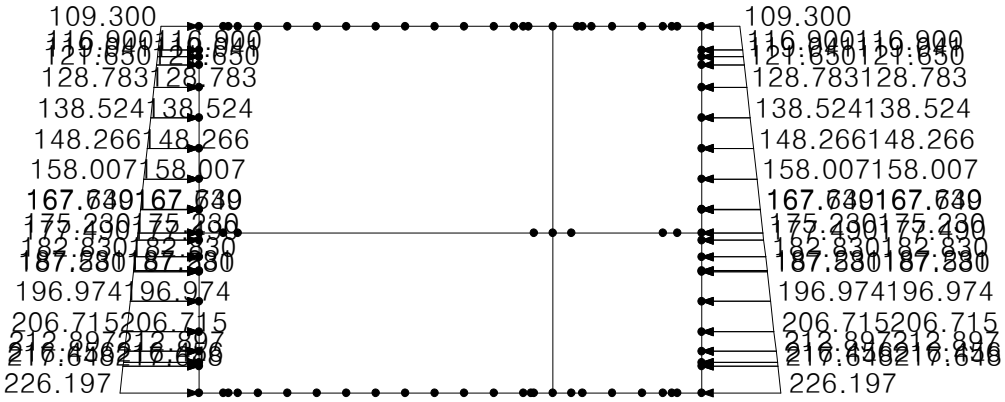
8) CASE8 - 지진시 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEHE)



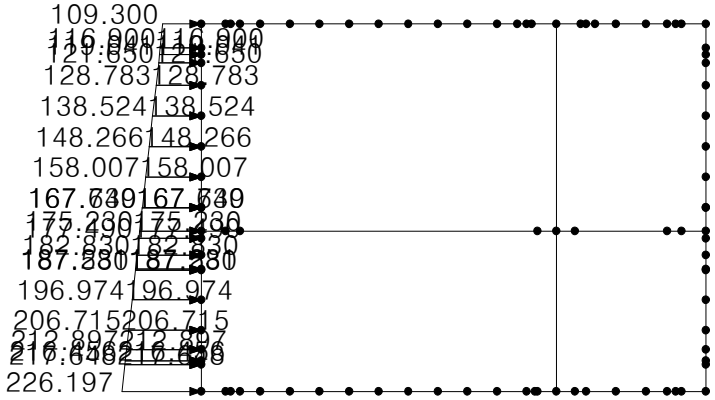
9) CASE9 - 지진시 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIHE)



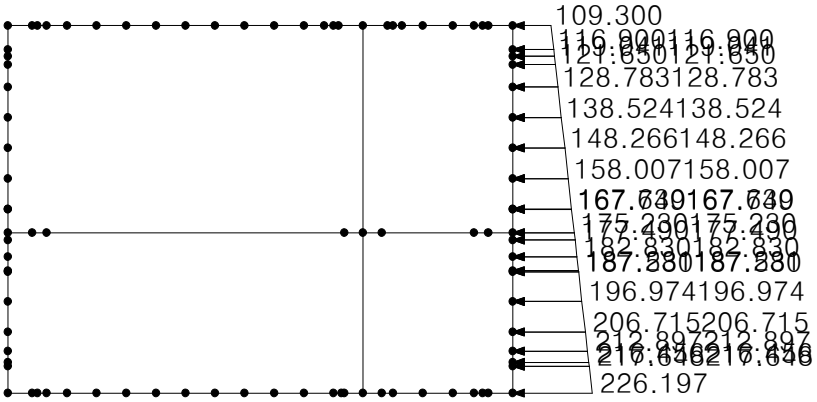
10) CASE10 - 지진시 양토압(SOILBE)



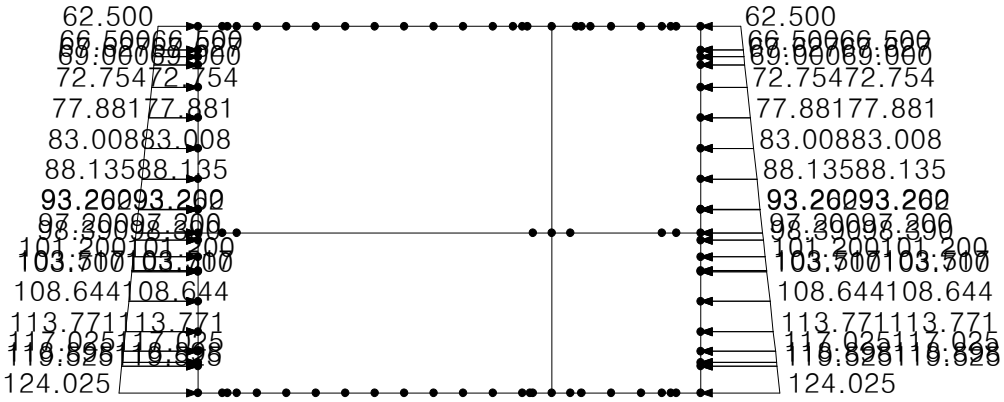
11) CASE11 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



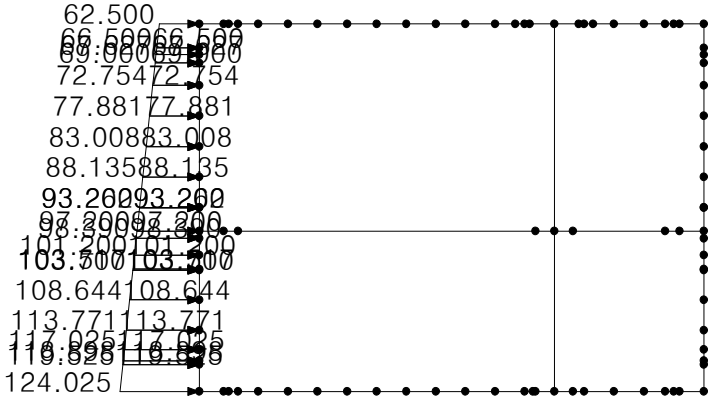
12) CASE12 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



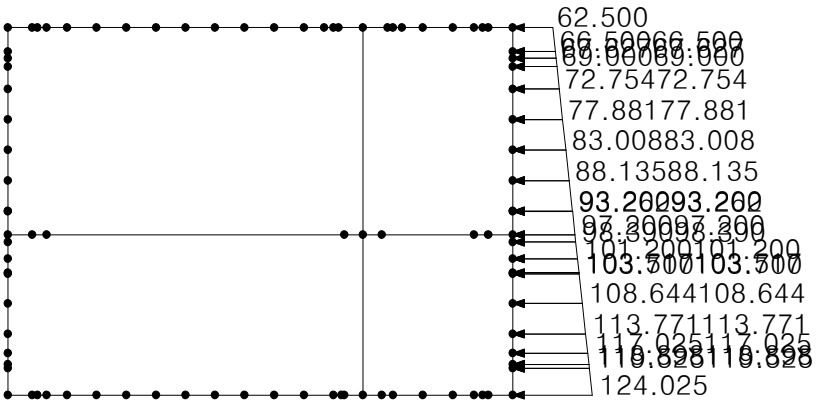
13) CASE13 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



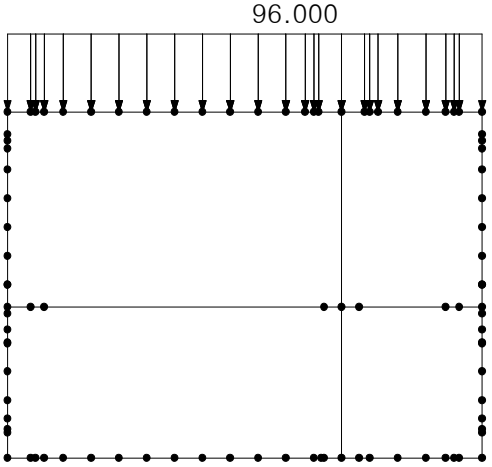
14) CASE14 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



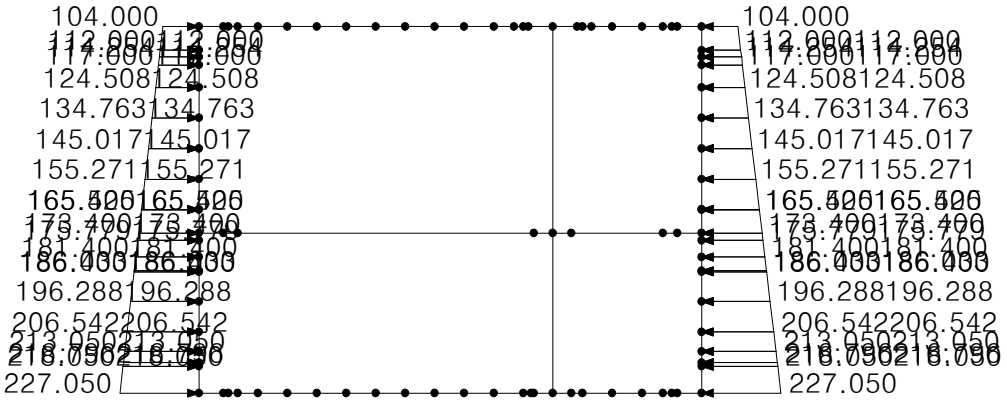
15) CASE15 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



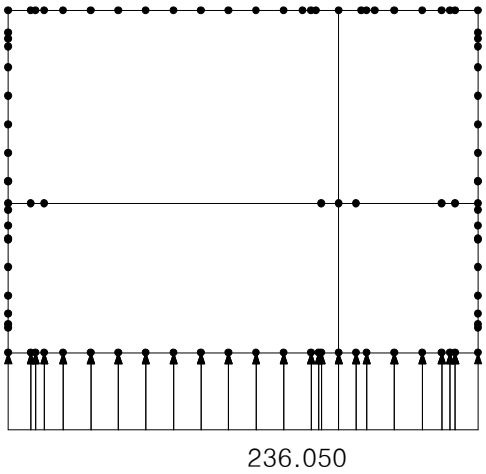
16) CASE16 - 연직수압(WATERV)



17) CASE17 - 수평수압(WATERH)

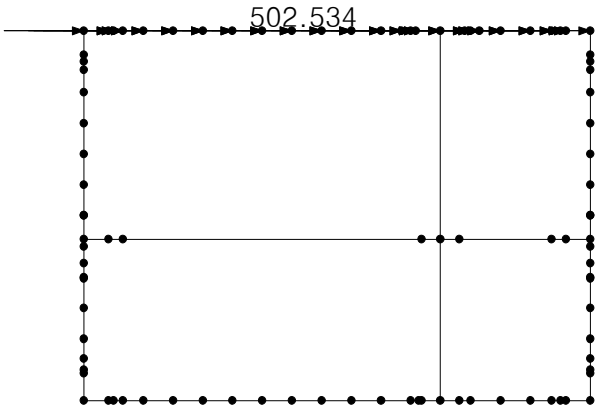


18) CASE18 - 부력(BUOYANCY)

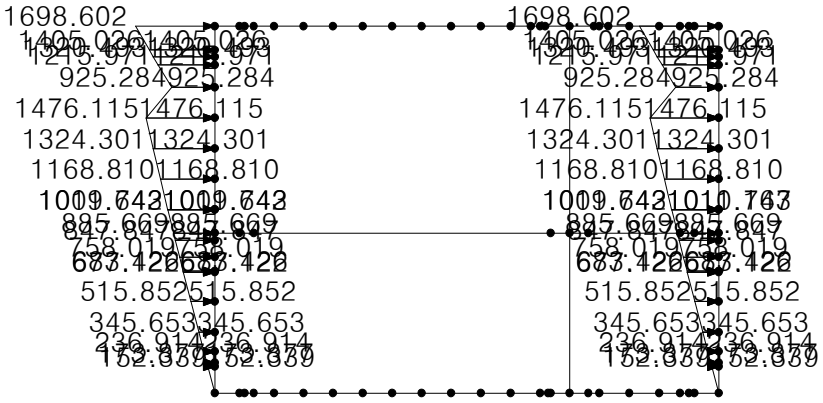


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

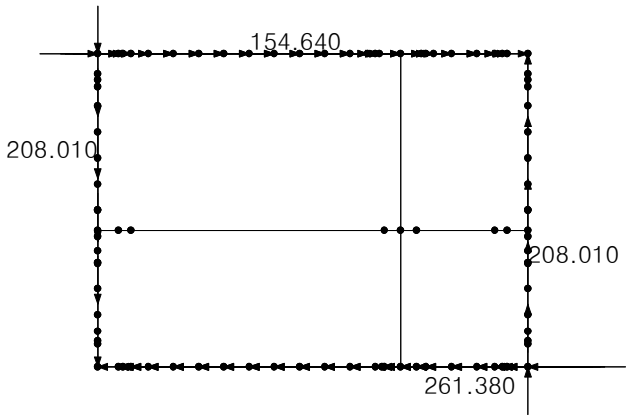
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



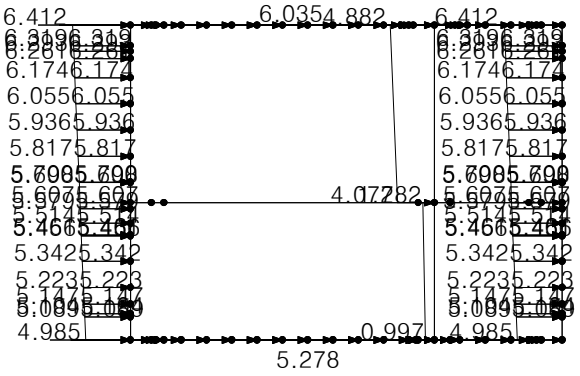
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

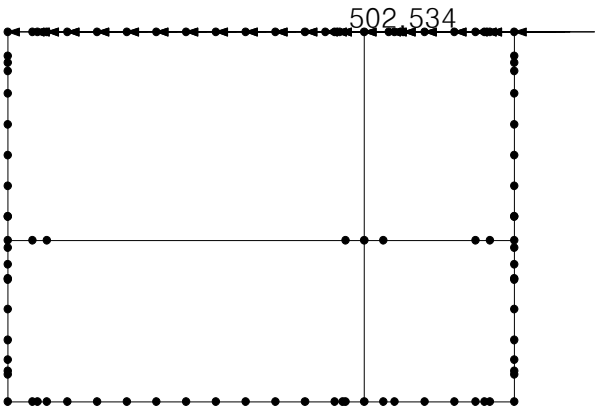


22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

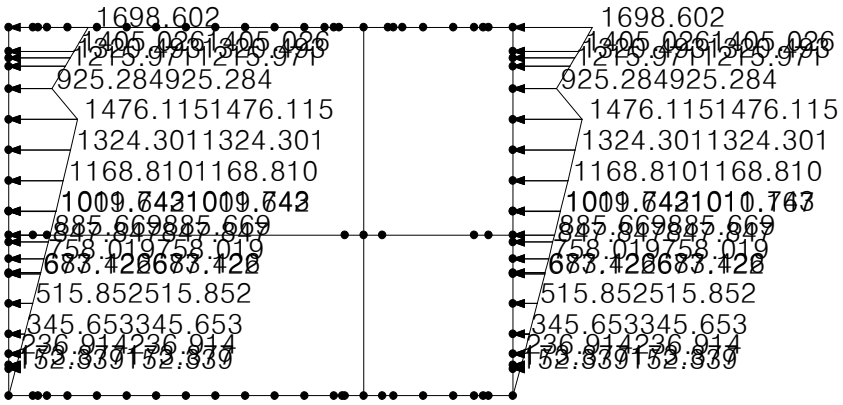


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

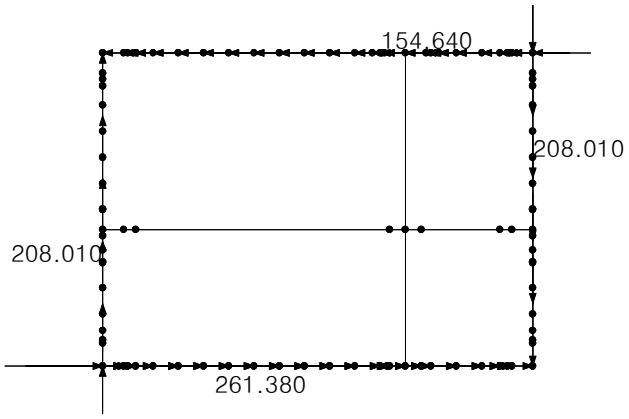
23) CASE23 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



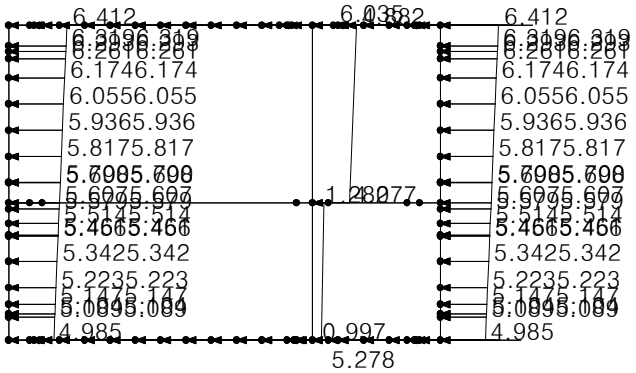
24) CASE24 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



25) CASE25 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



26) CASE26 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



14. 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) = 0.875, h = 10.600 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

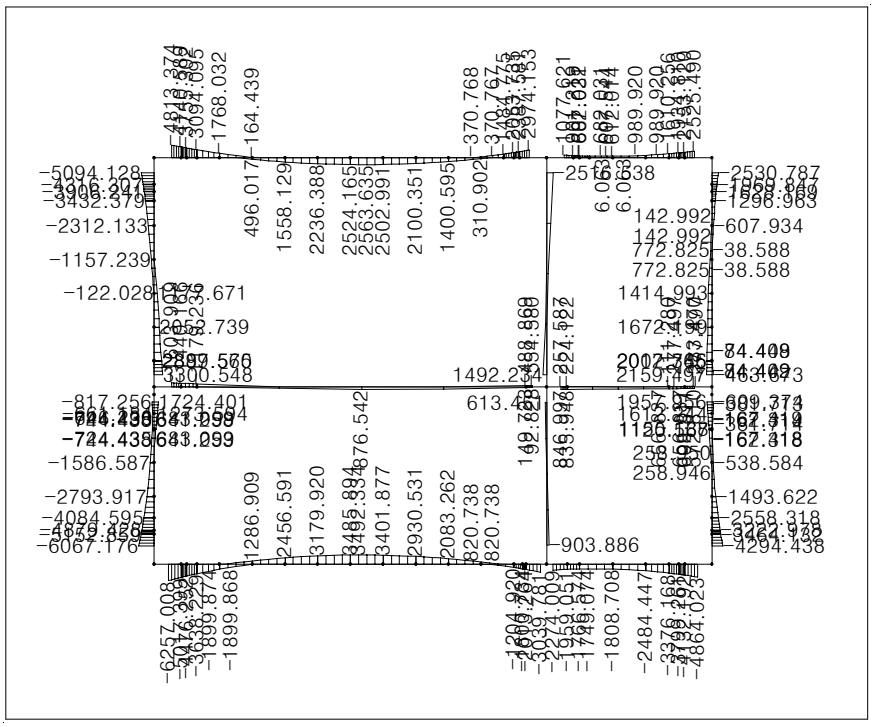
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

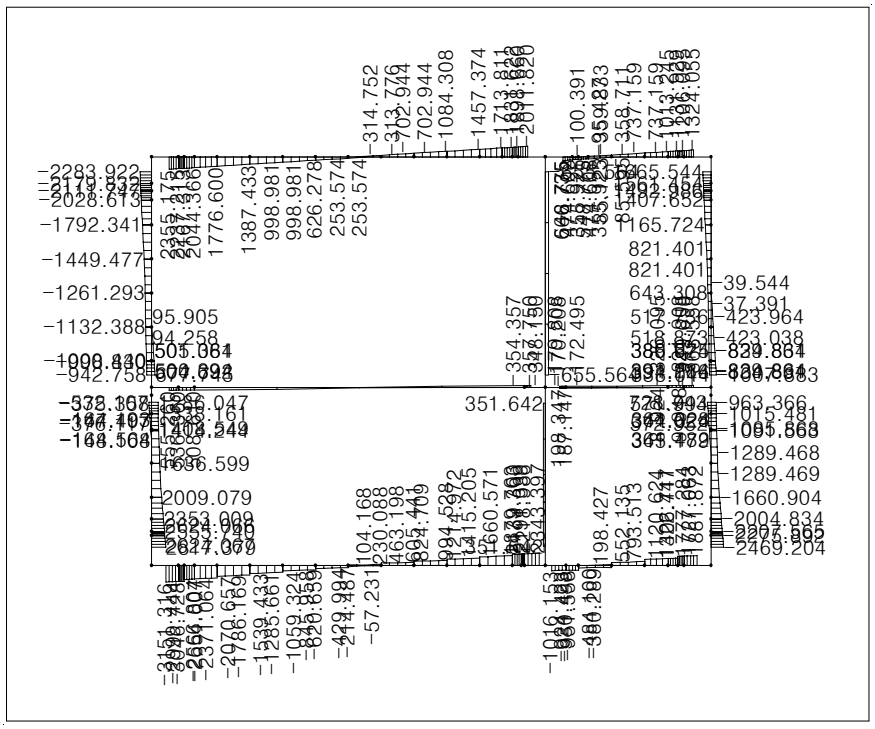
15. 단면력정리

15.1 상시

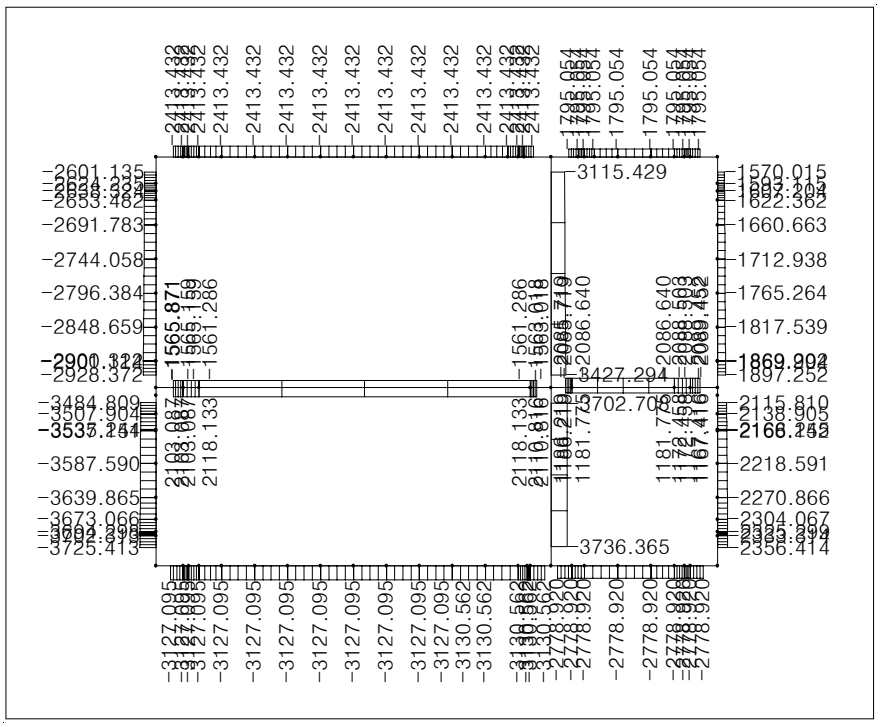
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



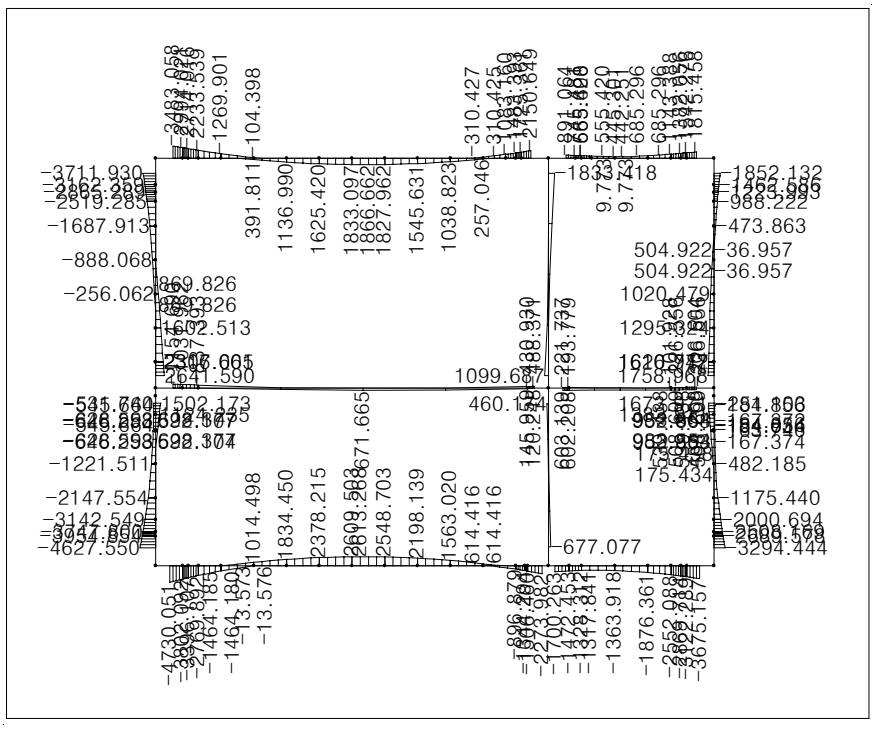
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

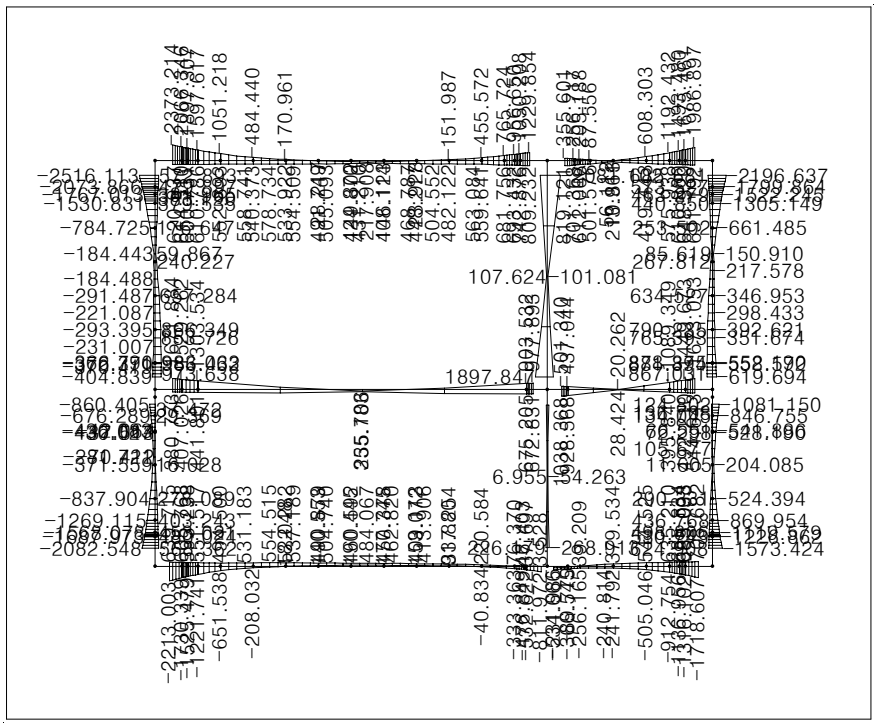


5) 단면력 정리

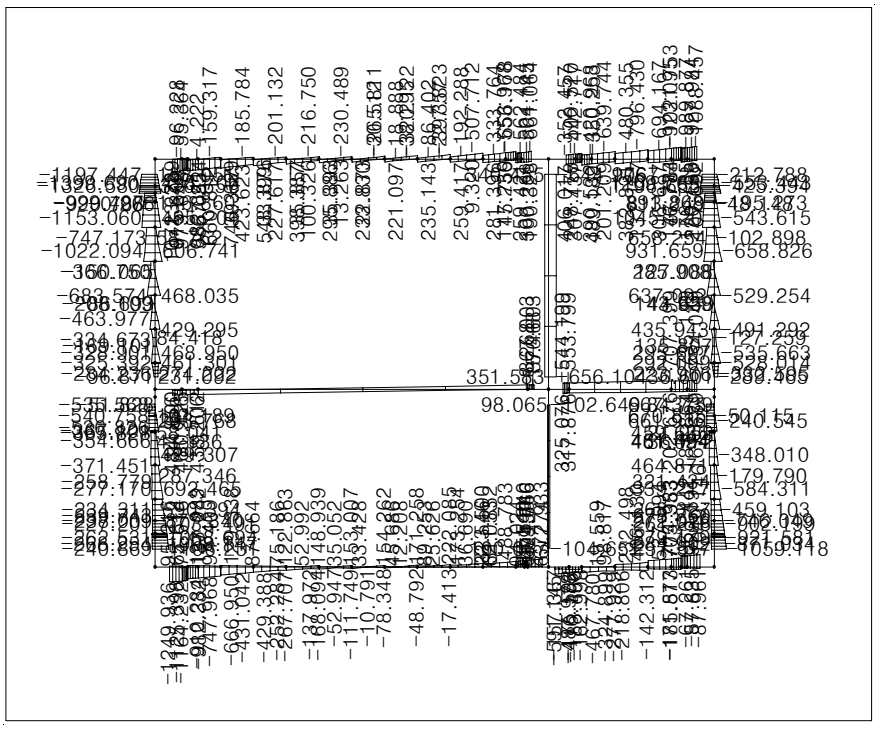
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	4140.59	1666.31	2413.43	2994.02	1000.00	1766.67	
		중앙부	2	2563.64	120.17	2413.43	1866.66	1000.00	1600.00	
		우측	3	2387.58	1351.65	2413.43	1725.36	1000.00	1766.67	
	2 경간	좌측	4	901.22	456.51	1795.05	745.48	1000.00	1766.67	
		중앙부	5	0.00	474.61	1795.05	0.00	1000.00	1600.00	
		우측	6	2153.12	637.61	1795.05	1542.28	1000.00	1766.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	5017.40	1934.75	3127.10	3802.09	1000.00	1966.67	
		중앙부	8	3492.33	143.37	3127.10	2613.27	1000.00	1800.00	
		우측	9	2013.26	1279.16	3130.56	1506.46	1000.00	1800.00	
	2 경간	좌측	10	1959.05	635.93	2778.92	1472.45	1000.00	1800.00	
		중앙부	11	0.00	1727.06	2778.92	0.00	1000.00	1800.00	
		우측	12	4132.19	663.57	2778.92	3122.29	1000.00	1966.67	
중간 슬래브	1 경간	좌측	13	1440.17	459.65	2103.09	1031.96	1000.00	1766.67	
		중앙부	14	876.54	124.19	2118.13	671.67	1000.00	1600.00	
		우측	15	488.88	271.80	2118.13	430.94	1000.00	1600.00	
	2 경간	좌측	16	224.12	255.06	2086.64	193.78	1000.00	1600.00	
		중앙부	17	772.55	210.90	2086.64	582.48	1000.00	1600.00	
		우측	18	277.50	277.14	2088.50	226.56	1000.00	1766.67	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	19	817.26	1664.34	3484.81	531.74	1000.00	1866.67	
		상부 (내측)	20	1724.40	1664.34	3484.81	1502.17	1000.00	1700.00	
		중앙부	21	811.51	1390.80	3529.01	740.33	1000.00	1700.00	
		하부	22	5152.86	1792.82	3702.31	3954.85	1000.00	1866.67	
	2 층	상부	23	4316.31	1677.75	2624.24	3162.36	1000.00	1866.67	
		중앙부	24	2204.56	1100.13	2861.57	1743.30	1000.00	1700.00	
		하부 (외측)	25	0.00	1206.79	2901.11	0.00	1000.00	1866.67	
		하부 (내측)	26	2899.57	1206.79	2901.11	2316.66	1000.00	1700.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	27	609.37	1317.21	2115.81	251.10	1000.00	1866.67	
		상부 (내측)	28	1957.96	1317.21	2115.81	1673.97	1000.00	1700.00	
		중앙부	29	1274.10	1068.12	2160.01	1086.32	1000.00	1700.00	
		하부	30	3464.13	1445.43	2333.31	2689.58	1000.00	1866.67	
	2 층	상부	31	1969.85	1051.13	1593.12	1462.59	1000.00	1866.67	
		하부 (외측)	33	84.41	590.56	1869.99	0.00	1000.00	1866.67	
		하부 (내측)	34	2012.37	590.56	1869.99	1620.97	1000.00	1700.00	

15.2 지진시(기능수행)

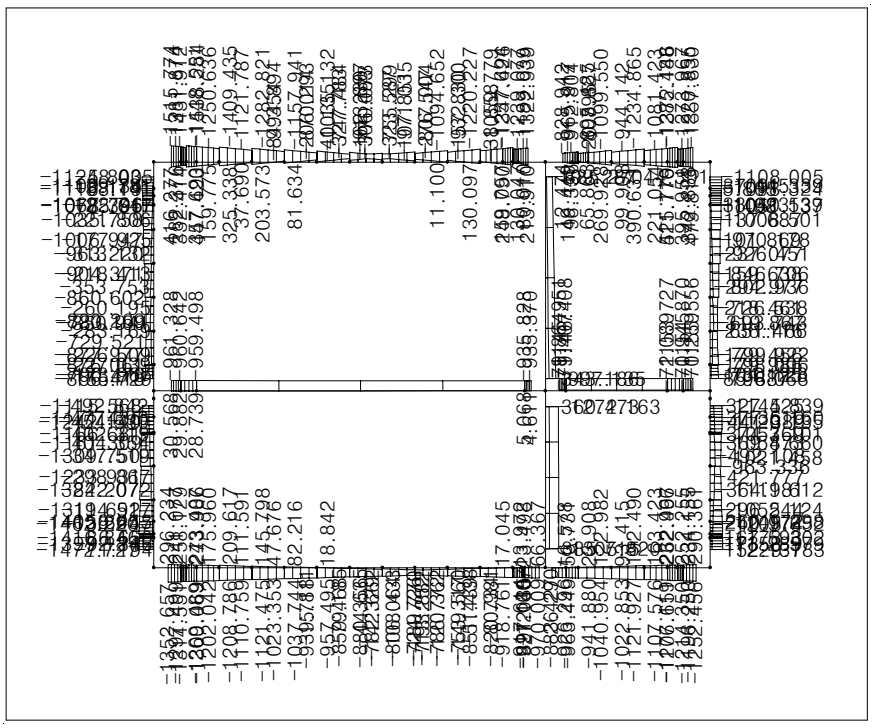
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

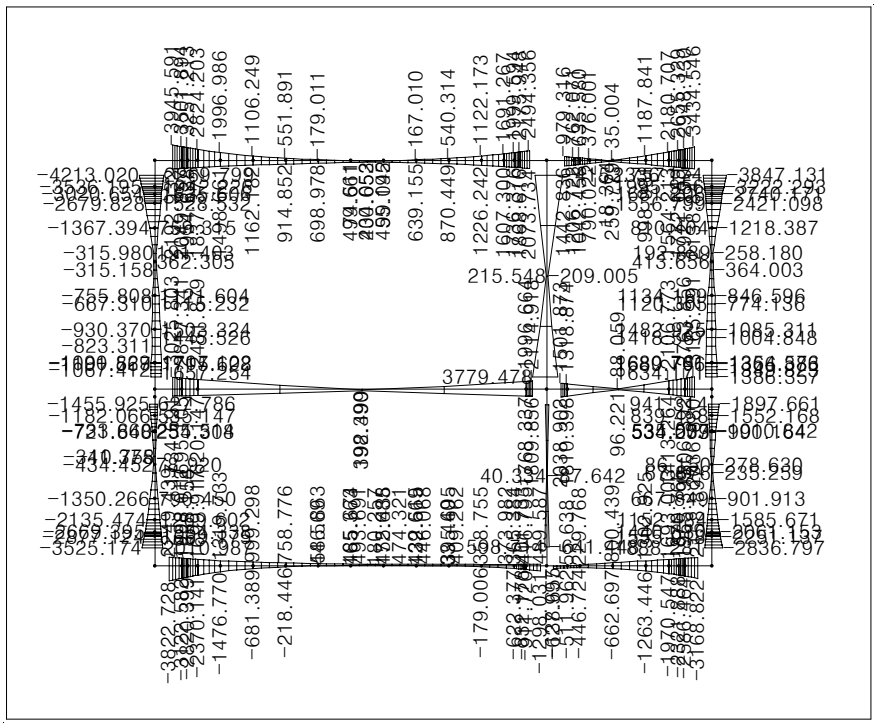


4) 단면력 정리

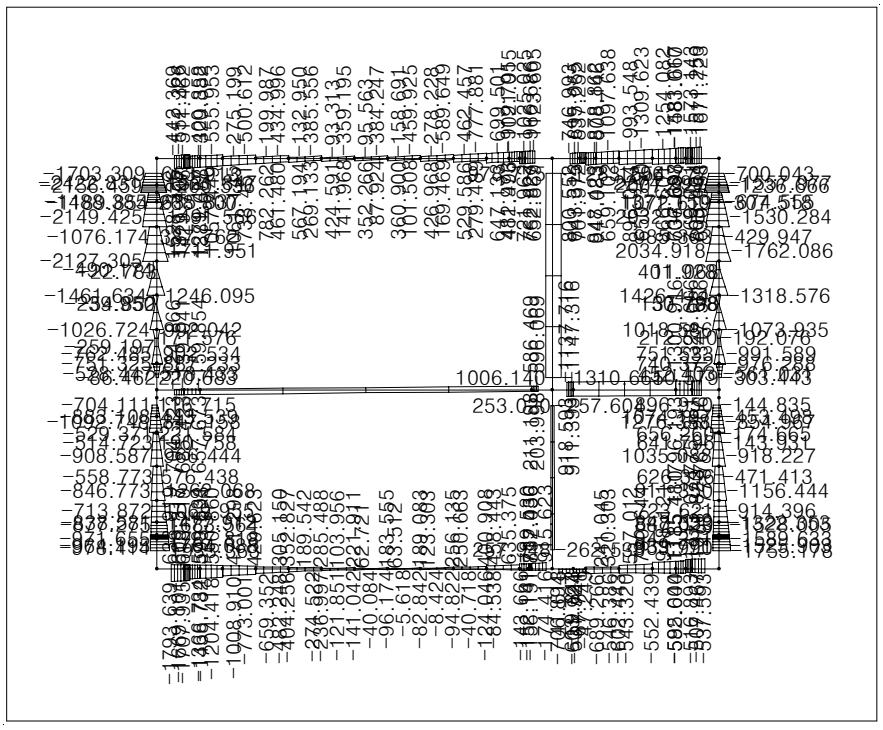
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	2066.35	654.86	1431.91	1000.00	1766.67	
		중앙부	2	416.80	104.46	770.07	1000.00	1600.00	
		우측	3	1050.21	416.50	1239.08	1000.00	1766.67	
	2 경간	좌측	4	256.72	561.92	912.80	1000.00	1766.67	
		중앙부	5	612.07	500.52	808.83	1000.00	1600.00	
		우측	6	1675.46	712.96	1273.97	1000.00	1766.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	1730.34	554.25	1314.55	1000.00	1966.67	
		중앙부	8	478.15	52.77	855.85	1000.00	1800.00	
		우측	9	532.62	210.69	927.14	1000.00	1800.00	
	2 경간	좌측	10	366.55	280.46	926.30	1000.00	1800.00	
		중앙부	11	685.83	922.19	1206.65	1000.00	1800.00	
		우측	12	1316.10	300.11	1214.35	1000.00	1966.67	
중간 슬래브	1 경간	좌측	13	1529.26	389.25	960.64	1000.00	1766.67	
		중앙부	14	355.78	189.81	947.66	1000.00	1600.00	
		우측	15	903.53	284.44	935.83	1000.00	1600.00	
	2 경간	좌측	16	437.04	636.36	1146.41	1000.00	1600.00	
		중앙부	17	471.77	592.20	1148.24	1000.00	1600.00	
		우측	18	1449.67	658.44	1154.87	1000.00	1766.67	
		상부 (내측)	20	32.27	325.37	1115.57	1000.00	1700.00	
		중앙부	21	0.00	536.83	1225.07	1000.00	1700.00	
		하부	22	1687.97	487.55	1416.85	1000.00	1866.67	
	2 층	상부	23	2073.87	810.40	1116.12	1000.00	1866.67	
		중앙부	24	853.73	204.86	766.16	1000.00	1700.00	
		하부 (외측)	25	372.37	258.44	877.98	1000.00	1866.67	
		하부 (내측)	26	986.43	258.44	877.98	1000.00	1700.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	27	1081.15	332.81	1145.84	1000.00	1866.67	
		상부 (내측)	28	124.80	332.81	1145.84	1000.00	1700.00	
		중앙부	29	91.69	665.15	1124.75	1000.00	1700.00	
		하부	30	1226.86	379.55	1173.30	1000.00	1866.67	
	2 층	상부	31	1799.86	721.48	1098.32	1000.00	1866.67	
		중앙부	32	765.39	147.69	688.10	1000.00	1700.00	
		하부 (외측)	33	558.57	215.88	799.92	1000.00	1866.67	
		하부 (내측)	34	881.89	215.88	799.92	1000.00	1700.00	

15.3 지진시(붕괴방지)

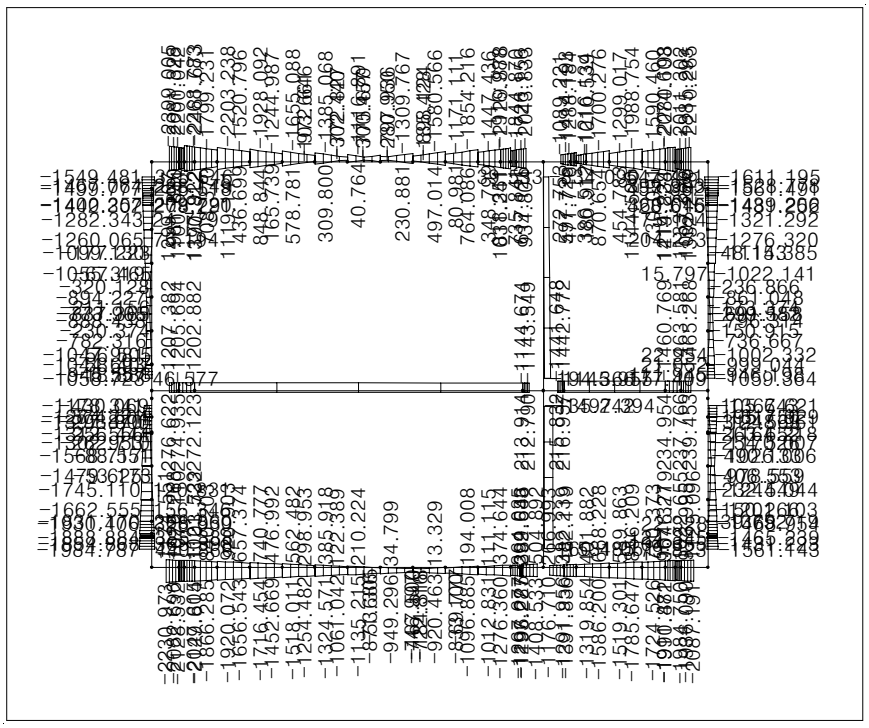
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	응답계수	전단력	축력			
				kN.m	kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	3501.89	1167.30	969.69	2200.04	1000.00	1766.67	
		중앙부	2	430.65	143.55	222.90	775.67	1000.00	1600.00	
		우측	3	2175.95	725.32	686.67	1844.87	1000.00	1766.67	
	2 경간	좌측	4	762.07	254.02	1075.11	1288.18	1000.00	1766.67	
		중앙부	5	1042.46	347.49	947.08	1010.54	1000.00	1600.00	
		우측	6	2948.13	982.71	1226.15	2011.30	1000.00	1766.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	3122.58	1040.86	896.21	2128.53	1000.00	1966.67	
		중앙부	8	493.69	164.56	82.07	1069.33	1000.00	1800.00	
		우측	9	911.72	303.91	288.10	1293.29	1000.00	1800.00	
	2 경간	좌측	10	511.96	170.65	604.97	1291.96	1000.00	1800.00	
		중앙부	11	1870.77	623.59	1371.82	1990.87	1000.00	1800.00	
		우측	12	2586.46	862.16	624.62	1984.75	1000.00	1966.67	
중간 슬래브	1 경간	좌측	13	2817.34	939.11	608.71	1205.69	1000.00	1766.67	
		중앙부	14	398.39	132.80	409.27	1173.78	1000.00	1600.00	
		우측	15	1996.66	665.56	503.91	1144.67	1000.00	1600.00	
	2 경간	좌측	16	1318.87	439.63	1229.88	1442.77	1000.00	1600.00	
		중앙부	17	878.79	292.93	1185.72	1447.27	1000.00	1600.00	
		우측	18	2763.86	921.29	1251.96	1463.58	1000.00	1766.67	
좌측 벽체		상부 (내측)	20	627.79	209.26	649.37	1178.34	1000.00	1700.00	
		중앙부	21	339.82	113.28	1039.49	1367.56	1000.00	1700.00	
		하부	22	2877.12	959.04	947.17	1888.88	1000.00	1866.67	
	2 층	상부	23	3536.20	1178.73	1366.45	1499.78	1000.00	1866.67	
		중앙부	24	1445.53	481.84	292.02	847.91	1000.00	1700.00	
		하부 (외측)	25	1101.57	367.19	390.22	1047.98	1000.00	1866.67	
		하부 (내측)	26	1715.63	571.88	390.22	1047.98	1000.00	1700.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	27	1897.66	632.55	659.34	1367.62	1000.00	1866.67	
		상부 (내측)	28	941.31	313.77	659.34	1367.62	1000.00	1700.00	
		중앙부	29	628.85	209.62	1228.84	1266.81	1000.00	1700.00	
		하부	30	2251.14	750.38	841.70	1465.24	1000.00	1866.67	
	2 층	상부	31	3222.29	1074.10	1275.58	1561.49	1000.00	1866.67	
		중앙부	32	1418.57	472.86	212.51	802.26	1000.00	1700.00	
		하부 (외측)	33	1366.38	455.46	354.53	1002.33	1000.00	1866.67	
		하부 (내측)	34	1689.71	563.24	354.53	1002.33	1000.00	1700.00	

15.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-4140.59	-	-1167.30	-2066.35	-4140.59	
		중앙부	2	2563.64	-	143.55	416.80	2563.64	
		우측	3	-2387.58	-	-725.32	-1050.21	-2387.58	
	2 경간	좌측	4	-901.22	-	-254.02	-256.72	-901.22	
		중앙부	5	-	-	347.49	612.07	612.07	
		우측	6	-2153.12	-	-982.71	-1675.46	-2153.12	
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	-5017.40	-	-1040.86	-1730.34	-5017.40	
		중앙부	8	3492.33	-	164.56	478.15	3492.33	
		우측	9	-2013.26	-	-303.91	-532.62	-2013.26	
	2 경간	좌측	10	-1959.05	-	-170.65	-366.55	-1959.05	
		중앙부	11	-	-	623.59	685.83	685.83	
		우측	12	-4132.19	-	-862.16	-1316.10	-4132.19	
중간 슬래브	1 경간	좌측	13	-1440.17	-	-939.11	-1529.26	-1529.26	
		중앙부	14	876.54	-	132.80	355.78	876.54	
		우측	15	-488.88	-	-665.56	-903.53	-903.53	
	2 경간	좌측	16	-224.12	-	-439.63	-437.04	-439.63	
		중앙부	17	772.55	-	292.93	471.77	772.55	
		우측	18	-277.50	-	-921.29	-1449.67	-1449.67	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	19	-817.26	-	-485.31	-860.41	-860.41	
		상부 (내측)	20	1724.40	-	209.26	32.27	1724.40	
		중앙부	21	811.51	-	113.28	-	811.51	
		하부	22	-5152.86	-	-959.04	-1687.97	-5152.86	
	2 층	상부	23	-4316.31	-	-1178.73	-2073.87	-4316.31	
		중앙부	24	2204.56	-	481.84	853.73	2204.56	
		하부 (외측)	25	-	-	-367.19	-372.37	-372.37	
		하부 (내측)	26	2899.57	-	571.88	986.43	2899.57	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	27	-609.37	-	-632.55	-1081.15	-1081.15	
		상부 (내측)	28	1957.96	-	313.77	124.80	1957.96	
		중앙부	29	1274.10	-	209.62	91.69	1274.10	
		하부	30	-3464.13	-	-750.38	-1226.86	-3464.13	
	2 층	상부	31	-1969.85	-	-1074.10	-1799.86	-1969.85	
		중앙부	32	1684.12	-	472.86	765.39	1684.12	
		하부 (외측)	33	-84.41	-	-455.46	-558.57	-558.57	
		하부 (내측)	34	2012.37	-	563.24	881.89	2012.37	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1666.31	-	969.69	654.86	1666.31	
		중앙부	2	-120.17	-	-222.90	-104.46	-222.90	
		우측	3	-1351.65	-	-686.67	-416.50	-1351.65	
	2 경간	좌측	4	-456.51	-	-1075.11	-561.92	-1075.11	
		중앙부	5	474.61	-	947.08	-500.52	947.08	
		우측	6	-637.61	-	-1226.15	-712.96	-1226.15	
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	-1934.75	-	-896.21	-554.25	-1934.75	
		중앙부	8	-143.37	-	-82.07	-52.77	-143.37	
		우측	9	1279.16	-	288.10	210.69	1279.16	
	2 경간	좌측	10	635.93	-	604.97	280.46	635.93	
		중앙부	11	1727.06	-	1371.82	922.19	1727.06	
		우측	12	663.57	-	624.62	300.11	663.57	
중간 슬래브	1 경간	좌측	13	459.65	-	608.71	389.25	608.71	
		중앙부	14	124.19	-	409.27	189.81	409.27	
		우측	15	-271.80	-	-503.91	-284.44	-503.91	
	2 경간	좌측	16	-255.06	-	-1229.88	-636.36	-1229.88	
		중앙부	17	-210.90	-	-1185.72	-592.20	-1185.72	
		우측	18	-277.14	-	-1251.96	-658.44	-1251.96	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	19	1664.34	-	649.37	325.37	1664.34	
		상부 (내측)	20	1664.34	-	649.37	325.37	1664.34	
		중앙부	21	1390.80	-	-1039.49	-536.83	1390.80	
		하부	22	1792.82	-	947.17	487.55	1792.82	
	2 층	상부	23	-1677.75	-	-1366.45	-810.40	-1677.75	
		중앙부	24	-1100.13	-	-292.02	-204.86	-1100.13	
		하부 (외측)	25	-1206.79	-	-390.22	-258.44	-1206.79	
		하부 (내측)	26	-1206.79	-	-390.22	-258.44	-1206.79	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	27	-1317.21	-	659.34	332.81	-1317.21	
		상부 (내측)	28	-1317.21	-	659.34	332.81	-1317.21	
		중앙부	29	-1068.12	-	1228.84	665.15	1228.84	
		하부	30	-1445.43	-	-841.70	-379.55	-1445.43	
	2 층	상부	31	1051.13	-	1275.58	721.48	1275.58	
		중앙부	32	-522.44	-	212.51	147.69	-522.44	
		하부 (외측)	33	590.56	-	354.53	215.88	590.56	
		하부 (내측)	34	590.56	-	354.53	215.88	590.56	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-2413.43	-	-2200.04	-1431.91	-2413.43	
		중앙부	2	-2413.43	-	-775.67	-770.07	-2413.43	
		우측	3	-2413.43	-	-1844.87	-1239.08	-2413.43	
	2 경간	좌측	4	-1795.05	-	-1288.18	-912.80	-1795.05	
		중앙부	5	-1795.05	-	-1010.54	-808.83	-1795.05	
		우측	6	-1795.05	-	-2011.30	-1273.97	-2011.30	
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	-3127.10	-	-2128.53	-1314.55	-3127.10	
		중앙부	8	-3127.10	-	-1069.33	-855.85	-3127.10	
	2 경간	좌측	10	-2778.92	-	-1291.96	-926.30	-2778.92	
		중앙부	11	-2778.92	-	-1990.87	-1206.65	-2778.92	
		우측	12	-2778.92	-	-1984.75	-1214.35	-2778.92	
중간 슬래브	1 경간	좌측	13	2103.09	-	-1205.69	-960.64	2103.09	
		중앙부	14	2118.13	-	-1173.78	-947.66	2118.13	
		우측	15	2118.13	-	-1144.67	-935.83	2118.13	
	2 경간	좌측	16	-2086.64	-	-1442.77	-1146.41	-2086.64	
		중앙부	17	-2086.64	-	-1447.27	-1148.24	-2086.64	
		우측	18	-2088.50	-	-1463.58	-1154.87	-2088.50	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	19	-3484.81	-	-1178.34	-1115.57	-3484.81	
		상부 (내측)	20	-3484.81	-	-1178.34	-1115.57	-3484.81	
		중앙부	21	-3529.01	-	-1367.56	-1225.07	-3529.01	
		하부	22	-3702.31	-	-1888.88	-1416.85	-3702.31	
	2 층	상부	23	-2624.24	-	-1499.78	-1116.12	-2624.24	
		중앙부	24	-2861.57	-	-847.91	-766.16	-2861.57	
		하부 (외측)	25	-2901.11	-	-1047.98	-877.98	-2901.11	
		하부 (내측)	26	-2901.11	-	-1047.98	-877.98	-2901.11	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	27	-2115.81	-	-1367.62	-1145.84	-2115.81	
		상부 (내측)	28	-2115.81	-	-1367.62	-1145.84	-2115.81	
		중앙부	29	-2160.01	-	-1266.81	-1124.75	-2160.01	
		하부	30	-2333.31	-	-1465.24	-1173.30	-2333.31	
	2 층	상부	31	-1593.12	-	-1561.49	-1098.32	-1593.12	
		중앙부	32	-1830.46	-	-802.26	-688.10	-1830.46	
		하부 (외측)	33	-1869.99	-	-1002.33	-799.92	-1869.99	
		하부 (내측)	34	-1869.99	-	-1002.33	-799.92	-1869.99	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-2994.02	-	-	-	-2994.02	
		중앙부	2	1866.66	-	-	-	1866.66	
		우측	3	-1725.36	-	-	-	-1725.36	
	2 경간	좌측	4	-745.48	-	-	-	-745.48	
		중앙부	5	-	-	-	-	-	
		우측	6	-1542.28	-	-	-	-1542.28	
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	-3802.09	-	-	-	-3802.09	
		중앙부	8	2613.27	-	-	-	2613.27	
		우측	9	-1506.46	-	-	-	-1506.46	
		중앙부	11	-	-	-	-	-	
		우측	12	-3122.29	-	-	-	-3122.29	
중간 슬래브	1 경간	좌측	13	-1031.96	-	-	-	-1031.96	
		중앙부	14	671.67	-	-	-	671.67	
		우측	15	-430.94	-	-	-	-430.94	
	2 경간	좌측	16	-193.78	-	-	-	-193.78	
		중앙부	17	582.48	-	-	-	582.48	
		우측	18	-226.56	-	-	-	-226.56	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	19	-531.74	-	-	-	-531.74	
		상부 (내측)	20	1502.17	-	-	-	1502.17	
		중앙부	21	740.33	-	-	-	740.33	
		하부	22	-3954.85	-	-	-	-3954.85	
	2 층	상부	23	-3162.36	-	-	-	-3162.36	
		중앙부	24	1743.30	-	-	-	1743.30	
		하부 (외측)	25	-	-	-	-	-	
		하부 (내측)	26	2316.66	-	-	-	2316.66	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	27	-251.10	-	-	-	-251.10	
		상부 (내측)	28	1673.97	-	-	-	1673.97	
		중앙부	29	1086.32	-	-	-	1086.32	
		하부	30	-2689.58	-	-	-	-2689.58	
	2 층	상부	31	-1462.59	-	-	-	-1462.59	
		중앙부	32	1330.96	-	-	-	1330.96	
		하부 (외측)	33	-	-	-	-	-	
		하부 (내측)	34	1620.97	-	-	-	1620.97	

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	1622	4140.59	5946.49	7838.49	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.80	1.44
		중앙부	2	1000	1520	2563.64	3163.93	5110.32	H32 - 8.0EA	6353.60	1.23
		우측	3	1000	1667	2387.58	3480.76	4310.53	H32 - 8.0EA	6353.60	1.46
	2경간	좌측	4	1000	1667	901.22	3480.76	1603.84	H32 - 8.0EA	6353.60	3.86
		중앙부	5	1000	1520	612.07	2046.21	1192.49	H25 - 8.0EA	4053.60	3.34
		우측	6	1000	1667	2153.12	3480.76	3878.27	H32 - 8.0EA	6353.60	1.62
하부슬래브	1경간	좌측	7	1000	1822	5017.40	6728.00	8440.34	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.80	1.34
		중앙부	8	1000	1670	3492.33	5523.05	6361.84	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.58
		우측	9	1000	1700	2013.26	2892.20	3547.67	H29 - 8.0EA	5139.20	1.44
	2경간	좌측	10	1000	1700	1959.05	2892.20	3450.39	H29 - 8.0EA	5139.20	1.48
		중앙부	11	1000	1720	685.83	2927.15	1179.82	H29 - 8.0EA	5139.20	4.27
		우측	12	1000	1817	4132.19	6035.60	6919.70	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.46
중간슬래브	1경간	좌측	13	1000	1687	1529.26	2868.90	2704.49	H29 - 8.0EA	5139.20	1.88
		중앙부	14	1000	1520	876.54	2577.68	1712.92	H29 - 8.0EA	5139.20	2.94
		우측	15	1000	1520	903.53	2577.68	1766.21	H29 - 8.0EA	5139.20	2.85
	2경간	좌측	16	1000	1520	439.62	2577.68	854.86	H29 - 8.0EA	5139.20	5.86
		중앙부	17	1000	1520	772.55	2577.68	1507.92	H29 - 8.0EA	5139.20	3.34
		우측	18	1000	1687	1449.67	2868.90	2561.82	H29 - 8.0EA	5139.20	1.98

좌측벽체	1층	상부 (외측)	19	1000	1767	860.41	6643.75	-	H25 - 8.0EA	10407.20	7.72
		상부 (내측)	19	1000	1620	1724.40	8549.85	-	H32 - 8.0EA	10407.20	4.96
		중앙부	20	1000	1620	811.51	5775.18	-	H32 - 8.0EA	10407.20	7.12
		하부	21	1000	1722	5152.86	12060.21	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	17846.40	2.34
	2층	상부	22	1000	1717	4316.31	10328.62	-	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 8.0EA	16696.40	2.39
		중앙부	23	1000	1620	2204.55	8879.03	-	H32 - 8.0EA	10407.20	4.03
		하부 (외측)	24	1000	1767	372.37	3453.82	-	H25 - 8.0EA	10407.20	9.28
		하부 (내측)	24	1000	1620	2899.57	8493.72	-	H32 - 8.0EA	10407.20	2.93
우측벽체	1층	상부 (외측)	25	1000	1728	1081.15	10019.93	-	H25 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	11762.40	9.27
		상부 (내측)	25	1000	1620	1957.96	8130.57	-	H29 - 8.0EA	11762.40	4.15
		중앙부	26	1000	1620	1274.10	9005.28	-	H29 - 8.0EA	11762.40	7.07
		하부	27	1000	1717	3464.13	10712.47	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	15417.60	3.09
	2층	상부	28	1000	1767	1969.85	7837.22	-	H25 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	10342.80	3.98
		중앙부	29	1000	1620	1684.12	8040.84	-	H29 - 8.0EA	9192.80	4.78
		하부 (외측)	30	1000	1767	558.57	7592.42	-	H25 - 8.0EA	9192.80	13.59
		하부 (내측)	30	1000	1620	2012.37	7086.99	-	H29 - 8.0EA	9192.80	3.52

(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	945.2	1666.3	2101.31	2.00	247.74	H16	150	397.20	O.K
		우측	3	974.3	1351.6	2165.88	2.00	125.79	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	4	974.3	1075.1	2165.88	2.00	33.61	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	987.3	947.1	2194.76	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		우측	6	974.3	1226.2	2165.88	2.00	83.96	H16	150	397.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	7	1075.1	1934.7	2390.10	2.00	259.66	H16	150	397.20	O.K
		우측	9	1104.2	1279.2	2454.66	2.00	51.47	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	10	1104.2	635.9	2454.66	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	11	1117.2	1727.1	2483.54	2.00	177.29	H16	150	397.20	O.K
		우측	12	1071.7	663.6	2382.47	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
중간슬래브	1경간	좌측	13	987.3	608.7	2194.76	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		우측	15	987.3	503.9	2194.76	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	16	987.3	1229.9	1591.01	2.00	159.61	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	17	987.3	1185.7	2194.76	2.00	65.28	H16	150	397.20	O.K
		우측	18	987.3	1252.0	1591.01	2.00	174.14	H16	300	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	19	1191.4	1664.3	2462.44	2.00	147.80	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	20	1208.2	1390.8	2495.17	2.00	56.34	H16	150	397.20	O.K
		하부	21	1167.3	1792.8	2402.85	2.00	201.09	H16	150	397.20	O.K
	2층	상부	22	1118.0	1677.7	1733.77	2.00	361.06	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	23	1178.7	1100.1	2465.66	2.00	131.25	H16	150	397.20	O.K
		하부	24	1165.9	1206.8	1801.43	2.00	25.55	H16	300	397.20	O.K
우측벽체	1층	상부	25	1104.2	1317.2	1724.29	2.00	136.46	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	26	1147.7	1228.8	2434.65	2.00	25.04	H16	150	397.20	O.K
		하부	27	1105.5	1445.4	1721.12	2.00	219.34	H16	300	397.20	O.K
	2층	상부	28	1108.8	1275.6	1744.31	2.00	104.24	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	29	1133.1	522.4	2420.08	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		하부	30	1120.9	590.6	1756.40	2.00	262.50	H16	300	397.20	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1766.67	1621.95	100.00	4140.59	1666.31

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11492.800 x 400.00 = 4597120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 200.310 mm, c = 200.310 / β1 = 200.310 / 0.85 = 235.659 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1666.67 - 235.659) / 235.659 = 0.01822

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 7838.494\ mm^2$$

* 사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm), [사용률 = 1.466]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00709

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 200.310 mm

ΦMn = 0.85 x 11492.800 x 400 x (1621.95 - a/2) = 5946.493 kN.m

≥ Mu (= 4140.589 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.436]

* 전단에 대한 검토 (d = 1455.28 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1455.28 = 945.234 kN

< Vu (= 1666.310 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1666.310-945.234) x 150.00 / (400x1455.28xΦ) x 1000 = 247.744 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1455.28 / 150.00 x 1000 = 1541.436 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1455.28 / 1000 = 5041.249 kN ≥ 1541.436 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1260.312 + 1541.436) = 2101.311 kN ≥ 1666.310 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1520.00	80.00	2563.64	0.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 130.280) / 130.280 = 0.03200

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 5110.321 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.243]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00418

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1520.00 - a/2) = 3163.931 kN.m

≥ Mu (= 2563.635 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.234]

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1766.67	1666.67	100.00	2387.58	1351.65

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1666.67 - 130.280) / 130.280 = 0.03538

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4310.532\ mm^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.474]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00381

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1666.67 - a/2) = 3480.764 kN.m

≥ Mu (= 2387.581 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.458]

* 전단에 대한 검토 (d = 1500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1500.00 = 974.279 kN

< Vu (= 1351.645 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1351.645-974.279) x 150.00 / (400x1500.00xΦ) x 1000 = 125.789 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1500.00 / 150.00 x 1000 = 1588.800 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1500.00 / 1000 = 5196.152 kN ≥ 1588.800 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1299.038 + 1588.800) = 2165.879 kN ≥ 1351.645 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1766.67	1666.67	100.00	901.22	1075.11

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1666.67 - 130.280) / 130.280 = 0.03538

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1603.836\ mm^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.962]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00381

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1666.67 - a/2) = 3480.764 kN.m

≥ Mu (= 901.219 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.862]

* 전단에 대한 검토 (d = 1500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1500.00 = 974.279 kN

< Vu (= 1075.110 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1075.110-974.279) x 150.00 / (400x1500.00xΦ) x 1000 = 33.610 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1500.00 / 150.00 x 1000 = 1588.800 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1500.00 / 1000 = 5196.152 kN ≥ 1588.800 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1299.038 + 1588.800) = 2165.879 kN ≥ 1075.110 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1520.00	80.00	612.07	947.08

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 83.119) / 83.119 = 0.05186

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1192.491 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.399]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00267

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (1520.00 - a/2) = 2046.214 kN.m

≥ Mu (= 612.066 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.343]

* 전단에 대한 검토 (d = 1520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1520.00 = 987.269 kN

≥ Vu (= 947.083 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1766.67	1666.67	100.00	2153.12	1226.15

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1666.67 - 130.280) / 130.280 = 0.03538

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3878.269\ mm^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.638]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00381

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1666.67 - a/2) = 3480.764 kN.m

≥ Mu (= 2153.120 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.617]

* 전단에 대한 검토 (d = 1500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1500.00 = 974.279 kN

< Vu (= 1226.150 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1226.150-974.279) x 150.00 / (400x1500.00xΦ) x 1000 = 83.957 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1500.00 / 150.00 x 1000 = 1588.800 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1500.00 / 1000 = 5196.152 kN ≥ 1588.800 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1299.038 + 1588.800) = 2165.879 kN ≥ 1226.150 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1966.67	1821.95	100.00	5017.40	1934.75

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11492.800 x 400.00 = 4597120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 200.310 mm, c = 200.310 / β1 = 200.310 / 0.85 = 235.659 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1866.67 - 235.659) / 235.659 = 0.02076

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 8440.340\ mm^2$$

* 사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm), [사용률 = 1.362]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00631

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 200.310 mm

ΦMn = 0.85 x 11492.800 x 400 x (1821.95 - a/2) = 6728.003 kN.m

≥ Mu (= 5017.399 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.341]

* 전단에 대한 검토 (d = 1655.28 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1655.28 = 1075.138 kN

< Vu (= 1934.747 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1934.747-1075.138) x 150.00 / (400x1655.28xΦ) x 1000 = 259.656 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1655.28 / 150.00 x 1000 = 1753.276 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1655.28 / 1000 = 5734.070 kN ≥ 1753.276 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1433.517 + 1753.276) = 2390.095 kN ≥ 1934.747 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1670.00	80.00	3492.33	0.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1720.00 - 210.758) / 210.758 = 0.02148

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 6361.842\ mm^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 1.616]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00615

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1670.00 - a/2) = 5523.052 kN.m

≥ Mu (= 3492.334 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.581]

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	2013.26	1279.16

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1700.00 - 105.379) / 105.379 = 0.04540

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3547.674\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.449]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00302

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1700.00 - a/2) = 2892.202 kN.m

≥ Mu (= 2013.264 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.437]

* 전단에 대한 검토 (d = 1700.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1700.00 = 1104.182 kN

< Vu (= 1279.163 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1279.163-1104.182) x 150.00 / (400x1700.00xΦ) x 1000 = 51.465 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1700.00 / 150.00 x 1000 = 1800.640 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1700.00 / 1000 = 5888.973 kN ≥ 1800.640 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1472.243 + 1800.640) = 2454.662 kN ≥ 1279.163 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	1959.05	635.93

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1700.00 - 105.379) / 105.379 = 0.04540

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3450.390 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.489]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00302

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1700.00 - a/2) = 2892.202 kN.m

≥ Mu (= 1959.051 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.476]

* 전단에 대한 검토 (d = 1700.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1700.00 = 1104.182 kN

≥ Vu (= 635.925 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1720.00	80.00	685.83	1727.06

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1720.00 - 105.379) / 105.379 = 0.04597

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1179.820 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.356]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00299

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1720.00 - a/2) = 2927.148 kN.m

≥ Mu (= 685.834 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.268]

* 전단에 대한 검토 (d = 1720.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1720.00 = 1117.173 kN

< Vu (= 1727.063 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1727.063-1117.173) x 150.00 / (400x1720.00xΦ) x 1000 = 177.294 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1720.00 / 150.00 x 1000 = 1821.824 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1720.00 / 1000 = 5958.255 kN ≥ 1821.824 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1489.564 + 1821.824) = 2483.541 kN ≥ 1727.063 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1966.67	1816.67	100.00	4132.19	663.57

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1866.67 - 210.758) / 210.758 = 0.02357

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 6919.695\ mm^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.485]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00566

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1816.67 - a/2) = 6035.601 kN.m

≥ Mu (= 4132.192 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.461]

* 전단에 대한 검토 (d = 1650.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1650.00 = 1071.706 kN

≥ Vu (= 663.572 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1766.67	1686.67	80.00	1529.26	608.71

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1686.67 - 105.379) / 105.379 = 0.04502

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2704.488\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.900]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00305

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1686.67 - a/2) = 2868.904 kN.m

≥ Mu (= 1529.262 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.876]

* 전단에 대한 검토 (d = 1520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1520.00 = 987.269 kN

≥ Vu (= 608.713 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1520.00	80.00	876.54	0.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 105.379) / 105.379 = 0.04027

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1712.917 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.000]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00338

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1520.00 - a/2) = 2577.683 kN.m

≥ Mu (= 876.542 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.941]

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1520.00	80.00	903.53	503.91

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 105.379) / 105.379 = 0.04027

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1766.206\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.910]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00338

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1520.00 - a/2) = 2577.683 kN.m

≥ Mu (= 903.532 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.853]

* 전단에 대한 검토 (d = 1520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1520.00 = 987.269 kN

≥ Vu (= 503.909 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1520.00	80.00	439.63	1229.88

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 105.379) / 105.379 = 0.04027

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 854.857 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 6.012]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00338

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1520.00 - a/2) = 2577.683 kN.m

≥ Mu (= 439.625 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.863]

* 전단에 대한 검토 (d = 1520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1520.00 = 987.269 kN

< Vu (= 1229.876 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1229.876-987.269) x 300.00 / (400x1520.00xΦ) x 1000 = 159.610 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1520.00 / 300.00 x 1000 = 804.992 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1520.00 / 1000 = 5265.434 kN ≥ 804.992 kN ∴ O.K

s = 300.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1316.359 + 804.992) = 1591.013 kN ≥ 1229.876 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1520.00	80.00	772.55	1185.72

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 105.379) / 105.379 = 0.04027

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1507.917 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.408]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00338

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1520.00 - a/2) = 2577.683 kN.m

≥ Mu (= 772.554 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.337]

* 전단에 대한 검토 (d = 1520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1520.00 = 987.269 kN

< Vu (= 1185.716 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1185.716-987.269) x 150.00 / (400x1520.00xΦ) x 1000 = 65.279 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1520.00 / 150.00 x 1000 = 1609.984 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1520.00 / 1000 = 5265.434 kN ≥ 1609.984 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1316.359 + 1609.984) = 2194.757 kN ≥ 1185.716 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1766.67	1686.67	80.00	1449.67	1251.96

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1686.67 - 105.379) / 105.379 = 0.04502

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2561.821 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.006]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00305

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1686.67 - a/2) = 2868.904 kN.m

≥ Mu (= 1449.673 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.979]

* 전단에 대한 검토 (d = 1520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1520.00 = 987.269 kN

< Vu (= 1251.956 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1251.956-987.269) x 300.00 / (400x1520.00xΦ) x 1000 = 174.136 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1520.00 / 300.00 x 1000 = 804.992 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1520.00 / 1000 = 5265.434 kN ≥ 804.992 kN ∴ O.K

s = 300.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1316.359 + 804.992) = 1591.013 kN ≥ 1251.956 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(상부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,867	100	1,767	3484.809	860.405	246.9

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 6353.600 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0061) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1866.7 x 1000.0 = 42840000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 2541440.0 N

Xp = (42840000.0 x 933.33 + 1621440.0 x 100.000 + 2541440.0 x 1786.667) / 47002880.0

= 950.726 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1060.00 mm, ab = k1 x cb = 901.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 901000.000 = 20677.950 kN, ∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 20677.950 + 2395.625 - 1621.440 = 21452.135 kN

Mb = Cc x 1316.167 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13006.365 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 606.297 mm, e = Mu/Pu = 246.902 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1684.56 mm, a = k1 x c = 1431.87 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1431871.796 = 32861.458 kN

∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 118.553 kN

Pn = 32861.458 + 2395.625 - 118.553 = 35138.530 kN

Mn = Cc x 1050.731 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8675.912 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=246.906)| = 0.0042 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1866.67 - 100.00 = 1766.667 mm

c = 1684.555 mm, a = k1 x c = 1431.872 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1766.67-1684.56) / 1684.56 = 0.00015

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 34351.228 kN < Pn = 35138.530 kN

ΦPn = 0.78 x 34351.228 = 26908.462 kN ≥ Pu = 3484.809 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.247 = 6643.746 kN.m ≥ Mu = 860.405 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토 (d = 1600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1600.00 = 1191.395 kN

< Vu (= 1664.343 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1664.343 - 1191.395) x 150.00 / (400.0 x 1600.00 x Φ) = 147.796 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1600.00 / 150.00 = 1694.720 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1600.00 = 5542.563 kN ≥ 1694.720 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1588.527 + 1694.720) = 2462.435 kN ≥ 1664.343 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(상부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	80	1,620	3484.809	1724.401	494.8

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4053.600 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0061) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1700.0 x 1000.0 = 39015000.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (39015000.0 x 850.00 + 2541440.0 x 80.000 + 1621440.0 x 1600.000) / 43177880.0

= 832.842 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 972.00 mm, ab = k1 x cb = 826.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 826200.000 = 18961.290 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 18961.290 + 1528.410 - 2541.440 = 17948.260 kN

Mb = Cc x 1206.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11695.353 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 651.615 mm, e = Mu/Pu = 494.834 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1135.69 mm, a = k1 x c = 965.34 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 965340.328 = 22154.561 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 1625.657 kN

Pn = 22154.561 + 1528.410 - 1625.657 = 22057.313 kN

Mn = Cc x 1137.330 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10914.545 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=494.827)| = 0.0071 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 mm

c = 1135.695 mm, a = k1 x c = 965.340 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1620.00-1135.69) / 1135.69 = 0.00128

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 34351.228 kN ≥ Pn = 22057.313 kN

ΦPn = 0.78 x 22057.313 = 17278.229 kN ≥ Pu = 3484.809 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.495 = 8549.850 kN.m ≥ Mu = 1724.401 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1620.00 = 1206.288 kN

< Vu (= 1664.343 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1664.343 - 1206.288) x 150.00 / (400.0 x 1620.00 x Φ) = 141.375 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1620.00 / 150.00 = 1715.904 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1620.00 = 5611.845 kN ≥ 1715.904 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1608.383 + 1715.904) = 2493.216 kN ≥ 1664.343 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(중앙부)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	80	1,620	3529.012	811.506	230

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0061) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1700.0 x 1000.0 = 39015000.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (39015000.0 x 850.00 + 2541440.0 x 80.000 + 1621440.0 x 1600.000) / 43177880.0

= 832.842 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 972.00 mm, ab = k1 x cb = 826.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 826200.000 = 18961.290 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 18961.290 + 1528.410 - 2541.440 = 17948.260 kN

Mb = Cc x 1206.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11695.353 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 651.615 mm, e = Mu/Pu = 229.953 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1571.25 mm, a = k1 x c = 1335.56 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1335560.360 = 30651.110 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 118.283 kN

Pn = 30651.110 + 1528.410 - 118.283 = 32061.237 kN

Mn = Cc x 952.220 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7372.719 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=229.957)| = 0.0046 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 mm

c = 1571.247 mm, a = k1 x c = 1335.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1620.00-1571.25) / 1571.25 = 0.00009

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 34351.228 kN ≥ Pn = 32061.237 kN

ΦPn = 0.78 x 32061.237 = 25114.635 kN ≥ Pu = 3529.012 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.230 = 5775.180 kN.m ≥ Mu = 811.506 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1620.00 = 1208.242 kN

< Vu (= 1390.799 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1390.799 - 1208.242) x 150.00 / (400.0 x 1620.00 x Φ) = 56.345 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1620.00 / 150.00 = 1715.904 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1620.00 = 5611.845 kN ≥ 1715.904 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1610.989 + 1715.904) = 2495.170 kN ≥ 1390.799 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(하부)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,867	100	1,722	3702.313	5152.859	1391.8

㉯ 철근비 검토

As = 11492.800 mm² (인장중심 = 144.72 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 6353.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0105) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1866.7 x 1000.0 = 42840000.0 N

Cs = As x fy = 4597120.0 N, Cs' = Asf x fy = 2541440.0 N

Xp = (42840000.0 x 933.33 + 4597120.0 x 144.717 + 2541440.0 x 1786.667) / 49978560.0

= 904.187 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1033.17 mm, ab = k1 x cb = 878.19 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 878194.487 = 20154.563 kN, ∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 4597.120 kN

Pb = 20154.563 + 2395.625 - 4597.120 = 17953.068 kN

Mb = Cc x 1282.853 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 16154.003 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 899.791 mm, e = Mu/Pu = 1391.795 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 635.44 mm, a = k1 x c = 540.13 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 540125.142 = 12395.872 kN

∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 4597.120 kN

Pn = 12395.872 + 2395.625 - 4597.120 = 10194.377 kN

Mn = Cc x 1451.887 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 14188.576 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1391.804)| = 0.0096 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1866.67 - 100.00 = 1766.667 mm

c = 635.441 mm, a = k1 x c = 540.125 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1766.67-635.44) / 635.44 = 0.00534

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 36595.188 kN ≥ Pn = 10194.377 kN

ΦPn = 0.85 x 10194.377 = 8665.220 kN ≥ Pu = 3702.313 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.392 = 12060.206 kN.m ≥ Mu = 5152.859 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토 (d = 1555.28 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1555.28 = 1167.330 kN

< Vu (= 1792.820 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1792.820 - 1167.330) x 150.00 / (400.0 x 1555.28 x Φ) = 201.086 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1555.28 / 150.00 = 1647.356 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1555.28 = 5387.659 kN ≥ 1647.356 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1556.440 + 1647.356) = 2402.847 kN ≥ 1792.820 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(상부)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,867	100	1,717	2624.235	4316.307	1644.8

㉯ 철근비 검토

As = 10342.800 mm² (인장중심 = 149.69 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 6353.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0098) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1866.7 x 1000.0 = 42840000.0 N

Cs = As x fy = 4137120.0 N, Cs' = Asf x fy = 2541440.0 N

Xp = (42840000.0 x 933.33 + 4137120.0 x 149.689 + 2541440.0 x 1786.667) / 49518560.0
= 911.658 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1030.19 mm, ab = k1 x cb = 875.66 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 875658.777 = 20096.369 kN, ∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 4137.120 kN

Pb = 20096.369 + 2395.625 - 4137.120 = 18354.874 kN

Mb = Cc x 1279.149 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 15641.979 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 852.198 mm, e = Mu/Pu = 1644.787 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 467.99 mm, a = k1 x c = 397.79 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 397789.728 = 9129.274 kN

∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 4137.120 kN

Pn = 9129.274 + 2395.625 - 4137.120 = 7387.779 kN

Mn = Cc x 1518.083 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12151.322 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1644.787)| = 0.0001 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1866.67 - 100.00 = 1766.667 mm

c = 467.988 mm, a = k1 x c = 397.790 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1766.67-467.99) / 467.99 = 0.00833

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 36248.302 kN ≥ Pn = 7387.779 kN

ΦPn = 0.85 x 7387.779 = 6279.612 kN ≥ Pu = 2624.235 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.645 = 10328.623 kN.m ≥ Mu = 4316.307 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토 (d = 1550.31 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1550.31 = 1117.986 kN

< Vu (= 1677.745 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1677.745 - 1117.986) x 300.00 / (400.0 x 1550.31 x Φ) = 361.063 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1550.31 / 300.00 = 821.045 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1550.31 = 5370.436 kN ≥ 821.045 kN ∴ O.K

s = 300.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1490.648 + 821.045) = 1733.769 kN ≥ 1677.745 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(중앙부)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	80	1,620	2861.574	2204.555	770.4

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4053.600 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0061) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1700.0 x 1000.0 = 39015000.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (39015000.0 x 850.00 + 2541440.0 x 80.000 + 1621440.0 x 1600.000) / 43177880.0

= 832.842 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 972.00 mm, ab = k1 x cb = 826.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 826200.000 = 18961.290 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 18961.290 + 1528.410 - 2541.440 = 17948.260 kN

Mb = Cc x 1206.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11695.353 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 651.615 mm, e = Mu/Pu = 770.399 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 806.16 mm, a = k1 x c = 685.23 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 685232.735 = 15726.091 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 15726.091 + 1528.410 - 2541.440 = 14713.061 kN

Mn = Cc x 1277.384 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11334.818 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=770.392)| = 0.0079 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 mm

c = 806.156 mm, a = k1 x c = 685.233 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1620.00-806.16) / 806.16 = 0.00303

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 34351.228 kN ≥ Pn = 14713.061 kN

ΦPn = 0.78 x 14713.061 = 11525.231 kN ≥ Pu = 2861.574 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.770 = 8879.032 kN.m ≥ Mu = 2204.555 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1620.00 = 1178.734 kN

ΦVc/2 < Vu (= 1100.132 kN) , 최소 전단철근 보강.

Av_req = 0.35 x 1000.00 x 150.00 / 400 = 131.250 mm²

Av_use = H16 - 2.0 EA = 397.200 mm² ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(하부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,867	100	1,767	2901.114	372.371	128.4

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 6353.600 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0061) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1866.7 x 1000.0 = 42840000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 2541440.0 N

Xp = (42840000.0 x 933.33 + 1621440.0 x 100.000 + 2541440.0 x 1786.667) / 47002880.0

= 950.726 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1060.00 mm, ab = k1 x cb = 901.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 901000.000 = 20677.950 kN, ∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 20677.950 + 2395.625 - 1621.440 = 21452.135 kN

Mb = Cc x 1316.167 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13006.365 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 606.297 mm, e = Mu/Pu = 128.355 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1944.76 mm, a = k1 x c = 1653.05 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1653045.464 = 37937.393 kN

∑Csi = 2618.352 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 37937.393 + 2618.352 - 0.000 = 40555.745 kN

Mn = Cc x 940.144 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5205.413 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=128.352)| = 0.0025 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1866.67 - 100.00 = 1766.667 mm

c = 1944.759 mm, a = k1 x c = 1653.045 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1766.67-1944.76) / 1944.76 = -0.00027

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 34351.228 kN < Pn = 40555.745 kN

ΦPn = 0.78 x 34351.228 = 26908.462 kN ≥ Pu = 2901.114 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.128 = 3453.824 kN.m ≥ Mu = 372.371 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토 (d = 1600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1600.00 = 1165.908 kN

< Vu (= 1206.789 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1206.789 - 1165.908) x 300.00 / (400.0 x 1600.00 x Φ) = 25.550 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1600.00 / 300.00 = 847.360 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1600.00 = 5542.563 kN ≥ 847.360 kN ∴ O.K

s = 300.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1554.544 + 847.360) = 1801.428 kN ≥ 1206.789 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(하부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	80	1,620	2901.114	2899.565	999.5

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4053.600 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0061) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1700.0 x 1000.0 = 39015000.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (39015000.0 x 850.00 + 2541440.0 x 80.000 + 1621440.0 x 1600.000) / 43177880.0

= 832.842 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 972.00 mm, ab = k1 x cb = 826.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 826200.000 = 18961.290 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 18961.290 + 1528.410 - 2541.440 = 17948.260 kN

Mb = Cc x 1206.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11695.353 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 651.615 mm, e = Mu/Pu = 999.466 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 564.45 mm, a = k1 x c = 479.78 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 479781.103 = 11010.976 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 11010.976 + 1528.410 - 2541.440 = 9997.946 kN

Mn = Cc x 1380.109 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9992.658 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=999.471)| = 0.0050 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 mm

c = 564.448 mm, a = k1 x c = 479.781 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1620.00-564.45) / 564.45 = 0.00561

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 34351.228 kN ≥ Pn = 9997.946 kN

ΦPn = 0.85 x 9997.946 = 8498.254 kN ≥ Pu = 2901.114 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.999 = 8493.717 kN.m ≥ Mu = 2899.565 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1620.00 = 1180.482 kN

< Vu (= 1206.789 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1206.789 - 1180.482) x 300.00 / (400.0 x 1620.00 x Φ) = 16.239 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 ㎜)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1620.00 / 300.00 = 857.952 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1620.00 = 5611.845 kN ≥ 857.952 kN ∴ O.K

s = 300.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 ㎜ 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1573.976 + 857.952) = 1823.946 kN ≥ 1206.789 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(상부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,867	100	1,728	2115.81	1081.15	511

㉯ 철근비 검토

As = 6623.200 mm² (인장중심 = 138.80 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 5139.200 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0069) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1866.7 x 1000.0 = 42840000.0 N

Cs = As x fy = 2649280.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (42840000.0 x 933.33 + 2649280.0 x 138.797 + 2055680.0 x 1786.667) / 47544960.0

= 925.956 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1036.72 mm, ab = k1 x cb = 881.21 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 881213.552 = 20223.851 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 2649.280 kN

Pb = 20223.851 + 1937.735 - 2649.280 = 19512.306 kN

Mb = Cc x 1287.263 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13867.267 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.693 mm, e = Mu/Pu = 510.986 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1259.63 mm, a = k1 x c = 1070.69 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1070685.806 = 24572.239 kN

∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 1477.216 kN

Pn = 24572.239 + 1937.735 - 1477.216 = 25032.759 kN

Mn = Cc x 1192.527 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12791.434 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=510.988)| = 0.0015 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1866.67 - 100.00 = 1766.667 mm

c = 1259.630 mm, a = k1 x c = 1070.686 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1766.67-1259.63) / 1259.63 = 0.00121

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 34760.010 kN ≥ Pn = 25032.759 kN

ΦPn = 0.78 x 25032.759 = 19608.994 kN ≥ Pu = 2115.810 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.511 = 10019.928 kN.m ≥ Mu = 1081.150 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토 (d = 1561.20 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1561.20 = 1104.178 kN

< Vu (= 1317.213 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1317.213 - 1104.178) x 300.00 / (400.0 x 1561.20 x Φ) = 136.455 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1561.20 / 300.00 = 826.813 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1561.20 = 5408.166 kN ≥ 826.813 kN ∴ O.K

s = 300.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1472.237 + 826.813) = 1724.288 kN ≥ 1317.213 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(상부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	80	1,620	2115.81	1957.956	925.4

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 6623.200 ㎟ (압축중심 = 138.80 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0069) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1700.0 x 1000.0 = 39015000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 2649280.0 N

Xp = (39015000.0 x 850.00 + 2055680.0 x 80.000 + 2649280.0 x 1561.203) / 43719960.0

= 856.892 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 972.00 mm, ab = k1 x cb = 826.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 826200.000 = 18961.290 kN, ∑Csi = 2497.278 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 18961.290 + 2497.278 - 2055.680 = 19402.888 kN

Mb = Cc x 1206.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11509.415 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 593.181 mm, e = Mu/Pu = 925.393 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 507.24 mm, a = k1 x c = 431.15 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 431152.954 = 9894.960 kN

∑Csi = 2497.278 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 9894.960 + 2497.278 - 2055.680 = 10336.558 kN

Mn = Cc x 1404.424 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9565.305 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=925.386)| = 0.0072 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 mm

c = 507.239 mm, a = k1 x c = 431.153 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1620.00-507.24) / 507.24 = 0.00658

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 34760.010 kN ≥ Pn = 10336.558 kN

ΦPn = 0.85 x 10336.558 = 8786.074 kN ≥ Pu = 2115.810 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.925 = 8130.573 kN.m ≥ Mu = 1957.956 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1620.00 = 1145.763 kN

< Vu (= 1317.213 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1317.213 - 1145.763) x 300.00 / (400.0 x 1620.00 x Φ) = 105.833 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1620.00 / 300.00 = 857.952 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1620.00 = 5611.845 kN ≥ 857.952 kN ∴ O.K

s = 300.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1527.684 + 857.952) = 1789.227 kN ≥ 1317.213 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(중앙부)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	80	1,620	2160.013	1274.104	589.9

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 6623.200 ㎟ (압축중심 = 138.80 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0069) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1700.0 x 1000.0 = 39015000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 2649280.0 N

Xp = (39015000.0 x 850.00 + 2055680.0 x 80.000 + 2649280.0 x 1561.203) / 43719960.0

= 856.892 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 972.00 mm, ab = k1 x cb = 826.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 826200.000 = 18961.290 kN, ∑Csi = 2497.278 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 18961.290 + 2497.278 - 2055.680 = 19402.888 kN

Mb = Cc x 1206.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11509.415 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 593.181 mm, e = Mu/Pu = 589.859 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 975.50 mm, a = k1 x c = 829.17 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 829173.632 = 19029.535 kN

∑Csi = 2497.278 kN, ∑Tsi = 2037.249 kN

Pn = 19029.535 + 2497.278 - 2037.249 = 19489.563 kN

Mn = Cc x 1205.413 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11496.149 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=589.862)| = 0.0024 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 mm

c = 975.498 mm, a = k1 x c = 829.174 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1620.00-975.50) / 975.50 = 0.00198

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 34760.010 kN ≥ Pn = 19489.563 kN

ΦPn = 0.78 x 19489.563 = 15266.824 kN ≥ Pu = 2160.013 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.590 = 9005.280 kN.m ≥ Mu = 1274.104 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1620.00 = 1147.717 kN

< Vu (= 1228.840 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1228.840 - 1147.717) x 150.00 / (400.0 x 1620.00 x Φ) = 25.038 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1620.00 / 150.00 = 1715.904 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1620.00 = 5611.845 kN ≥ 1715.904 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1530.289 + 1715.904) = 2434.645 kN ≥ 1228.840 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(하부)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,867	100	1,717	2333.314	3464.132	1484.6

㉯ 철근비 검토

As = 10278.400 mm² (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 5139.200 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0091) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1866.7 x 1000.0 = 42840000.0 N

Cs = As x fy = 4111360.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (42840000.0 x 933.33 + 4111360.0 x 150.000 + 2055680.0 x 1786.667) / 49007040.0

= 903.411 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1030.00 mm, ab = k1 x cb = 875.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 875500.000 = 20092.725 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pb = 20092.725 + 1937.735 - 4111.360 = 17919.100 kN

Mb = Cc x 1278.917 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 15367.893 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 857.626 mm, e = Mu/Pu = 1484.640 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 546.58 mm, a = k1 x c = 464.60 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 464596.442 = 10662.488 kN

∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pn = 10662.488 + 1937.735 - 4111.360 = 8488.864 kN

Mn = Cc x 1484.368 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12602.881 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1484.637)| = 0.0033 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1866.67 - 100.00 = 1766.667 mm

c = 546.584 mm, a = k1 x c = 464.596 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1766.67-546.58) / 546.58 = 0.00670

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 35862.565 kN ≥ Pn = 8488.864 kN

ΦPn = 0.85 x 8488.864 = 7215.534 kN ≥ Pu = 2333.314 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.485 = 10712.473 kN.m ≥ Mu = 3464.132 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토 (d = 1550.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1550.00 = 1105.455 kN

< Vu (= 1445.431 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1445.431 - 1105.455) x 300.00 / (400.0 x 1550.00 x Φ) = 219.339 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1550.00 / 300.00 = 820.880 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1550.00 = 5369.358 kN ≥ 820.880 kN ∴ O.K

s = 300.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1473.940 + 820.880) = 1721.115 kN ≥ 1445.431 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(상부)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,867	100	1,767	1593.115	1969.847	1236.5

㉯ 철근비 검토

As = 5203.600 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 5139.200 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0061) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1866.7 x 1000.0 = 42840000.0 N

Cs = As x fy = 2081440.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (42840000.0 x 933.33 + 2081440.0 x 100.000 + 2055680.0 x 1786.667) / 46977120.0

= 933.752 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1060.00 mm, ab = k1 x cb = 901.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 901000.000 = 20677.950 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 2081.440 kN

Pb = 20677.950 + 1937.735 - 2081.440 = 20534.245 kN

Mb = Cc x 1316.167 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13363.483 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 650.790 mm, e = Mu/Pu = 1236.475 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 389.62 mm, a = k1 x c = 331.18 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 331180.501 = 7600.592 kN

∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 2081.440 kN

Pn = 7600.592 + 1937.735 - 2081.440 = 7456.888 kN

Mn = Cc x 1601.076 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9220.251 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1236.474)| = 0.0006 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1866.67 - 100.00 = 1766.667 mm

c = 389.624 mm, a = k1 x c = 331.181 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1766.67-389.62) / 389.62 = 0.01060

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 34331.802 kN ≥ Pn = 7456.888 kN

ΦPn = 0.85 x 7456.888 = 6338.355 kN ≥ Pu = 1593.115 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.236 = 7837.218 kN.m ≥ Mu = 1969.847 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토 (d = 1600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1600.00 = 1108.794 kN

< Vu (= 1275.583 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1275.583 - 1108.794) x 300.00 / (400.0 x 1600.00 x Φ) = 104.243 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1600.00 / 300.00 = 847.360 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1600.00 = 5542.563 kN ≥ 847.360 kN ∴ O.K

s = 300.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1478.392 + 847.360) = 1744.314 kN ≥ 1275.583 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(중앙부)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	80	1,620	1830.455	1684.12	920.1

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4053.600 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0054) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1700.0 x 1000.0 = 39015000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (39015000.0 x 850.00 + 2055680.0 x 80.000 + 1621440.0 x 1600.000) / 42692120.0

= 841.408 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 972.00 mm, ab = k1 x cb = 826.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 826200.000 = 18961.290 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 18961.290 + 1528.410 - 2055.680 = 18434.020 kN

Mb = Cc x 1206.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11171.746 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 606.040 mm, e = Mu/Pu = 920.055 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 554.10 mm, a = k1 x c = 470.98 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 470982.599 = 10809.051 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 10809.051 + 1528.410 - 2055.680 = 10281.781 kN

Mn = Cc x 1384.509 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9459.774 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=920.052)| = 0.0033 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 mm

c = 554.097 mm, a = k1 x c = 470.983 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1620.00-554.10) / 554.10 = 0.00577

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33984.916 kN ≥ Pn = 10281.781 kN

ΦPn = 0.85 x 10281.781 = 8739.513 kN ≥ Pu = 1830.455 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.920 = 8040.837 kN.m ≥ Mu = 1684.120 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1620.00 = 1133.147 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 522.436 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 2층(하부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,867	100	1,767	1869.994	558.572	298.7

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 5139.200 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0054) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1866.7 x 1000.0 = 42840000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (42840000.0 x 933.33 + 1621440.0 x 100.000 + 2055680.0 x 1786.667) / 46517120.0

= 941.996 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1060.00 mm, ab = k1 x cb = 901.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 901000.000 = 20677.950 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 20677.950 + 1937.735 - 1621.440 = 20994.245 kN

Mb = Cc x 1316.167 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12806.864 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 610.018 mm, e = Mu/Pu = 298.702 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1578.88 mm, a = k1 x c = 1342.05 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1342050.425 = 30800.057 kN

∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 289.268 kN

Pn = 30800.057 + 1937.735 - 289.268 = 32448.525 kN

Mn = Cc x 1095.641 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9692.593 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=298.707)| = 0.0043 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1866.67 - 100.00 = 1766.667 mm

c = 1578.883 mm, a = k1 x c = 1342.050 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1766.67-1578.88) / 1578.88 = 0.00036

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33984.916 kN ≥ Pn = 32448.525 kN

ΦPn = 0.78 x 32448.525 = 25418.011 kN ≥ Pu = 1869.994 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.299 = 7592.422 kN.m ≥ Mu = 558.572 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토 (d = 1600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1600.00 = 1120.884 kN

ΦVc/2 < Vu (= 590.556 kN) , 최소 전단철근 보강.

Av_req = 0.35 x 1000.00 x 300.00 / 400 = 262.500 mm²

Av_use = H16 - 2.0 EA = 397.200 mm² ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(하부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	80	1,620	1869.994	2012.365	1076.1

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4053.600 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0054) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1700.0 x 1000.0 = 39015000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (39015000.0 x 850.00 + 2055680.0 x 80.000 + 1621440.0 x 1600.000) / 42692120.0

= 841.408 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 972.00 mm, ab = k1 x cb = 826.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 826200.000 = 18961.290 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 18961.290 + 1528.410 - 2055.680 = 18434.020 kN

Mb = Cc x 1206.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11171.746 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 606.040 mm, e = Mu/Pu = 1076.134 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 424.20 mm, a = k1 x c = 360.57 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 360567.942 = 8275.034 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 8275.034 + 1528.410 - 2055.680 = 7747.764 kN

Mn = Cc x 1439.716 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8337.670 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1076.139)| = 0.0044 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 mm

c = 424.198 mm, a = k1 x c = 360.568 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1620.00-424.20) / 424.20 = 0.00846

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33984.916 kN ≥ Pn = 7747.764 kN

ΦPn = 0.85 x 7747.764 = 6585.600 kN ≥ Pu = 1869.994 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.076 = 7086.991 kN.m ≥ Mu = 2012.365 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1620.00 = 1134.895 kN

ΦVc/2 < Vu (= 590.556 kN) , 최소 전단철근 보강.

Av_req = 0.35 x 1000.00 x 300.00 / 400 = 262.500 mm²

Av_use = H16 - 2.0 EA = 397.200 mm² ∴ O.K

17. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 필요 철근량 × 20%
= 7838.494 × 0.20 = 1567.70 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1567.699 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 필요 철근량 × 20%
= 5110.321 × 0.20 = 1022.06 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1022.064 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 필요 철근량 × 20%
= 4310.532 × 0.20 = 862.11 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 862.106 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 필요 철근량 × 20%
= 1603.836 × 0.20 = 320.77 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 320.767 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 필요 철근량 × 20%
= 1192.491 × 0.20 = 238.50 ㎟

∴ Used As = H16 - 3.3EA = 661.338 ㎟ ≥ 238.498 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 2경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 필요 철근량 × 20%
= 3878.269 × 0.20 = 775.65 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 775.654 ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 필요 철근량 × 20%
= 8440.340 × 0.20 = 1688.07 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1688.068 ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 필요 철근량 × 20%
= 6361.842 × 0.20 = 1272.37 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1272.368 ∴ O.K

9) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 필요 철근량 × 20%
= 3547.674 × 0.20 = 709.54 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 709.535 ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 필요 철근량 × 20%

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 690.078 ∴ O.K

11) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 필요 철근량 × 20%
= 1179.820 × 0.20 = 235.96 ㎟

∴ Used As = H16 - 3.3EA = 661.338 ㎟ ≥ 235.964 ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 2경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 필요 철근량 × 20%
= 6919.695 × 0.20 = 1383.94 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1383.939 ∴ O.K

13) 중간슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 필요 철근량 × 20%
= 2704.488 × 0.20 = 540.90 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 540.898 ∴ O.K

14) 중간슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 필요 철근량 × 20%
= 1712.917 × 0.20 = 342.58 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 342.583 ∴ O.K

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 필요 철근량 × 20%
= 1766.206 × 0.20 = 353.24 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 353.241 ∴ O.K

16) 중간슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 필요 철근량 × 20%
= 854.857 × 0.20 = 170.97 ㎟

∴ Used As = H16 - 3.3EA = 661.338 ㎟ ≥ 170.971 ∴ O.K

17) 중간슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 필요 철근량 × 20%
= 1507.917 × 0.20 = 301.58 ㎟

∴ Used As = H16 - 3.3EA = 661.338 ㎟ ≥ 301.583 ∴ O.K

18) 중간슬래브 : 2경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② Req's As = 필요 철근량 × 20%
= 2561.821 × 0.20 = 512.36 ㎟

∴ Used As = H16 - 3.3EA = 661.338 ㎟ ≥ 512.364 ∴ O.K

19) 좌측벽체 : 1층(상부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

20) 좌측벽체 : 1층(상부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

21) 좌측벽체 : 1층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

22) 좌측벽체 : 1층(하부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

23) 좌측벽체 : 2층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

24) 좌측벽체 : 2층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

25) 좌측벽체 : 2층(하부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

26) 좌측벽체 : 2층(하부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

27) 우측벽체 : 1층(상부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

28) 우측벽체 : 1층(상부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

29) 우측벽체 : 1층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

30) 우측벽체 : 1층(하부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

31) 우측벽체 : 2층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

32) 우측벽체 : 2층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

33) 우측벽체 : 2층(하부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

34) 우측벽체 : 2층(하부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

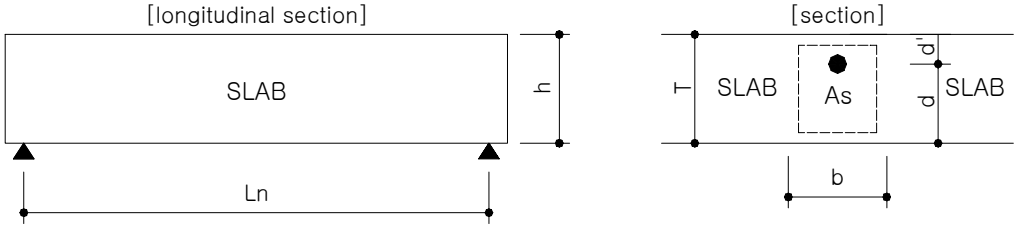
18. 거더,기둥검토,내측벽체 검토

18.1 거더 검토

(1) 거더 : JOINT 17

- 하부거더의 단면력 산정

1) Input Data



- 거더의 지간 : L = 4875.0 mm
- 거더의 순 지간 : Ln = 2600.0 mm
- 단면 폭 : b = 1500.0 mm
- 단면 높이 : h = 1800.0 mm
- 유효높이 : d = 1670.0 mm
- 슬래브 두께 : T = 1800.0 mm

- Ln / d = 1.56 < 4 ∴ 따라서 Deep Beam으로 계산

2) 하중계산

- W = 3359.550 kN/m

3) 단면력 산정

① 극한 모멘트 (지점부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 9 = 3359.55 \times 2.60^2 / 9 = 2523.395$ kN.m

② 극한 모멘트 (중앙부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 14 = 3359.55 \times 2.60^2 / 14 = 1622.183$ kN.m

③ 극한 전단력 (위험단면)

- $Vu = W \times Ln \times 1.15 / 2 = 3359.55 \times 2.60 \times 1.15 / 2 = 5022.527$ kN.m

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 0.15Ln

0.15 × Ln = 390.00 mm

- Vu' = Vu - 0.15Ln × W

= 5022.527 - 0.390 × 3359.550 = 3712.303 kN

4) 단면검토 : 하부거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1500.00	1800.00	1670.00	130.00	2523.40	3712.30

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7600.500 x 400.00 = 3040200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1500.000 = 34425.000 x a

T = C 이므로, a = 88.314 mm, c = 88.314 / β1 = 88.314 / 0.85 = 103.899 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1670.00 - 103.899) / 103.899 = 0.04522

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4515.083 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7600.5 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 1.683]

1단 : H25 - 15.0 EA (= 7600.5 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00303

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 88.314 mm

ΦMn = 0.85 x 7600.500 x 400 x (1670.00 - a/2) = 4201.455 kN.m

≥ Mu (= 2523.395 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.665]

5) 깊은보에 대한 전단검토 : 하부거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
1500.00	2600.00	1670.00	3712.30	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.75 x 5 x √27 / 6 x 1500.00 x 1670.00

= 8135.226 kN ≥ Vu(= 3712.303 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1500.00 x 1670.00 = 1627.045 kN

< Vu (= 3712.303 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H16 - 4.0 EA (=794.400 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=750.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H16 - 4.0 EA (=794.400 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=337.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 3349.279 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.75 x (3349.279 + 2169.394)

= 4139.004 kN ≥ Vu(= 3712.303 kN) ∴ O.K

6) 단면검토 : 하부거더 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1500.00	1800.00	1690.00	110.00	1622.18	0.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7600.500 x 400.00 = 3040200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1500.000 = 34425.000 x a

T = C 이므로, a = 88.314 mm, c = 88.314 / β1 = 88.314 / 0.85 = 103.899 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1690.00 - 103.899) / 103.899 = 0.04580

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2851.096 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7600.5 mm² (철근도심 : 110.0 mm), [사용률 = 2.666]

1단 : H25 - 15.0 EA (= 7600.5 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00300

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 88.314 mm

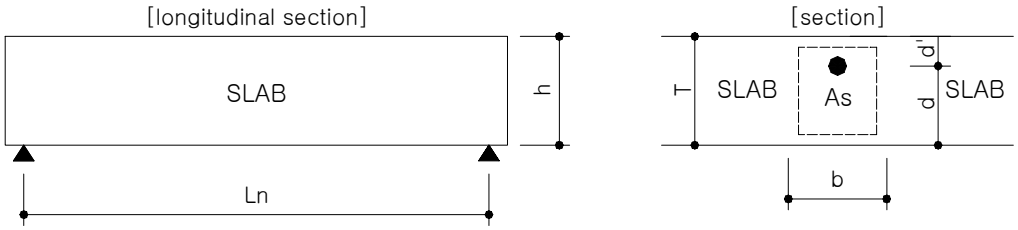
ΦMn = 0.85 x 7600.500 x 400 x (1690.00 - a/2) = 4253.138 kN.m

≥ Mu (= 1622.183 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.622]

(2) 거더 : JOINT 93

- 중간거더의 단면력 산정

1) Input Data



- 거더의 지간 : L = 4875.0 mm
- 거더의 순 지간 : Ln = 2600.0 mm
- 단면 폭 : b = 1500.0 mm
- 단면 높이 : h = 1600.0 mm
- 유효높이 : d = 1490.0 mm
- 슬래브 두께 : T = 1800.0 mm

- Ln / d = 1.74 < 4 ∴ 따라서 Deep Beam으로 계산

2) 하중계산

- W = 1733.785 kN/m

3) 단면력 산정

① 극한 모멘트 (지점부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 9 = 1733.78 \times 2.60^2 / 9 = 1302.265$ kN.m

② 극한 모멘트 (중앙부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 14 = 1733.78 \times 2.60^2 / 14 = 837.170$ kN.m

③ 극한 전단력 (위험단면)

- $Vu = W \times Ln \times 1.15 / 2 = 1733.78 \times 2.60 \times 1.15 / 2 = 2592.008$ kN.m

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 0.15Ln

0.15 × Ln = 390.00 mm

- Vu' = Vu - 0.15Ln × W

= 2592.008 - 0.390 × 1733.785 = 1915.832 kN

4) 단면검토 : 중간거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1500.00	1600.00	1490.00	110.00	1302.27	1915.83

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5806.500 x 400.00 = 2322600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1500.000 = 34425.000 x a

T = C 이므로, a = 67.468 mm, c = 67.468 / β1 = 67.468 / 0.85 = 79.375 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1490.00 - 79.375) / 79.375 = 0.05332

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2596.894 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5806.5 mm² (철근도심 : 110.0 mm), [사용률 = 2.236]

1단 : H22 - 15.0 EA (= 5806.5 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00260

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 67.468 mm

ΦMn = 0.85 x 5806.500 x 400 x (1490.00 - a/2) = 2874.974 kN.m

≥ Mu (= 1302.265 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.208]

5) 깊은보에 대한 전단검토 : 중간거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
1500.00	2600.00	1490.00	1915.83	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.75 x 5 x √27 / 6 x 1500.00 x 1490.00

= 7258.375 kN ≥ Vu(= 1915.832 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1500.00 x 1490.00 = 1451.675 kN

< Vu (= 1915.832 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H16 - 4.0 EA (=794.400 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=750.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H16 - 4.0 EA (=794.400 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=337.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 2975.911 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.75 x (2975.911 + 1935.567)

= 3683.608 kN ≥ Vu(= 1915.832 kN) ∴ O.K

6) 단면검토 : 중간거더 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1500.00	1600.00	1490.00	110.00	837.17	0.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5806.500 x 400.00 = 2322600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1500.000 = 34425.000 x a

T = C 이므로, a = 67.468 mm, c = 67.468 / β1 = 67.468 / 0.85 = 79.375 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1490.00 - 79.375) / 79.375 = 0.05332

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1663.315 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5806.5 mm² (철근도심 : 110.0 mm), [사용률 = 3.491]

1단 : H22 - 15.0 EA (= 5806.5 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00260

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 67.468 mm

ΦMn = 0.85 x 5806.500 x 400 x (1490.00 - a/2) = 2874.974 kN.m

≥ Mu (= 837.170 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.434]

18.2 기둥 검토

(단위 : kN,m)

부재	폭	두께	높이	CTC	축력	모멘트	축력×CTC	모멘트×CTC	해석모델	조합
P1(1층)	1.30	1.30	3.67	4.875	3736.36	814.99	18214.78	3973.10	상시(ULT)	29
					3324.05	903.89	16204.74	4406.45	상시(ULT)	24
W1(2층)	1.00	1.70	4.84	-	3427.29	2247.66	3427.29	2247.66	상시	29
					803.68	1384.59	803.68	1384.59	지진(붕괴)	17

* 벽체와 기둥의 판별 (W1)

0.4Agfck = 0.4 × 1000 × 1700 × 27

= 18360000 N = 18360.00 kN ≥ 3427.29 kN

∴ 벽체로 검토한다

(1) 1층 기둥 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,300	1,300	80	1,181	18214.779	3973.096	218.1

* 철근비 검토

Ag = 1690000.00 mm² , Ast = 39805.60 mm² , Puse = 0.02355

- 1단 : H25 - 48EA (As=24321.600 mm²), d1 = 80.000 mm

- 2단 : H22 - 40EA (As=15484.000 mm²), d2 = 180.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0236) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 708.44 mm, ab = k1 x cb = 602.18 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 602.176 x 1300.000 = 17965.924 kN

∑Csi = 6181.298 kN, ∑Tsi = 5554.357 kN

Pb = 17965.924 + 6181.298 - 5554.357 = 18592.865 kN

Mb = Cc x 348.912 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11763.146 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 632.670 mm, e = Mu/Pu = 218.125 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1123.70 mm, a = k1 x c = 955.14 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 955.142 x 1300.000 = 28496.671 kN

∑Csi = 8114.703 kN, ∑Tsi = 339.422 kN

Pn = 28496.671 + 8114.703 - 339.422 = 36271.952 kN

Mn = Cc x 172.429 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7912.161 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=218.134)| = 0.0096 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 1123.697 mm, a = k1 x c = 955.142 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-1123.70) / 1123.70 = 0.00026

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 43035.361 kN ≥ Pn = 36271.952 kN

ΦPn = 0.65 x 36271.952 = 23576.769 kN ≥ Pu = 18214.779 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.218 = 5142.679 kN.m ≥ Mu = 3973.096 kN.m ∴ O.K

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,300	1,300	80	1,181	16204.744	4406.446	271.9

* 철근비 검토

Ag = 1690000.00 mm² , Ast = 39805.60 mm² , Puse = 0.02355

- 1단 : H25 - 48EA (As=24321.600 mm²), d1 = 80.000 mm

- 2단 : H22 - 40EA (As=15484.000 mm²), d2 = 180.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0236) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 708.44 mm, ab = k1 x cb = 602.18 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 602.176 x 1300.000 = 17965.924 kN

∑Csi = 6181.298 kN, ∑Tsi = 5554.357 kN

Pb = 17965.924 + 6181.298 - 5554.357 = 18592.865 kN

Mb = Cc x 348.912 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11763.146 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 632.670 mm, e = Mu/Pu = 271.923 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1031.50 mm, a = k1 x c = 876.77 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 876.772 x 1300.000 = 26158.500 kN

∑Csi = 7679.292 kN, ∑Tsi = 996.591 kN

Pn = 26158.500 + 7679.292 - 996.591 = 32841.201 kN

Mn = Cc x 211.614 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8930.612 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=271.933)| = 0.0100 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 1031.497 mm, a = k1 x c = 876.772 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-1031.50) / 1031.50 = 0.00055

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 43035.361 kN ≥ Pn = 32841.201 kN

ΦPn = 0.65 x 32841.201 = 21346.781 kN ≥ Pu = 16204.744 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.272 = 5804.685 kN.m ≥ Mu = 4406.446 kN.m ∴ O.K

3) 전단 검토

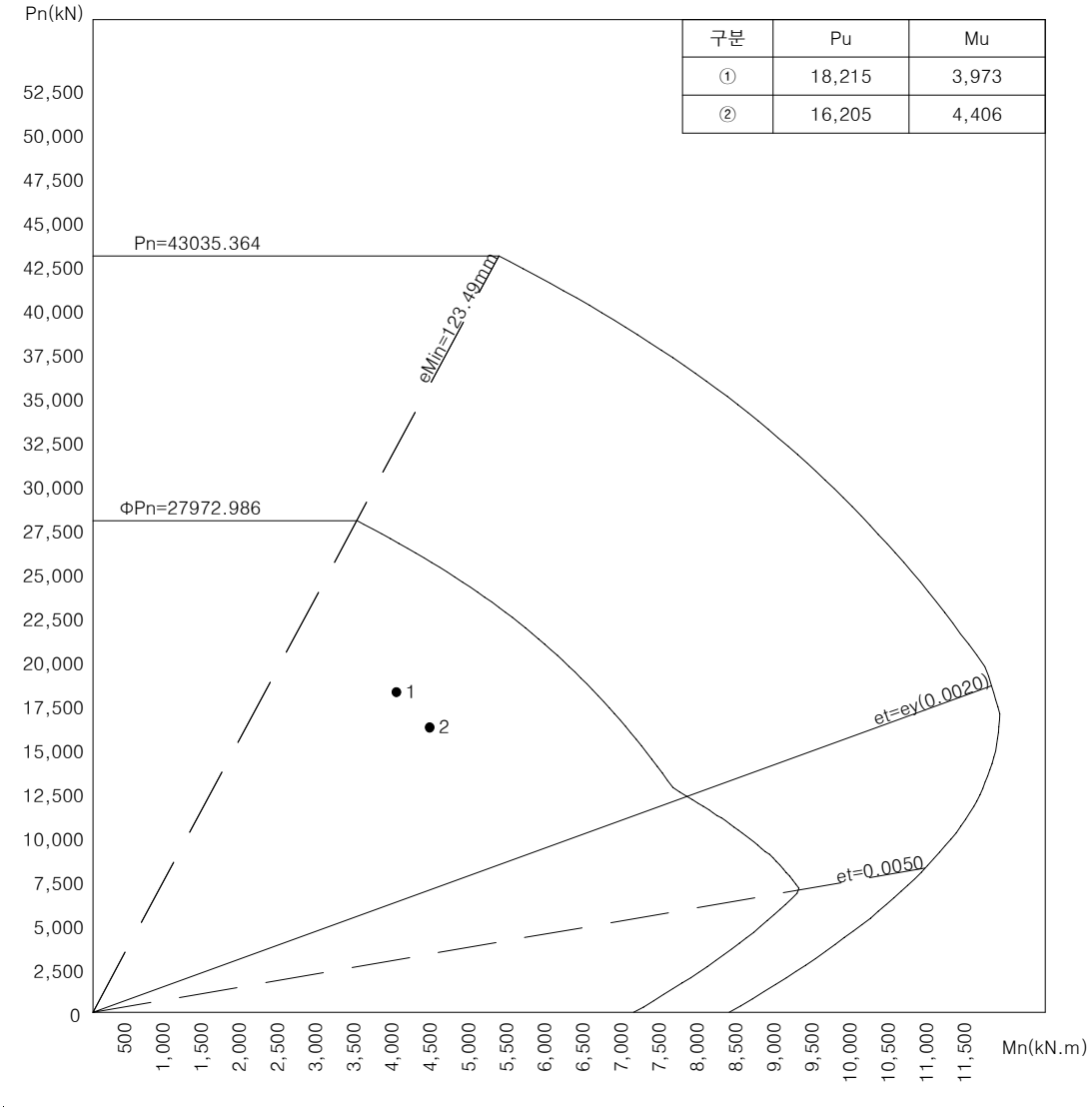
① 기둥에 발생하는 최대전단력
- V = 1714.257 kN

② 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.75)
- Vn = Vmax/Φ = 2285.676 kN

③ 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs
- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d
  h = 1300.000 mm, d' = 119.263 mm
  Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)
  = 381.206 mm
  d = h/2 + Zs
  = 1300.000/2 + 381.206
  = 1031.206 mm
- 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc
  Vc = 1/6 x √(fck) x b x d
  = 1/6 x √(27) x 1300.000 x 1031.206
  = 1160.966 kN
- 필요철근 전단력 Vs
  Vc/2 = 580.483 ≤ Vn > Vc = 1160.966 ∴ 전단 철근 필요
  Vs = 1124.710 kN

④ 필요철근량 계산 Av
Av = Vs x s / (fy x d) = 409.003 mm² ∵ Vs = Av x fy x d / s ; 전단 철근 필요시
띠철근의 수직 간격 S = 150.00 mm d = 1031.206 mm fy = 400 MPa
사용철근량 : H16 x 4EA = 794.400 mm²
AvUse = 794.400 mm² ≥ 409.003 mm² ∴ O.K

4) PM 상관도


Pn(kN)
구분 Pu Mu
① 18,215 3,973
② 16,205 4,406
Pn=43035.364
eMin=123.49mm
ΦPn=27972.986
et=ey(0.0020)
et=0.0050
1
2
Mn(kN.m)

(3) 2층 벽체 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	80	1,620	3427.294	2247.664	655.8

* 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0048) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 972.00 mm, ab = k1 x cb = 826.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 826200.000 = 18961.290 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 18961.290 + 1528.410 - 1621.440 = 18868.260 kN

Mb = Cc x 1206.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10709.572 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 567.597 mm, e = Mu/Pu = 655.813 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 821.82 mm, a = k1 x c = 698.55 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 698548.679 = 16031.692 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 16031.692 + 1528.410 - 1621.440 = 15938.662 kN

Mn = Cc x 1270.726 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10452.864 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=655.818)| = 0.0052 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 mm

c = 821.822 mm, a = k1 x c = 698.549 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1620.00-821.82) / 821.82 = 0.00291

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33657.456 kN ≥ Pn = 15938.662 kN

ΦPn = 0.78 x 15938.662 = 12485.285 kN ≥ Pu = 3427.294 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.656 = 8188.013 kN.m ≥ Mu = 2247.664 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1620.00 = 1203.745 kN

< Vu (= 1310.661 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1310.661 - 1203.745) x 300.00 / (400.0 x 1620.00 x Φ) = 65.998 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1620.00 / 300.00 = 857.952 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1620.00 = 5611.845 kN ≥ 857.952 kN ∴ O.K

s = 300.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1604.993 + 857.952) = 1847.209 kN ≥ 1310.661 kN ∴ O.K

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	80	1,620	803.681	1384.586	1722.8

* 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0048) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 972.00 mm, ab = k1 x cb = 826.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 826200.000 = 18961.290 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 18961.290 + 1528.410 - 1621.440 = 18868.260 kN

Mb = Cc x 1206.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10709.572 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 567.597 mm, e = Mu/Pu = 1722.806 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 161.32 mm, a = k1 x c = 137.12 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 137120.415 = 3146.914 kN

∑Csi = 1132.987 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 3146.914 + 1132.987 - 1621.440 = 2658.460 kN

Mn = Cc x 1551.440 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4580.032 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1722.814)| = 0.0082 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 mm

c = 161.318 mm, a = k1 x c = 137.120 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1620.00-161.32) / 161.32 = 0.02713

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

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33657.456 kN ≥ Pn = 2658.460 kN

ΦPn = 0.85 x 2658.460 = 2259.691 kN ≥ Pu = 803.681 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.723 = 3893.009 kN.m ≥ Mu = 1384.586 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1620.00 = 1087.752 kN

< Vu (= 1310.661 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1310.661 - 1087.752) x 300.00 / (400.0 x 1620.00 x Φ) = 137.598 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

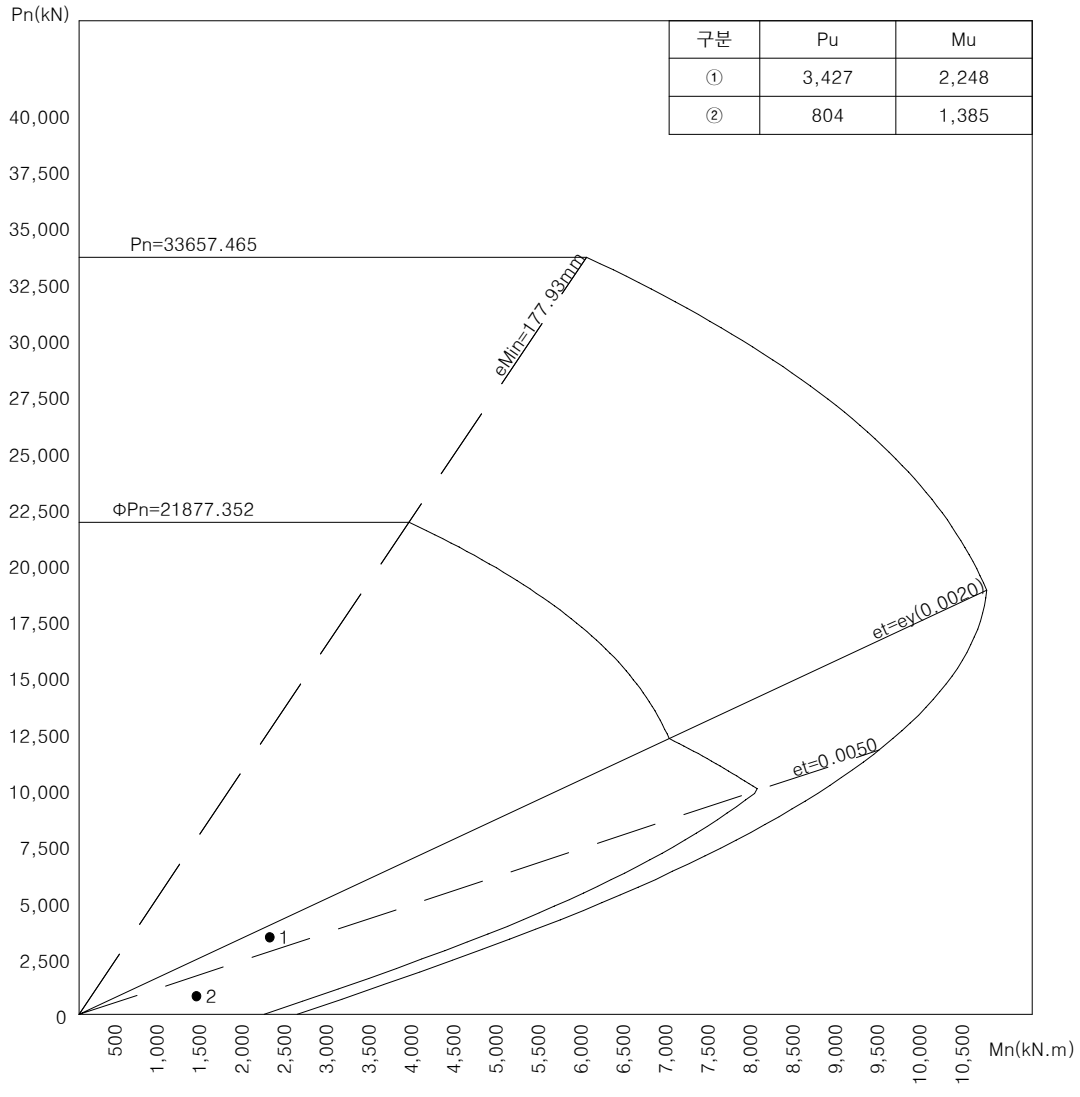
Vs = 397.200 x 400.0 x 1620.00 / 300.00 = 857.952 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1620.00 = 5611.845 kN ≥ 857.952 kN ∴ O.K

s = 300.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

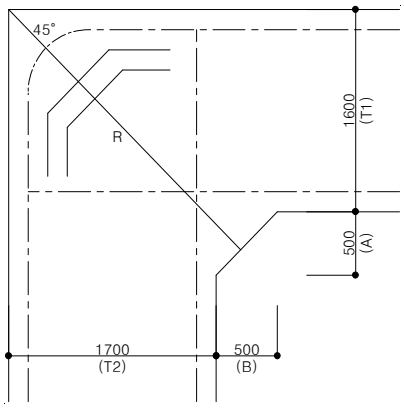
ΦVn = 0.75 x (1450.336 + 857.952) = 1731.216 kN ≥ 1310.661 kN ∴ O.K

4) PM 상관도



19. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3711.930 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 3711.930 kN.m

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

$$= 2687.006 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5746.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3711.93 \times 10^6}{2687.006^2 \times 1000} = 2.571 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3711.93 \times 10^6}{2687.006 \times 180} = 15349.304 \text{ mm}$$

Asb = 5746.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 15349.304 mm² - 5746.400 mm²

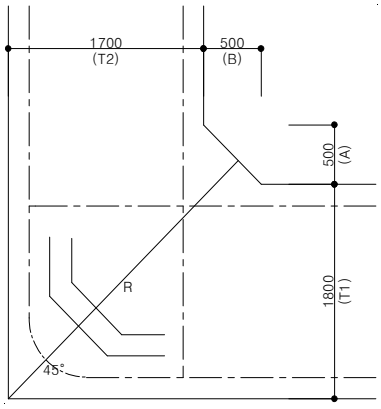
= 9602.904 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 8EA

∴ Total As = 10278.400 mm² > Req'd As (= 9602.904 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 4730.051 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 4730.051 kN.m

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

= 2828.427 mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5746.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4730.05 \times 10^6}{2828.427^2 \times 1000} = 2.956 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 4730.05 \times 10^6}{2828.427 \times 180} = 18581.396 \text{ mm}$$

Asb = 5746.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 18581.396 mm² - 5746.400 mm²

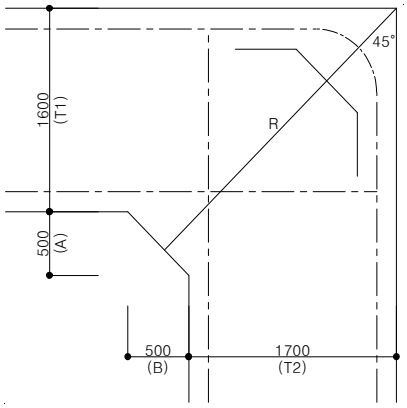
= 12834.996 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 8EA , H29 - 8EA

∴ Total As = 15417.600 mm² > Req'd As (= 12834.996 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1852.132 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1852.132 kN.m

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

$$= 2687.006 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1852.13 \times 10^6}{2687.006^2 \times 1000} = 1.283 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1852.13 \times 10^6}{2687.006 \times 180} = 7658.802 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 7658.802 mm² - 3176.800 mm²

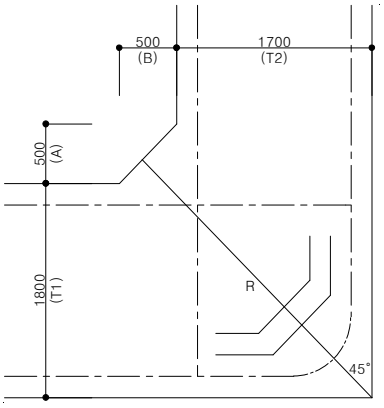
= 4482.002 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA

∴ Total As = 5139.200 mm² > Req'd As (= 4482.002 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3675.157 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 3675.157 kN.m

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

$$= 2828.427 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5139.200 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3675.16 \times 10^6}{2828.427^2 \times 1000} = 2.297 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3675.16 \times 10^6}{2828.427 \times 180} = 14437.380 \text{ mm}$$

Asb = 5139.200 mm²

Req'd As = As - Asb

= 14437.380 mm² - 5139.200 mm²

= 9298.180 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 8EA

∴ Total As = 10278.400 mm² > Req'd As (= 9298.180 mm²) ----------> O.K !!!

20. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	1622	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	236.294	O.K	1.890
		중앙부	2	1520	H32 - 8.0EA	125	218.307	O.K	1.746
		우측	3	1667	H32 - 8.0EA	125	240.157	O.K	1.921
	2경간	좌측	4	1667	H32 - 8.0EA	125	831.857	O.K	6.655
		중앙부	5	1520	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측	6	1667	H32 - 8.0EA	125	293.596	O.K	2.349
하부슬래브	1경간	좌측	7	1822	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	186.651	O.K	1.493
		중앙부	8	1670	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	309.784	O.K	2.478
		우측	9	1700	H29 - 8.0EA	125	214.694	O.K	1.718
	2경간	좌측	10	1700	H29 - 8.0EA	125	224.589	O.K	1.797
		중앙부	11	1720	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측	12	1817	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	218.804	O.K	1.750
중간슬래브	1경간	좌측	13	1687	H29 - 8.0EA	125	456.643	O.K	3.653
		중앙부	14	1520	H29 - 8.0EA	125	685.031	O.K	5.480
		우측	15	1520	H29 - 8.0EA	125	1067.694	O.K	8.542
	2경간	좌측	16	1520	H29 - 8.0EA	125	2374.410	O.K	18.995
		중앙부	17	1520	H29 - 8.0EA	125	789.914	O.K	6.319
		우측	18	1687	H29 - 8.0EA	125	2260.708	O.K	18.086

좌측벽체	1층	1층(상부)	19	1767	H25 - 8.0EA	125	783.900	O.K	6.271
		1층(상부)	19	1620	H32 - 8.0EA	125	342.095	O.K	2.737
		1층(중앙부)	20	1620	H32 - 8.0EA	125	815.023	O.K	6.520
		1층(하부)	21	1722	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	149.582	O.K	1.197
	2층	2층(상부)	22	1717	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 8.0EA	125	195.183	O.K	1.561
		2층(중앙부)	23	1620	H32 - 8.0EA	125	272.648	O.K	2.181
		2층(하부)	24	1767	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		2층(하부)	24	1620	H32 - 8.0EA	125	165.569	O.K	1.325
우측벽체	1층	1층(상부)	25	1728	H25 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	2673.717	O.K	21.390
		1층(상부)	25	1620	H29 - 8.0EA	125	203.147	O.K	1.625
		1층(중앙부)	26	1620	H29 - 8.0EA	125	401.620	O.K	3.213
		1층(하부)	27	1717	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	259.717	O.K	2.078
	2층	2층(상부)	28	1767	H25 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	254.705	O.K	2.038
		2층(중앙부)	29	1620	H29 - 8.0EA	125	297.701	O.K	2.382
		2층(하부)	30	1767	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		2층(하부)	30	1620	H29 - 8.0EA	125	215.143	O.K	1.721

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2994.021 x 1000000 / [11492.800 x (1621.950 - 436.699/3)]
= 176.453 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11492.800/1000.0 + 7x11492.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1621.9/(7x11492.800)]
= 436.699 mm

사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 176.45) - 2.5 x 84.00 = 236.29 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 176.45) = 357.03 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 236.29 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 236.29 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1866.662 x 1000000 / [6353.600 x (1520.000 - 325.907/3)]
= 208.164 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1520.0/(7x6353.600)]
= 325.907 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 208.16) - 2.5 x 64.00 = 218.31 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 208.16) = 302.65 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 218.31 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 218.31 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1725.361 x 1000000 / [6353.600 x (1666.667 - 343.118/3)]
= 174.939 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1666.7/(7x6353.600)]
= 343.118 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 174.94) - 2.5 x 84.00 = 240.16 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 174.94) = 360.13 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 240.16 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 240.16 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 745.481 x 1000000 / [6353.600 x (1666.667 - 343.118/3)]
= 75.586 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1666.7/(7x6353.600)]
= 343.118 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 75.59) - 2.5 x 84.00 = 831.86 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 75.59) = 833.49 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 831.86 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 831.86 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 2경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1542.276 x 1000000 / [6353.600 x (1666.667 - 343.118/3)]
= 156.375 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1666.7/(7x6353.600)]
= 343.118 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 156.38) - 2.5 x 84.00 = 293.60 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 156.38) = 402.88 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 293.60 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 293.60 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3802.092 x 1000000 / [11492.800 x (1821.950 - 466.928/3)]
= 198.537 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11492.800/1000.0 + 7x11492.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1821.9/(7x11492.800)]
= 466.928 mm

사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 198.54) - 2.5 x 84.00 = 186.65 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 198.54) = 317.32 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 186.65 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 186.65 mm) ∴ O.K

7) 하부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2613.268 x 1000000 / [10278.400 x (1670.000 - 423.516/3)]
= 166.303 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1670.0/(7x10278.400)]
= 423.516 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 130.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 166.30) - 2.5 x 65.50 = 309.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 166.30) = 378.83 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 309.78 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 309.78 mm) ∴ O.K

8) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1506.460 x 1000000 / [5139.200 x (1700.000 - 315.604/3)]
= 183.805 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1700.0/(7x5139.200)]
= 315.604 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 183.80) - 2.5 x 85.50 = 214.69 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 183.80) = 342.76 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 214.69 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 214.69 mm) ∴ O.K

9) 하부슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1472.453 x 1000000 / [5139.200 x (1700.000 - 315.604/3)]
= 179.655 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1700.0/(7x5139.200)]
= 315.604 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 179.66) - 2.5 x 85.50 = 224.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 179.66) = 350.67 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 224.59 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 224.59 mm) ∴ O.K

10) 하부슬래브 2경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3122.289 x 1000000 / [10278.400 x (1816.667 - 444.375/3)]
= 182.058 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1816.7/(7x10278.400)]
= 444.375 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 182.06) - 2.5 x 85.50 = 218.80 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 182.06) = 346.04 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 218.80 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 218.80 mm) ∴ O.K

11) 중간슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1031.962 x 1000000 / [5139.200 x (1686.667 - 314.237/3)]
= 126.936 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1686.7/(7x5139.200)]
= 314.237 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 126.94) - 2.5 x 65.50 = 456.64 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 126.94) = 496.31 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 456.64 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 456.64 mm) ∴ O.K

12) 중간슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 671.665 x 1000000 / [5139.200 x (1520.000 - 296.676/3)]
= 91.967 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1520.0/(7x5139.200)]
= 296.676 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 91.97) - 2.5 x 65.50 = 692.54 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 91.97) = 685.03 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 685.03 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 685.03 mm) ∴ O.K

13) 중간슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 430.939 x 1000000 / [5139.200 x (1520.000 - 296.676/3)]
= 59.006 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1520.0/(7x5139.200)]
= 296.676 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 59.01) - 2.5 x 65.50 = 1170.87 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 59.01) = 1067.69 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1067.69 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1067.69 mm) ∴ O.K

14) 중간슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 193.779 x 1000000 / [5139.200 x (1520.000 - 296.676/3)]
= 26.533 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1520.0/(7x5139.200)]
= 296.676 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 26.53) - 2.5 x 65.50 = 2804.26 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 26.53) = 2374.41 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 2374.41 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2374.41 mm) ∴ O.K

15) 중간슬래브 2경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 582.483 x 1000000 / [5139.200 x (1520.000 - 296.676/3)]
= 79.756 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1520.0/(7x5139.200)]
= 296.676 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 79.76) - 2.5 x 65.50 = 823.64 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 79.76) = 789.91 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 789.91 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 789.91 mm) ∴ O.K

16) 중간슬래브 2경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 226.556 x 1000000 / [5139.200 x (1686.667 - 314.237/3)]
= 27.867 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1686.7/(7x5139.200)]
= 314.237 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 27.87) - 2.5 x 65.50 = 2662.14 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 27.87) = 2260.71 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 2260.71 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2260.71 mm) ∴ O.K

17) 좌측벽체 1층(상부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 531.740 x 1000000 / [4053.600 x (1766.667 - 289.531/3)]
= 78.542 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1766.7/(7x4053.600)]
= 289.531 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 78.54) - 2.5 x 87.50 = 783.90 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 78.54) = 802.12 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 783.90 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 783.90 mm) ∴ O.K

18) 좌측벽체 1층(상부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1502.173 x 1000000 / [6353.600 x (1620.000 - 337.726/3)]
= 156.843 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1620.0/(7x6353.600)]
= 337.726 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 156.84) - 2.5 x 64.00 = 342.10 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 156.84) = 401.68 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 342.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 342.10 mm) ∴ O.K

19) 좌측벽체 1층(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 740.331 x 1000000 / [6353.600 x (1620.000 - 337.726/3)]
= 77.298 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1620.0/(7x6353.600)]
= 337.726 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 77.30) - 2.5 x 64.00 = 858.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 77.30) = 815.02 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 815.02 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 815.02 mm) ∴ O.K

20) 좌측벽체 1층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3954.854 x 1000000 / [11492.800 x (1721.950 - 452.028/3)]
= 219.004 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11492.800/1000.0 + 7x11492.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1721.9/(7x11492.800)]
= 452.028 mm

사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 219.00) - 2.5 x 84.00 = 149.58 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 219.00) = 287.67 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 149.58 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 149.58 mm) ∴ O.K

21) 좌측벽체 2층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3162.359 x 1000000 / [10342.800 x (1716.978 - 431.444/3)]
= 194.357 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10342.800/1000.0 + 7x10342.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1717.0/(7x10342.800)]
= 431.444 mm

사용철근량 = 10342.8 mm² (철근도심 : 149.7 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 194.36) - 2.5 x 84.00 = 195.18 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 194.36) = 324.15 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 195.18 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 195.18 mm) ∴ O.K

22) 좌측벽체 2층(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1743.297 x 1000000 / [6353.600 x (1620.000 - 337.726/3)]
= 182.019 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1620.0/(7x6353.600)]
= 337.726 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 182.02) - 2.5 x 64.00 = 272.65 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 182.02) = 346.12 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 272.65 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 272.65 mm) ∴ O.K

23) 좌측벽체 2층(하부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2316.661 x 1000000 / [6353.600 x (1620.000 - 337.726/3)]
= 241.884 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1620.0/(7x6353.600)]
= 337.726 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 241.88) - 2.5 x 64.00 = 165.57 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 241.88) = 260.46 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 165.57 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 165.57 mm) ∴ O.K

24) 우측벽체 1층(상부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 251.103 x 1000000 / [6623.200 x (1727.870 - 356.584/3)]
= 23.563 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6623.200/1000.0 + 7x6623.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1727.9/(7x6623.200)]
= 356.584 mm

사용철근량 = 6623.2 mm² (철근도심 : 138.8 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 23.56) - 2.5 x 87.50 = 3123.40 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 23.56) = 2673.72 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 2673.72 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2673.72 mm) ∴ O.K

25) 우측벽체 1층(상부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1673.971 x 1000000 / [5139.200 x (1620.000 - 307.320/3)]
= 214.638 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1620.0/(7x5139.200)]
= 307.320 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 214.64) - 2.5 x 65.50 = 203.15 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 214.64) = 293.52 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 203.15 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 203.15 mm) ∴ O.K

26) 우측벽체 1층(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1086.323 x 1000000 / [5139.200 x (1620.000 - 307.320/3)]
= 139.289 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1620.0/(7x5139.200)]
= 307.320 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 139.29) - 2.5 x 65.50 = 401.62 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 139.29) = 452.30 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 401.62 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 401.62 mm) ∴ O.K

27) 우측벽체 1층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2689.578 x 1000000 / [10278.400 x (1716.667 - 430.247/3)]
= 166.326 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1716.7/(7x10278.400)]
= 430.247 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 166.33) - 2.5 x 85.50 = 259.72 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 166.33) = 378.77 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 259.72 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 259.72 mm) ∴ O.K

28) 우측벽체 2층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1462.586 x 1000000 / [5203.600 x (1766.667 - 324.170/3)]
= 169.462 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5203.600/1000.0 + 7x5203.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1766.7/(7x5203.600)]
= 324.170 mm

사용철근량 = 5203.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 169.46) - 2.5 x 84.00 = 254.70 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 169.46) = 371.76 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 254.70 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 254.70 mm) ∴ O.K

29) 우측벽체 2층(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1330.964 x 1000000 / [5139.200 x (1620.000 - 307.320/3)]
= 170.657 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1620.0/(7x5139.200)]
= 307.320 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 170.66) - 2.5 x 65.50 = 297.70 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 170.66) = 369.16 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 297.70 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 297.70 mm) ∴ O.K

30) 우측벽체 2층(하부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1620.972 x 1000000 / [5139.200 x (1620.000 - 307.320/3)]
= 207.842 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1620.0/(7x5139.200)]
= 307.320 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 207.84) - 2.5 x 65.50 = 215.14 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 207.84) = 303.11 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 215.14 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 215.14 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 12.350 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.60 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

T = 12.350 / 28

T = 0.441 m < 1.600 m ----------> O.K

21. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

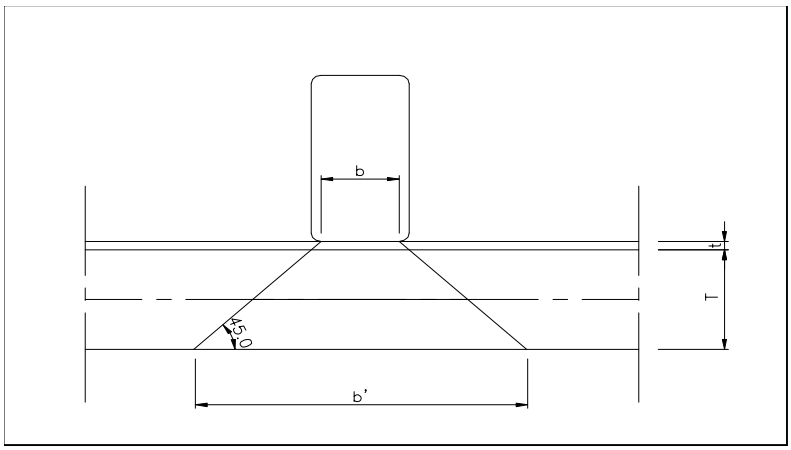
1) 고정하중

- 구체자중 = 3267.270 / 19.250 = 169.728 kN/m²
- 상부연직하중 = 203.400 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

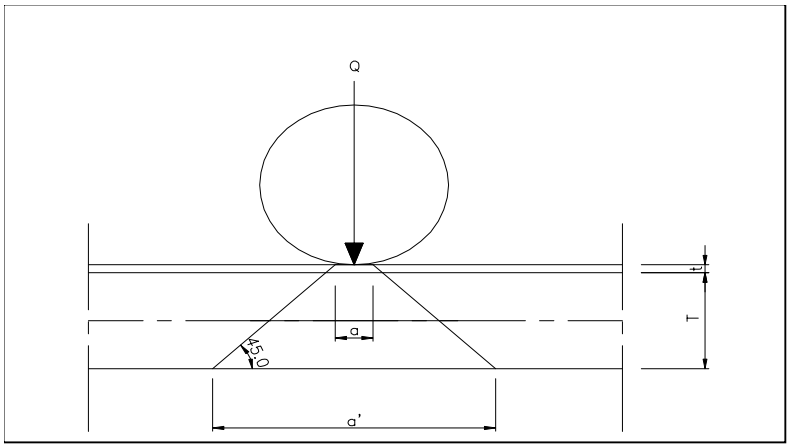


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 1800 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.800 + 0.040) × cot 45°

= 4.180 m



a' = 0.200 + 2 × (1.800 + 0.040) × cot 45°

= 3.880 m

Qz = 96.0 / (4.180 × 3.880)= 5.919 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 169.73 + 203.40 + 10.00 + 0.92 + 5.92

= 389.968 kN/m²

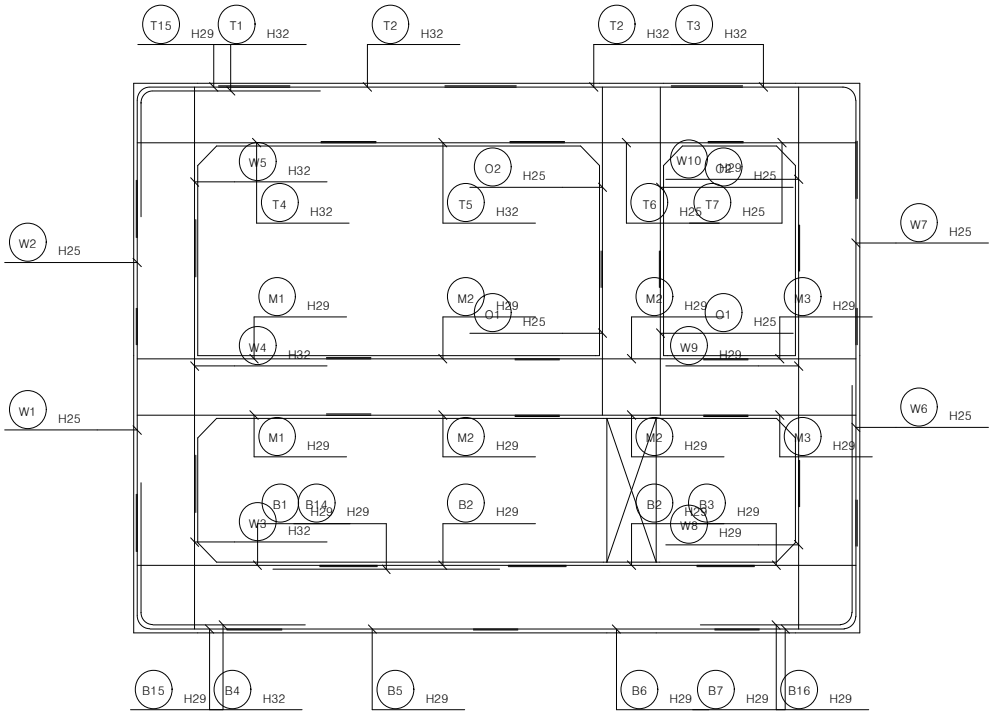
2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 700.000 kN/m² ≥ Qmax = 389.968 kN/m² ..... O.K

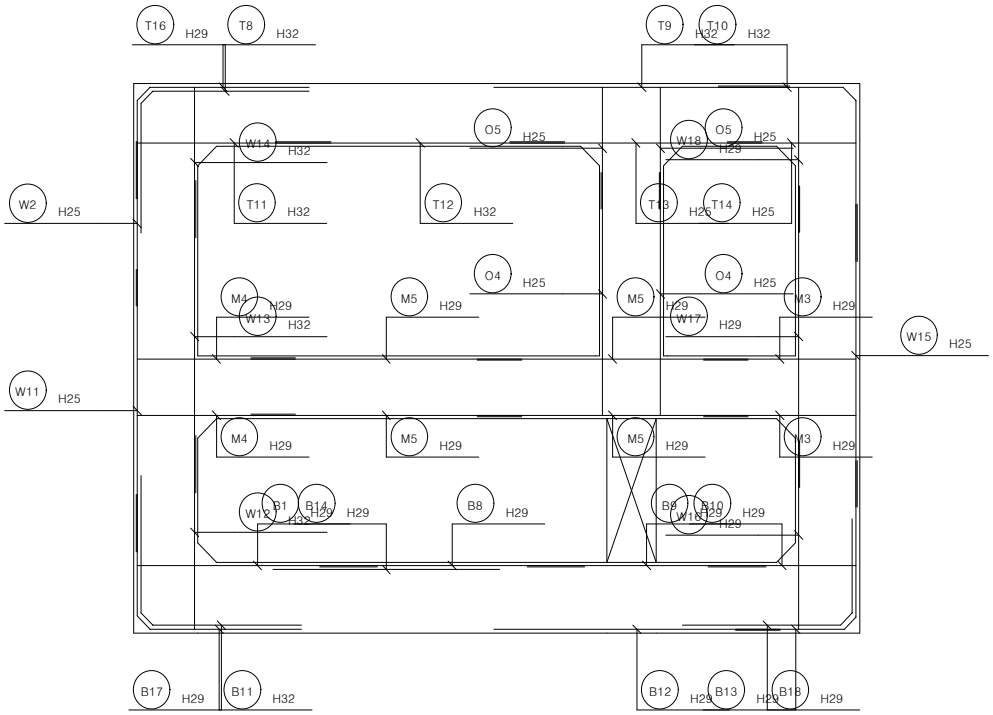
(지반조사 보고서 참조)

22. 주철근 조립도

CYCLE-1(@250)



CYCLE-2(@250)



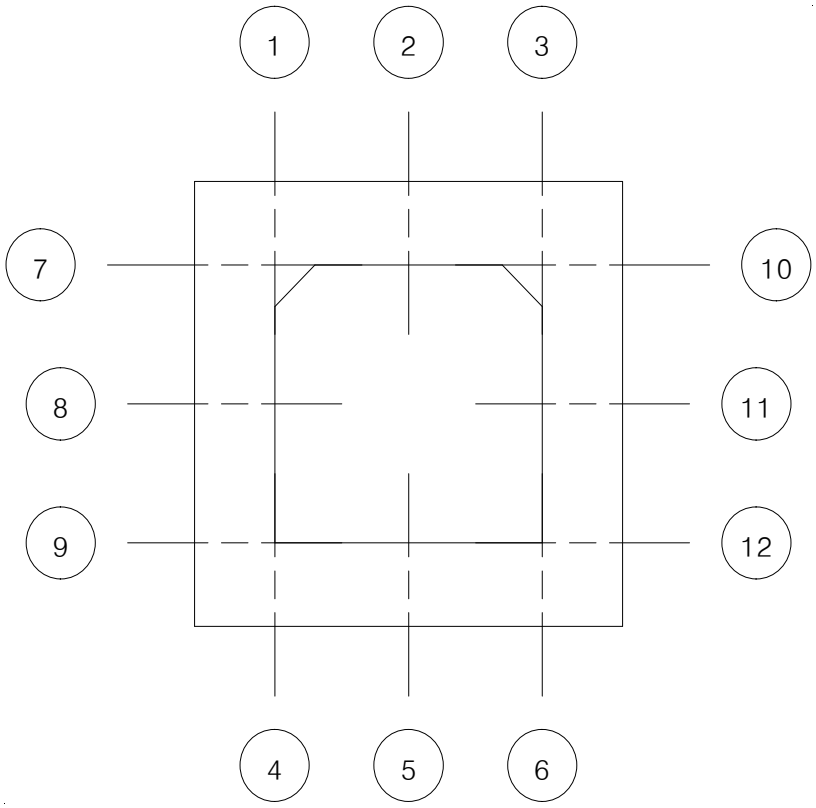
피난연결통로 구조계산서

▣ STA. 1K+230.300 (BLOCK1 : 단면 A-A)
▣ 토 피(FH) = 19.80 m ▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 2M × 2M, 사각 : 90°)

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(기능수행)
13. 하중재하도(붕괴방지)
14. 하중계수 및 하중조합
15. 단면력정리
16. 단면검토 및 철근량 산정
17. 수평철근 검토
18. 절점부 검토
19. 사용성 검토
20. 기초 지지력 검토
21. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	472.58	1828.825	700.0	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	704	2208.126	3.137	O.K

■ 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	600	206.20	316.64	1026.10	H16 - 8.0EA	1588.80	1.54
		중앙부	2	1000	520	252.26	389.66	1462.65	H19 - 8.0EA	2292.00	1.54
		우측	3	1000	600	206.20	316.64	1026.10	H16 - 8.0EA	1588.80	1.54
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	500	197.73	374.07	1187.71	H19 - 8.0EA	2292.00	1.89
		중앙부	5	1000	520	246.97	389.66	1431.21	H19 - 8.0EA	2292.00	1.58
		우측	6	1000	500	197.73	374.07	1187.71	H19 - 8.0EA	2292.00	1.89
좌측벽체	1층	상부	7	1000	600	263.13	1190.86	-	H16 - 8.0EA	3880.80	4.53
		중앙부 (외측)	8	1000	500	71.07	740.66	-	H16 - 4.0EA	3086.40	10.42
		중앙부 (내측)	8	1000	520	140.36	990.89	-	H19 - 8.0EA	3086.40	7.06
		하부	9	1000	500	176.86	1067.32	-	H19 - 8.0EA	4584.00	6.04
우측벽체	1층	상부	10	1000	600	263.13	1190.86	-	H16 - 8.0EA	3880.80	4.53
		중앙부 (외측)	11	1000	500	71.07	740.66	-	H16 - 4.0EA	3086.40	10.42
		중앙부 (내측)	11	1000	520	140.36	990.89	-	H19 - 8.0EA	3086.40	7.06
		하부	12	1000	500	176.86	1067.32	-	H19 - 8.0EA	4584.00	6.04

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			주철근 20%		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1200.0	1688.9	O.K	205.2	845.1	O.K
		중앙부	2	1200.0	1267.0	O.K	292.5	845.1	O.K
		우측	3	1200.0	1688.9	O.K	205.2	845.1	O.K
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1200.0	1688.9	O.K	237.5	845.1	O.K
		중앙부	5	1200.0	1267.0	O.K	286.2	845.1	O.K
		우측	6	1200.0	1688.9	O.K	237.5	845.1	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1200.0	1688.9	O.K	0.0	845.1	O.K
		중앙부	8	1200.0	1267.0	O.K	0.0	421.9	O.K
		중앙부	8	1200.0	1267.0	O.K	0.0	845.1	O.K
		하부	9	1200.0	1688.9	O.K	0.0	845.1	O.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1200.0	1688.9	O.K	0.0	845.1	O.K
		중앙부	11	1200.0	1267.0	O.K	0.0	421.9	O.K
		중앙부	11	1200.0	1267.0	O.K	0.0	845.1	O.K
		하부	12	1200.0	1688.9	O.K	0.0	845.1	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	324.8	376.9	578.16	2.00	52.13	H13	150	253.40	O.K
		우측	3	324.8	376.9	578.16	2.00	52.13	H13	150	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	324.8	357.4	578.16	2.00	32.61	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	337.8	325.4	601.29	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		우측	6	324.8	357.4	578.16	2.00	32.61	H13	150	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	354.9	517.5	608.27	2.00	162.60	H13	150	253.40	O.K
		하부	9	356.3	300.6	609.72	2.00	131.25	H13	150	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	10	354.9	517.5	608.27	2.00	162.60	H13	150	253.40	O.K
		하부	12	356.3	300.6	609.72	2.00	131.25	H13	150	253.40	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	600	H16 - 8.0EA	125	297.406	O.K	2.379
		중앙부	2	520	H19 - 8.0EA	125	271.784	O.K	2.174
		우측	3	600	H16 - 8.0EA	125	297.406	O.K	2.379
하부슬래브	1경간	좌측	4	500	H19 - 8.0EA	125	399.152	O.K	3.193
		중앙부	5	520	H19 - 8.0EA	125	293.373	O.K	2.347
		우측	6	500	H19 - 8.0EA	125	399.152	O.K	3.193
좌측벽체	1층	상부	7	600	H16 - 8.0EA	125	212.414	O.K	1.699
		중앙부	8	500	H16 - 4.0EA	250	278.623	O.K	1.114
		중앙부	8	520	H19 - 8.0EA	125	1777.095	O.K	14.217
		하부	9	500	H19 - 8.0EA	125	404.415	O.K	3.235
우측벽체	1층	상부	10	600	H16 - 8.0EA	125	212.414	O.K	1.699
		중앙부	11	500	H16 - 4.0EA	250	278.623	O.K	1.114
		중앙부	11	520	H19 - 8.0EA	125	1777.095	O.K	14.217
		하부	12	500	H19 - 8.0EA	125	404.415	O.K	3.235

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 피난연결통로 (내공 : 2M × 2M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 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 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 : I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 10.000 kN/m² (∵ 토피 : 19.800 m)

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)

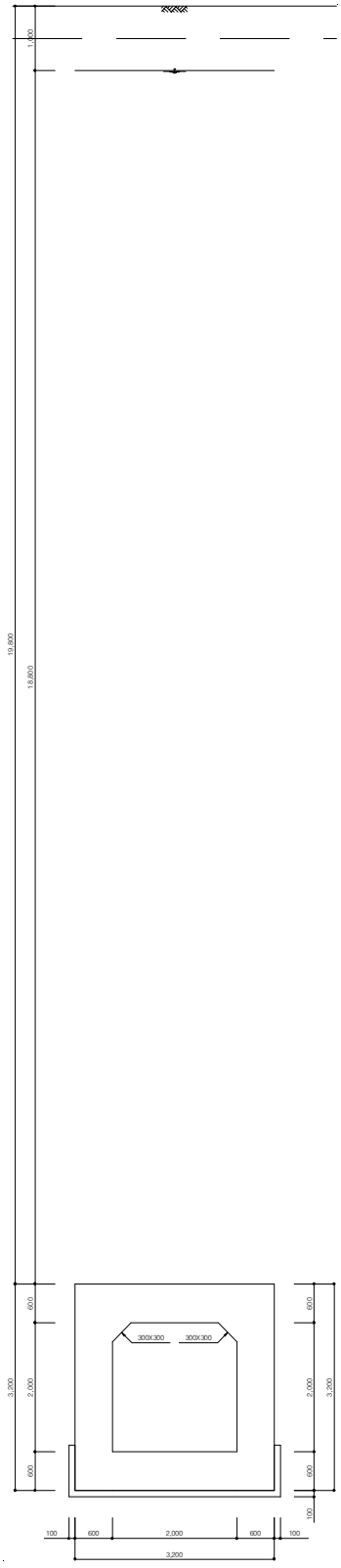
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

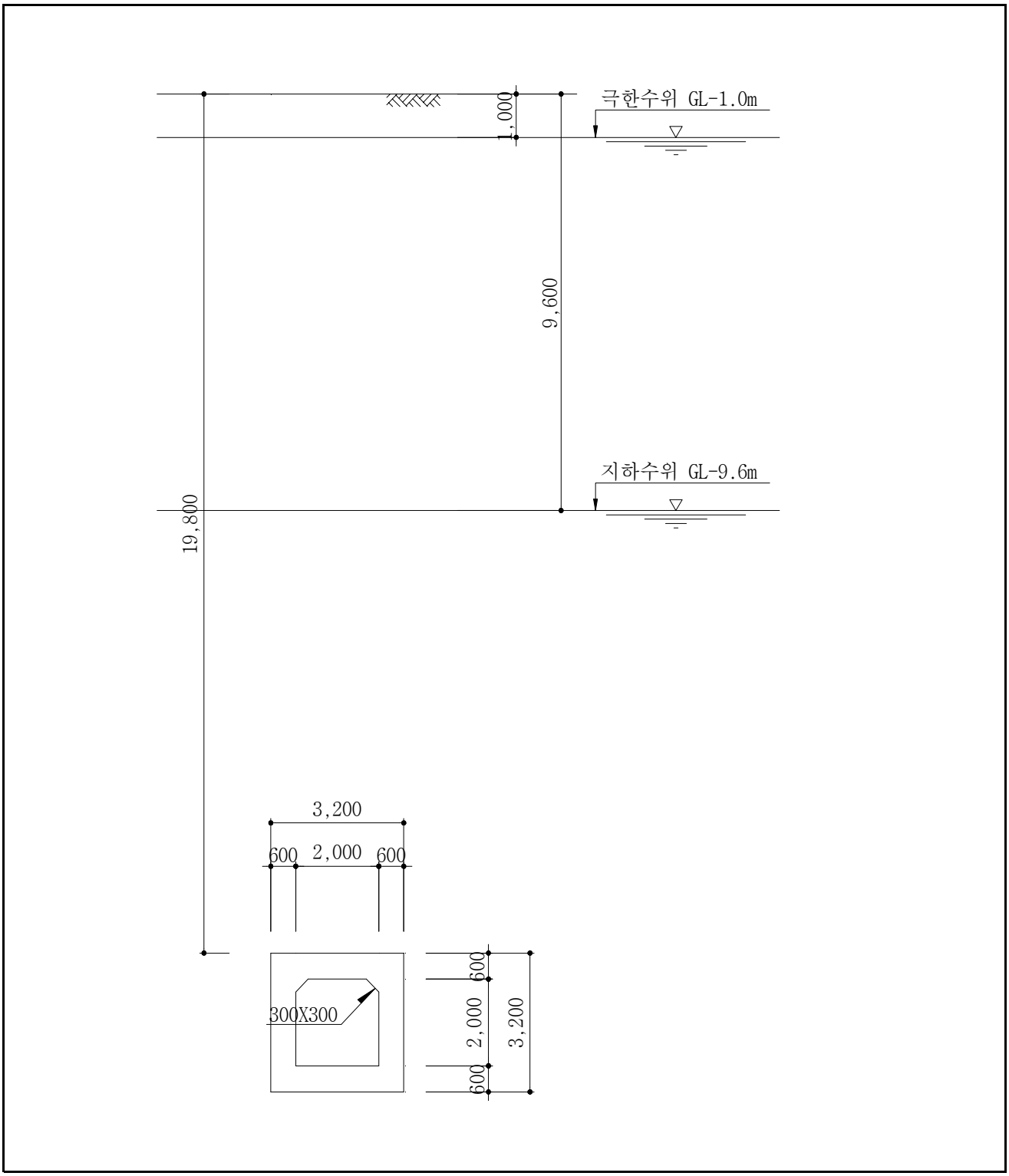
- 콘크리트 구조기준.해설 : 한국콘크리트학회(2012)
- 도로교 설계기준 : 건설교통부(2005)

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


1,000
19,800
18,800
600
2,000
600
3,200
300X300
300X300
600
2,000
600
3,200
100
100
600
2,000
600
100
3,200

4. 부력 검토



4.1 부력 검토 결과

구 분	작용력(kN/m)	저항력(kN/m)	비 고
시 공 중	32.000	108.000	지하수위를 3.068m 이하로 유지
완공후 (지하수위 G.L -9.6m)	428.800	2,589.090	F.S = 6.038 > 1.200 ------ O.K
완공후 (극한수위 G.L-1.0m)	704.000	2,208.126	F.S = 3.137 > 1.050 ------ O.K

4.2 시공중 부력 검토(상부슬래브 폐합전 단면 검토)

4.2.1 굴착고 : 23.000 m

4.2.2 부력 작용폭 : 3.200 m

4.2.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × Hw × 3.200 m = 32.000 Hw kN/m

= 10.000 × Hw × 0.000 m = 0.000 Hw kN/m

= 32.000 Hw

여기서, U : 부력 (kN/m)

μ : 단위 부력 (kN/m^2)

r_w : 물의 단위 중량 (kN/m^3)

Hw : 지하수위로부터 구조물 바닥슬래브 하면까지의 높이 (m)

B : 부력이 작용하는 구조물의 폭 (m)

4.2.4 작용력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 108.000 + 0.000 + 0.000 = 108.000 kN/m

여기서, W_1 : 구체자중 (kN/m)

W_2 : 상재하중 (kN/m)

F : 주면마찰력 (kN/m) ⇒ 구조물 벽체와 주변뒷채움 흙과의 접촉불확실성을 고려하여 무시한다.

(1) W_1 (구체자중)

① 하부슬래브

(0.600 × 3.200)× 25.000 = 48.000 kN/m

② 벽체

(0.600 × 2.000)× 2 EA × 25.000 = 60.000 kN/m

소 계 = 108.000 kN/m

(2) W_2 (상재하중) : 없음

(3) F (주면마찰력) : 없음

4.2.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{108.000}{32.000\ Hw} \geq 1.1 \Rightarrow H \leq 3.068\ m$$

∴ 시공중 지하수위 Hw는 하부슬래브 저면으로부터 3.068m이하로 유지.

4.3 완공후 부력 검토 (지하수위 : G.L-9.6m)

4.3.1 굴착고 : 23.000 m

4.3.2 부력 작용폭 : 3.200 m

4.3.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 13.400 × 3.200 = 428.800 KN/m

10.000 × 0.000 × 0.000 = 0.000 KN/m

= 428.800 KN/m

4.3.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 158.250 + 1245.680 + 1185.160 = 2589.090 KN/m

(1) W_1 (구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 108.000 KN/m

② 상부 슬래브

(0.600 × 3.200)× 25.000 = 48.000 kN/m

③ 헌치

(0.300 × 0.300)× 1/2 × 2 EA × 25.000 = 2.250 kN/m

소 계 = 158.250 kN/m

(2) W2 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 3.200)× 23.000 = 33.120 kN/m

② 상재토

지하수위 이상

되메움토 : (9.150 × 3.200)× 19.000 = 556.320 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (10.200 × 3.200)× 20.000 = 652.800 kN/m

③ 방수몰탈

(0.050 × 3.200)× 21.500 = 3.440 kN/m

TOTAL = 1245.680 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적용

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 9.600 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 10.200 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 0.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 9.600 ² + 10.0 × 10.200 ²

+ 2 × 19.0 × 9.600 × 10.200)× tan 20° = 1185.160 kN/m

4.3.5 안정검토

$F_s = \frac{R}{U} = \frac{2589.090}{428.800} = 6.038 \geq 1.200$ ∴ O.K

4.4 완공후 부력 검토 (극한수위 : G.L - 1.000 m)

4.4.1 굴착고 : 23.000 m

4.4.2 부력 작용폭 : 3.200 m

4.4.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 22.000 × 3.200 = 704.000 KN/m

10.000 × 0.000 × 0.000 = 0.000 KN/m

= 704.000 KN/m

4.4.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 158.250 + 1273.200 + 776.676 = 2208.126 KN/m

(1) W_1 (구체자중)

① 실수위시 부력검토 구체자중 = 158.250 KN/m

TOTAL = 158.250 kN/m

(2) W_2 (상재하중)

① 아스팔트

(0.450 × 3.200)× 23.000 = 33.120 kN/m

② 상재토

지하수위 이상

되메움토 : (0.550 × 3.200)× 19.000 = 33.440 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (18.800 × 3.200)× 20.000 = 1203.200 kN/m

③ 방수몰탈

(0.050 × 3.200)× 21.500 = 3.440 kN/m

TOTAL = 1273.200 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi =$ 1 − sin = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 1.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 18.800 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 30.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 1.000 ² + 10.0 × 18.800 ²

+ 2 × 19.0 × 1.000 × 18.800)× tan 20° = 776.676 kN/m

4.4.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{2208.126}{704.000} = 3.137 \geq 1.050 \quad \therefore \text{O.K}$$

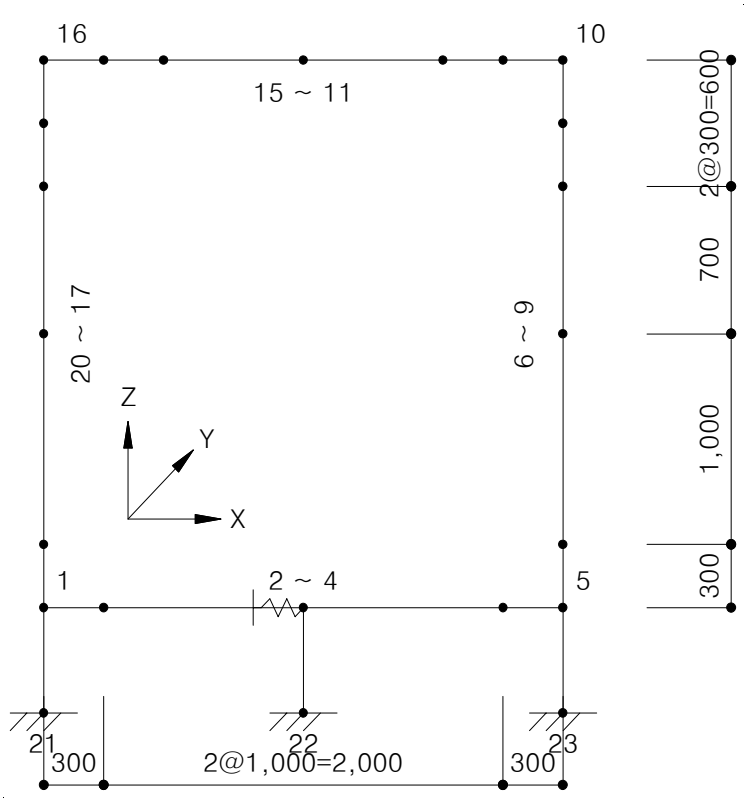
5. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

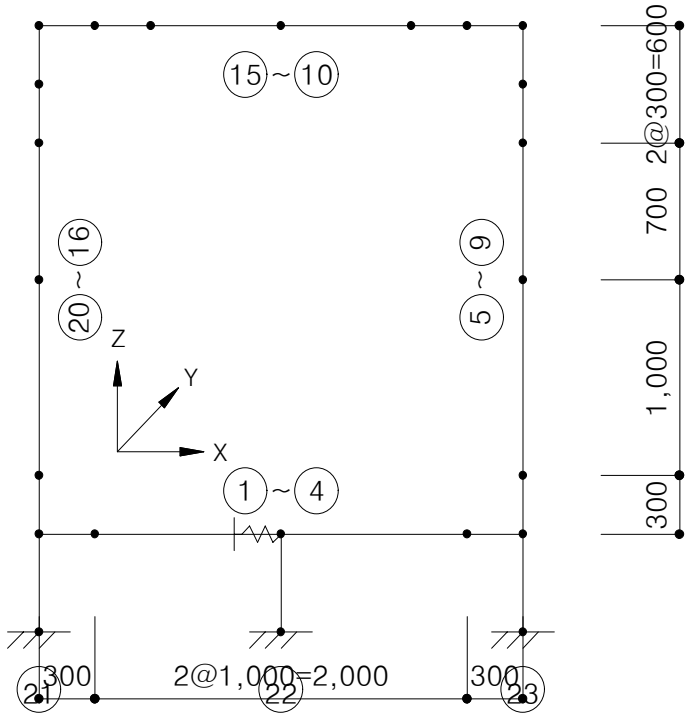
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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 (m²)	I (m⁴)	부 재
1	0.600 × 1.000 = 0.600	0.01800	1~7,12~13,18~20
2	0.900 × 1.000 = 0.900	0.06075	9~10,15~16

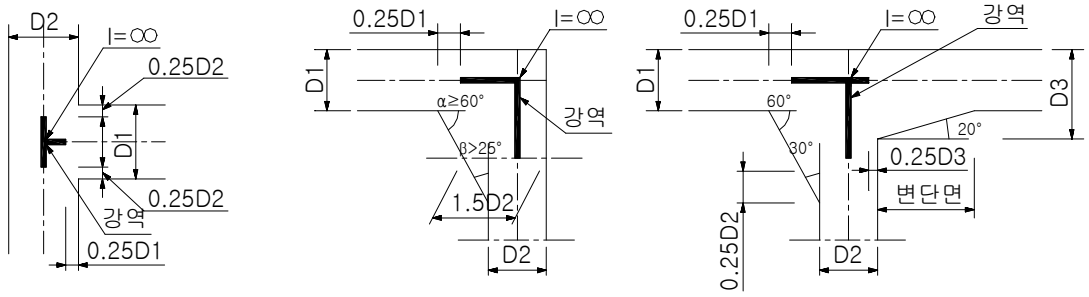
NO	Section(Tapper)	부 재
3	SEC 1 ~ 2	8,14
4	SEC 2 ~ 1	11,17

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	13	1.300	3.100
2	0.300	0.500	14	0.600	3.100
3	1.300	0.500	15	0.300	3.100
4	2.300	0.500	16	0.000	3.100
5	2.600	0.500	17	0.000	2.800
6	2.600	0.800	18	0.000	2.500
7	2.600	1.800	19	0.000	1.800
8	2.600	2.500	20	0.000	0.800
9	2.600	2.800	21	0.000	0.000
10	2.600	3.100	22	1.300	0.000
11	2.300	3.100	23	2.600	0.000
12	2.000	3.100			

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 16 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 600 / 2 + 300 - (600 × 300) / (2 × 300) = 300 mm

(2) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 300 - (600 × 300) / (2 × 300) = 300 mm

(3) 10 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 600 / 2 + 300 - (600 × 300) / (2 × 300) = 300 mm

(4) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 300 - (600 × 300) / (2 × 300) = 300 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(7) 5 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(8) 5 지점 - 슬래브 벽체 연결부

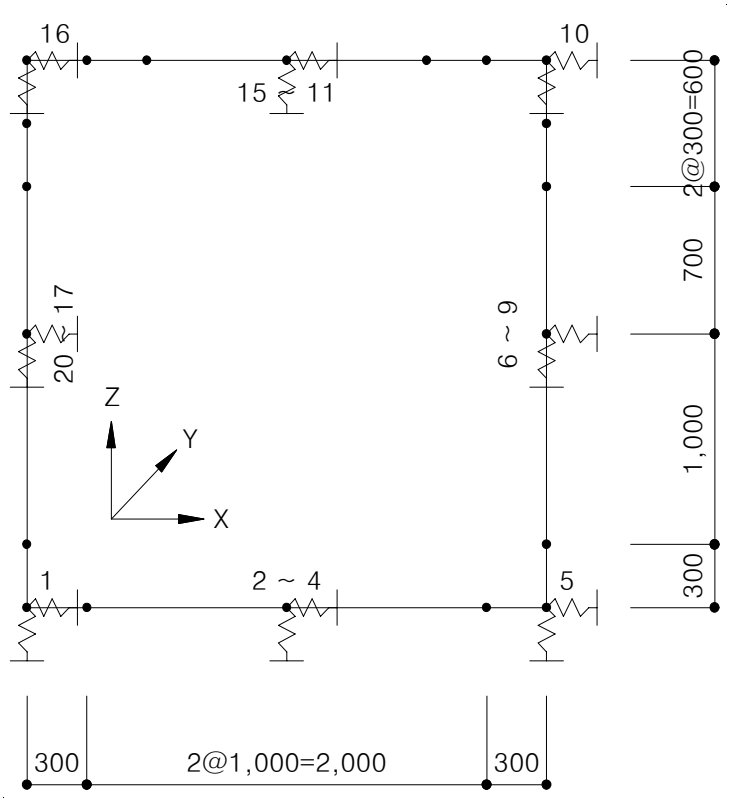
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

6. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

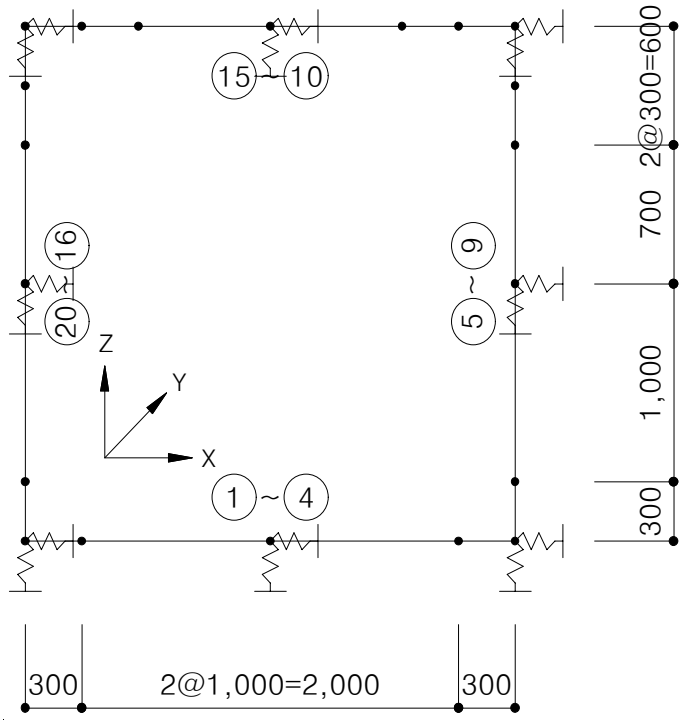
1) Modeling

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 (m²)	I (m⁴)	부 재
1	0.600 × 1.000 = 0.600	0.01800	1~7,12~13,18~20
2	0.900 × 1.000 = 0.900	0.06075	9~10,15~16

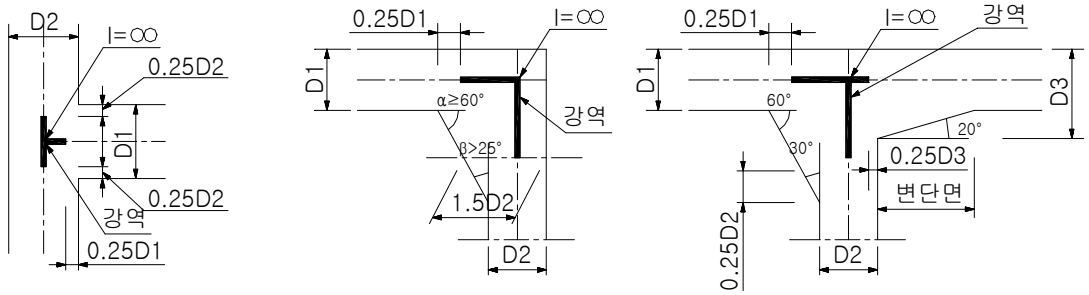
NO	Section(Tapper)	부 재
3	SEC 1 ~ 2	8,14
4	SEC 2 ~ 1	11,17

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	11	2.300	2.600
2	0.300	0.000	12	2.000	2.600
3	1.300	0.000	13	1.300	2.600
4	2.300	0.000	14	0.600	2.600
5	2.600	0.000	15	0.300	2.600
6	2.600	0.300	16	0.000	2.600
7	2.600	1.300	17	0.000	2.300
8	2.600	2.000	18	0.000	2.000
9	2.600	2.300	19	0.000	1.300
10	2.600	2.600	20	0.000	0.300

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 16 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 600 / 2 + 300 - (600 × 300) / (2 × 300) = 300 mm

(2) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 300 - (600 × 300) / (2 × 300) = 300 mm

(3) 10 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 600 / 2 + 300 - (600 × 300) / (2 × 300) = 300 mm

(4) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 300 - (600 × 300) / (2 × 300) = 300 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(7) 5 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(8) 5 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

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 = 300000.00 kN/m²

$$K_{(B\times L)} = K_{(B\times B)} \times \frac{(1+0.5\frac{B}{L})}{1.5}$$

Bv = √(B × B) = √(3.200 × 3.200) = 3.200 m

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 300000 = 1000000.00 kN/m³

Kv(BxB) = 1000000.00 × (3.200 / 0.3)$^{-3/4}$ = 169425.38 kN/m³

Kv(BxL) = 0.80 × Kv(BxB) = 0.80 × 169425.376 = 135540.30 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.600/2 + 1.300/2) = 128763 kN/m	1,5
Kv2	Kv x (1.300/2 + 1.300/2) = 176202 kN/m	3
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	3

8. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 풍화암(WR) (EL. : 15.103 ~ -14.897, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 631.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 631.0 = 631.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 631.0^2 = 811745.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.3) × 811745.0 = 2110537.0 kN/m^2

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 631.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 631.0 = 631.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 631.0^2 = 811745.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.3) × 811745.0 = 2110537.0 kN/m^2

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제4토층 ,풍화암(WR)

① 연직방향 지반반력계수

$$K_{(B\times L)} = K_{(B\times B)} \times \frac{(1+0.5\frac{B}{L})}{1.5}$$

α = 1,L = 7.900m

Bv = √(B × B) = √(3.200 × 3.200) = 3.200 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 2110537.0 = 7035123.33 kN/m^3

Kv(B×B) = 7035123.330 × (3.200 / 0.3)$^{-3/4}$ = 1191928.41 kN/m^3

Kv(BxL) = 0.80 × Kv(BxB) = 0.80 × 1191928.410 = 953542.73 kN/m^3

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 953542.730 = 317847.58 kN/m^3

(2) 하부슬래브 : 제4토층 , 풍화암(WR)

① 연직방향 지반반력계수

$$K_{(B\times L)} = K_{(B\times B)} \times \frac{(1+0.5\frac{B}{L})}{1.5}$$

α = 1,L = 7.900m

Bv = √(B × B) = √(3.200 × 3.200) = 3.200 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 2110537.0 = 7035123.33 kN/m^3

Kv(B×B) = 7035123.330 × (3.200 / 0.3)$^{-3/4}$ = 1191928.41 kN/m^3

Kv(BxL) = 0.80 × Kv(BxB) = 0.80 × 1191928.410 = 953542.73 kN/m^3

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 953542.730 = 317847.58 kN/m^3

(3) 측벽 : 제4토층 , 풍화암(WR)

① 수평방향 지반반력계수

$$K_{(H\times L)} = K_{(H\times H)} \times \frac{(1+0.5\frac{H}{L})}{1.5}$$

α = 1,L = 7.900m

Bh = √(H × H) = √(3.200 × 3.200) = 3.200 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 2110537.0 = 7035123.33 kN/m³

Kh(H×H) = 7035123.330 × (3.200 / 0.3) $^{-3/4}$ = 1191928.41 kN/m³

Kh(HxL) = 0.800 × Kh(HxH) = 0.800 × 1191928.410 = 953542.73 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 953542.730 = 317847.58 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.300/2 + 1.300/2) = 1239606 kN/m	13
Ksb1	Ksb x (1.300/2 + 1.300/2) = 413202 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.300/2 + 1.300/2) = 1239606 kN/m	7,19
Kss1	Kss x (1.300/2 + 1.300/2) = 413202 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.300/2 + 1.300/2) = 1239606 kN/m	3
Ksb1	Ksb x (1.300/2 + 1.300/2) = 413202 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.600/2 + 1.300/2) = 905866 kN/m	1,5
Ksb1	Kh x (1.300/2 + 0.600/2) = 905866 kN/m	
Kv2	Kv x (1.300/2 + 0.600/2) = 905866 kN/m	10,16
Ksb2	Kh x (1.300/2 + 0.600/2) = 905866 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제4토층 ,풍화암(WR)

① 연직방향 지반반력계수

$$K_{(B\times L)} = K_{(B\times B)} \times \frac{(1+0.5\frac{B}{L})}{1.5}$$ α = 1,L = 7.900m

Bv = √(B × B) = √(3.200 × 3.200) = 3.200 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 2110537.0 = 7035123.33 kN/m³

Kv(B×B') = 7035123.330 × (3.200 / 0.3)$^{-3/4}$ = 1191928.41 kN/m³

Kv(BxL) = 0.80 × Kv(BxB) = 0.80 × 1191928.410 = 953542.73 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 953542.730 = 317847.58 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제4토층 , 풍화암(WR)

① 연직방향 지반반력계수

$$K_{(B\times L)} = K_{(B\times B)} \times \frac{(1+0.5\frac{B}{L})}{1.5}$$ α = 1,L = 7.900m

Bv = √(B × B) = √(3.200 × 3.200) = 3.200 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 2110537.0 = 7035123.33 kN/m³

Kv(B×B') = 7035123.330 × (3.200 / 0.3)$^{-3/4}$ = 1191928.41 kN/m³

Kv(BxL) = 0.80 × Kv(BxB) = 0.80 × 1191928.410 = 953542.73 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 953542.730 = 317847.58 kN/m³

(3) 측벽 : 제4토층 , 풍화암(WR)

① 수평방향 지반반력계수

$$K_{(H\times L)} = K_{(H\times H)} \times \frac{(1+0.5\frac{H}{L})}{1.5}$$ α = 1,L = 7.900m

Bh = √(H × H) = √(3.200 × 3.200) = 3.200 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 1 × 2110537.0 = 7035123.33 kN/m³

Kh(H×H') = 7035123.330 × (3.200 / 0.3)$^{-3/4}$ = 1191928.41 kN/m³

Kh(HxL) = 0.800 × Kh(HxH' = 0.800 × 1191928.410 = 953542.73 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 953542.730 = 317847.58 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.300/2 + 1.300/2) = 1239606 kN/m	13
Ksb1	Ksb x (1.300/2 + 1.300/2) = 413202 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.300/2 + 1.300/2) = 1239606 kN/m	7,19
Kss1	Kss x (1.300/2 + 1.300/2) = 413202 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.300/2 + 1.300/2) = 1239606 kN/m	3
Ksb1	Ksb x (1.300/2 + 1.300/2) = 413202 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.600/2 + 1.300/2) = 905866 kN/m	1,5
Ksb1	Kh x (1.300/2 + 0.600/2) = 905866 kN/m	
Kv2	Kv x (1.300/2 + 0.600/2) = 905866 kN/m	10,16
Ksb2	Kh x (1.300/2 + 0.600/2) = 905866 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	성능기 / 준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
	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(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

9. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500	kN/m²
- 토 사	: 19.300 × 19.00	=	366.700	kN/m²
	∴ Total Wd1	=	378.200	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00	=	9.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 18.800 × 10.00	=	188.000	kN/m²
	∴ Total Wd2	=	209.000	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용)

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	39.0	1.5	25.0
2.0	18.0	2.5	14.0
3.0	11.0	3.5	10.0
4.0	10.0	5.0	10.0
6.0	10.0	7.0	10.0
8.0	10.0	9.0	10.0
10.0	10.0		

주) 중간토피에 대한 것은 그 상위의 것을 취한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (WI1) - 토피 4m 이상

- WI1 = 10.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (WI2)

- WI2 = 10.000 × 0.500 = 5.000 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 19.600 × 19.000) × 0.500 = 191.950 kN/m²
Wh2 = 191.950 + 0.300 × 19.000 × 0.500 = 194.800 kN/m²
Wh3 = 194.800 + 0.300 × 19.000 × 0.500 = 197.650 kN/m²
Wh4 = 197.650 + 0.700 × 19.000 × 0.500 = 204.300 kN/m²
Wh5 = 204.300 + 1.000 × 19.000 × 0.500 = 213.800 kN/m²
Wh6 = 213.800 + 0.300 × 19.000 × 0.500 = 216.650 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 19.100 × 10.00 = 106.000 kN/m²
Wh2 = 106.000 + 0.300 × 10.000 × 0.500 = 107.500 kN/m²
Wh3 = 107.500 + 0.300 × 10.000 × 0.500 = 109.000 kN/m²
Wh4 = 109.000 + 0.700 × 10.000 × 0.500 = 112.500 kN/m²
Wh5 = 112.500 + 1.000 × 10.000 × 0.500 = 117.500 kN/m²
Wh6 = 117.500 + 0.300 × 10.000 × 0.500 = 119.000 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 18.800 × 10.000 = 188.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 19.100 × 10.000 = 191.000 kN/m²
Ww3 = 191.000 + 0.300 × 10.000 = 194.000 kN/m²
Ww4 = 194.000 + 0.300 × 10.000 = 197.000 kN/m²
Ww5 = 197.000 + 0.700 × 10.000 = 204.000 kN/m²
Ww6 = 204.000 + 1.000 × 10.000 = 214.000 kN/m²
Ww7 = 214.000 + 0.300 × 10.000 = 217.000 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww8 = (19.800 + 3.200 - 1.000) × 10.000 = 220.000 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 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

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

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
실트 섞인 모래(SM	2.200	156.000	124.800	20.000	0.056	0.071
모래(SP)	8.700	289.000	231.200	20.000	0.120	0.151
풍화 잔류토(RS)	3.100	424.000	424.000	20.000	0.029	0.029
풍화암(WR)	16.000	631.000	631.000	20.000	0.101	0.101
계					0.306	0.352

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.306 = 0.383	1.25 Tg' = 1.25 × 0.352 = 0.440

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

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

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

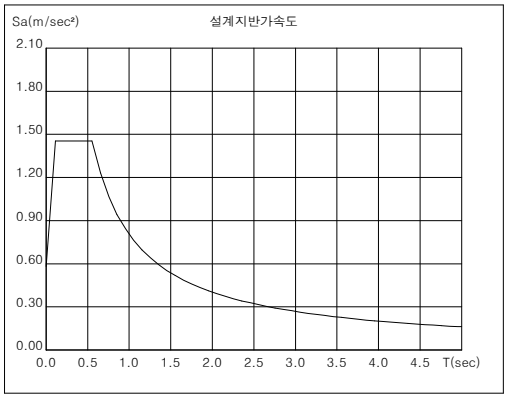
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd = 1.454 m/s² - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd = 2.977 m/s² - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg

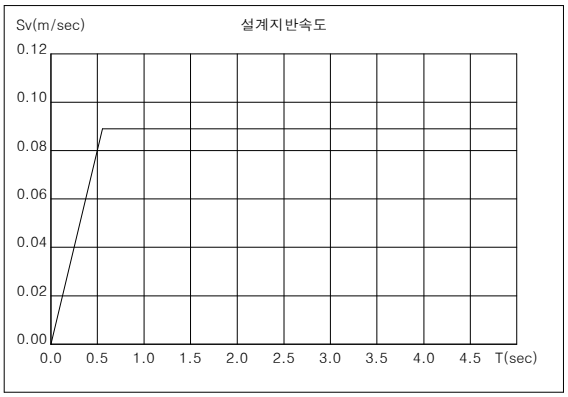
5) 속도 응답스펙트럼(Sv)　　- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.383 / 2π × 1.454 = 0.089 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.440 / 2π × 2.977 = 0.208 m/s

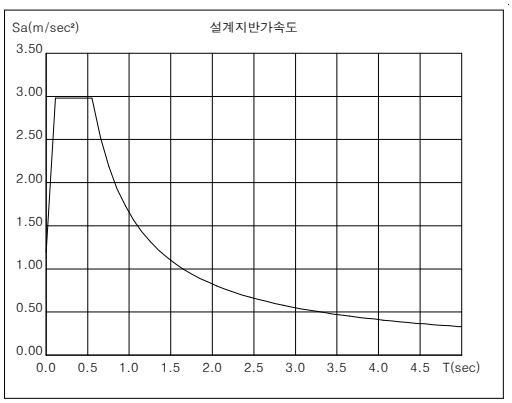
6) 설계응답 응답스펙트럼

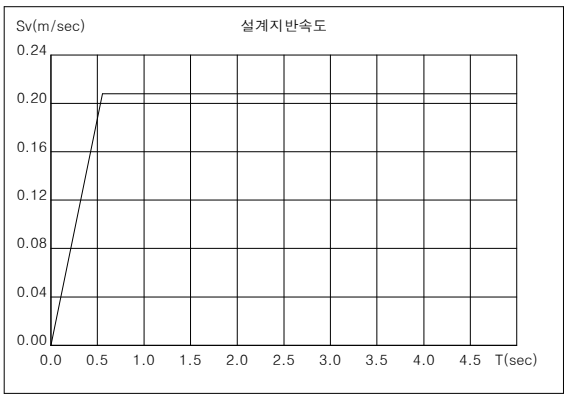
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 층별 변위값 정리

- 제 1층의 두께(H1) = 14.000 m
- 제 2층의 두께(H2) = 16.000 m
- 제 1층의 습윤단위 체적중량(γ1) = 20.000 kN/m³
- 제 2층의 습윤단위 체적중량(γ2) = 20.000 kN/m³
- 제 1층의 평균전단파속도(Vsod1) = 257.171 m/sec
- 제 2층의 평균전단파속도(Vsod2) = 631.000 m/sec
- 제 1층과 제2층의 임피던스비(α)
  (γ1×Vsod1) / (γ2×Vsod2) = (20.000 × 257.171) / (20.000 × 631.000)
  = 0.408

- 지반의 설계 고유 진동수(Wo)

$(1+\alpha)\times\cos[Wo\times(H1/Vsod1 + H2/Vsod2)] + (1-\alpha)\times\cos[Wo\times(H1/Vsod1 - H2/Vsod2)] = 0$

$(1 + 0.408) \times \cos[Wo \times (14.000 / 257.171 + 16.000 / 631.000)] +$

$(1 - 0.408) \times \cos[Wo \times (14.000 / 257.171 - 16.000 / 631.000)] = 0$

에서 시행착오법으로 산정, Wo = 23.815

- 각 층별 변위 계산식

  - 제1층 변위 계산식

$Uh1 = 2/\pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(Wo \times x1/Vsod1)$

  - 제2층 변위 계산식

$Uh2 = 2/\pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(Wo \times H1/Vsod1) \times$

$[\cos(Wo \times x2/Vsod2) - \sin(Wo \times x2/Vsod2) / \tan(Wo \times H2/Vsod2)]$

8) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 6.100 m
- 하부슬래브 EL. = 22.700 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 317847.580 \times (0.001203 - 0.000897)$ $= 97.261\ kN/m^2$	$Po = 317847.580 \times (0.003230 - 0.002407)$ $= 261.589\ kN/m^2$

9) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
6.100	953542.730	0.001203	0.000306	291.784
20.400	953542.730	0.001168	0.000271	258.410
20.700	953542.730	0.001133	0.000236	225.036
21.400	953542.730	0.001051	0.000154	146.846
22.400	953542.730	0.000932	0.000035	33.374
22.700	953542.730	0.000897	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
20.100	953542.730	0.003230	0.000823	784.766
20.400	953542.730	0.003136	0.000729	695.133
20.700	953542.730	0.003042	0.000635	605.500
21.400	953542.730	0.002822	0.000415	395.720
22.400	953542.730	0.002503	0.000096	91.540
22.700	953542.730	0.002407	0.000000	0.000

10) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

구분	기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
Vu	811745.000 × 0.000115 = 93.350	811745.000 × 0.000310 = 251.640
Vb	811745.000 × 0.000119 = 96.600	811745.000 × 0.000320 = 259.760
Vs	(93.350 + 96.600) / 2 = 94.980	(251.640 + 259.760) / 2 = 255.700

11) 구체 관성력

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

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
fu = 0.600×25.000×0.074×(1 - 0.015×6.100) = 0.775	fu = 0.600×25.000×0.182×(1 - 0.015×6.100) = 1.907

② 하부슬래브

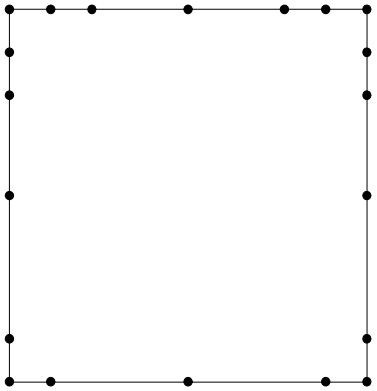
기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
fb = 0.600×25.000×0.074×(1 - 0.015×22.700) = 0.732	fb = 0.600×25.000×0.182×(1 - 0.015×22.700) = 1.800

③ 측벽

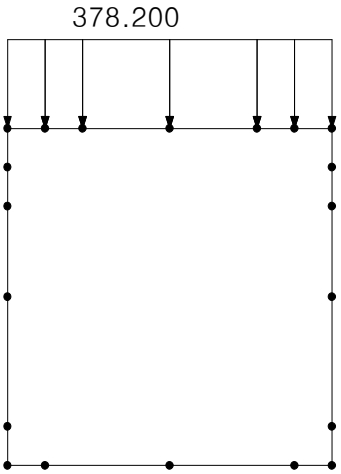
기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
f1 = 0.600×25.000×0.074×(1-0.015×20.100) = 0.775	f1 = 0.600×25.000×0.182×(1-0.015×20.100) = 1.907
f2 = 0.600×25.000×0.074×(1-0.015×20.400) = 0.770	f2 = 0.600×25.000×0.182×(1-0.015×20.400) = 1.895
f3 = 0.600×25.000×0.074×(1-0.015×20.700) = 0.765	f3 = 0.600×25.000×0.182×(1-0.015×20.700) = 1.882
f4 = 0.600×25.000×0.074×(1-0.015×21.400) = 0.754	f4 = 0.600×25.000×0.182×(1-0.015×21.400) = 1.854
f5 = 0.600×25.000×0.074×(1-0.015×22.400) = 0.737	f5 = 0.600×25.000×0.182×(1-0.015×22.400) = 1.813
f6 = 0.600×25.000×0.074×(1-0.015×22.700) = 0.732	f6 = 0.600×25.000×0.182×(1-0.015×22.700) = 1.800

11. 하 중 재 하 (상시)

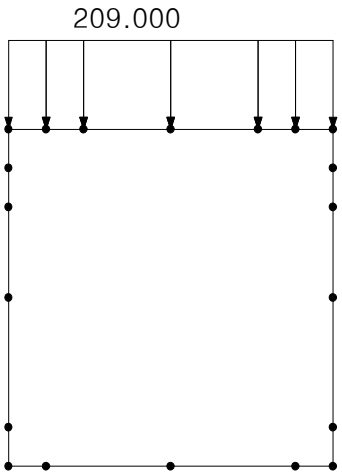
1) CASE1 - 구체자중(SW)



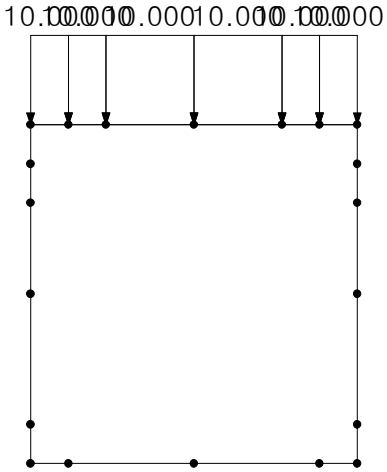
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



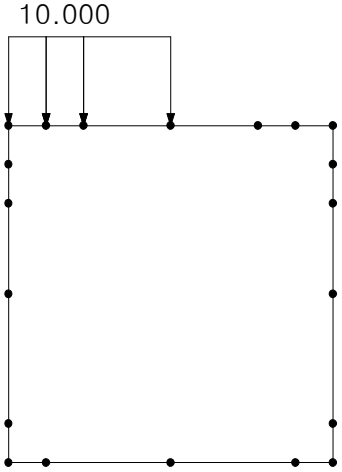
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



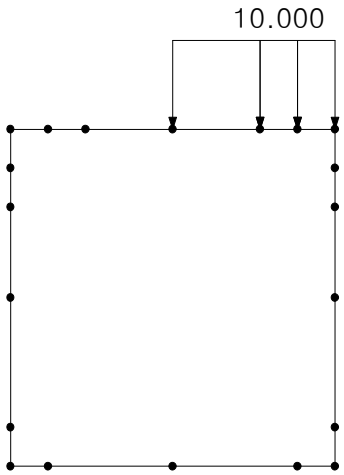
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



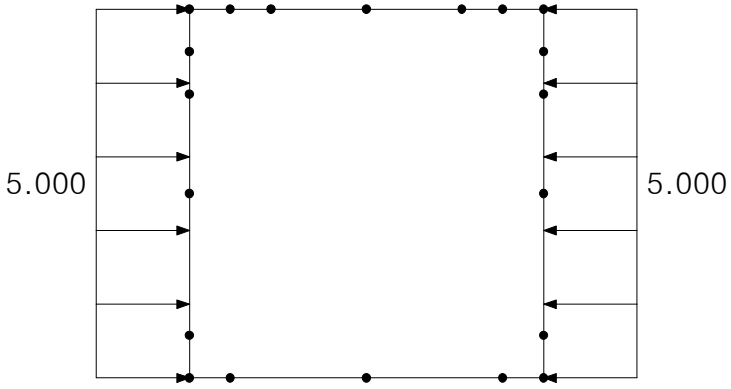
5) CASE5 - 편재활하중(좌측)(LIVELE)



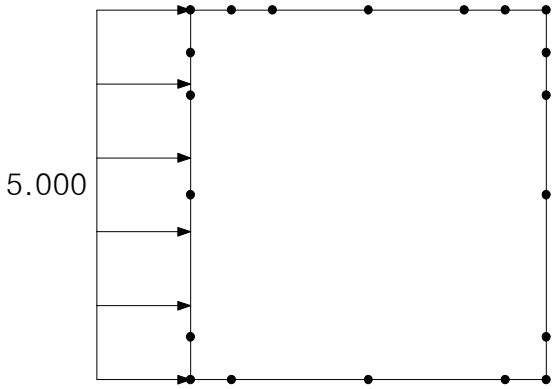
6) CASE6 - 편재활하중(우측)(LIVERI)



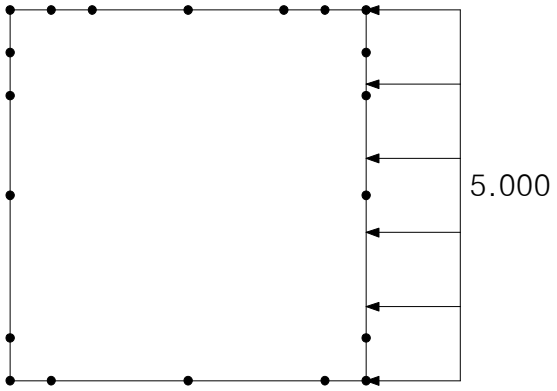
7) CASE7 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



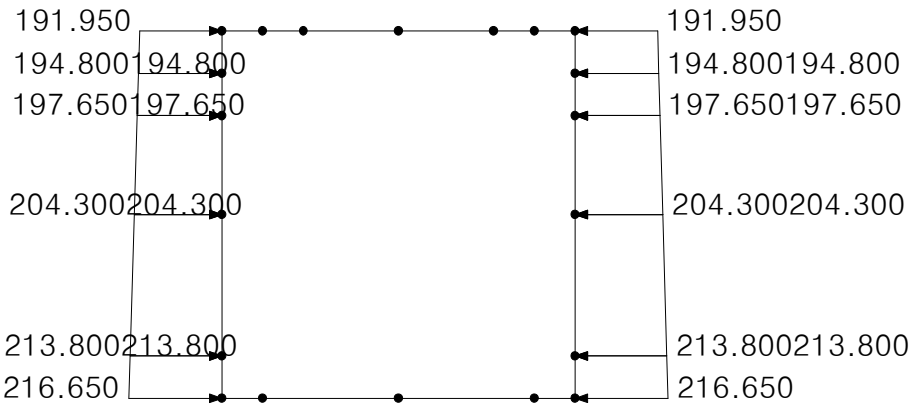
8) CASE8 - 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEH)



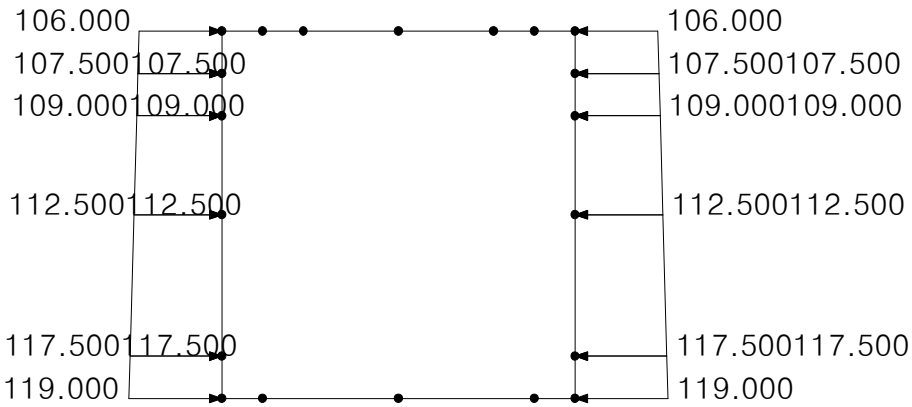
9) CASE9 - 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIH)



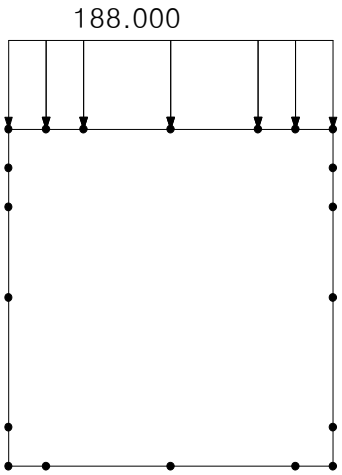
10) CASE10 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



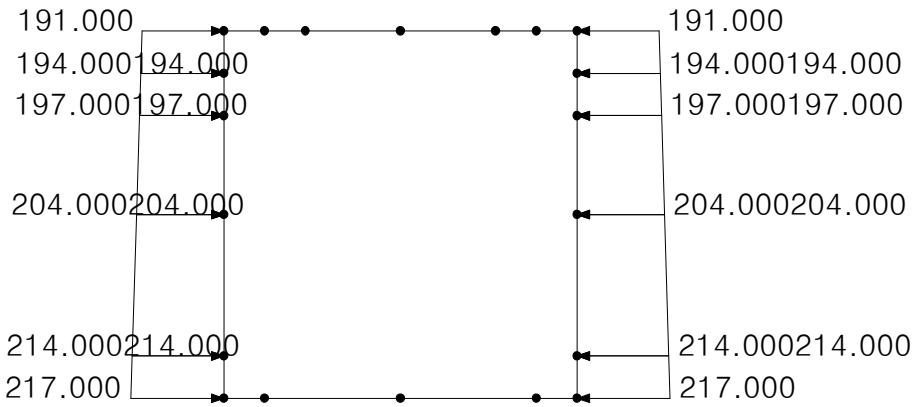
11) CASE11 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



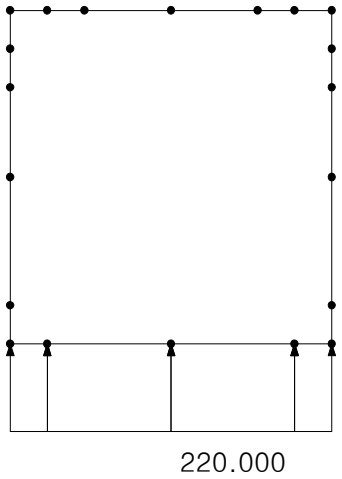
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



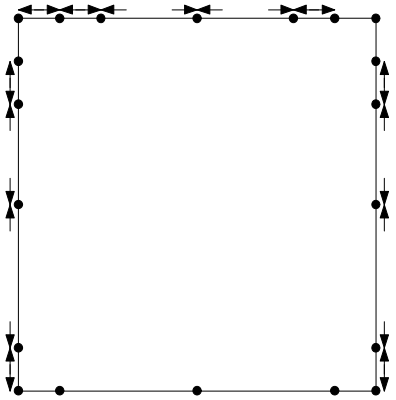
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



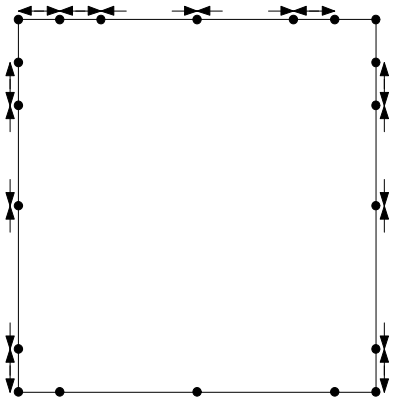
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



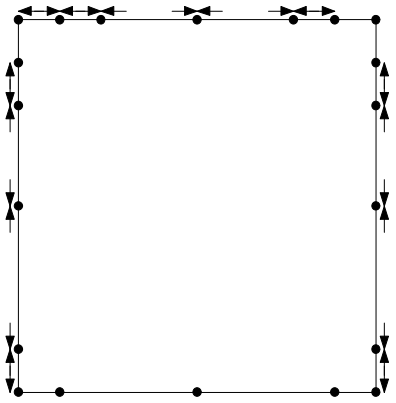
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

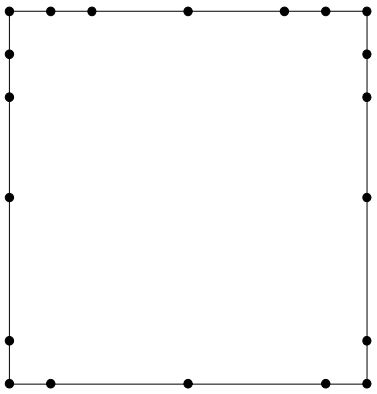


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

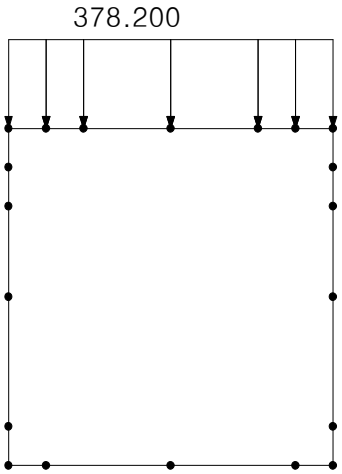


12. 하중 재하 (기능수행)

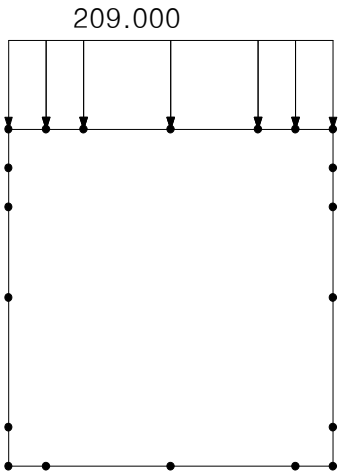
1) CASE1 - 구체자중(SW)



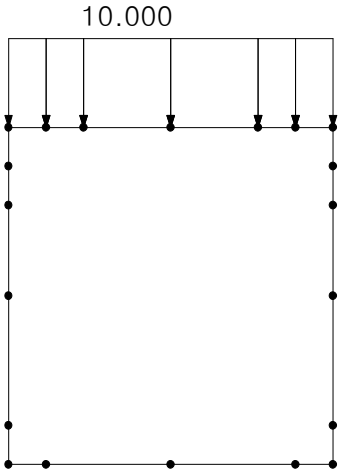
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



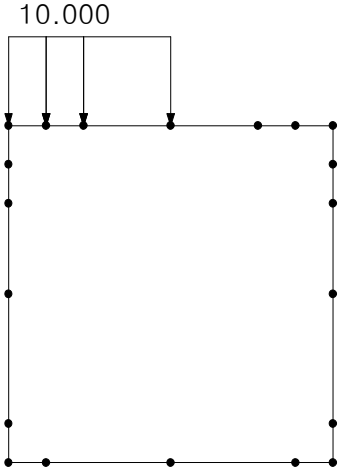
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



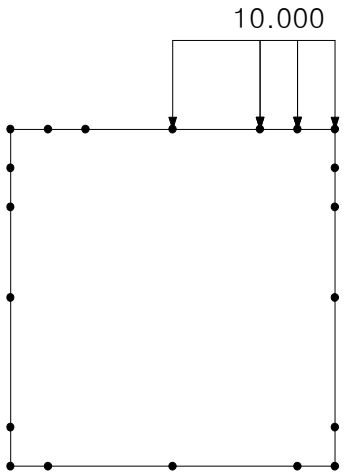
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



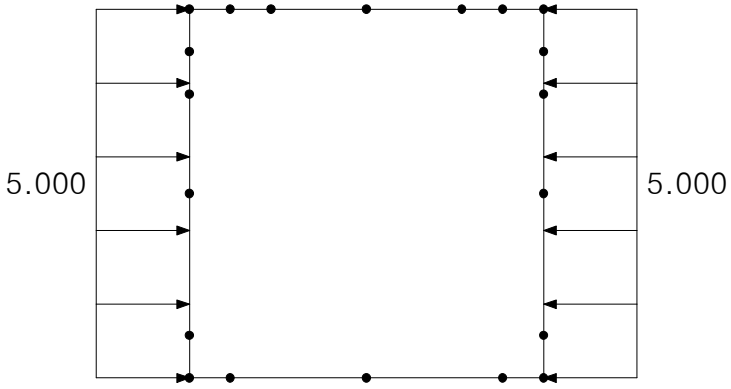
5) CASE5 - 지진시 편재활하중(좌측)(LIVELEE)



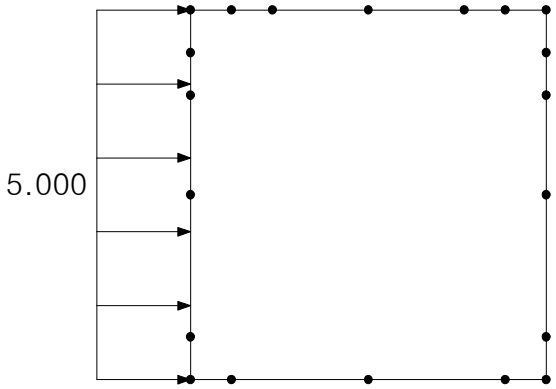
6) CASE6 - 지진시 편재활하중(우측)(LIVERIE)



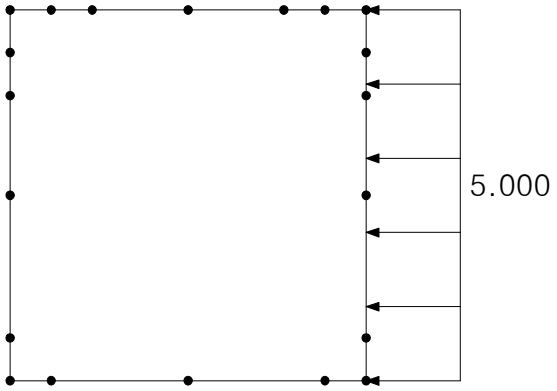
7) CASE7 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



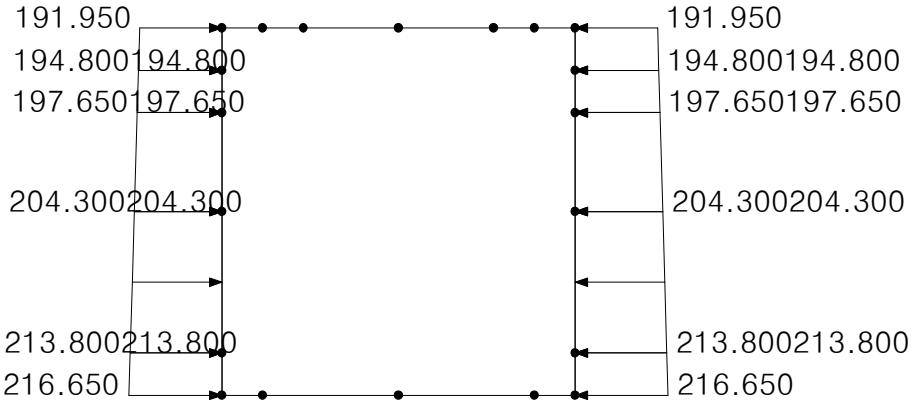
8) CASE8 - 지진시 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEHE)



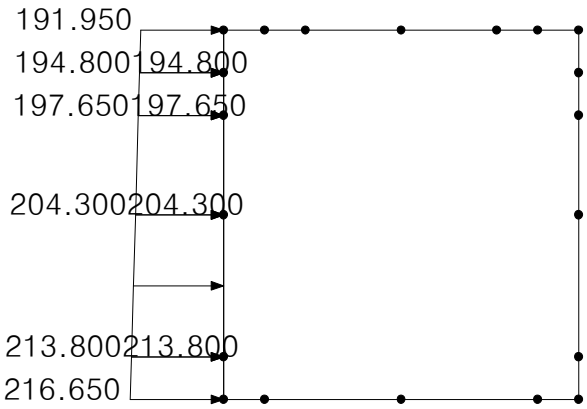
9) CASE9 - 지진시 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIHE)



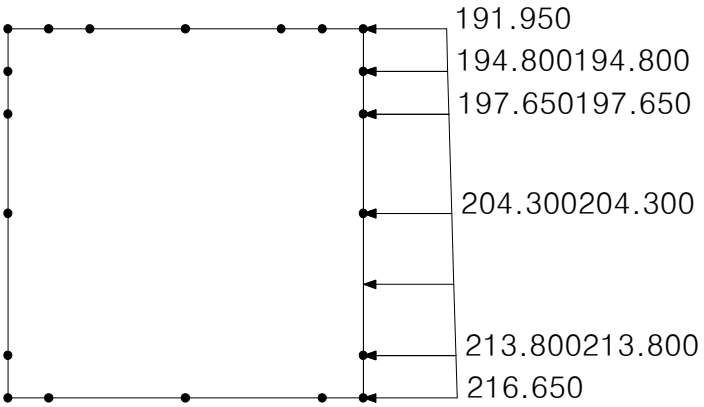
10) CASE10 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



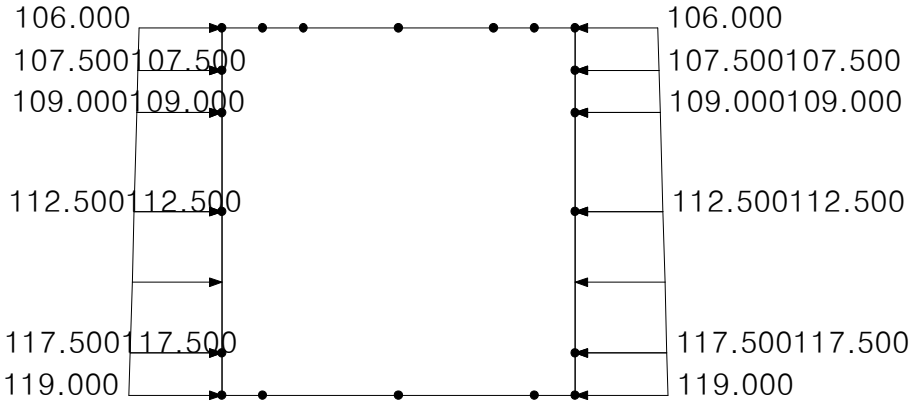
11) CASE11 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



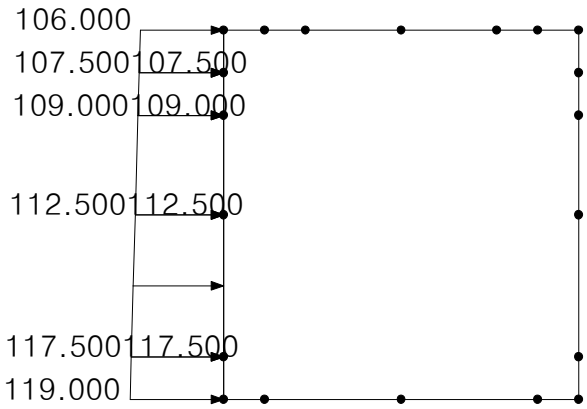
12) CASE12 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



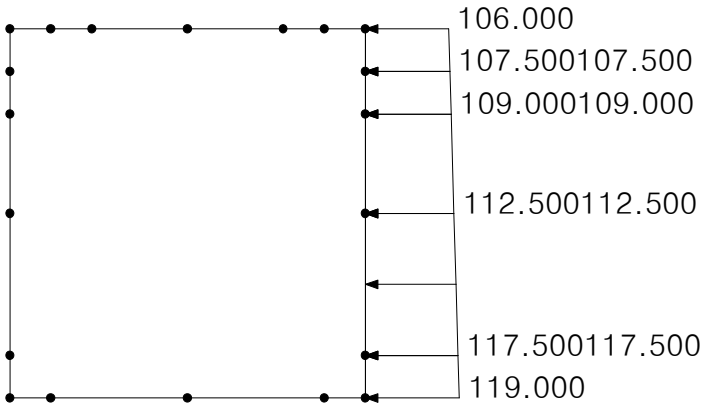
13) CASE13 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



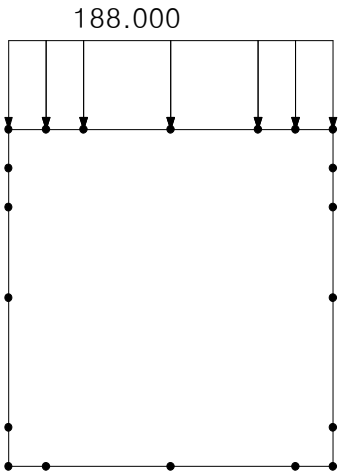
14) CASE14 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



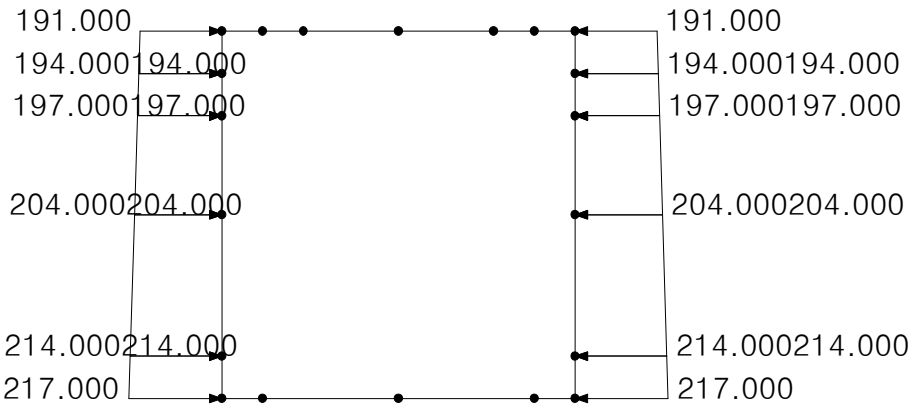
15) CASE15 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



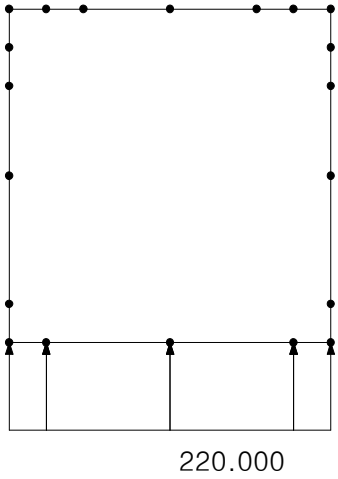
16) CASE16 - 연직수압(WATERV)



17) CASE17 - 수평수압(WATERH)

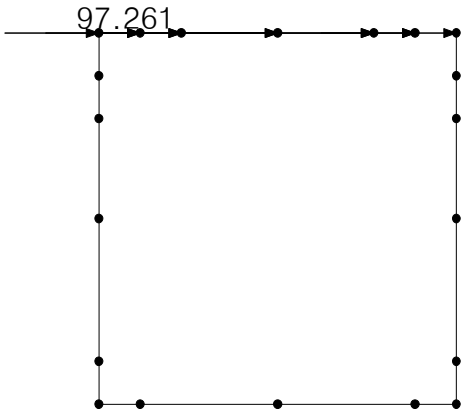


18) CASE18 - 부력(BUOYANCY)

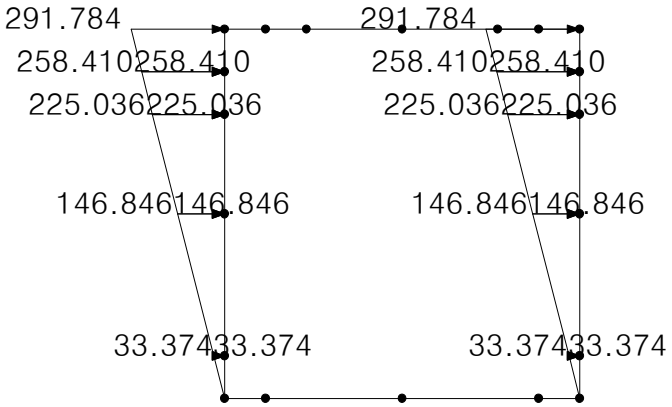


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

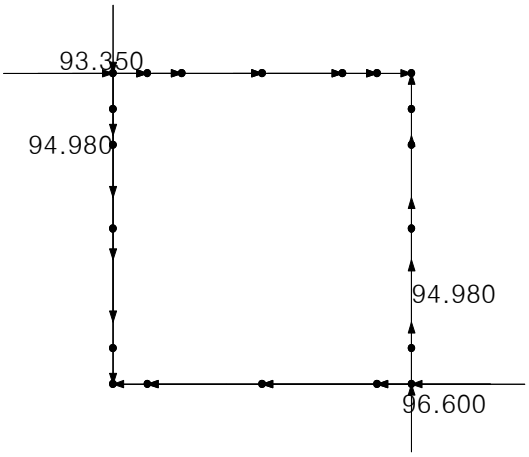
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



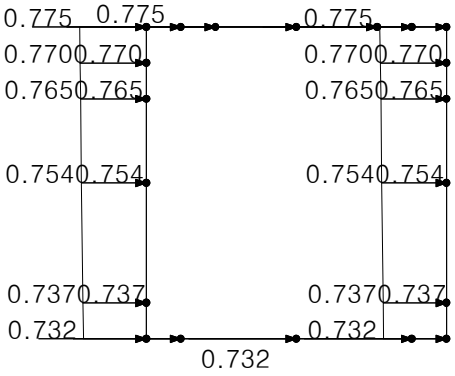
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

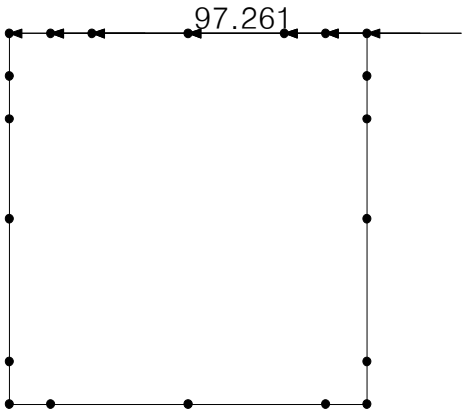


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

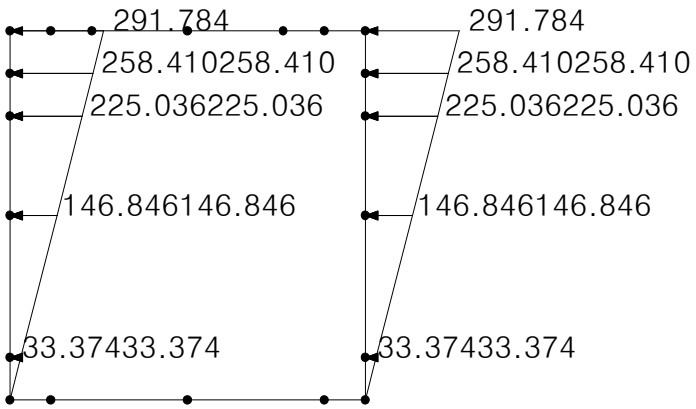


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

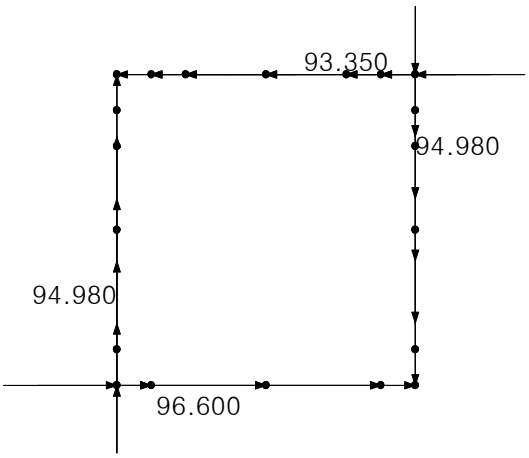
23) CASE23 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



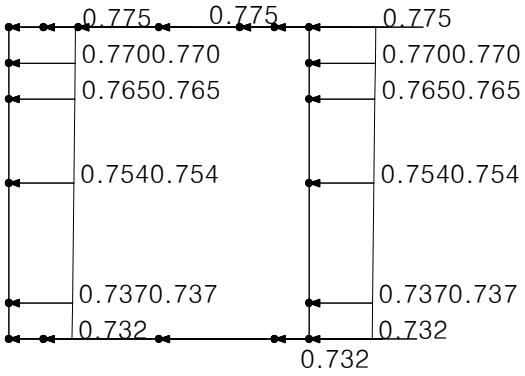
24) CASE24 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



25) CASE25 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

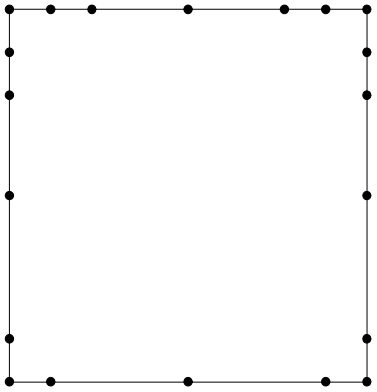


26) CASE26 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

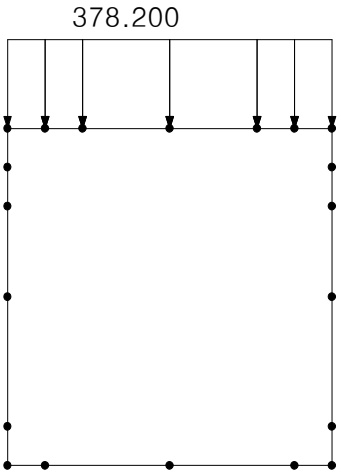


13. 하중 재하 (붕괴방지)

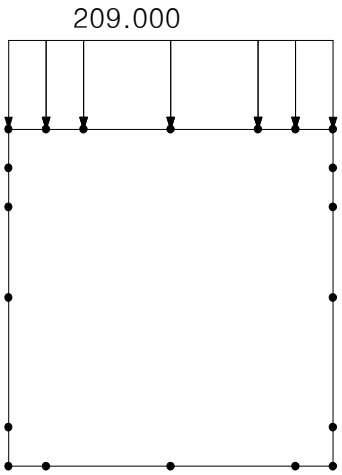
1) CASE1 - 구체자중(SW)



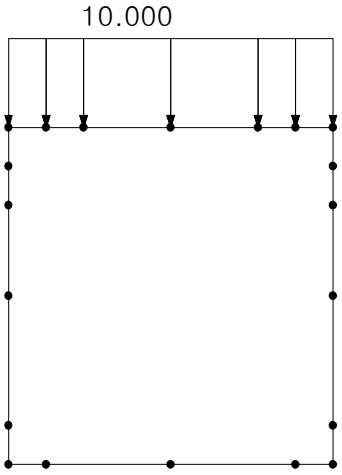
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



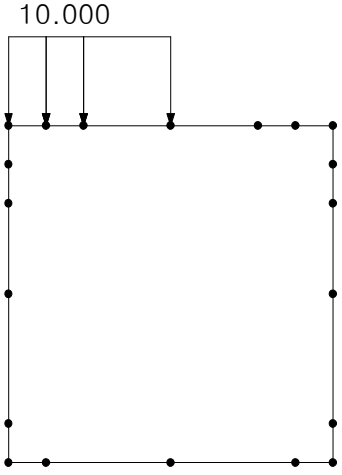
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



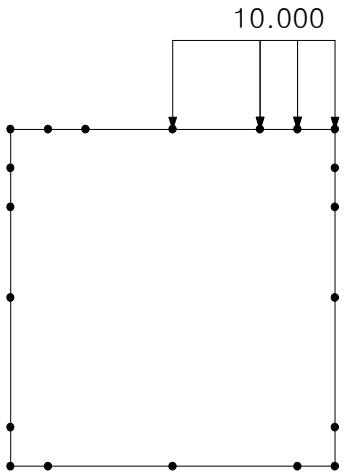
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



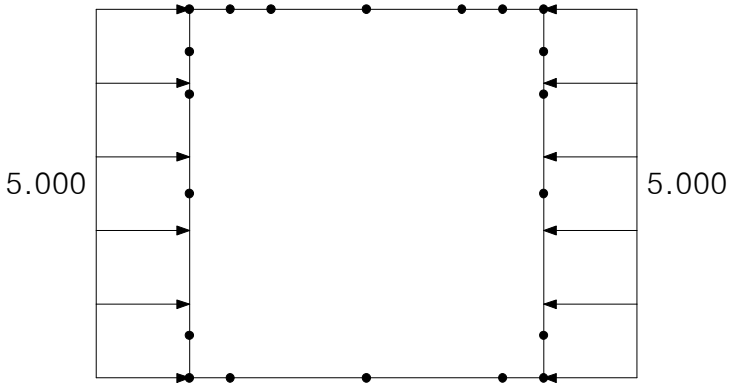
5) CASE5 - 지진시 편재활하중(좌측)(LIVELEE)



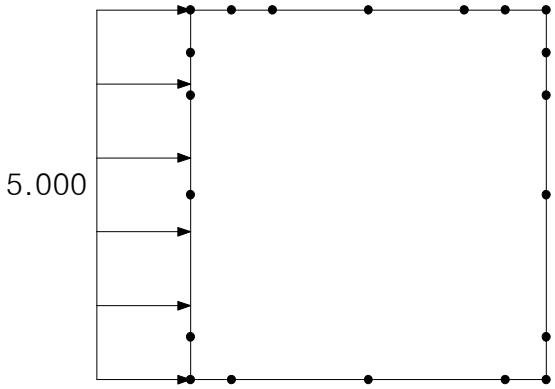
6) CASE6 - 지진시 편재활하중(우측)(LIVERIE)



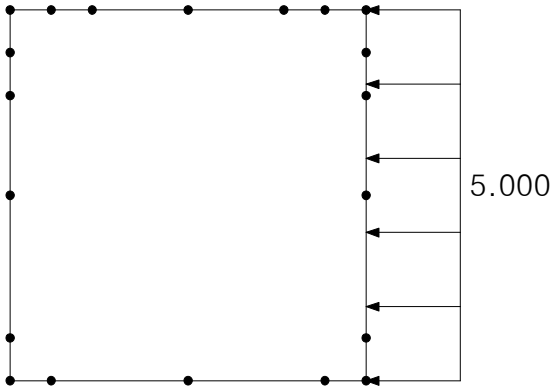
7) CASE7 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



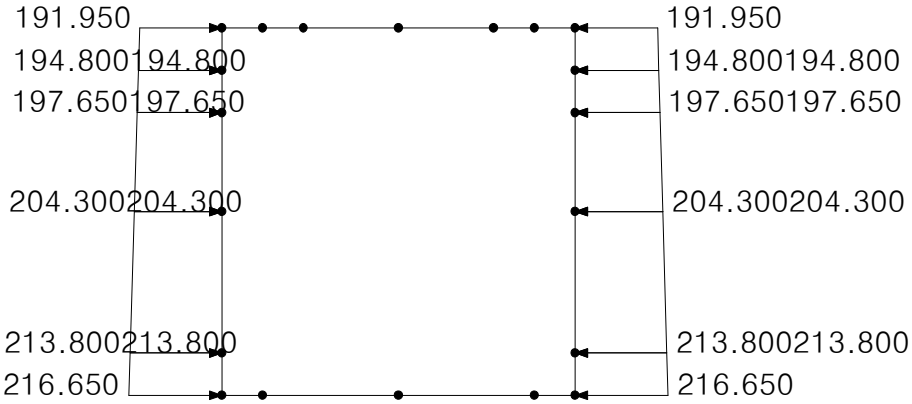
8) CASE8 - 지진시 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEHE)



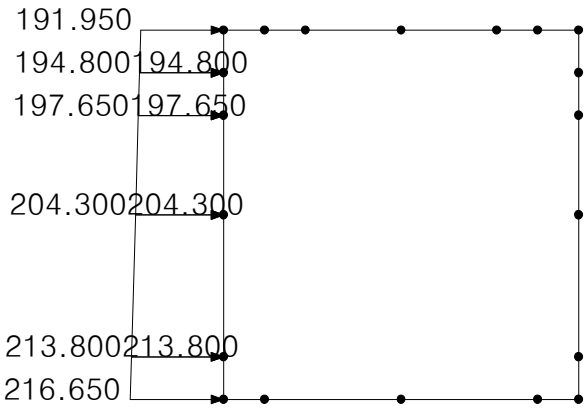
9) CASE9 - 지진시 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIHE)



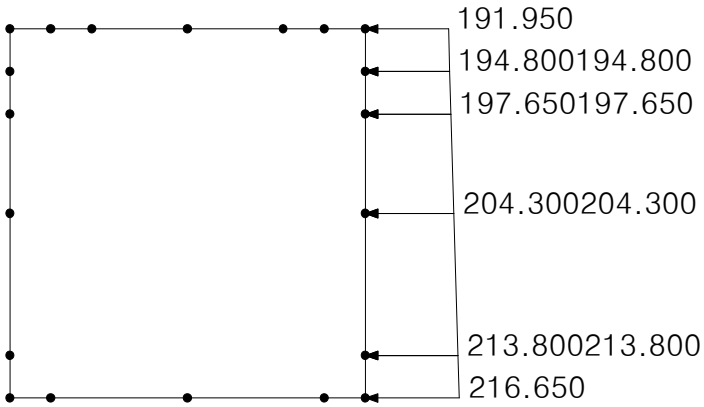
10) CASE10 - 지진시 양토압(SOILBE)



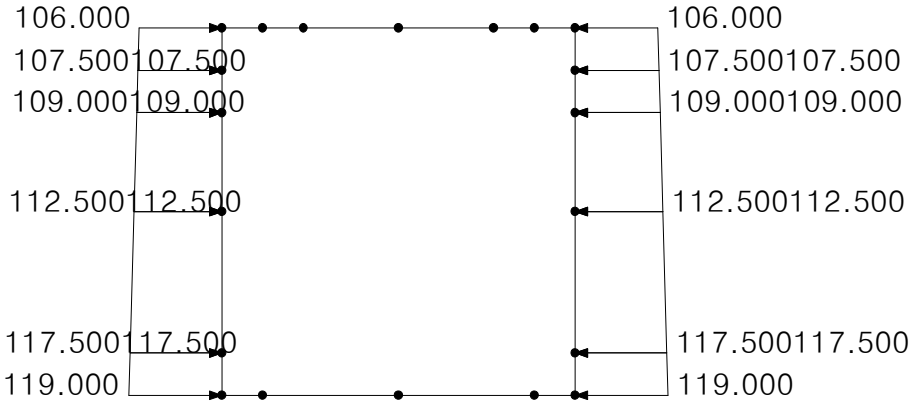
11) CASE11 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



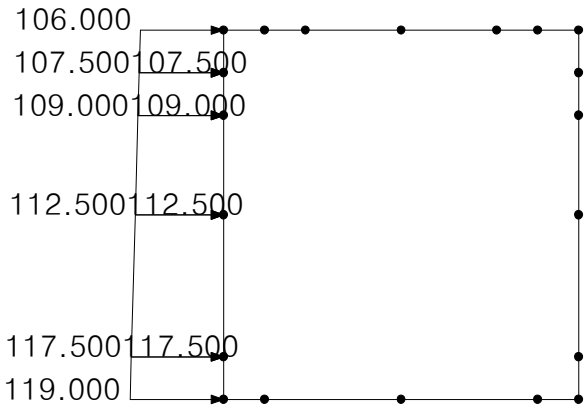
12) CASE12 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



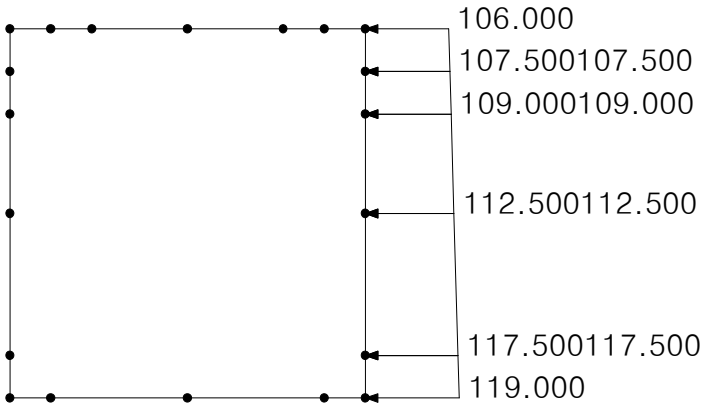
13) CASE13 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



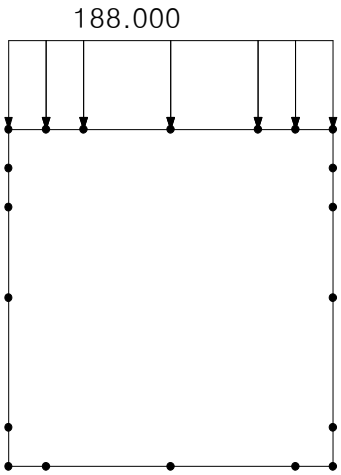
14) CASE14 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



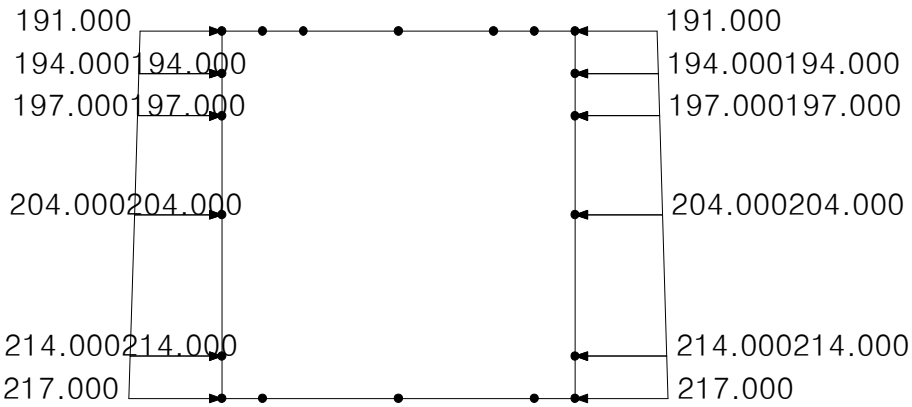
15) CASE15 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



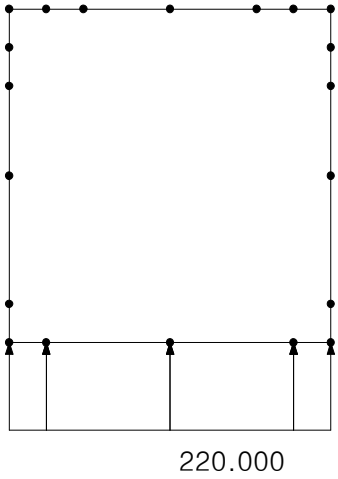
16) CASE16 - 연직수압(WATERV)



17) CASE17 - 수평수압(WATERH)

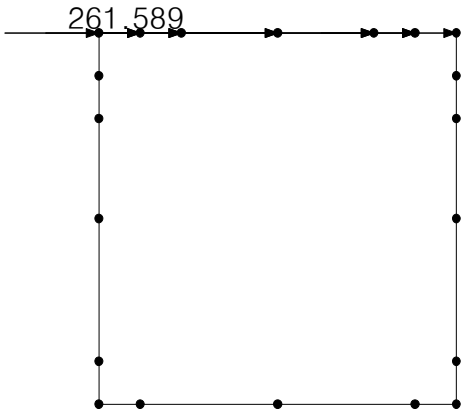


18) CASE18 - 부력(BUOYANCY)

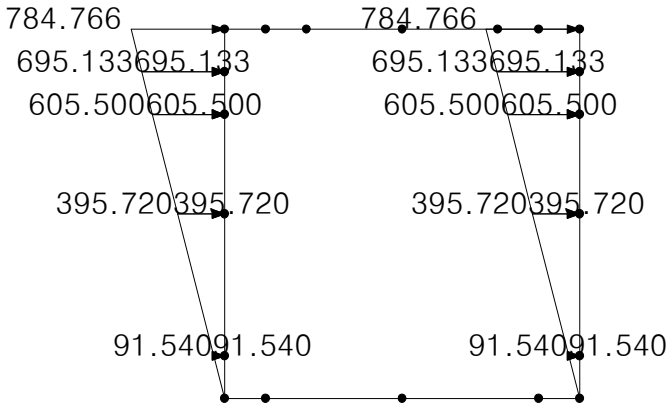


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

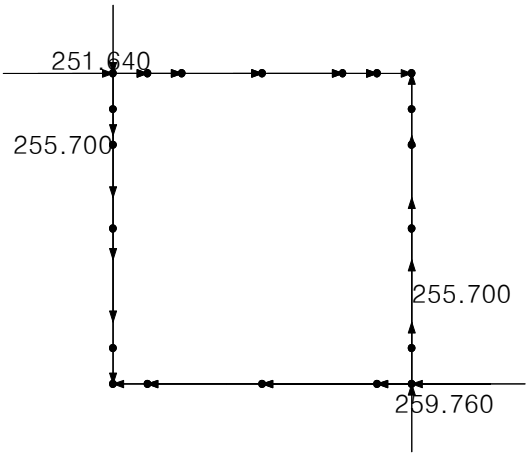
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



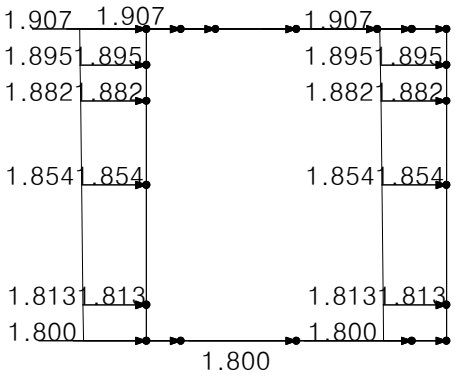
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

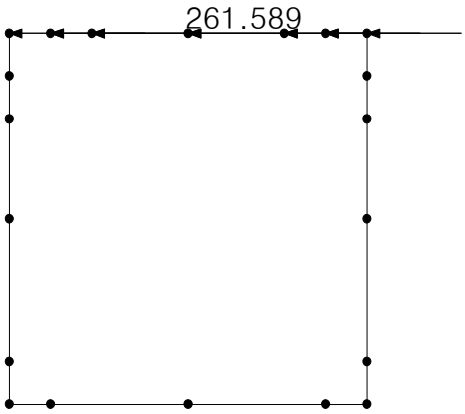


22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

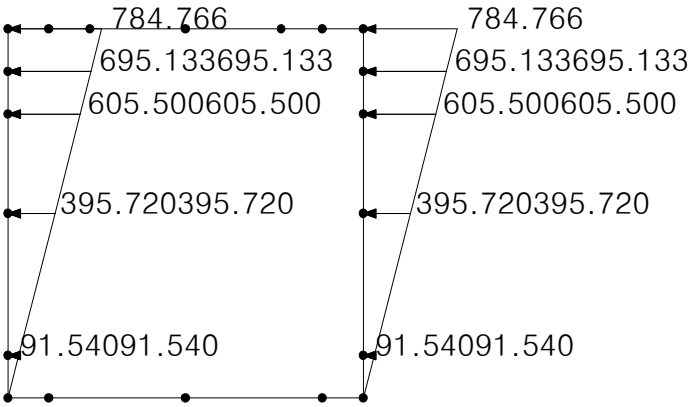


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

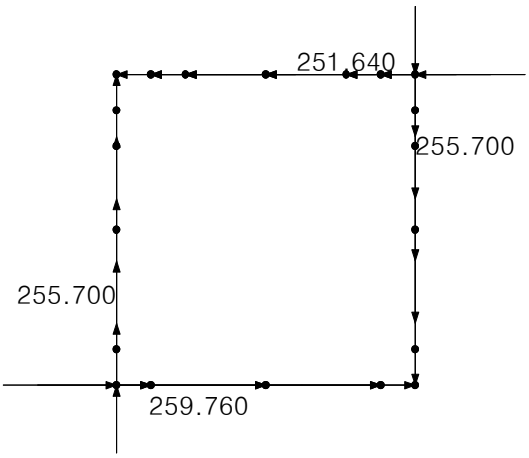
23) CASE23 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



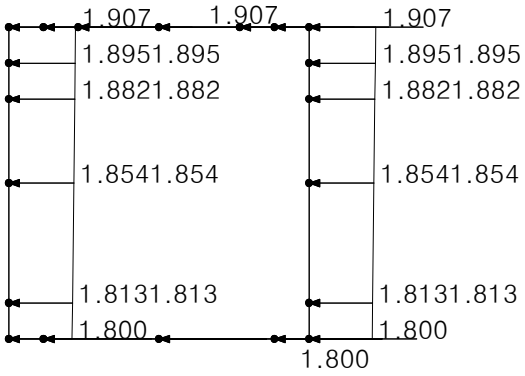
24) CASE24 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



25) CASE25 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



26) CASE26 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



14. 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) = 0.875, h = 19.800 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

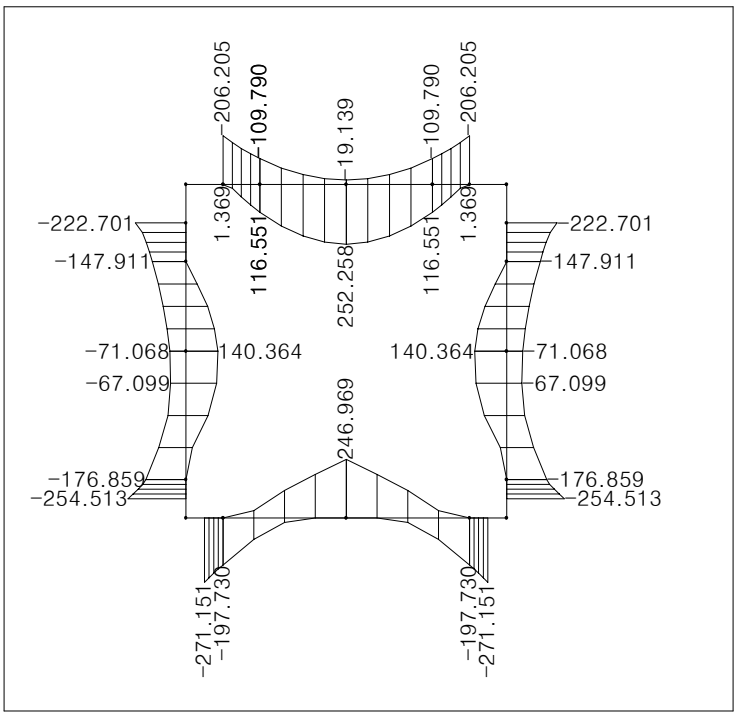
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

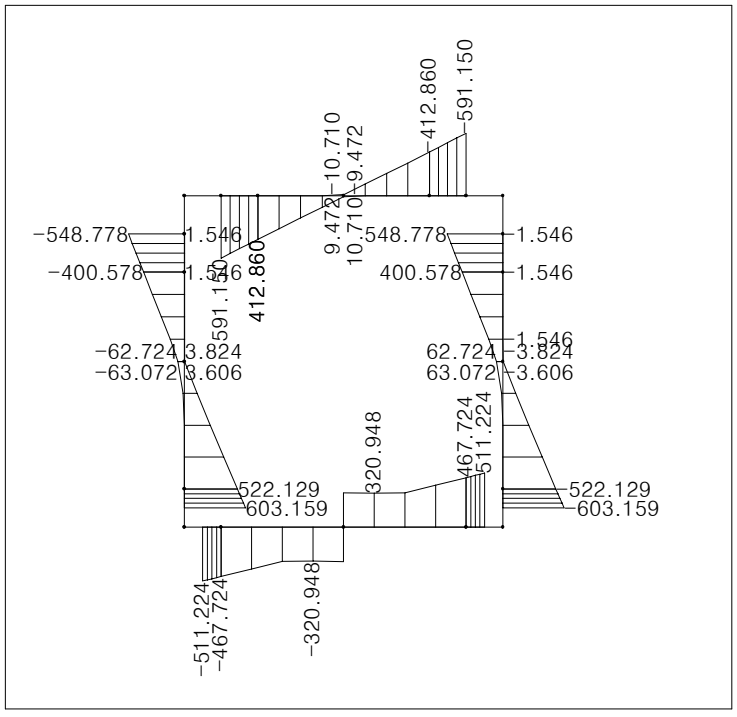
15. 단면력정리

15.1 상시

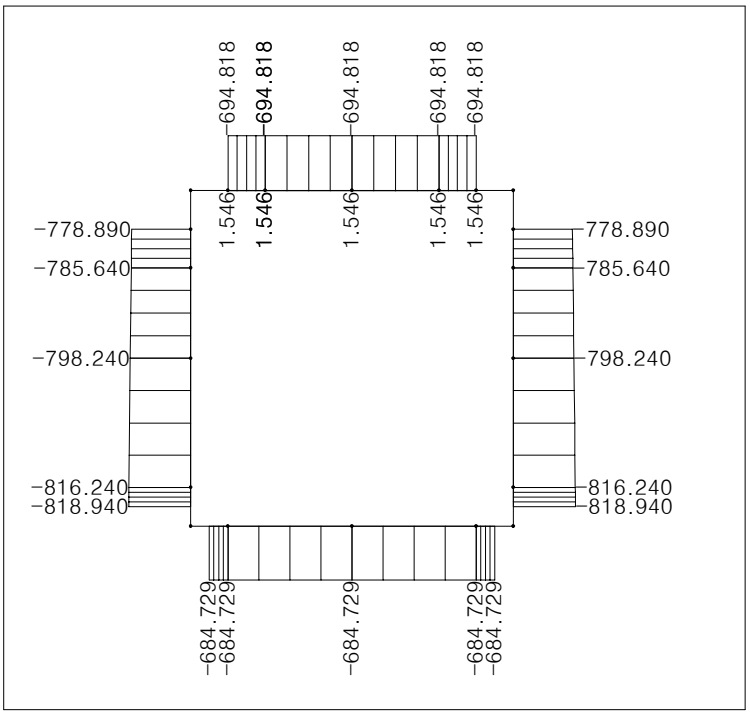
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



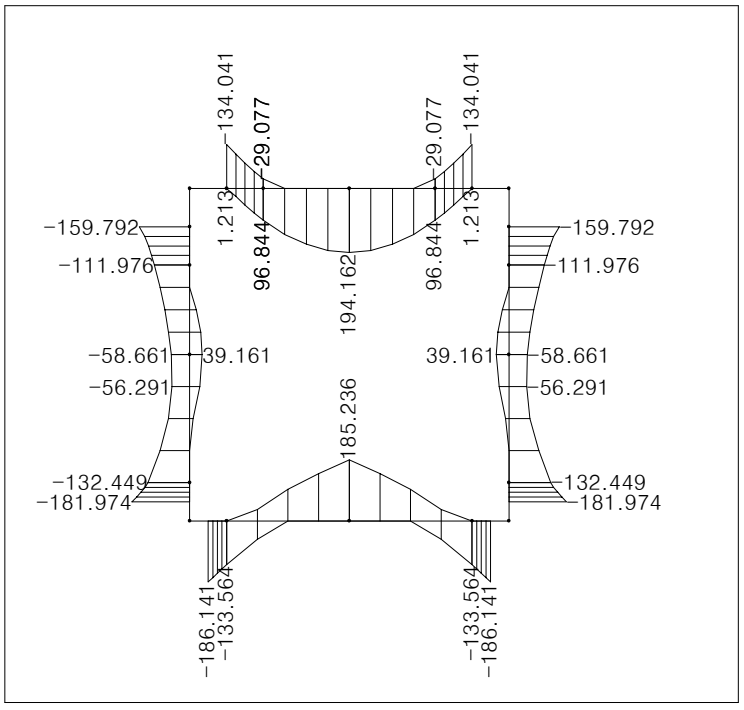
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

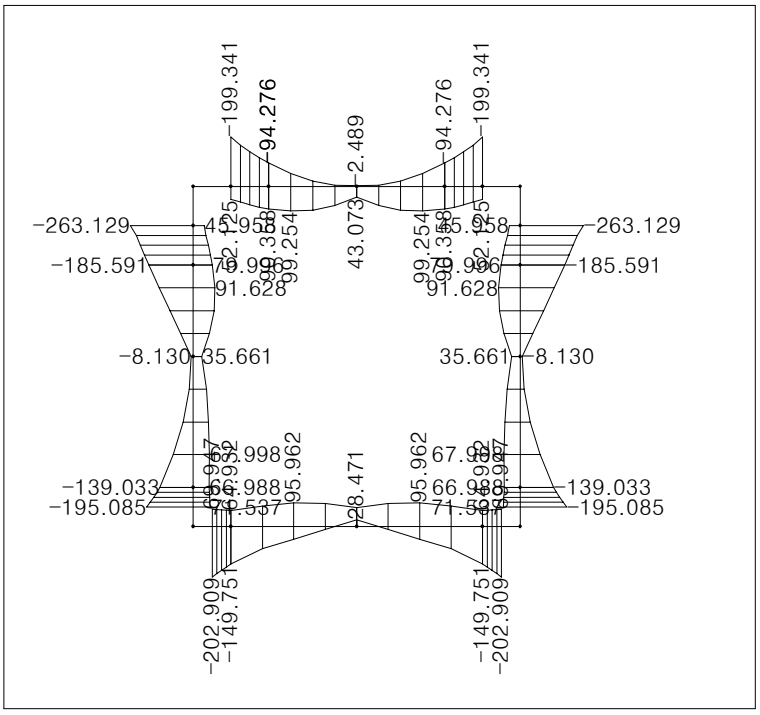


5) 단면력 정리

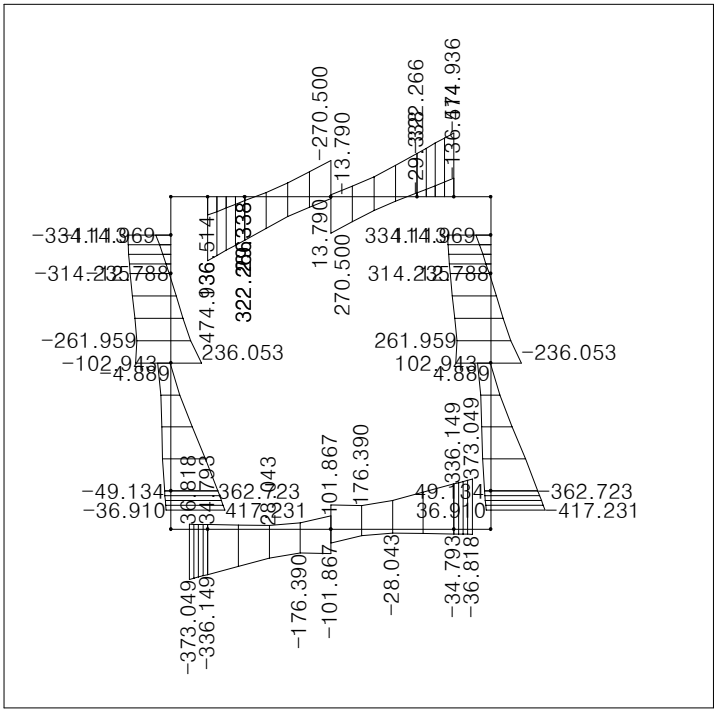
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	206.21	296.37	694.82	134.04	1000.00	700.00	
		중앙부	2	252.26	10.71	694.82	194.16	1000.00	600.00	
		우측	3	206.21	296.37	694.82	134.04	1000.00	700.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	197.73	322.72	684.73	133.56	1000.00	600.00	
		중앙부	5	246.97	325.45	684.73	185.24	1000.00	600.00	
		우측	6	197.73	322.72	684.73	133.56	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	222.70	300.81	778.89	159.79	1000.00	700.00	
		중앙부 (외측)	8	71.07	63.07	798.24	58.66	1000.00	600.00	
		중앙부 (내측)	9	140.36	63.07	798.24	39.16	1000.00	600.00	
		하부	10	176.86	255.93	816.24	132.45	1000.00	600.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	222.70	300.81	778.89	159.79	1000.00	700.00	
		중앙부 (외측)	12	71.07	63.07	798.24	58.66	1000.00	600.00	
		중앙부 (내측)	13	140.36	63.07	798.24	39.16	1000.00	600.00	
		하부	14	176.86	255.93	816.24	132.45	1000.00	600.00	

15.2 지진시(기능수행)

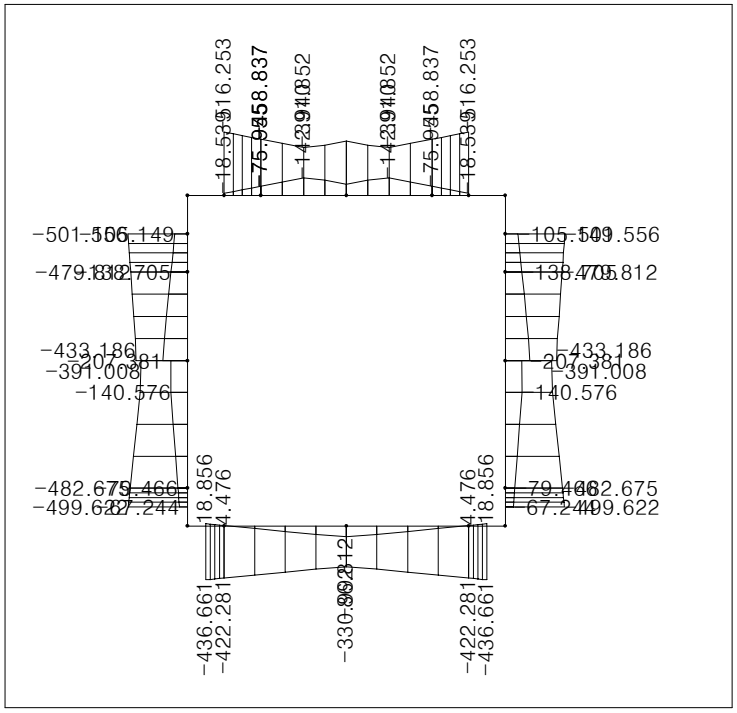
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

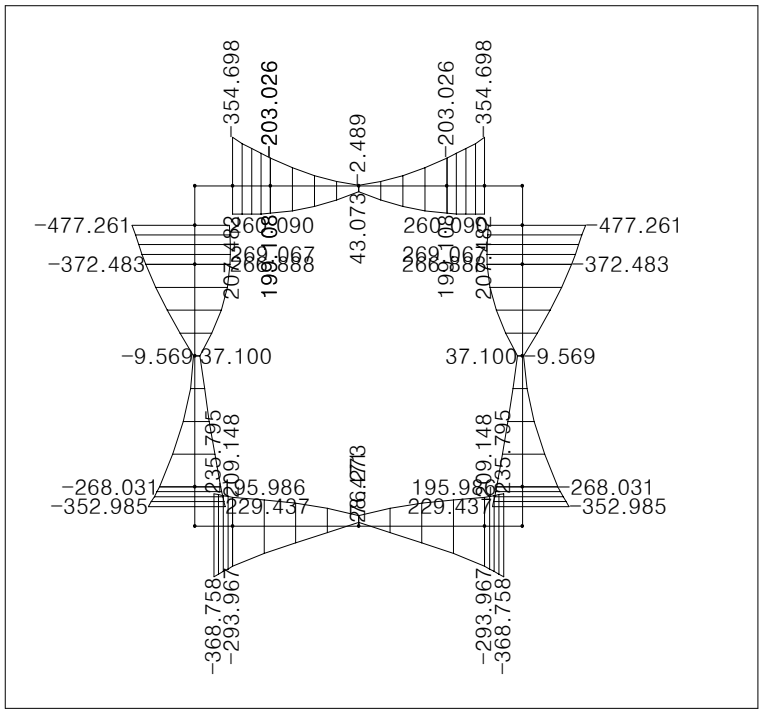


4) 단면력 정리

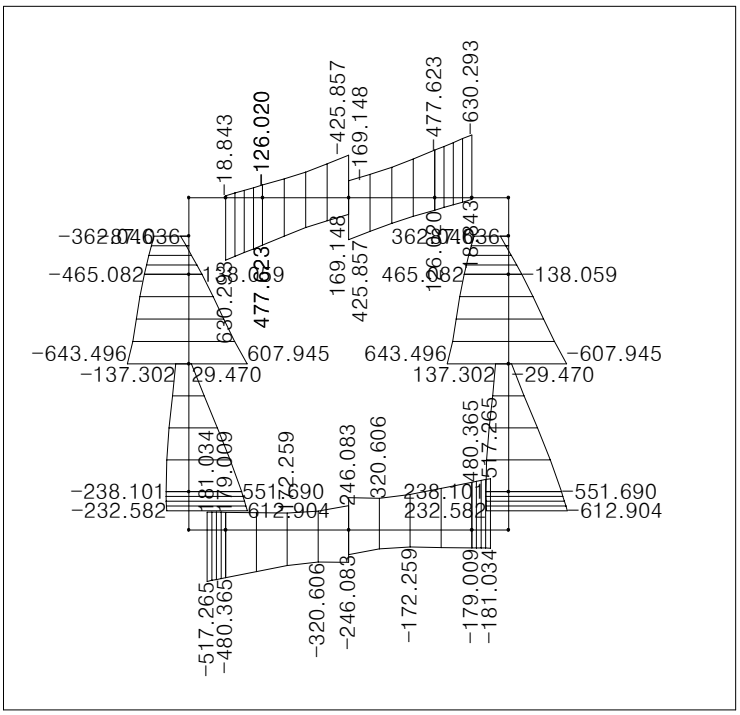
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	199.34	221.54	516.25	1000.00	700.00	
		중앙부	2	43.07	270.50	443.19	1000.00	600.00	
		우측	3	199.34	221.54	516.25	1000.00	700.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	149.75	213.15	422.28	1000.00	600.00	
		중앙부	5	76.27	180.89	330.99	1000.00	600.00	
		우측	6	149.75	213.15	422.28	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	263.13	294.42	501.56	1000.00	700.00	
		중앙부 (외측)	8	8.13	271.60	433.19	1000.00	600.00	
		중앙부 (내측)	9	35.66	271.60	433.19	1000.00	600.00	
		하부	10	139.03	165.11	482.68	1000.00	600.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	263.13	294.42	501.56	1000.00	700.00	
		중앙부 (외측)	12	8.13	271.60	391.01	1000.00	600.00	
		중앙부 (내측)	13	35.66	271.60	391.01	1000.00	600.00	
		하부	14	139.03	165.11	482.68	1000.00	600.00	

15.3 지진시(붕괴방지)

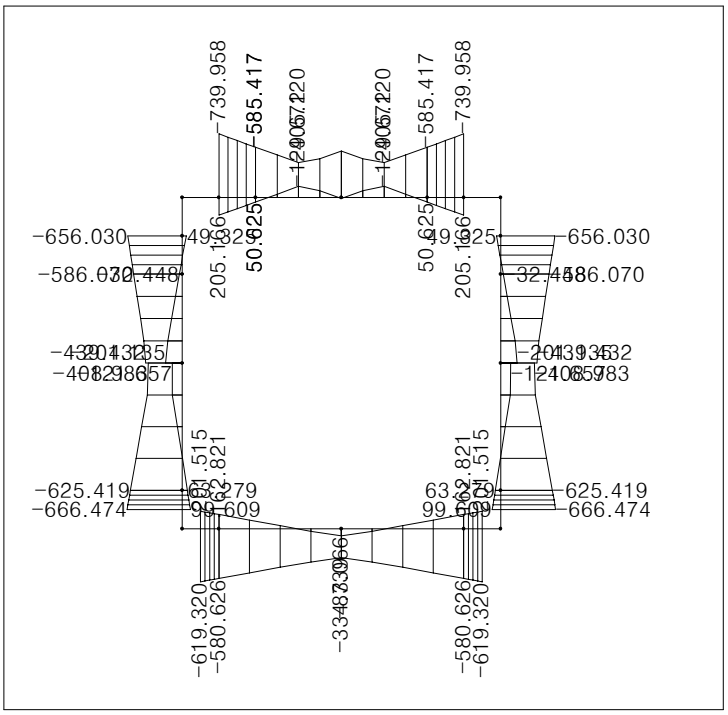
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	응답계수	전단력	축력			
				kN.m	kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	354.70	118.23	376.89	739.96	1000.00	700.00	
		중앙부	2	43.07	14.36	425.86	543.23	1000.00	600.00	
		우측	3	354.70	118.23	376.89	739.96	1000.00	700.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	293.97	97.99	357.37	580.63	1000.00	600.00	
		중앙부	5	76.27	25.42	325.11	334.74	1000.00	600.00	
		우측	6	293.97	97.99	357.37	580.63	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	477.26	159.09	517.47	656.03	1000.00	700.00	
		중앙부 (외측)	8	9.57	3.19	643.50	439.43	1000.00	600.00	
		중앙부 (내측)	9	37.10	12.37	643.50	439.43	1000.00	600.00	
		하부	10	268.03	89.34	300.61	625.42	1000.00	600.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	477.26	159.09	517.47	656.03	1000.00	700.00	
		중앙부 (외측)	12	9.57	3.19	643.50	408.98	1000.00	600.00	
		중앙부 (내측)	13	37.10	12.37	643.50	408.98	1000.00	600.00	
		하부	14	268.03	89.34	300.61	625.42	1000.00	600.00	

15.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-206.21	-	-118.23	-199.34	-206.21	
		중앙부	2	252.26	-	14.36	43.07	252.26	
		우측	3	-206.21	-	-118.23	-199.34	-206.21	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-197.73	-	-97.99	-149.75	-197.73	
		중앙부	5	246.97	-	25.42	76.27	246.97	
		우측	6	-197.73	-	-97.99	-149.75	-197.73	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-222.70	-	-159.09	-263.13	-263.13	
		중앙부 (외측)	8	-71.07	-	-3.19	-8.13	-71.07	
		중앙부 (내측)	9	140.36	-	12.37	35.66	140.36	
		하부	10	-176.86	-	-89.34	-139.03	-176.86	
우측 벽체	1 층	상부	11	-222.70	-	-159.09	-263.13	-263.13	
		중앙부 (외측)	12	-71.07	-	-3.19	-8.13	-71.07	
		중앙부 (내측)	13	140.36	-	12.37	35.66	140.36	
		하부	14	-176.86	-	-89.34	-139.03	-176.86	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	296.37	-	376.89	221.54	376.89	
		중앙부	2	10.71	-	425.86	270.50	425.86	
		우측	3	-296.37	-	-376.89	-221.54	-376.89	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-322.72	-	-357.37	-213.15	-357.37	
		중앙부	5	-325.45	-	-325.11	-180.89	-325.45	
		우측	6	322.72	-	357.37	213.15	357.37	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-300.81	-	-517.47	-294.42	-517.47	
		중앙부 (외측)	8	-63.07	-	-643.50	-271.60	-643.50	
		중앙부 (내측)	9	-63.07	-	-643.50	-271.60	-643.50	
		하부	10	255.93	-	300.61	165.11	300.61	
우측 벽체	1 층	상부	11	300.81	-	517.47	294.42	517.47	
		중앙부 (외측)	12	63.07	-	643.50	271.60	643.50	
		중앙부 (내측)	13	63.07	-	643.50	271.60	643.50	
		하부	14	-255.93	-	-300.61	-165.11	-300.61	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-694.82	-	-739.96	-516.25	-739.96	
		중앙부	2	-694.82	-	-543.23	-443.19	-694.82	
		우측	3	-694.82	-	-739.96	-516.25	-739.96	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-684.73	-	-580.63	-422.28	-684.73	
		중앙부	5	-684.73	-	-334.74	-330.99	-684.73	
		우측	6	-684.73	-	-580.63	-422.28	-684.73	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-778.89	-	-656.03	-501.56	-778.89	
		중앙부 (외측)	8	-798.24	-	-439.43	-433.19	-798.24	
		중앙부 (내측)	9	-798.24	-	-439.43	-433.19	-798.24	
		하부	10	-816.24	-	-625.42	-482.68	-816.24	
우측 벽체	1 층	상부	11	-778.89	-	-656.03	-501.56	-778.89	
		중앙부 (외측)	12	-798.24	-	-408.98	-391.01	-798.24	
		중앙부 (내측)	13	-798.24	-	-408.98	-391.01	-798.24	
		하부	14	-816.24	-	-625.42	-482.68	-816.24	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-134.04	-	-	-	-134.04	
		중앙부	2	194.16	-	-	-	194.16	
		우측	3	-134.04	-	-	-	-134.04	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-133.56	-	-	-	-133.56	
		중앙부	5	185.24	-	-	-	185.24	
		우측	6	-133.56	-	-	-	-133.56	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-159.79	-	-	-	-159.79	
		중앙부 (외측)	8	-58.66	-	-	-	-58.66	
		중앙부 (내측)	9	39.16	-	-	-	39.16	
		하부	10	-132.45	-	-	-	-132.45	
우측 벽체	1 층	상부	11	-159.79	-	-	-	-159.79	
		중앙부 (외측)	12	-58.66	-	-	-	-58.66	
		중앙부 (내측)	13	39.16	-	-	-	39.16	
		하부	14	-132.45	-	-	-	-132.45	

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	600	206.20	316.64	1026.10	H16 - 8.0EA	1588.80	1.54
		중앙부	2	1000	520	252.26	389.66	1462.65	H19 - 8.0EA	2292.00	1.54
		우측	3	1000	600	206.20	316.64	1026.10	H16 - 8.0EA	1588.80	1.54
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	500	197.73	374.07	1187.71	H19 - 8.0EA	2292.00	1.89
		중앙부	5	1000	520	246.97	389.66	1431.21	H19 - 8.0EA	2292.00	1.58
		우측	6	1000	500	197.73	374.07	1187.71	H19 - 8.0EA	2292.00	1.89
좌측벽체	1층	상부	7	1000	600	263.13	1190.86	-	H16 - 8.0EA	3880.80	4.53
		중앙부 (외측)	8	1000	500	71.07	740.66	-	H16 - 4.0EA	3086.40	10.42
		중앙부 (내측)	8	1000	520	140.36	990.89	-	H19 - 8.0EA	3086.40	7.06
		하부	9	1000	500	176.86	1067.32	-	H19 - 8.0EA	4584.00	6.04
우측벽체	1층	상부	10	1000	600	263.13	1190.86	-	H16 - 8.0EA	3880.80	4.53
		중앙부 (외측)	11	1000	500	71.07	740.66	-	H16 - 4.0EA	3086.40	10.42
		중앙부 (내측)	11	1000	520	140.36	990.89	-	H19 - 8.0EA	3086.40	7.06
		하부	12	1000	500	176.86	1067.32	-	H19 - 8.0EA	4584.00	6.04

(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	324.8	376.9	578.16	2.00	52.13	H13	150	253.40	O.K
		우측	3	324.8	376.9	578.16	2.00	52.13	H13	150	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	324.8	357.4	578.16	2.00	32.61	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	337.8	325.4	601.29	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		우측	6	324.8	357.4	578.16	2.00	32.61	H13	150	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	354.9	517.5	608.27	2.00	162.60	H13	150	253.40	O.K
		하부	9	356.3	300.6	609.72	2.00	131.25	H13	150	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	10	354.9	517.5	608.27	2.00	162.60	H13	150	253.40	O.K
		하부	12	356.3	300.6	609.72	2.00	131.25	H13	150	253.40	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	206.21	376.89

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 32.578) / 32.578 = 0.05225

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1026.100 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.548]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00265

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (600.00 - a/2) = 316.636 kN.m

≥ Mu (= 206.205 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.536]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

< Vu (= 376.894 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (376.894-324.760) x 150.00 / (400x500.00xΦ) x 1000 = 52.135 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 500.00 / 150.00 x 1000 = 337.867 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 500.00 / 1000 = 1732.051 kN ≥ 337.867 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (433.013 + 337.867) = 578.160 kN ≥ 376.894 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	252.26	0.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03019

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1462.651 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.567]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00441

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (520.00 - a/2) = 389.660 kN.m

≥ Mu (= 252.258 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.545]

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	206.21	376.89

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 32.578) / 32.578 = 0.05225

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1026.100 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.548]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00265

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (600.00 - a/2) = 316.636 kN.m

≥ Mu (= 206.205 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.536]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

< Vu (= 376.894 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (376.894-324.760) x 150.00 / (400x500.00xΦ) x 1000 = 52.135 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 500.00 / 150.00 x 1000 = 337.867 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 500.00 / 1000 = 1732.051 kN ≥ 337.867 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (433.013 + 337.867) = 578.160 kN ≥ 376.894 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	197.73	357.37

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 46.997) / 46.997 = 0.02892

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1187.705 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.930]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00458

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (500.00 - a/2) = 374.075 kN.m

≥ Mu (= 197.730 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.892]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

< Vu (= 357.365 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (357.365-324.760) x 150.00 / (400x500.00xΦ) x 1000 = 32.606 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 500.00 / 150.00 x 1000 = 337.867 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 500.00 / 1000 = 1732.051 kN ≥ 337.867 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (433.013 + 337.867) = 578.160 kN ≥ 357.365 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	246.97	325.45

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03019

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1431.213 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.601]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00441

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (520.00 - a/2) = 389.660 kN.m

≥ Mu (= 246.969 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.578]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 325.448 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	197.73	357.37

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 46.997) / 46.997 = 0.02892

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1187.705 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.930]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00458

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (500.00 - a/2) = 374.075 kN.m

≥ Mu (= 197.730 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.892]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

< Vu (= 357.365 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (357.365-324.760) x 150.00 / (400x500.00xΦ) x 1000 = 32.606 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 500.00 / 150.00 x 1000 = 337.867 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 500.00 / 1000 = 1732.051 kN ≥ 337.867 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (433.013 + 337.867) = 578.160 kN ≥ 357.365 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	100	600	778.89	263.129	337.8

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 635520.0 x 100.000 + 916800.0 x 620.000) / 17617320.0

= 355.032 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 360.00 mm, ab = k1 x cb = 306.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 306000.000 = 7022.700 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 7022.700 + 864.199 - 635.520 = 7251.379 kN

Mb = Cc x 447.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1739.194 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 239.843 mm, e = Mu/Pu = 337.826 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 204.90 mm, a = k1 x c = 174.16 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 174160.767 = 3996.990 kN

∑Csi = 785.660 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 3996.990 + 785.660 - 635.520 = 4147.130 kN

Mn = Cc x 512.920 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1401.026 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=337.830)| = 0.0042 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 100.00 = 600.000 mm

c = 204.895 mm, a = k1 x c = 174.161 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (600.00-204.90) / 204.90 = 0.00578

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 12186.605 kN ≥ Pn = 4147.130 kN

ΦPn = 0.85 x 4147.130 = 3525.060 kN ≥ Pu = 778.890 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.338 = 1190.857 kN.m ≥ Mu = 263.129 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 500.00 = 354.873 kN

< Vu (= 517.474 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (517.474 - 354.873) x 150.00 / (400.0 x 500.00 x Φ) = 162.601 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 500.00 / 150.00 = 337.867 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 500.00 = 1732.051 kN ≥ 337.867 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (473.164 + 337.867) = 608.273 kN ≥ 517.474 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	600	100	500	798.24	71.068	89

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0051) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 600.0 x 1000.0 = 13770000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (13770000.0 x 300.00 + 317760.0 x 100.000 + 916800.0 x 520.000) / 15004560.0

= 309.207 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.00 mm, ab = k1 x cb = 255.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 255000.000 = 5852.250 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 5852.250 + 864.199 - 317.760 = 6398.689 kN

Mb = Cc x 372.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1204.277 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 188.207 mm, e = Mu/Pu = 89.031 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 500.11 mm, a = k1 x c = 425.09 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 425090.790 = 9755.834 kN

∑Csi = 864.300 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 9755.834 + 864.300 - 0.000 = 10620.134 kN

Mn = Cc x 287.455 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 945.518 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=89.031)| = 0.0001 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 600.00 - 100.00 = 500.000 mm

c = 500.107 mm, a = k1 x c = 425.091 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (500.00-500.11) / 500.11 = -0.00000

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 11946.982 kN ≥ Pn = 10620.134 kN

ΦPn = 0.78 x 10620.134 = 8319.105 kN ≥ Pu = 798.240 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.089 = 740.657 kN.m ≥ Mu = 71.068 kN.m ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	600	80	520	798.24	140.364	175.8

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0051) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 600.0 x 1000.0 = 13770000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (13770000.0 x 300.00 + 916800.0 x 80.000 + 317760.0 x 500.000) / 15004560.0

= 290.793 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 312.00 mm, ab = k1 x cb = 265.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 265200.000 = 6086.340 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 6086.340 + 299.529 - 916.800 = 5469.069 kN

Mb = Cc x 387.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1330.808 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 243.334 mm, e = Mu/Pu = 175.842 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 379.51 mm, a = k1 x c = 322.58 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 322583.923 = 7403.301 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 509.080 kN

Pn = 7403.301 + 299.529 - 509.080 = 7193.750 kN

Mn = Cc x 358.708 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1265.032 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=175.852)| = 0.0097 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 600.00 - 80.00 = 520.000 mm

c = 379.510 mm, a = k1 x c = 322.584 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (520.00-379.51) / 379.51 = 0.00111

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 11946.982 kN ≥ Pn = 7193.750 kN

ΦPn = 0.78 x 7193.750 = 5635.104 kN ≥ Pu = 798.240 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.176 = 990.887 kN.m ≥ Mu = 140.364 kN.m ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	600	100	500	816.24	176.859	216.7

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0076) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 600.0 x 1000.0 = 13770000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (13770000.0 x 300.00 + 916800.0 x 100.000 + 916800.0 x 520.000) / 15603600.0

= 301.175 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.00 mm, ab = k1 x cb = 255.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 255000.000 = 5852.250 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 5852.250 + 864.199 - 916.800 = 5799.649 kN

Mb = Cc x 372.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1376.182 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 237.287 mm, e = Mu/Pu = 216.675 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 318.30 mm, a = k1 x c = 270.55 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 270553.589 = 6209.205 kN

∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 785.037 kN

Pn = 6209.205 + 864.199 - 785.037 = 6288.366 kN

Mn = Cc x 364.723 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1362.542 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=216.677)| = 0.0018 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 600.00 - 100.00 = 500.000 mm

c = 318.298 mm, a = k1 x c = 270.554 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (500.00-318.30) / 318.30 = 0.00171

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 12398.718 kN ≥ Pn = 6288.366 kN

ΦPn = 0.78 x 6288.366 = 4925.887 kN ≥ Pu = 816.240 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.217 = 1067.316 kN.m ≥ Mu = 176.859 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 500.00 = 356.317 kN

ΦVc/2 < Vu (= 300.611 kN) , 최소 전단철근 보강.

Av_req = 0.35 x 1000.00 x 150.00 / 400 = 131.250 ㎟

Av_use = H13 - 2.0 EA = 253.400 ㎟ ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	700	100	600	778.89	263.129	337.8

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 635520.0 x 100.000 + 916800.0 x 620.000) / 17617320.0

= 355.032 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 360.00 mm, ab = k1 x cb = 306.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 306000.000 = 7022.700 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 7022.700 + 864.199 - 635.520 = 7251.379 kN

Mb = Cc x 447.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1739.194 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 239.843 mm, e = Mu/Pu = 337.826 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 204.90 mm, a = k1 x c = 174.16 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 174160.767 = 3996.990 kN

∑Csi = 785.660 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 3996.990 + 785.660 - 635.520 = 4147.130 kN

Mn = Cc x 512.920 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1401.026 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=337.830)| = 0.0042 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 100.00 = 600.000 mm

c = 204.895 mm, a = k1 x c = 174.161 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (600.00-204.90) / 204.90 = 0.00578

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 12186.605 kN ≥ Pn = 4147.130 kN

ΦPn = 0.85 x 4147.130 = 3525.060 kN ≥ Pu = 778.890 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.338 = 1190.857 kN.m ≥ Mu = 263.129 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 500.00 = 354.873 kN

< Vu (= 517.474 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (517.474 - 354.873) x 150.00 / (400.0 x 500.00 x Φ) = 162.601 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 500.00 / 150.00 = 337.867 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 500.00 = 1732.051 kN ≥ 337.867 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (473.164 + 337.867) = 608.273 kN ≥ 517.474 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	600	100	500	798.24	71.068	89

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0051) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 600.0 x 1000.0 = 13770000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (13770000.0 x 300.00 + 317760.0 x 100.000 + 916800.0 x 520.000) / 15004560.0

= 309.207 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.00 mm, ab = k1 x cb = 255.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 255000.000 = 5852.250 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 5852.250 + 864.199 - 317.760 = 6398.689 kN

Mb = Cc x 372.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1204.277 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 188.207 mm, e = Mu/Pu = 89.031 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 500.11 mm, a = k1 x c = 425.09 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 425090.790 = 9755.834 kN

∑Csi = 864.300 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 9755.834 + 864.300 - 0.000 = 10620.134 kN

Mn = Cc x 287.455 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 945.518 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=89.031)| = 0.0001 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 600.00 - 100.00 = 500.000 mm

c = 500.107 mm, a = k1 x c = 425.091 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (500.00-500.11) / 500.11 = -0.00000

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 11946.982 kN ≥ Pn = 10620.134 kN

ΦPn = 0.78 x 10620.134 = 8319.105 kN ≥ Pu = 798.240 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.089 = 740.657 kN.m ≥ Mu = 71.068 kN.m ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	600	80	520	798.24	140.364	175.8

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0051) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 600.0 x 1000.0 = 13770000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (13770000.0 x 300.00 + 916800.0 x 80.000 + 317760.0 x 500.000) / 15004560.0

= 290.793 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 312.00 mm, ab = k1 x cb = 265.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 265200.000 = 6086.340 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 6086.340 + 299.529 - 916.800 = 5469.069 kN

Mb = Cc x 387.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1330.808 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 243.334 mm, e = Mu/Pu = 175.842 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 379.51 mm, a = k1 x c = 322.58 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 322583.923 = 7403.301 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 509.080 kN

Pn = 7403.301 + 299.529 - 509.080 = 7193.750 kN

Mn = Cc x 358.708 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1265.032 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=175.852)| = 0.0097 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 600.00 - 80.00 = 520.000 mm

c = 379.510 mm, a = k1 x c = 322.584 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (520.00-379.51) / 379.51 = 0.00111

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 11946.982 kN ≥ Pn = 7193.750 kN

ΦPn = 0.78 x 7193.750 = 5635.104 kN ≥ Pu = 798.240 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.176 = 990.887 kN.m ≥ Mu = 140.364 kN.m ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 하부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	600	100	500	816.24	176.859	216.7

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0076) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 600.0 x 1000.0 = 13770000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (13770000.0 x 300.00 + 916800.0 x 100.000 + 916800.0 x 520.000) / 15603600.0

= 301.175 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.00 mm, ab = k1 x cb = 255.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 255000.000 = 5852.250 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 5852.250 + 864.199 - 916.800 = 5799.649 kN

Mb = Cc x 372.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1376.182 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 237.287 mm, e = Mu/Pu = 216.675 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 318.30 mm, a = k1 x c = 270.55 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 270553.589 = 6209.205 kN

∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 785.037 kN

Pn = 6209.205 + 864.199 - 785.037 = 6288.366 kN

Mn = Cc x 364.723 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1362.542 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=216.677)| = 0.0018 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 600.00 - 100.00 = 500.000 mm

c = 318.298 mm, a = k1 x c = 270.554 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (500.00-318.30) / 318.30 = 0.00171

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 12398.718 kN ≥ Pn = 6288.366 kN

ΦPn = 0.78 x 6288.366 = 4925.887 kN ≥ Pu = 816.240 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.217 = 1067.316 kN.m ≥ Mu = 176.859 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 500.00 = 356.317 kN

ΦVc/2 < Vu (= 300.611 kN) , 최소 전단철근 보강.

Av_req = 0.35 x 1000.00 x 150.00 / 400 = 131.250 ㎟

Av_use = H13 - 2.0 EA = 253.400 ㎟ ∴ O.K

17. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② Req's As = 필요 철근량 × 20%
= 1026.100 × 0.20 = 205.22 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 205.220 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② Req's As = 필요 철근량 × 20%
= 1462.651 × 0.20 = 292.53 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 292.530 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② Req's As = 필요 철근량 × 20%
= 1026.100 × 0.20 = 205.22 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 205.220 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② Req's As = 필요 철근량 × 20%
= 1187.705 × 0.20 = 237.54 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 237.541 ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② Req's As = 필요 철근량 × 20%
= 1431.213 × 0.20 = 286.24 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 286.243 ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② Req's As = 필요 철근량 × 20%
= 1187.705 × 0.20 = 237.54 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 237.541 ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

8) 좌측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

9) 좌측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

10) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

11) 우측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

12) 우측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

13) 우측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

14) 우측벽체 : 하부

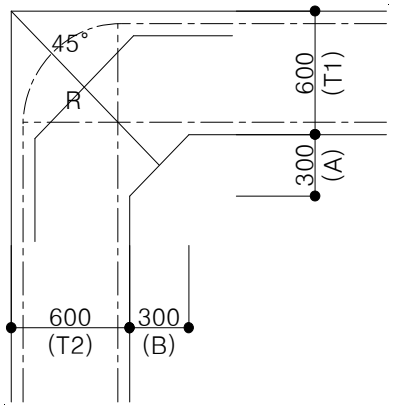
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 13.3EA = 1688.911 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

18. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 159.792 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 159.792 kN.m

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

$$= 1060.660 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H16 @250 - 4EA = 794.400 mm²

∴ Total Asb = 794.400 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 159.79 \times 10^6}{1060.660^2 \times 1000} = 0.710 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 159.79 \times 10^6}{1060.660 \times 180} = 1673.928 \text{ mm}^2$$

Asb = 794.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 1673.928 mm² - 794.400 mm²

= 879.528 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H16 - 8EA

∴ Total As = 1588.800 mm² > Req'd As (= 879.528 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2292 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0044077 + √(2 x 0.0309 + (0.0309)²) = 0.219

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.219 /3 = 0.927

fs = Mo / (As x d x j) = 1213251.000 / (2292.000 x 520.000 x 0.927)

= 1.098 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 1.098 x 2292.000 = 2517.331 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 2292 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0044077 + √(2 x 0.0309 + (0.0309)²) = 0.219

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.219 /3 = 0.927

fs = Mo / (As x d x j) = 1213251.000 / (2292.000 x 520.000 x 0.927)

= 1.098 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 1.098 x 2292.000 = 2517.331 N

- 보강철근량 산정

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

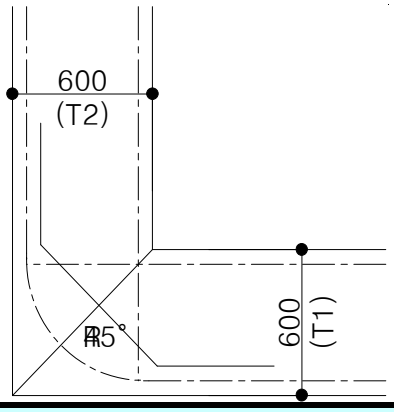
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(2517.331² + 2517.331²) / 180.0

As = 19.778 ㎟

사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ O.K

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 186.141 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 186.141 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 848.528$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H19 @250 - 4EA = 1146.000 mm²

∴ Total Asb = 1146.000 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 186.14 \times 10^6}{848.528^2 \times 1000} = 1.293 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 186.14 \times 10^6}{848.528 \times 180} = 2437.441 \text{ mm}^2$$

Asb = 1146.000 mm²

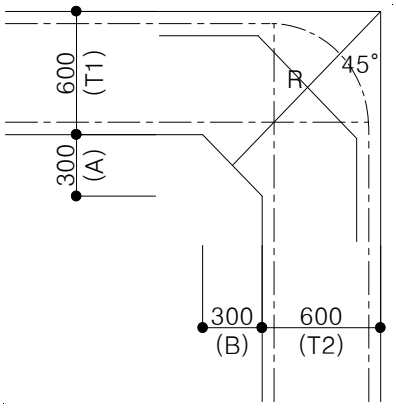
Req'd As = As - Asb
= 2437.441 mm² - 1146.000 mm²
= 1291.441 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H19 - 8EA

∴ Total As = 2292.000 mm² > Req'd As (= 1291.441 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 159.792 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 159.792 kN.m

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

$$= 1060.660 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H16 @250 - 4EA = 794.400 mm²

∴ Total Asb = 794.400 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 159.79 \times 10^6}{1060.660^2 \times 1000} = 0.710 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 159.79 \times 10^6}{1060.660 \times 180} = 1673.928 \text{ mm}^2$$

Asb = 794.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 1673.928 mm² - 794.400 mm²

= 879.528 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H16 - 8EA

∴ Total As = 1588.800 mm² > Req'd As (= 879.528 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2292 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0044077 + √(2 x 0.0309 + (0.0309)²) = 0.219

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.219 /3 = 0.927

fs = Mo / (As x d x j) = 1213251.000 / (2292.000 x 520.000 x 0.927)

= 1.098 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 1.098 x 2292.000 = 2517.331 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 2292 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0044077 + √(2 x 0.0309 + (0.0309)²) = 0.219

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.219 /3 = 0.927

fs = Mo / (As x d x j) = 1213251.000 / (2292.000 x 520.000 x 0.927)

= 1.098 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 1.098 x 2292.000 = 2517.331 N

- 보강철근량 산정

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

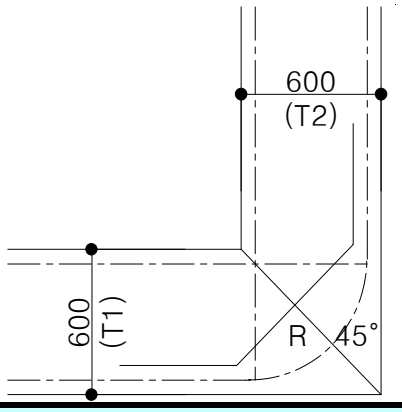
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(2517.331² + 2517.331²) / 180.0

As = 19.778 ㎟

사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ O.K

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 186.141 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 186.141 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 848.528$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H19 @250 - 4EA = 1146.000 mm²

∴ Total Asb = 1146.000 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 186.14 \times 10^6}{848.528^2 \times 1000} = 1.293 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 186.14 \times 10^6}{848.528 \times 180} = 2437.441 \text{ mm}^2$$

Asb = 1146.000 mm²

Req'd As = As - Asb
= 2437.441 mm² - 1146.000 mm²
= 1291.441 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H19 - 8EA

∴ Total As = 2292.000 mm² > Req'd As (= 1291.441 mm²) ----------> O.K !!!

19. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	600	H16 - 8.0EA	125	297.406	O.K	2.379
		중앙부	2	520	H19 - 8.0EA	125	271.784	O.K	2.174
		우측	3	600	H16 - 8.0EA	125	297.406	O.K	2.379
하부슬래브	1경간	좌측	4	500	H19 - 8.0EA	125	399.152	O.K	3.193
		중앙부	5	520	H19 - 8.0EA	125	293.373	O.K	2.347
		우측	6	500	H19 - 8.0EA	125	399.152	O.K	3.193
좌측벽체	1층	상부	7	600	H16 - 8.0EA	125	212.414	O.K	1.699
		중앙부	8	500	H16 - 4.0EA	250	278.623	O.K	1.114
		중앙부	8	520	H19 - 8.0EA	125	1777.095	O.K	14.217
		하부	9	500	H19 - 8.0EA	125	404.415	O.K	3.235
우측벽체	1층	상부	10	600	H16 - 8.0EA	125	212.414	O.K	1.699
		중앙부	11	500	H16 - 4.0EA	250	278.623	O.K	1.114
		중앙부	11	520	H19 - 8.0EA	125	1777.095	O.K	14.217
		하부	12	500	H19 - 8.0EA	125	404.415	O.K	3.235

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 134.041 x 1000000 / [1588.800 x (600.000 - 104.937/3)]
= 149.316 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x1588.800)]
= 104.937 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 149.32) - 2.5 x 92.00 = 297.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 149.32) = 421.92 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 297.41 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 297.41 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 194.162 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 114.122/3)]
= 175.768 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x2292.000)]
= 114.122 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 175.77) - 2.5 x 70.50 = 271.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 175.77) = 358.43 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 271.78 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 271.78 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 134.041 x 1000000 / [1588.800 x (600.000 - 104.937/3)]
= 149.316 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x1588.800)]
= 104.937 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 149.32) - 2.5 x 92.00 = 297.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 149.32) = 421.92 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 297.41 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 297.41 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 133.564 x 1000000 / [2292.000 x (500.000 - 111.633/3)]
= 125.919 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x2292.000)]
= 111.633 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 125.92) - 2.5 x 90.50 = 399.15 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 125.92) = 500.32 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 399.15 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 399.15 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 185.236 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 114.122/3)]
= 167.688 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x2292.000)]
= 114.122 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 167.69) - 2.5 x 70.50 = 293.37 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 167.69) = 375.70 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 293.37 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 293.37 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 133.564 x 1000000 / [2292.000 x (500.000 - 111.633/3)]
= 125.919 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x2292.000)]
= 111.633 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 125.92) - 2.5 x 90.50 = 399.15 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 125.92) = 500.32 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 399.15 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 399.15 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 159.792 x 1000000 / [1588.800 x (600.000 - 104.937/3)]
= 178.001 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x1588.800)]
= 104.937 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 178.00) - 2.5 x 92.00 = 212.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 178.00) = 353.93 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 212.41 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 212.41 mm) ∴ O.K

8) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 58.661 x 1000000 / [794.400 x (500.000 - 69.217/3)]
= 154.830 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x794.400)]
= 69.217 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 154.83) - 2.5 x 92.00 = 278.62 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 154.83) = 406.90 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 278.62 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 278.62 mm) ∴ O.K

9) 좌측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 39.161 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 114.122/3)]
= 35.451 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x2292.000)]
= 114.122 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 35.45) - 2.5 x 70.50 = 2045.12 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 35.45) = 1777.10 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1777.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1777.10 mm) ∴ O.K

10) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 132.449 x 1000000 / [2292.000 x (500.000 - 111.633/3)]
= 124.868 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x2292.000)]
= 111.633 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 124.87) - 2.5 x 90.50 = 404.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 124.87) = 504.53 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 404.41 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 404.41 mm) ∴ O.K

11) 우측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 159.792 x 1000000 / [1588.800 x (600.000 - 104.937/3)]
= 178.001 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x1588.800)]
= 104.937 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 178.00) - 2.5 x 92.00 = 212.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 178.00) = 353.93 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 212.41 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 212.41 mm) ∴ O.K

12) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 58.661 x 1000000 / [794.400 x (500.000 - 69.217/3)]
= 154.830 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x794.400)]
= 69.217 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 154.83) - 2.5 x 92.00 = 278.62 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 154.83) = 406.90 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 278.62 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 278.62 mm) ∴ O.K

13) 우측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 39.161 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 114.122/3)]
= 35.451 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x2292.000)]
= 114.122 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 35.45) - 2.5 x 70.50 = 2045.12 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 35.45) = 1777.10 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1777.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1777.10 mm) ∴ O.K

14) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 132.449 x 1000000 / [2292.000 x (500.000 - 111.633/3)]
= 124.868 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x2292.000)]
= 111.633 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 124.87) - 2.5 x 90.50 = 404.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 124.87) = 504.53 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 404.41 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 404.41 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 2.600 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.60 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

T = 2.600 / 28

T = 0.093 m < 0.600 m ----------> O.K

20. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

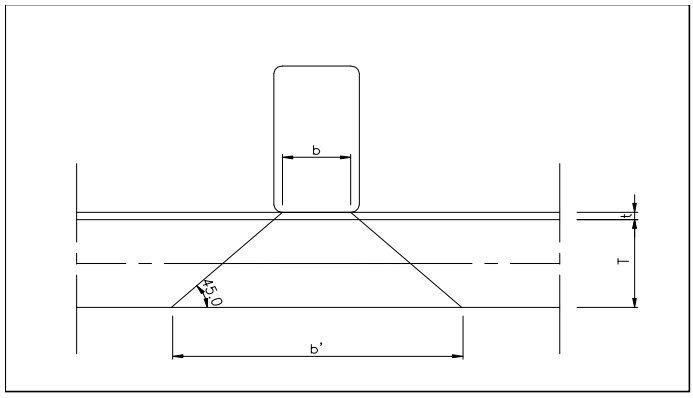
1) 고정하중

- 구체자중 = 158.250 / 3.200 = 49.453 kN/m²
- 상부연직하중 = 378.200 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

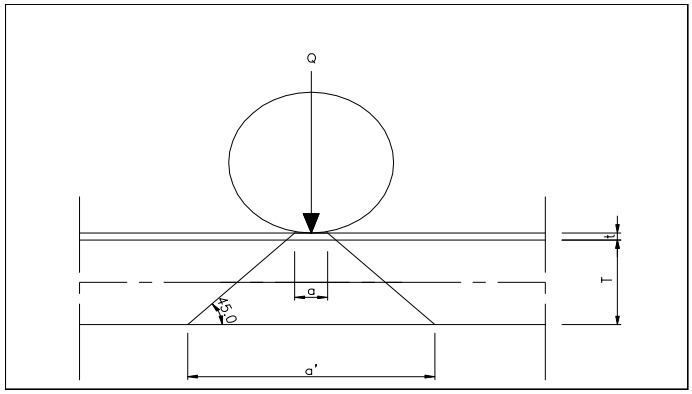
2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중



t = 80 mm (암거내부 포장두께)
T = 600 mm (하부 슬래브 두께)
b' = 0.500 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°
= 1.860 m



a' = 0.200 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°
= 1.560 m

Qz = 96.0 / (1.860 × 1.560)= 33.085 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 49.45 + 378.20 + 10.00 + 1.84 + 33.09

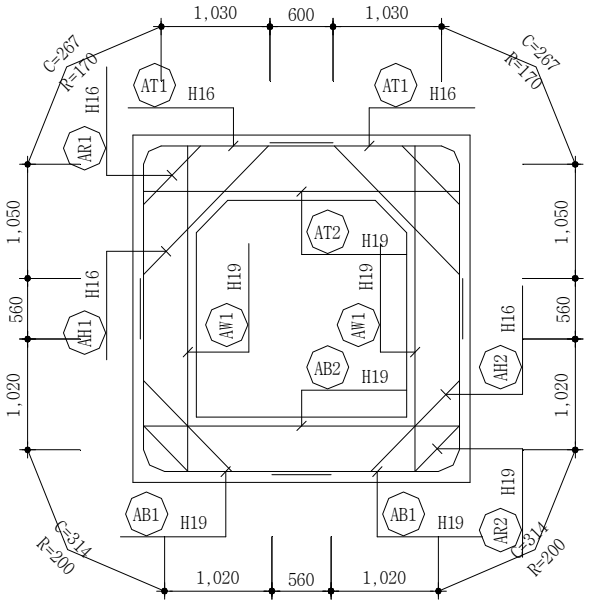
= 472.58 kN/m²

Qa' = 700.000 kN/m² > Qmax = 472.58 kN/m² ..... O.K !!!

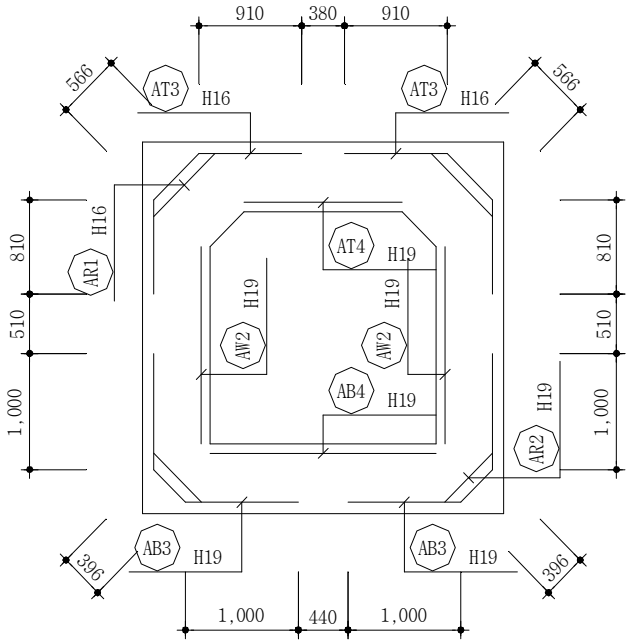
(지반조사 보고서 참조)

21. 주철근 조립도

CYCLE-1 (@250)



CYCLE-2 (@250)



목 차

1. 설계개요 및 조건

2. 단면가정

3. 구조해석모델링

4. 하중산정

5. 하중조합

6. 구조해석결과

7. 단면설계

8. 단면설계 요약

9. 우각부보강설계

10. 사용성검토

11. 주철근조립도

12. 배력철근 검토

1. 설계개요 및 조건

1.1 개요

• Plane Strain의 단위길이당 평면 뼈대요소로 해석

• 구조해석 프로그램 : MIDAS CIVIL

1.2 설계방법

(1) 부재의 단면검토 : 강도설계법

(2) 사용성 검토 : 허용응력설계법

1.3 일반사항

(1) 사용재료의 강도

① 콘크리트의 압축강도 : f_{ck} = 27 MPa

② 철근의 항복강도 : f_y = 400 MPa

(2) 사용재료의 단위중량

재 료	단위중량(kN/m^3)	재 료	단위중량(kN/m^3)
철근콘크리트	24.5	아스팔트 포장	23.0
흙(지하수위 이상)	20.0	흙(지하수위 이하)	11.0
물	10.0	모르타르	21.5
기계실하중	25.0	무근콘크리트	23.0

(3) 사용재료의 탄성계수

① 콘크리트의 탄성계수 : E_c = 26,700 MPa

② 철근의 탄성계수 : E_s = 200,000 MPa

(4) 토사 내부마찰각 : Φ = 30°

(5) 토압 : K_o = 0.500

1.4 참고문헌

(1) 철도설계기준 (노반편) (철도시설공단, 2013)

(2) 콘크리트 구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)

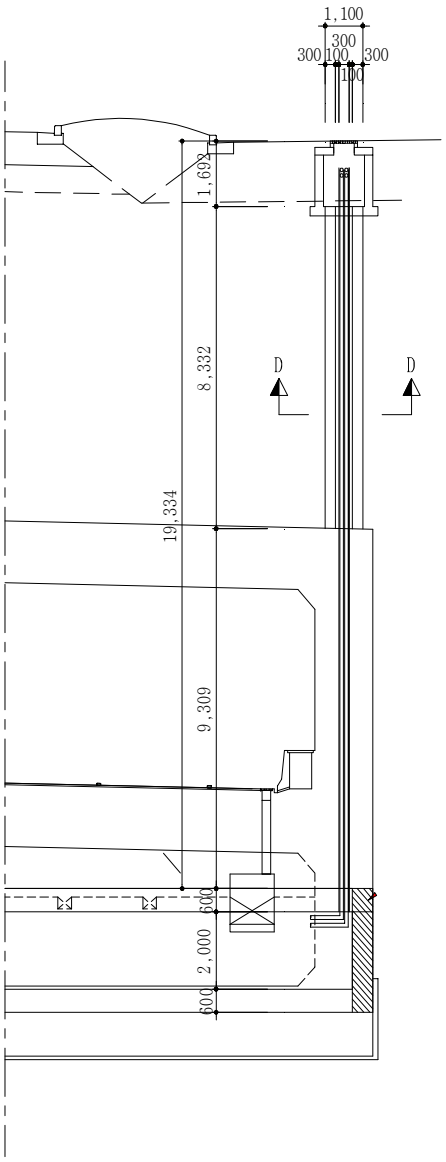
(3) KR-Code (철도시설공단, 2012)

(4) 도시철도 내진설계기준 (국토교통부, 2013)

2. 단면가정

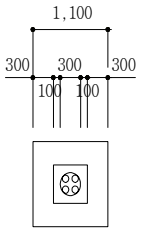
설계적용 토피 = 8.330 m

단 면 도



단 면 D-D

(토공구간 통과단면)



2.1 강역 설정

1) 강역설정기준(콘크리트구조기준 2012)

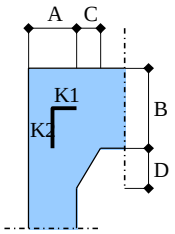
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

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

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

2) 강역설정

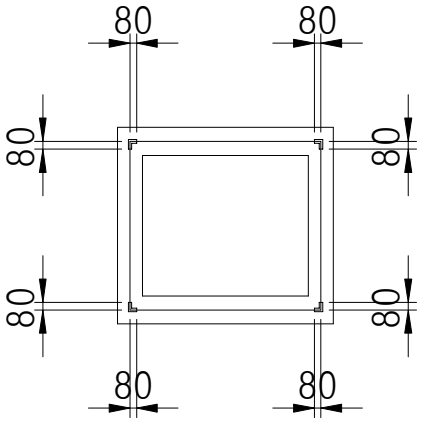
① 단부

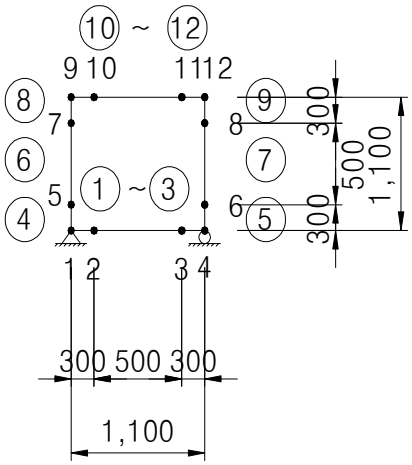


A	=	0.30	m
B	=	0.30	m
C	=	0.00	m
D	=	0.00	m
K1	=	0.08	m
K2	=	0.08	m

3. 구조해석 모델링

3.1 해석모형





3.2 단면제원

번 호	폭(m)	높이(m)	단면적(m²)	단면2차모멘트(m⁴)	비 고
1	1.00	0.30	0.300	0.002250	-
2	1.00	0.30	0.300	0.002250	-

4. 하중산정

4.1 활하중에 의한 측압 (만재하시) ---------- LC 1

도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB24 기준)

$D/B_0 \geqq 0.5$		
토피고(D, m)	노면활하중(Pvl, kN/m^2)	비 고
1.0	39.000	* 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용.
1.5	25.000	
2.0	18.000	
2.5	14.000	
3.0	11.000	
3.5이상	10.000	

$D/B_0 < 0.5$		
D/B_0	$Pvl \times D$, kN/m^2	비 고
0.1	17.000	* D/B_0의 중간 값은, $Pvl \times D$의 상위값을 적용 *D/B_0 중노면활하중(Pvl)은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.000	
0.3	33.000	
0.4이상	36.000	

- D/B_0 = 8.330 / 1.100 = 7.573

- 노면 활하중 (DB-24) Lv = 10.000 kN/m²

Lh1 = 0.500 × 10.000 = 5.000 kN/m²

4.2 활하중에 의한 측압 (편재하시) ---------- LC 2, 3

Lh1 = 0.500 × 10.000 = 5.000 kN/m²

4.4 수평토압(지하수 無) ---------- LC 4

$q_{N1'}$ = 0.500 × (0.500 × 23.000 + (7.830 + 0.000 / 2) × 20.000)

= 84.050 kN/m²

4.5 수평 토압(지하수 有) ---------- LC 5

q_{N1} = 0.500 × (0.500 × 23.000 + 0.500 × 20.000 +

(7.330 + 0.000 / 2) × 11.000) = 51.065 kN/m²

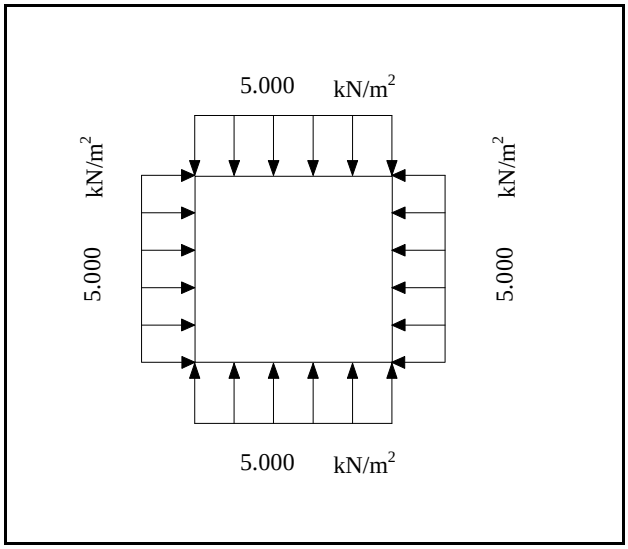
4.6 수평 수압(지하수 有) ---------- LC 6

1) 벽체

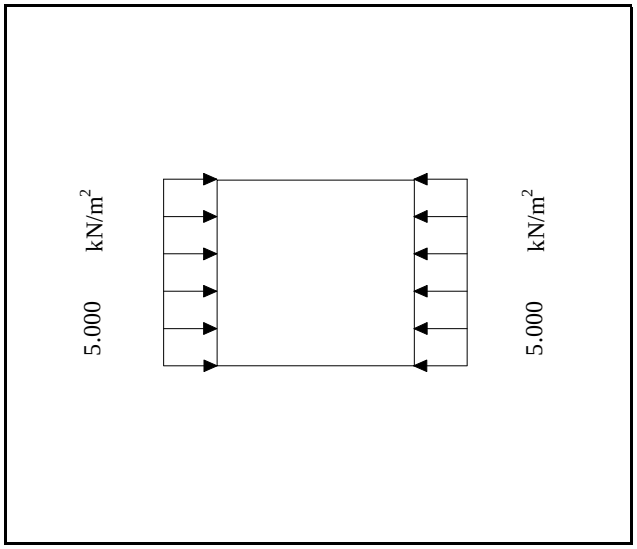
q_{W1} = 10.000 × (7.330 + 0.000 / 2) = 73.300 kN/m²

4.7 하중재하도

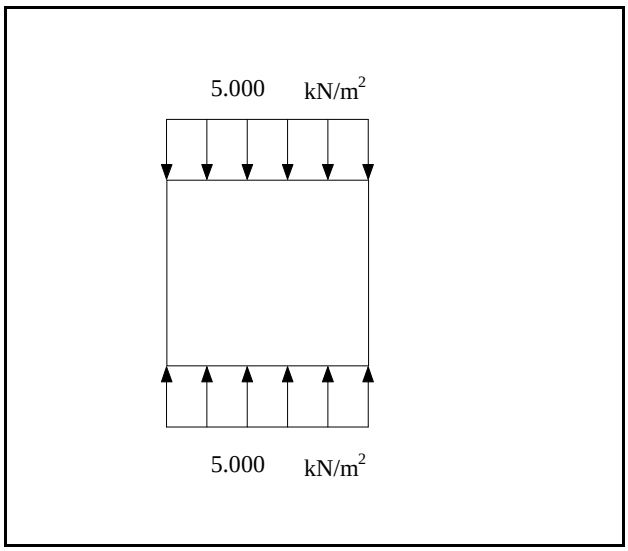
1) 활하중에 의한 측압(만재하시) ------- LC 1



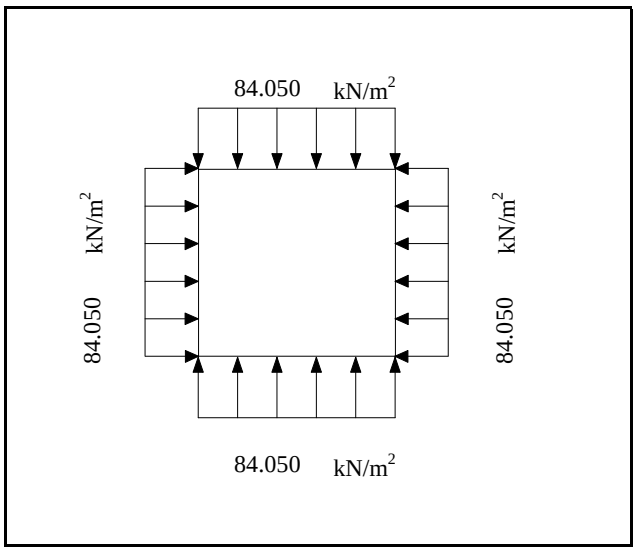
2) 활하중에 의한 측압(편재하시-1) ------- LC 2



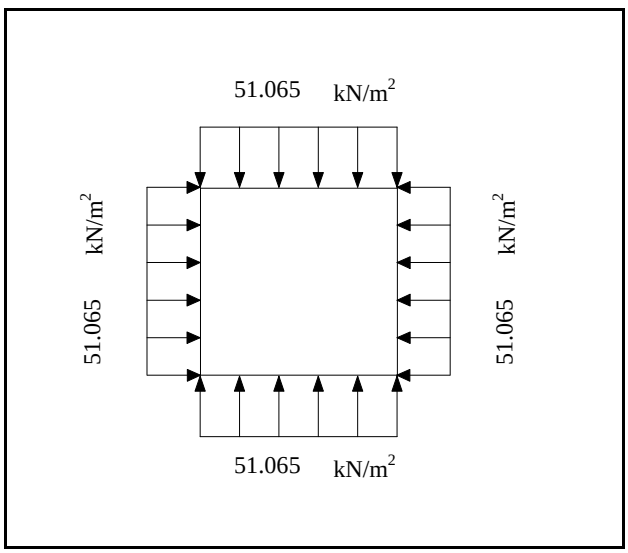
3) 활하중에 의한 측압(편재하시-2) ------- LC 3



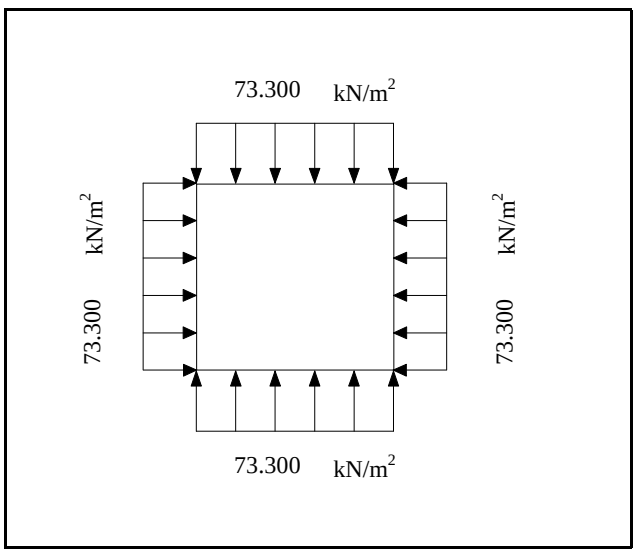
4) 수평 토압(지하수 무) ------- LC 4



5) 수평 토압(지하수 유) ------- LC 5



6) 수평 수압(지하수 유) ------- LC 6



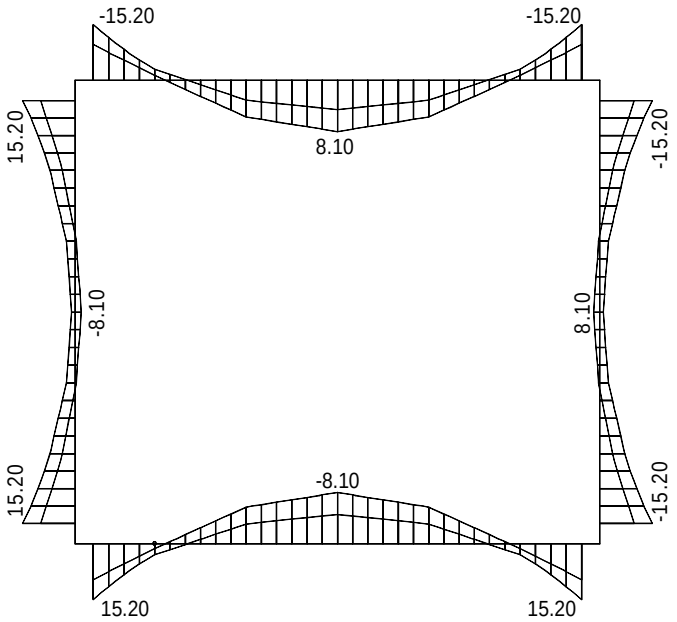
5. 하중조합

하중 조합	활하중			지하수 없을때	지하수 있을때		비고
	만재하	편재하					
	수평	수평		수평 토압	수평 토압	수평 수압	
		상하	좌우				
	LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	
CB01	1.60			1.60			극한하중조합
CB02		1.60		1.60			
CB03			1.60	1.60			
CB04				1.60			
CB05	1.60				1.60	1.60	
CB6		1.60			1.60	1.60	
CB7			1.60		1.60	1.60	
CB8					1.60	1.60	
CB9	1.00			1.00			사용하중조합
CB10		1.00		1.00			
CB11			1.00	1.00			
CB12				1.00			
CB13	1.00				1.00	1.00	
CB14		1.00			1.00	1.00	
CB15			1.00		1.00	1.00	
CB16					1.00	1.00	

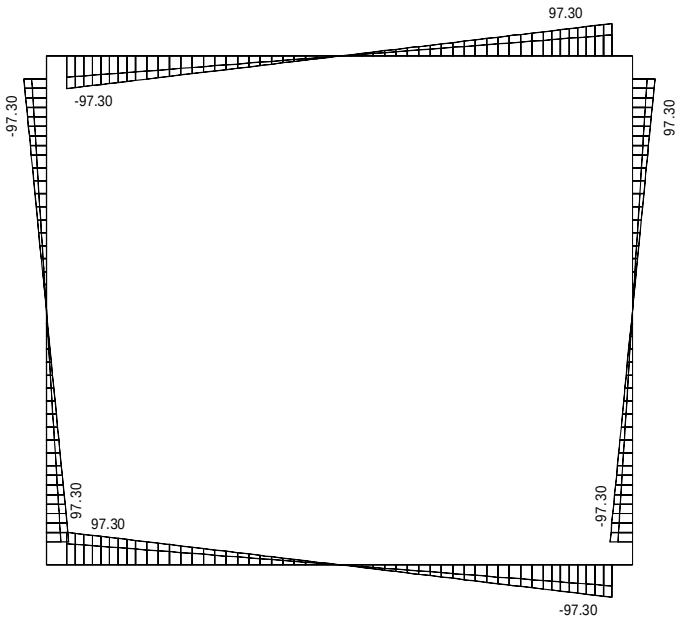
6. 구조해석 결과

6.1 부재력도

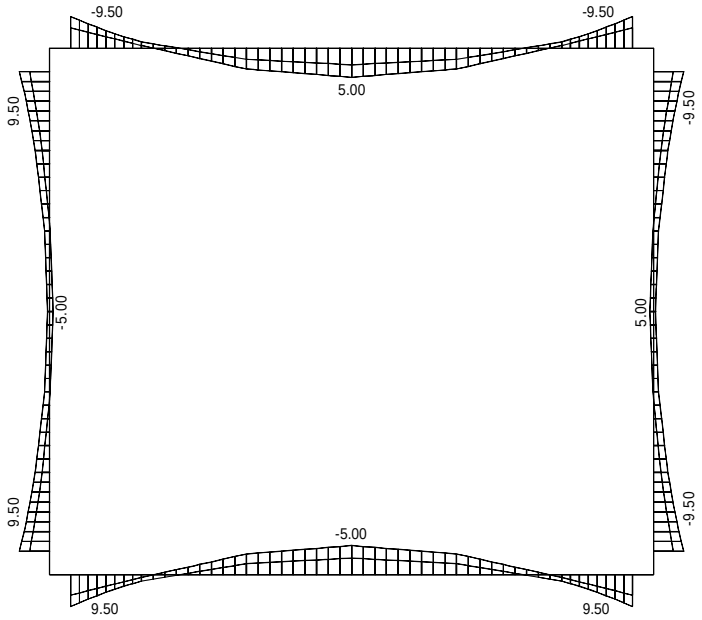
B.M.D (계수하중) [kN·m]



S.F.D (계수하중) [kN]



B.M.D (사용하중) [kN·m]



6.2 부재력 집계

구분		계수하중			사용하중	
		Mu(kN·m)	Pu(kN)	Vu(kN)	Mo(kN·m)	Po(kN)
슬래브	단 부	15.200		97.300	9.500	
	중앙부	8.100			5.000	

7. 단면검토

1) 슬래브 단부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√ fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350 4/3 Req.As = 301.000 mm^2

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	9.5
B (mm)	**H (mm)**	**d (mm)**	**피복 (mm)**	**Mu (kN.m)**	**Su (kN)**
1000.0	300.0	200.0	100.0	15.200	97.300

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 200.0 d1' = 100 d2' = 200

* 휨모멘트 검토

ⓐ 휨강도 검토

사용철근량 = H13 × 4ea = 506.800 ㎟

∴ P = As / (B × D) = 0.00253

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 8.833 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.05474 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 33701384 N·mm

= 33.701 kN·m > 15.200 kN·m ----- ∴ O.K.

ⓑ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 225.750 mm^2 < 사용철근량 ----- ∴ O.K.

철근비검토 : P < Pmin ∴ As=[MIN(Pmin,4/3 Req.As)] 이상배근 ----- ∴ O.K.

* 전단력 검토

Øv·Vc = Øv·1/6·√ fck·B·d / 1000 = 129.904 kN

1/2 x Φv x Vc = 64.952 kN ≤ Vu ≤Φv x Vc ∴ 최소전단 철근을 배근하는것이 좋다.

Req Av = 0.35×bw×s / fy = 0.35×1,000.0×250.0 / 400.0

= 218.750 ㎟

Use Av = 253.400 ㎟ (H13×2 EA, 간격 s = 250.0 mm) ≥ req.Av ----- ∴ O.K.

2) 슬래브 중앙부

＊ 검토 조건

pmin = max(0.25√ fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350 4/3 Req.As = 145.010 mm^2

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	5.0
B (mm)	**H (mm)**	**d (mm)**	**피복 (mm)**	**Mu (kN.m)**	**Su (kN)**
1000.0	300.0	220.0	80.0	8.100	0.000

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 220.0 d1' = 80 d2' = 180

＊ 휨모멘트 검토

ⓐ 휨강도 검토

사용철근량 = H13 × 4ea = 506.800 ㎟

∴ P = As / (B × D) = 0.00230

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 8.833 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.06051 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 37147624 N·mm

= 37.148 kN·m > 8.100 kN·m ----- ∴ O.K.

ⓑ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 108.757 mm^2 < 사용철근량 ----- ∴ O.K.

철근비검토 : P < Pmin ∴ As=[MIN(Pmin,4/3 Req.As)] 이상배근 ----- ∴ O.K.

＊ 전단력 검토

Øv·Vc = Øv·1/6·√ fck·B·d / 1000 = 142.894 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

8. 단면설계요약

1) 휨설계 요약

구분		Mu (kN·m)	Pu (kN)	사용철근				ΦMn (kN·m)	ΦPn (kN)	안전율	비고
				1단		2단					
슬래브	단 부	15.200		H13	250	H0	0	33.701		2.22	O.K
	중앙부	8.100		H13	250	H0	0	37.148		4.59	O.K

2) 전단설계 요약

구분		Vu (kN·m)	사용철근			ΦVn (kN·m)	안전율	비고
			직경	개수	간격			
슬래브	단 부	97.300	H13	2.0EA	250	190.720		
	중앙부	0.000	H13	2.0EA	250	전단철근 불필요		

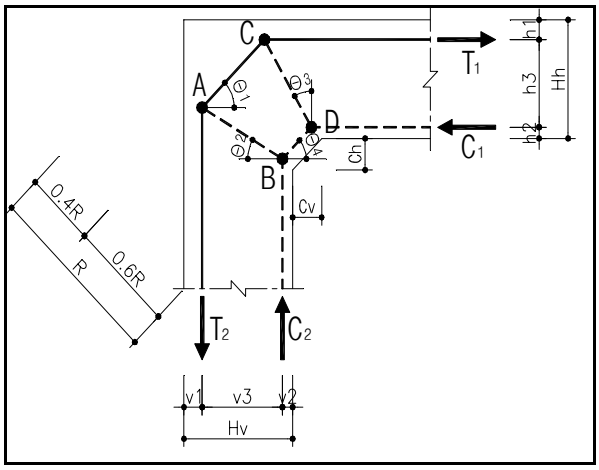
9. 우각부 보강 설계 (스트럿-타이 모델 해석에 의한 라멘접합부 보강)

9.1 슬래브

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	300.00 mm	벽체 높이	H_v	=	300.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	120.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	120.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	26.960 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 424.26 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

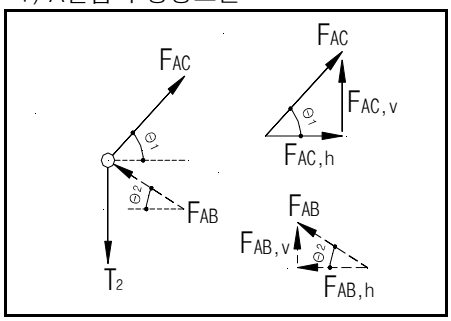
θ_2 = 56.31°

θ_3 = 56.31°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



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

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

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

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

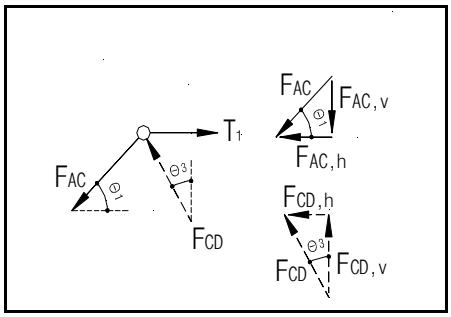
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\epsilon \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$

$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



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

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

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

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

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

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

ΣH = 0 :

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

식 ④를 식 ⑤에 대입

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

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

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{26.960}{0.120} =$ 224.667 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{26.960}{0.120} =$ 224.667 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 127.091 kN

식 ⑥ 으로부터

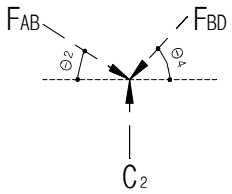
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 127.091 kN

따라서 F_{AC} = **127.091** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 162.009 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

ΣV = 0 :

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

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 127.091 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 162.009 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**127.091**	타이
AB	**-162.009**	스트럿
BD	**-127.091**	스트럿
CD	**-162.009**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 127.091 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{127,090.659}{0.85 \times 400} = 373.80 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	13	@	250	=	506.80	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**506.80**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 506.80 mm^2 > 373.80 mm^2 ……O.K

5) 스트럿과 절점영역의 강도검토

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

- 스트럿의 필요 유효폭

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

여기서, Fu = 스트럿의 단면력 (N)

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

b = 부재 폭(1000mm)

Φ_c = 0.75

- 스트럿과 절점영역 강도검토 결과

스트럿 요소	요소종류	β_s	$\Phi_c f_{max}$		Fu (kN)	w_{req}(mm)	안전여부
AB	스트럿 AB	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.33	162.009	15.687	O.K
	절점A- CTT	0.60		10.33			
	절점B- CCC	1.00		17.21			
BD	스트럿 BD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.33	127.091	12.306	O.K
	절점B- CCC	1.00		17.21			
	절점D- CCC	1.00		17.21			
CD	스트럿 CD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.33	162.009	15.687	O.K
	절점C- CTT	0.60		10.33			
	절점D- CCC	1.00		17.21			

▶ 필요유효폭 안전여부

$$\frac{w_{req_BD}}{2} = 6.153 \text{ mm} < 0.1R = 42.426 \text{ mm} \quad \cdots\cdots \text{ O.K}$$

10. 사용성 검토

10.1 처짐 검토

1) 슬래브 : 최소부재두께 적용

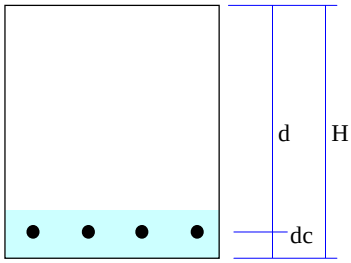
철근의 항복응력	fy	=	400	MPa			
부재의 지간길이	L	=	0.500	m			
일방향 슬래브 양단 연속의 경우	T	=	L	/	24	=	0.021 m

(보정계수) FACTOR = 1

처짐계산을 하지않는 경우의 최소두께 T = 0.021m < H = 0.300m (처짐검토 생략)

10.2 균열 검토

1) 슬래브 단부 (부식 조건 : 습윤)



fck =	27	MPa,	fy =	400	MPa,	
H =	300.00	mm,	B =	1000.00	mm ,	
d =	200.00	mm,	dc =	100.00	mm ,	
Mo =	9.500	kN· m,	As =	506.800	mm^2	
N =	4		n =	7		

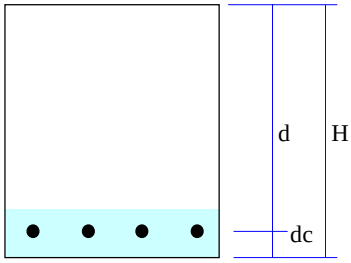
- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √ (1 + (2 · b · d/n · As))	=	34.289	mm
f s = M / (As (d - x / 3))	=	99.406	mm
f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x)	=	99.406	mm

- 철근의 최대 중심간격

Cc =	100	-	13	/	2	=	93.500	mm
S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)]						=	558.454	mm
최외단철근 평균배근간격;	1000	/	4	=	250 mm	<	558.454	mm **O.K!!**

2) 슬래브 중앙부 (부식 조건 : 건조)



fck =	27	MPa,	fy =	400	MPa,	
H =	300.00	mm,	B =	1000.00	mm ,	
d =	220.00	mm,	dc =	80.00	mm ,	
Mo =	5.000	kN· m,	As =	506.800	mm^2	
N =	4		n =	7		

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √ (1 + (2 · b · d/n · As))	=	36.120	mm
f s = M / (As (d - x / 3))	=	47.441	mm
f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x)	=	47.441	mm

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 80 - 13 / 2	=	73.500	mm
S = min [375 · (280 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (280 / fst)]	=	1770.621	mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 4 = 250 mm < 1770.621 mm **O.K!!**

10.3 사용성검토 요약

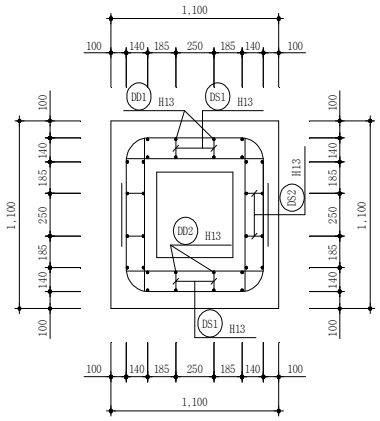
1) 균열검토 요약

구분		Mo (kN·m)	주철근 (mm)	fs (Mpa)	Cc (mm)	S (mm)	Smin (mm)	비고
슬래브	단부	9.500	H13	99	93.5	250	558	**O.K**
	중앙부	5.000	H13	47	73.5	250	1771	**O.K**

11. 주철근 조립도

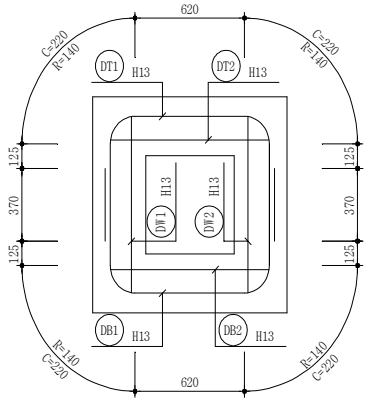
표준단면도

단면 D-D
표 준 단 면 도



주철근 조립도

주 철 근 조 립 도
CYCLE-1 (@250)



12. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽 체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

12.1 슬래브

구 분	사용주철근 (mm^2)	필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)	검토
단부	H 13@ 250 = 506.800 0@ 0 0.000	101.360	600.000	인장 H 13@ 250 = 506.800 0@ 0.000 압축 H 13@ 250 = 506.800	**O.K**
중앙부	H 13@ 250 = 506.800 0@ 0 0.000	101.360	600.000	인장 H 13@ 250 = 506.800 0@ 0.000 압축 H 13@ 250 = 506.800	**O.K**

[물분무함,소화전함 블록아웃부 단면 검토]

1. BOX1 벽체 중앙

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1002.660	283.040	845.690	678.950
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	555.000	399.095	155.905	80.000	399.095
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1185.612	0.850	0.78	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	29	@	125	=	5139.200	㎟	[8 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	9192.800	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0202] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 239.457 mm

· a = β1·c = 203.538 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 12737250 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 260.838 mm

· d" = X - H + d = 104.933 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4671.197 kN

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

· Ts = fy·As = 3677.120 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 1758.282 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1448.223 kN.m

· eb = Mb / Pb = 823.658 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = mm로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = mm

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

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

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

= -11.501 kN

∴ a = 1.526 mm ⇒ **가정한 a와 불일치** ∴ **N.G**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 35.022 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -46.515 kN

· Ts = fs·As = 0.000 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = -0.892 kN.m

· e' = e + X - dc = 1290.545 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 1.212987 > 0.001 ∴ **N.G**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (455.000 - 0.000) / 0.000

= #DIV/0! #DIV/0! 0.005

· ε_t = ≤ 0.002 이므로 압축지배단면

· Pu < 0.1·fck·Ag = 1498.5 KN

계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εt = 0.0040 ⇒ Øf = 0.78 적용

∴ Ø Pn = -9.009 kN < Pu = 845.690 kN ∴ **N.G**

∴ Ø Mn = -10.681 kN.m < Mu = 1002.660 kN.m ∴ **N.G**

▣ 전단 검토

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

= 287.434 kN > Vu = 283.040 kN

· 1/2·Øv·Vc = 143.717 kN < Vu = 283.040 kN

∴ 1/2ØVc < Vu < ØVc CASE ⇒ **최소전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 200 mm ∴ **O.K**

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

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 0.000 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 131.250 ㎟

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

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 287.434 kN + 202.262 kN

= 489.696 kN > Vu = 283.040 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.02303

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.429

· j = 1 - k / 3 = 0.857

· x = k·d = 171.212 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 23.189 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 215.940 MPa

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

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fs) - 2.5·Cc = 145.935 mm

· s_2 = 300·(210 / fs) = 291.748 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 145.935 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

2. BOX2 벽체 중앙

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	885.430	0.000	772.780	608.740
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	555.000	422.231	132.769	80.000	422.231
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1145.772	0.850	0.78	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	22	@	125	=	3096.800	㎟	[8	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	9450.400	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0198] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 253.339 mm

· a = β1·c = 215.338 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 12737250 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 252.712 mn

· d" = X - H + d = 119.943 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4942.007 kN

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

· Ts = fy·As = 3780.160 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 1745.671 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1544.989 kN.m

· eb = Mb / Pb = 885.040 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = mm

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

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

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

= kN

∴ a = 1.548 mm ⇒ **가정한 a와 불일치** ∴ **N.G**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 35.527 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -35.536 kN

· Ts = fs·As = 0.000 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 2.812 kN.m

· e' = e + X - dc = 1265.715 mm

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

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (455.000 - 0.000) / 0.000

= #DIV/0! #DIV/0! 0.005

· ε_t = ≤ 0.002 이므로 압축지배단면

· Pu < 0.1·fck·Ag = 1498.5 KN

계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εt = 0.0040 ⇒ Øf = 0.78 적용

∴ Ø Pn = 0.000 kN < Pu = 772.780 kN ∴ **N.G**

∴ Ø Mn = 0.000 kN.m < Mu = 885.430 kN.m ∴ **N.G**

▣ 전단 검토

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

= 301.523 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 150.762 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.02238

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.425

· j = 1 - k / 3 = 0.858

· x = k·d = 179.448 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 18.720 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 177.736 MPa

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

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fs) - 2.5·Cc = 233.073 mm

· s_2 = 300·(210 / fs) = 354.458 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 233.073 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

3. BOX3 벽체 중앙

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1331.430	0.000	1219.980	903.050
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	955.000	817.399	137.601	80.000	817.399
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1091.354	0.850	0.78	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	22	@	125	=	3096.800	㎟	[8	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	8236.000	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0102] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 490.440 mm

· a = β1·c = 416.874 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 21917250 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 443.681 mn

· d" = X - H + d = 306.080 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9567.258 kN

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

· Ts = fy·As = 3294.400 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6856.682 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4157.917 kN.m

· eb = Mb / Pb = 606.404 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = mm

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

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

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

= kN

∴ a = mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 0.000 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -35.536 kN

· Ts = fs·As = 0.000 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = -26.204 kN.m

· e' = e + X - dc = 1397.434 mm

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

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (855.000 - 0.000) / 0.000

= < 0.005

· ε_t = ≤ 0.002 이므로 압축지배단면

· Pu < 0.1·fck·Ag = 2578.5 KN

계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εt = 0.0040 ⇒ Øf = 0.78 적용

∴ Ø Pn = 0.000 kN < Pu = 1219.980 kN ∴ **N.G**

∴ Ø Mn = 0.000 kN.m < Mu = 1331.430 kN.m ∴ **N.G**

▣ 전단 검토

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

= 579.361 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 289.681 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01008

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.312

· j = 1 - k / 3 = 0.896

· x = k·d = 255.029 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.670 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 149.711 MPa

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

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fs) - 2.5·Cc = 312.263 mm

· s_2 = 300·(210 / fs) = 420.811 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 312.263 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

4. BOX4 벽체 중앙

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1901.180	0.000	1719.420	1288.850
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	955.000	817.399	137.601	80.000	817.399
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1105.710	0.850	0.78	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	22	@	125	=	3096.800	㎟	[8 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	8236.000	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0113] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 490.440 mm

· a = β1·c = 416.874 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 21917250 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 450.396 mm

· d" = X - H + d = 312.795 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9567.258 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 3294.400 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7241.726 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4275.366 kN.m

· eb = Mb / Pb = 590.379 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 0.000 ㎜로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = mm

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

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

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

= -30.656 kN

∴ a = 1.234 ㎜ ⇒ **가정한 a와 불일치** ∴ **N.G**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 28.320 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -58.972 kN

· Ts = fs·As = 0.000 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = -20.355 kN.m

· e' = e + X - dc = 1418.505 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.754524 > 0.001 ∴ **N.G**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (855.000 - 0.000) / 0.000

= #DIV/0! #DIV/0! 0.005

· ε_t = ≤ 0.002 이므로 압축지배단면

· Pu < 0.1·fck·Ag = 2578.5 KN

계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εt = 0.0040 ⇒ Øf = 0.78 적용

∴ Ø Pn = -24.014 kN < Pu = 1719.420 kN ∴ **N.G**

∴ Ø Mn = -26.553 kN.m < Mu = 1901.180 kN.m ∴ **N.G**

▣ 전단 검토

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

= 599.194 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 299.597 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01008

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.312

· j = 1 - k / 3 = 0.896

· x = k·d = 255.029 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 13.801 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 213.670 MPa

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

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fs) - 2.5·Cc = 154.809 mm

· s_2 = 300·(210 / fs) = 294.847 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 154.809 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

5. BOX5 벽체 중앙

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1328.460	0.000	1706.970	923.260
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	955.000	817.399	137.601	80.000	817.399
e (mm)	β1	Øf	Øv		
778.256	0.850	0.78	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	22	@	125	=	3096.800	㎟	[8 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	8236.000	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0113] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 490.440 mm

· a = β1·c = 416.874 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 21917250 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 450.396 mn

· d" = X - H + d = 312.795 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9567.258 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 3294.400 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7241.726 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4275.366 kN.m

· eb = Mb / Pb = 590.379 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = mm

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

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

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

= -39.857 kN

∴ a = 0.833 mn ⇒ **가정한 a와 불일치** ∴ **N.G**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 19.117 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -58.972 kN

· Ts = fs·As = 0.000 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = -27.868 kN.m

· e' = e + X - dc = 1091.051 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.391851 > 0.001 ∴ **N.G**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (855.000 - 0.000) / 0.000

= #DIV/0! #DIV/0! 0.005

· ε_t = ≤ 0.002 이므로 압축지배단면

· Pu < 0.1·fck·Ag = 2578.5 KN

계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εt = 0.0040 ⇒ Øf = 0.78 적용

∴ Ø Pn = -31.221 kN < Pu = 1706.970 kN ∴ **N.G**

∴ Ø Mn = -24.298 kN.m < Mu = 1328.460 kN.m ∴ **N.G**

▣ 전단 검토

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

= 598.699 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 299.350 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01008

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.312

· j = 1 - k / 3 = 0.896

· x = k·d = 255.029 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.886 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 153.061 MPa

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

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fs) - 2.5·Cc = 300.751 mm

· s_2 = 300·(210 / fs) = 411.601 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 300.751 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

6. BOX6 벽체 중앙

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2606.750	0.000	2328.330	1795.100
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1255.000	1121.667	133.333	80.000	1121.667
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1119.579	0.850	0.78	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	7708.800	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0082] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 673.000 mm

· a = β1·c = 572.050 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 28802250 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 598.301 mm

· d" = X - H + d = 464.968 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 13128.548 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 3083.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 11013.896 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 6858.890 kN.m

· eb = Mb / Pb = 622.749 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 0.000 mm로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = mm

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

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

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

= -38.768 kN

∴ a = 0.880 mm ⇒ **가정한 a와 불일치** ∴ **N.G**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 20.196 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -58.972 kN

· Ts = fs·As = 0.000 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = -38.785 kN.m

· e' = e + X - dc = 1584.547 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.584108 > 0.001 ∴ **N.G**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1155.000 - 0.000) / 0.000

= #DIV/0! #DIV/0! 0.005

· ε_t = ≤ 0.002 이므로 압축지배단면

· Pu < 0.1·fck·Ag = 3388.5 KN

계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εt = 0.0040 ⇒ Øf = 0.78 적용

∴ Ø Pn = -30.368 kN < Pu = 2328.330 kN ∴ **N.G**

∴ Ø Mn = -33.999 kN.m < Mu = 2606.750 kN.m ∴ **N.G**

▣ 전단 검토

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

= 825.089 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 412.545 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00687

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.266

· j = 1 - k / 3 = 0.911

· x = k·d = 298.363 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.772 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 227.804 MPa

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

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fs) - 2.5·Cc = 131.942 mm

· s_2 = 300·(210 / fs) = 276.554 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 131.942 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

환기시설 BOX7 마감벽#1

목 차

1. 설계개요 및 조건
2. 단면가정
3. 구조해석모델링
4. 하중산정
5. 하중조합
6. 구조해석결과
7. 단면설계
8. 단면설계 요약
9. 우각부보강설계
10. 사용성검토
11. 주철근조립도

1. 설계개요 및 조건

1.1 개요

• Plane Strain의 평면 판요소로 해석

• 구조해석 프로그램 : MIDAS CIVIL

1.2 설계방법

(1) 부재의 단면검토 : 강도설계법

(2) 사용성 검토 : 허용응력설계법

1.3 일반사항

(1) 사용재료의 강도

① 콘크리트의 압축강도 : f_{ck} = 27 MPa

② 철근의 항복강도 : f_y = 400 MPa

(2) 사용재료의 단위중량

재 료	단위중량(kN/m^3)	재 료	단위중량(kN/m^3)
철근콘크리트	24.5	아스팔트 포장	23.0
흙(지하수위 이상)	19.0	흙(지하수위 이하)	10.0
물	10.0	모르타르	21.5
기계실하중	25.0	무근콘크리트	23.0

(3) 사용재료의 탄성계수

① 콘크리트의 탄성계수 : E_c = 26,700 MPa

② 철근의 탄성계수 : E_s = 200,000 MPa

(4) 토사 내부마찰각 : Φ = 30°

(5) 토압 : K_o = 0.500

1.4 참고문헌

① 도로교설계기준 [2010] ---국토해양부

② 도로교설계기준·ᄒᆞ[2008] ---건설교통부

③ 콘크리트구조기준[2012] ---국토해양부

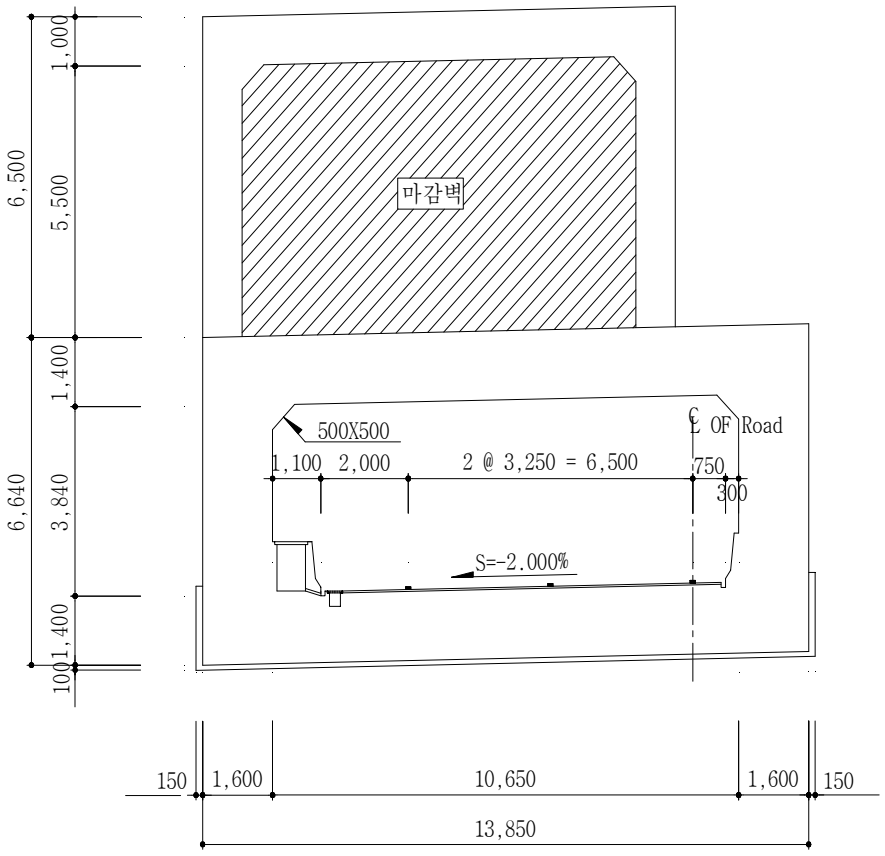
④ 도로설계편람 ---건설교통부

⑤ 지중구조물의 내진설계 ---한국지진공학회

⑥ 구조물 기초설계ᄀᆞ[2003] ---건설교통부

2. 단면가정

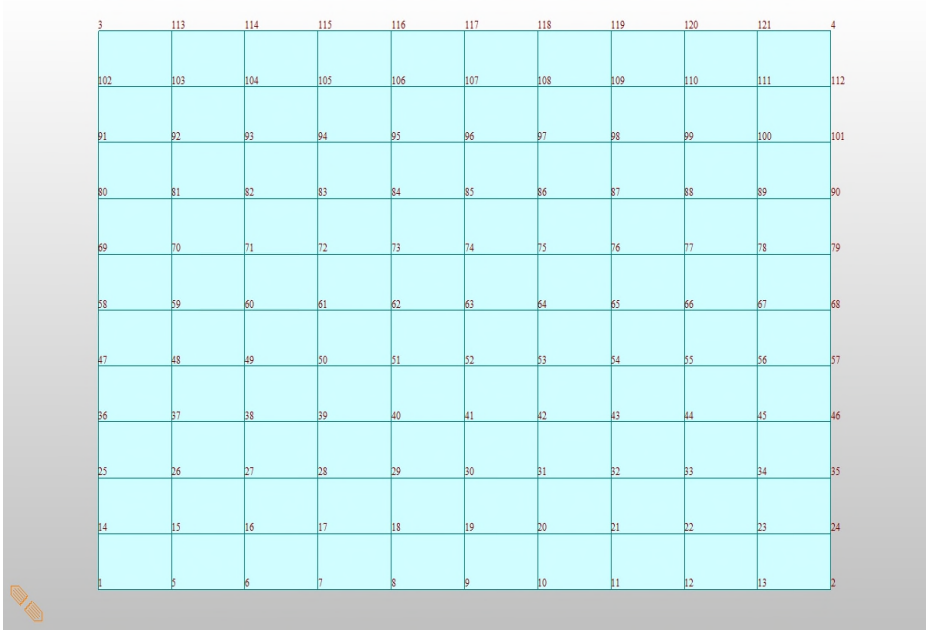
설계적용 토피 = 6.100 m



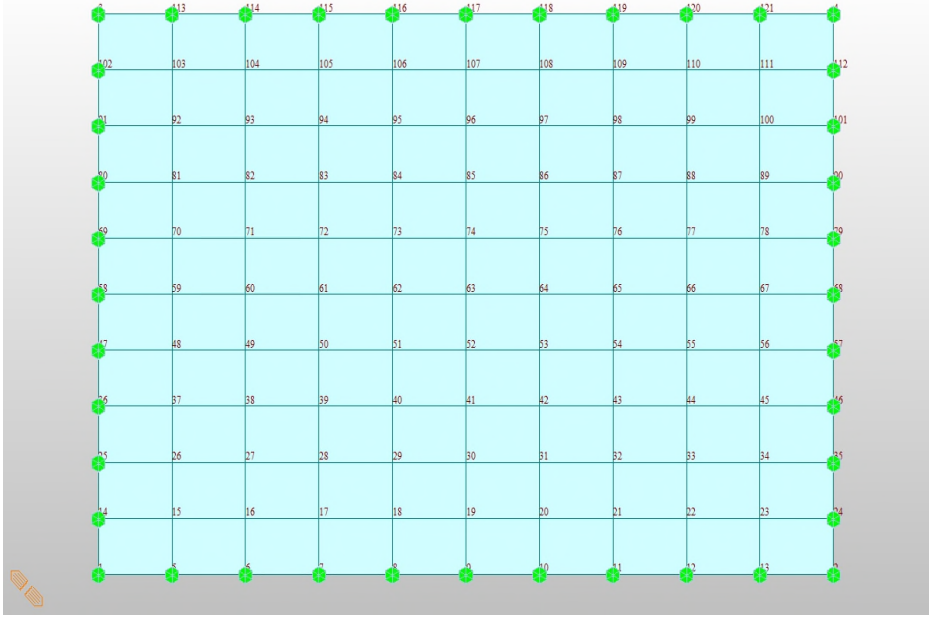
3. 구조해석 모델링

3.1 해석모형

절점



부재 및 경계조건



3.2 단면제원

번 호	폭(m)	높이(m)	단면적(m^2)	단면2차모멘트(m^4)	비 고
1	1.00	0.90	0.900	0.060750	마감벽

4. 하중산정

4.1 고정하중

- 구조물자중 (프로그램에서 자동재하)

4.2 활하중에 의한 측압 ---------- LC 1

도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB24 기준)

$D/B_0 \geqq 0.5$		
토피고(D, m)	노면활하중(Pvl, kN/m²)	비 고
1.0	39.000	* 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용.
1.5	25.000	
2.0	18.000	
2.5	14.000	
3.0	11.000	
3.5이상	10.000	

$D/B_0 < 0.5$		
D/B_0	Pvl × D, kN/m²	비 고
0.1	17.000	* D/B_0의 중간 값은, Pvl × D의 상위값을 적용 *D/B_0 중노면활하중 (Pvl)은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.000	
0.3	33.000	
0.4이상	36.000	

- D/B_0 = 6.100 / 10.800 = 0.565
- 노면 활하중 (DB-24) Lv = 10.000 kN/m²

Lh1 = 0.500 × 10.000 = 5.000 kN/m²

4.3 수평토압(지하수 無) ---------- LC 2

$q_{N1'}$ = 0.500 × (0.500 × 23.000 + (5.600 + 1.600 / 2) × 19.000)

= 66.550 kN/m²

$q_{N2'}$ = 66.550 + 6.700 × 19.000 × 0.500 = 130.200 kN/m²

4.4 수평 토압(지하수 有) ---------- LC 3

q_{N1} = 0.500 × (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 +

(5.100 + 1.600 / 2) × 10.000) = 40.000 kN/m²

q_{N2} = 40.000 + 6.700 × 10.000 × 0.500 = 73.500 kN/m²

4.5 수평 수압(지하수 有) ---------- LC 4

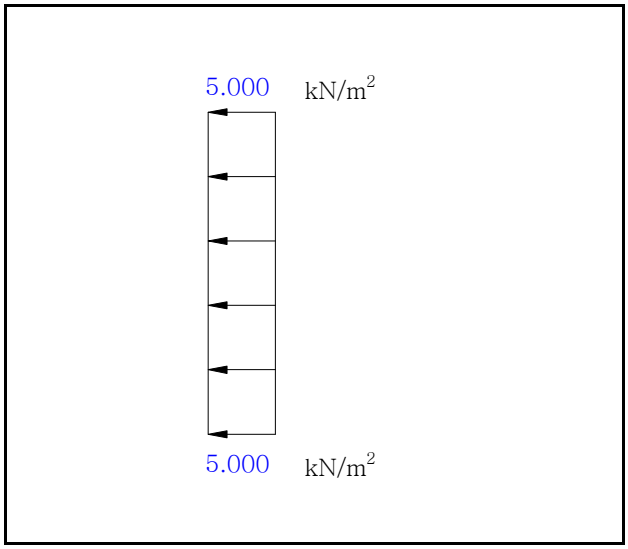
1) 벽체

q_{W1} = 10.000 × (5.100 + 1.600 / 2) = 59.000 kN/m²

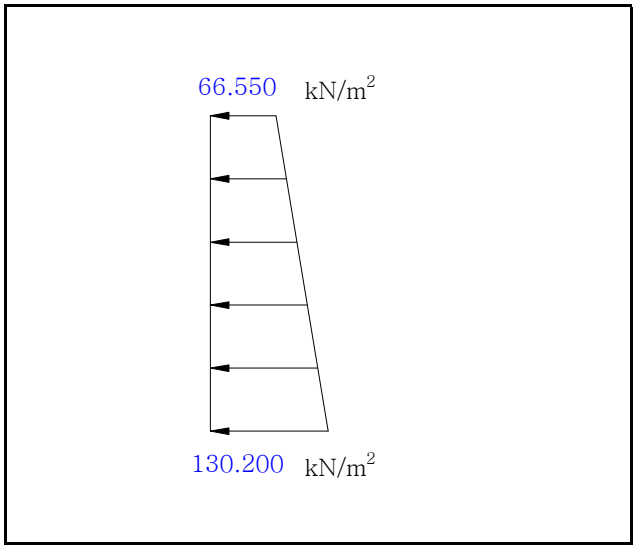
q_{W2} = 59.000 + 6.700 × 10.000 = 126.000 kN/m²

4.6 하중재하도

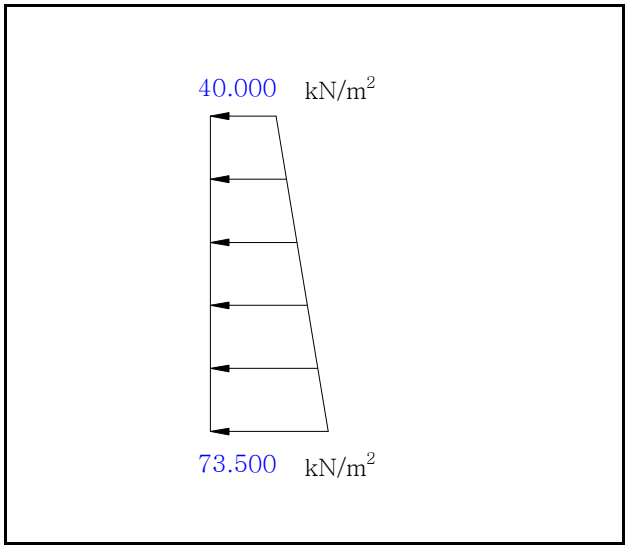
1) 활하중에 의한 측압 -------- LC 1



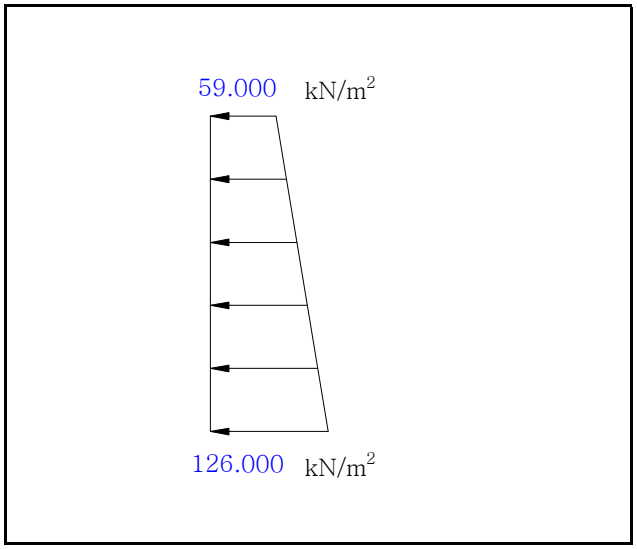
2) 수평 토압(지하수 무) ------- LC 2



3) 수평 토압(지하수 유) -------- LC 3



4) 수평 수압(지하수 유) ------- LC 4



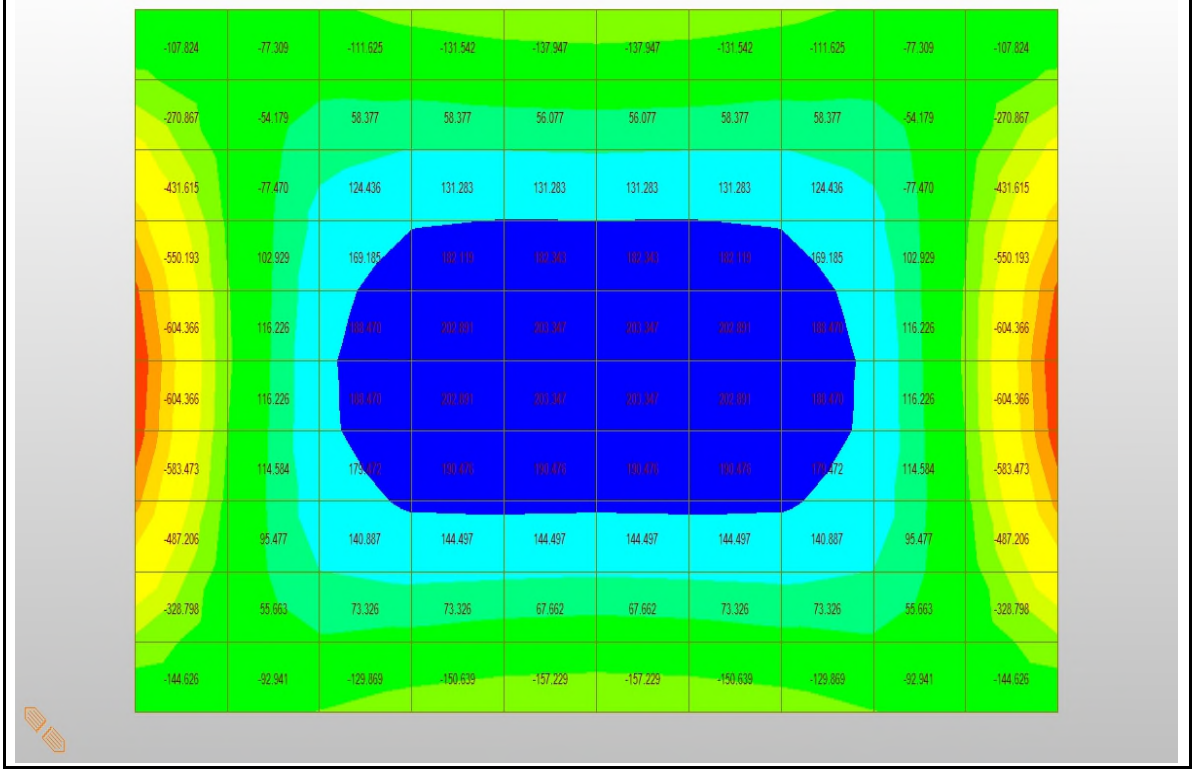
5. 하중조합

하중 조합	활하중	지하수 없을때	지하수 있을때		비고
	수평	수평 토압	수평 토압	수평 수압	
	LC01	LC02	LC03	LC04	
CB01	1.60	1.60			극한하중 조합
CB02		1.60			
CB03	1.60		1.60	1.60	
CB4			1.60	1.60	
CB5	1.00	1.00			사용하중 조합
CB6		1.00			
CB7	1.00		1.00	1.00	
CB8			1.00	1.00	

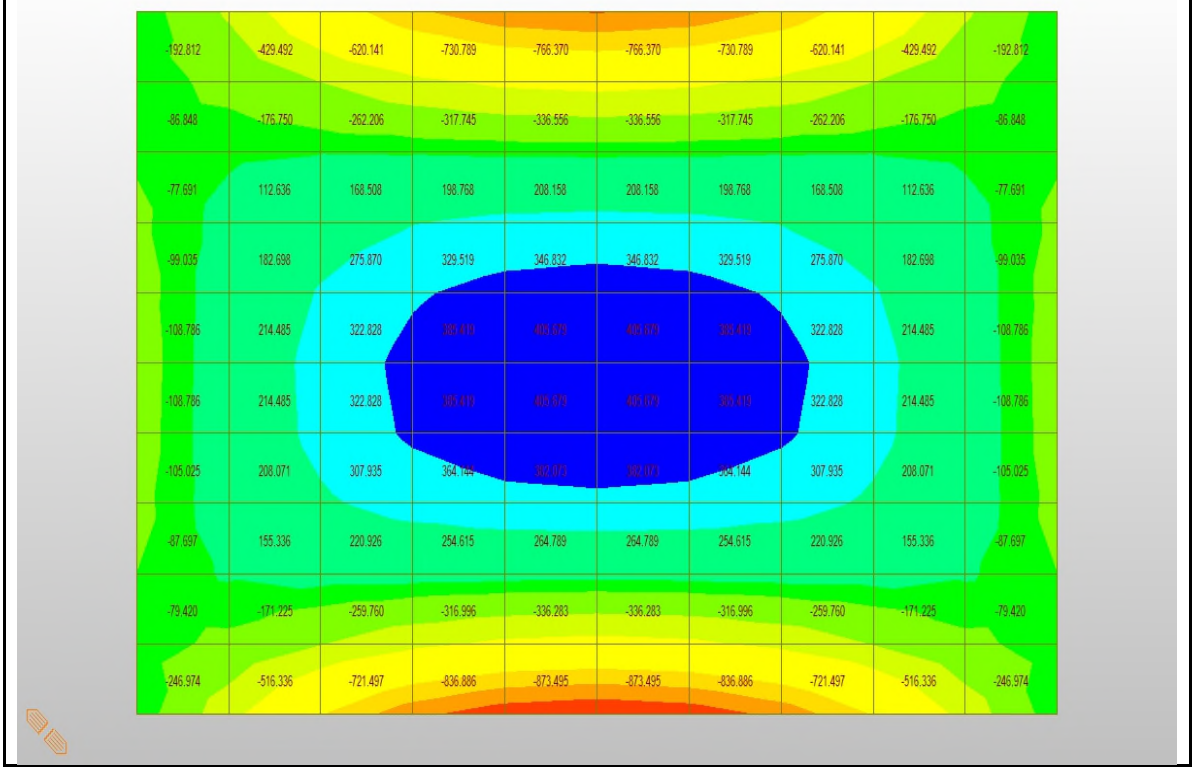
6. 구조해석 결과

6.1 부재력도

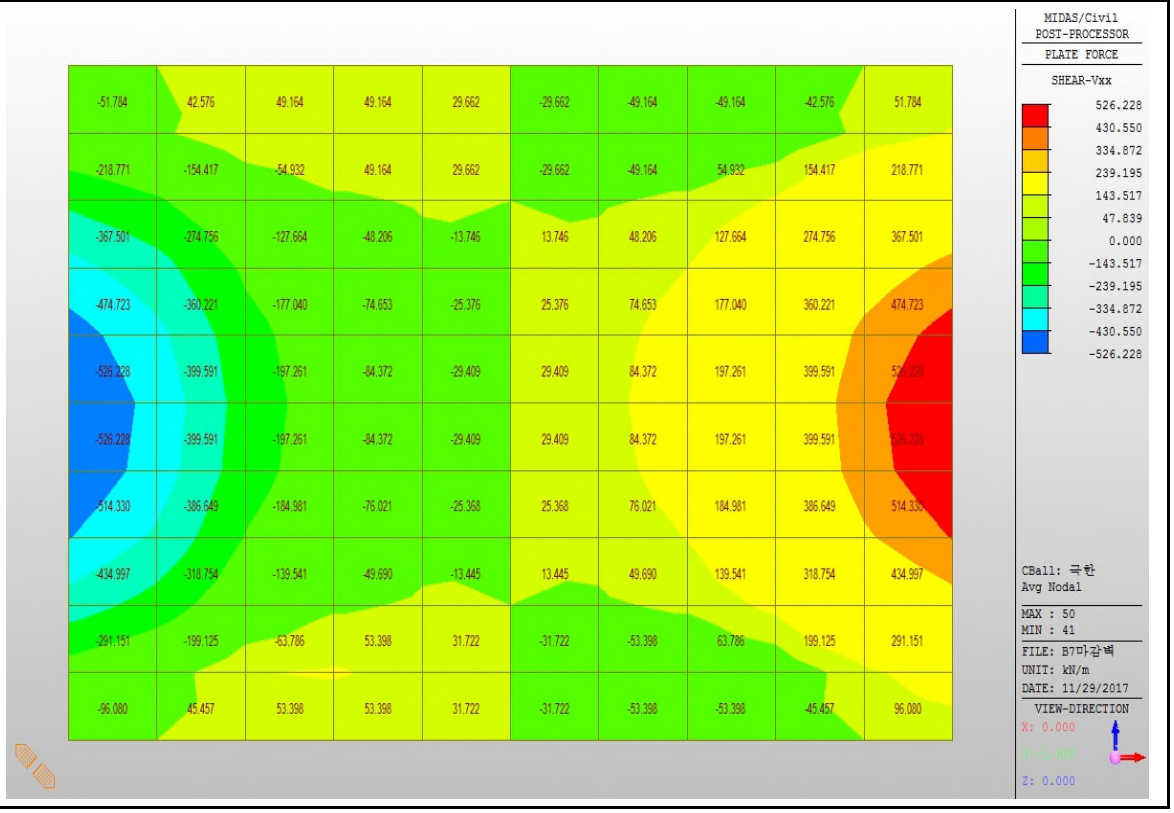
B.M.D (계수하중) [kN·m] : Mxx



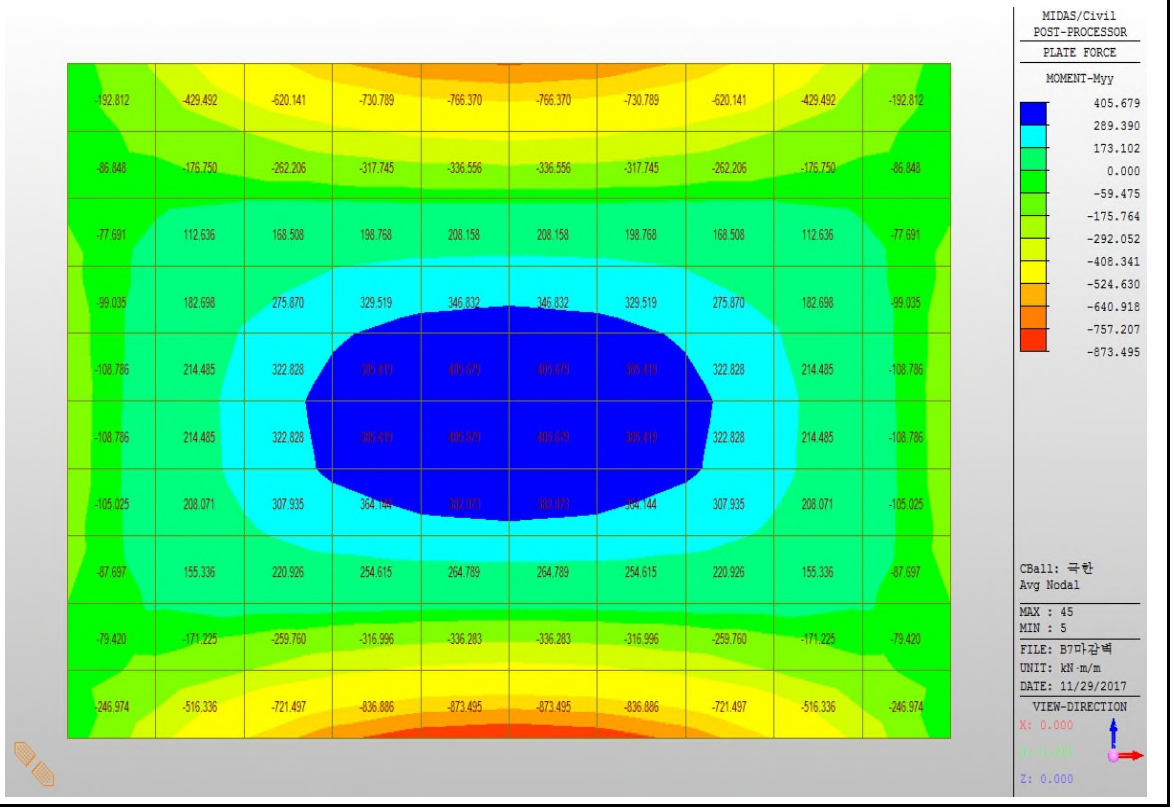
B.M.D (계수하중) [kN·m] : Myy



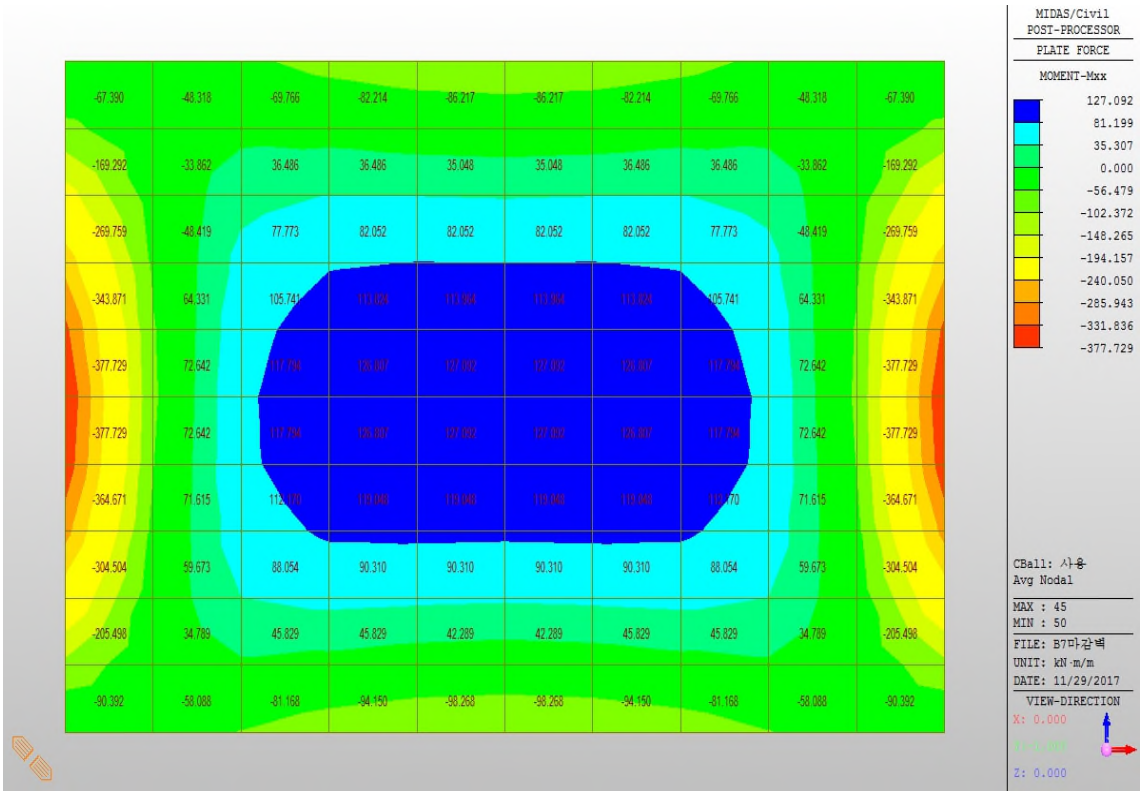
S.F.D (계수하중) [kN] : Vxx



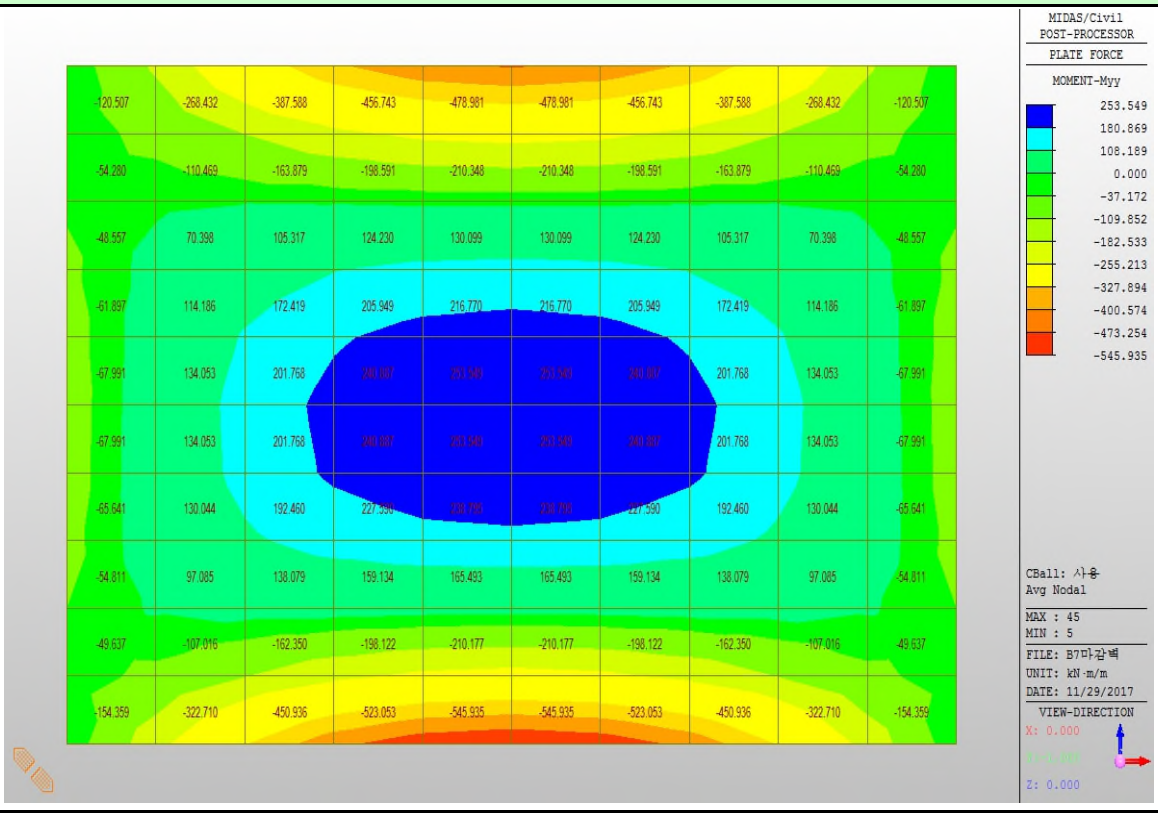
S.F.D (계수하중) [kN] : Vyy



B.M.D (사용하중) [kN·m] : Mxx



B.M.D (사용하중) [kN·m] : Myy



6.2 부재력 집계

구분		계수하중			사용하중	
		Mu(kN·m)	Pu(kN)	Vu(kN)	Mo(kN·m)	Po(kN)
벽체 Mxx	단 부	604.366		526.228	377.729	
	중앙부	203.347		29.409	127.092	
벽체 Myy	상 부	766.370		652.561	478.981	
	중앙부	405.679		163.284	253.549	
	하 부	873.495		813.075	545.935	

7. 단면검토

1) 벽체 단부(Mxx)

＊ 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350 4/3 Req.As = 3037.981 mm^2

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	377.7
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	900.0	800.0	100.0	604.366	526.228

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 800.0 d1' = 100 d2' = 200

＊ 휨모멘트 검토

ⓐ 휨강도 검토

사용철근량 = H25 × 6.67ea = 3378.000 ㎟

∴ P = As / (B × D) = 0.00422

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 58.876 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03165 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 885005868 N·mm

= 885.006 kN·m > 604.366 kN·m ----- ∴ O.K.

ⓑ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 2278.486 mm < 사용철근량 ----- ∴ O.K.

철근비검토 : Pmin < P ----- ∴ O.K.

＊ 전단력 검토

Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d / 1000 = 519.615 kN

Vu > Φv x Vc ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Req Av = (526.2 - 519.615)×10³×150.0 / (400.0×800.0×0.75)

= 4.133 ㎟

Use Av = 211.209 ㎟ (H13×1.67 EA, 간격 s = 150.0 mm

Øv·Vs = Øv·Av·fy·D / (s × B) = 337.934 kN

s = 150.0 mm < Min (600, 0.5D) = 400.0 mm ----- ∴ O.K.

Øv·Vn = Øv·Vc + Øv·Vs = 857.549 kN < Vu ----- ∴ O.K.

2) 벽체 중앙부(Mxx)

＊ 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350 4/3 Req.As = 980.144 mm^2

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	127.1
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	900.0	820.0	80.0	203.347	0.000

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 820.0 d1' = 80 d2' = 180

＊ 휨모멘트 검토

ⓐ 휨강도 검토

사용철근량 = H16 × 6.67ea = 1324.000 ㎟

∴ P = As / (B × D) = 0.00161

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 23.076 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.08761 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 363937254 N·mm

= 363.937 kN·m > 203.347 kN·m ----- ∴ O.K.

ⓑ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 735.108 mm < 사용철근량 ----- ∴ O.K.

철근비검토 : P < Pmin ∴ As=[MIN(Pmin,4/3 Req.As)] 이상 ----- ∴ O.K.

＊ 전단력 검토

Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d / 1000 = 532.606 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

3) 벽체 상부(Myy)

＊ 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350 4/3 Req.As = 3879.689 mm^2

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	479.0
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	900.0	800.0	100.0	766.370	652.561

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 800.0 d1' = 100 d2' = 200

＊ 휨모멘트 검토

ⓐ 휨강도 검토

사용철근량 = H29 × 6.67ea = 4282.667 ㎟

∴ P = As / (B × D) = 0.00535

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 74.643 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02433 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 1110541248 N·mm

= 1110.541 kN·m > 766.370 kN·m ----- ∴ O.K.

ⓑ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 2909.767 mm < 사용철근량 ----- ∴ O.K.

철근비검토 : Pmin < P ----- ∴ O.K.

＊ 전단력 검토

Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d / 1000 = 519.615 kN

Vu > Φv x Vc ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Req Av = (652.6 - 519.615)×10³×150.0 / (400.0×800.0×0.75)

= 83.091 ㎟

Use Av = 211.209 ㎟ (H13×1.667 EA, 간격 s = 150.0 mm

Øv·Vs = Øv·Av·fy·D / (s × B) = 337.934 kN

s = 150.0 mm < Min (600, 0.5D) = 400.0 mm ----- ∴ O.K.

Øv·Vn = Øv·Vc + Øv·Vs = 857.549 kN < Vu ----- ∴ O.K.

4) 벽체 중앙부(Myy)

＊ 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350 4/3 Req.As = 1971.087 mm^2

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	253.5
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	900.0	820.0	80.0	405.679	163.284

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 820.0 d1' = 80 d2' = 180

＊ 휨모멘트 검토

ⓐ 휨강도 검토

사용철근량 = H19 × 6.67ea = 1910.000 ㎟

∴ P = As / (B × D) = 0.00233

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 33.290 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.05981 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 521698737 N·mm

= 521.699 kN·m > 405.679 kN·m ----- ∴ O.K.

ⓑ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 1478.315 mm < 사용철근량 ----- ∴ O.K.

철근비검토 : P < Pmin ∴ As=[MIN(Pmin,4/3 Req.As)] 이상 ---------- ∴ N.G.

＊ 전단력 검토

Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d / 1000 = 532.606 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

5) 벽체 하부(Myy)

＊ 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350 4/3 Req.As = 4443.124 mm^2

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	545.9
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	900.0	800.0	100.0	873.495	813.075

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 800.0 d1' = 100 d2' = 200

＊ 휨모멘트 검토

ⓐ 휨강도 검토

사용철근량 = H29 × 6.67ea = 4282.667 ㎟

∴ P = As / (B × D) = 0.00535

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 74.643 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02433 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 1110541248 N·mm

= 1110.541 kN·m > 873.495 kN·m ----- ∴ O.K.

ⓑ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 3332.343 mm < 사용철근량 ----- ∴ O.K.

철근비검토 : Pmin < P ----- ∴ O.K.

＊ 전단력 검토

Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d / 1000 = 519.615 kN

Vu > Φv x Vc ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Req Av = (813.1 - 519.615)×10³×150.0 / (400.0×800.0×0.75)

= 183.412 ㎟

Use Av = 211.209 ㎟ (H13×1.67 EA, 간격 s = 150.0 mm

Øv·Vs = Øv·Av·fy·D / (s × B) = 337.934 kN

s = 150.0 mm < Min (600, 0.5D) = 400.0 mm ----- ∴ O.K.

Øv·Vn = Øv·Vc + Øv·Vs = 857.549 kN < Vu ----- ∴ O.K.

8. 단면설계요약

1) 휨설계 요약

구분		Mu (kN·m)	Pu (kN)	사용철근				ΦMn (kN·m)	ΦPn (kN)	안전율	비고
				1단		2단					
벽체 Mxx	단 부	604.366		H25	150	H0	0	885.006		1.46	O.K
	중앙부	203.347		H16	150	H0	0	363.937		1.79	O.K
벽체 Myy	상 부	766.370		H29	150	H0	0	##		1.45	O.K
	중앙부	405.679		H19	150	H0	0	521.699		1.29	O.K
	하 부	873.495		H29	150	H0	0	##		1.27	O.K

2) 전단설계 요약

구분		Vu (kN·m)	사용철근			ΦVn (kN·m)	안전율	비고
			직경	개수	간격			
벽체 Mxx	단 부	526.228	H13	1.7EA	150	857.549	1.63	O.K
	중앙부	29.409	H13	1.7EA	300	전단철근 필요없음		
벽체 Myy	상 부	652.561	H13	1.7EA	150	857.549	1.31	O.K
	중앙부	163.284	H13	1.7EA	300	전단철근 필요없음		
	하 부	813.075	H13	1.7EA	150	857.549	1.05	O.K

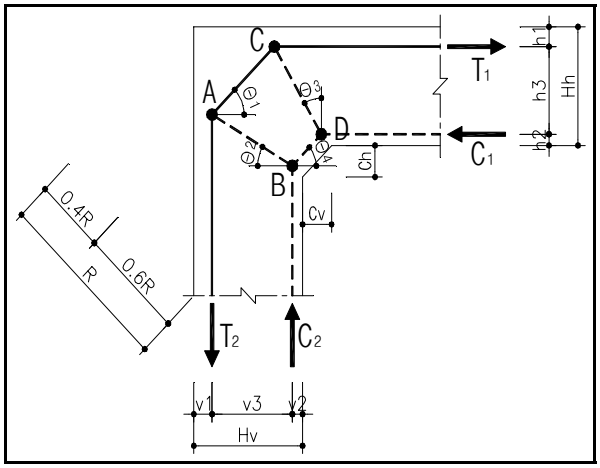
9. 우각부 보강 설계 (스트럿-타이 모델 해석에 의한 라멘접합부 보강)

9.1 벽체 Mxx (단부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1000.00 mm	벽체 높이	H_v	=	900.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	820.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	720.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	604.366 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1697.06 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

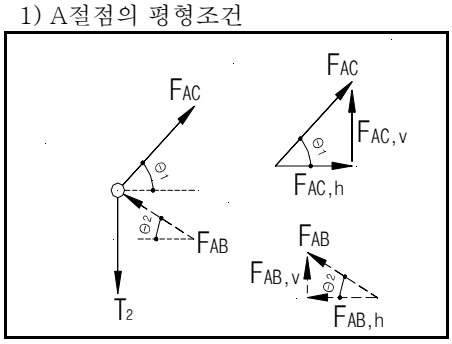
Θ_2 = 32.35°

Θ_3 = 23.47°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



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

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

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

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

$\Sigma V = 0$:

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

$\Sigma H = 0$:

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

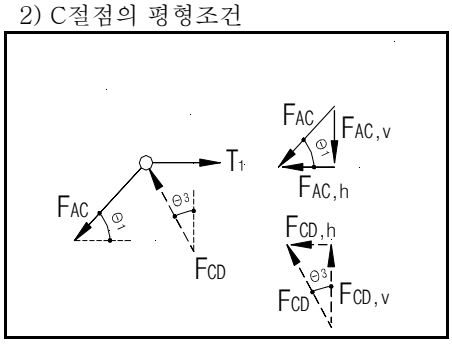
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\epsilon \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

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

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

2) C절점의 평형조건



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

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

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

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

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\epsilon = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3 \Rightarrow$ $F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

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

식 ④를 식 ⑤에 대입

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

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

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{604.366}{0.820} =$ 737.032 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{604.366}{0.720} =$ 839.397 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 726.788 kN

식 ⑥ 으로부터

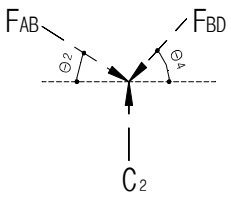
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 726.788 kN

따라서 $F_{AC} =$ 726.788 kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 608.316 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

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

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 726.788 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 560.259 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	726.788	타이
AB	-608.316	스트럿
BD	-726.788	스트럿
CD	-560.259	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 726.788 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{726,787.920}{0.85 \times 400} = 2,137.61 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	25	@	300	=	1,689.00	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	300	=	1,689.00	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	3,378.00	mm^2	

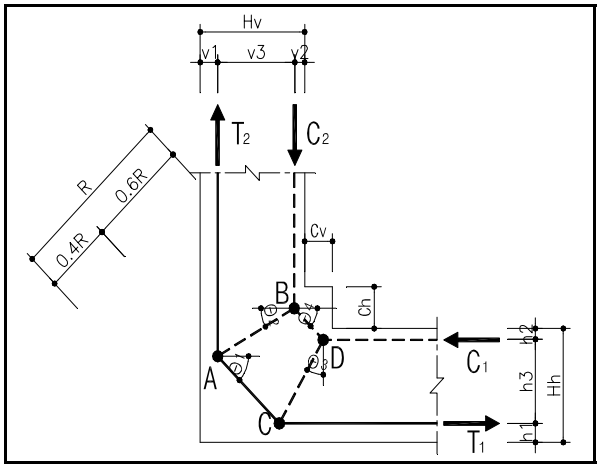
$A_{s,used}$ = 3,378.00 mm^2 > 2,137.61 mm^2 ……O.K

9.2 벽체 Myy (상부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1000.00 mm	벽체 높이	H_v	=	900.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	820.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	720.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	766.370 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1697.06 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

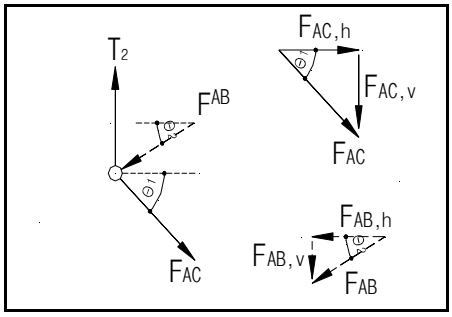
Θ_2 = 33.69°

Θ_3 = 24.86°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



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

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

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

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

$\Sigma V = 0$:

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

$\Sigma H = 0$:

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

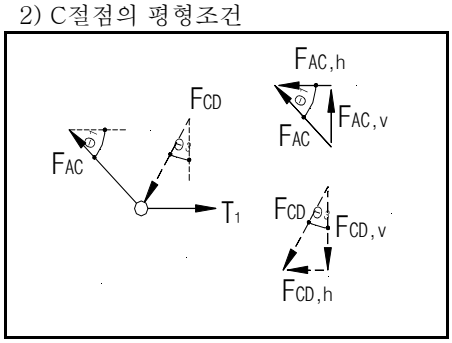
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\epsilon \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

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

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

2) C절점의 평형조건



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

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

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

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

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\epsilon = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3 \Rightarrow$ $F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

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

식 ④를 식 ⑤에 대입

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

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

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{766.370}{0.820} =$ 934.598 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{766.370}{0.720} =$ 1,064.403 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 903.176 kN

식 ⑥ 으로부터

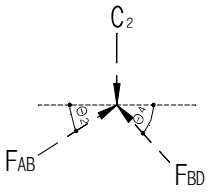
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 903.176 kN

따라서 $F_{AC} =$ 903.176 kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 767.552 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

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

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 903.176 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 703.884 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	903.176	타이
AB	-767.552	스트럿
BD	-903.176	스트럿
CD	-703.884	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 903.176 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{903,175.706}{0.85 \times 400} = 2,656.40 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	29	@	300	=	2,141.33	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	300	=	1,689.00	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**3,830.33**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 3,830.33 mm^2 > 2,656.40 mm^2 ……O.K

10. 사용성 검토

10.1 처짐 검토

1) Mxx 벽체 : 최소부재두께 적용

철근의 항복응력	fy	=	400	MPa			
부재의 지간길이	L	=	9.000	m			
일방향 슬래브 양단 연속의 경우	T	=	L	/	24	=	0.375 m

(보정계수) FACTOR = 1

처짐계산을 하지않는 경우의 최소두께 T = 0.375m < H = 0.900m (처짐검토 생략)

2) Myy 벽체 : 최소부재두께 적용

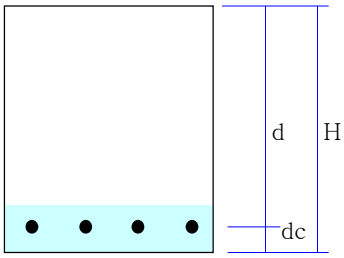
철근의 항복응력	fy	=	400	MPa			
부재의 지간길이	L	=	5.500	m			
일방향 슬래브 양단 연속의 경우	T	=	L	/	24	=	0.229 m

(보정계수) FACTOR = 1

처짐계산을 하지않는 경우의 최소두께 T = 0.229m < H = 0.900m (처짐검토 생략)

10.2 균열 검토

1) 벽체 단부(Mxx) (부식 조건 : 습윤)



fck =	27	MPa,	fy =	400	MPa,		
H =	900.00	mm,	B =	1000.00	mm ,		
d =	800.00	mm,	dc =	100.00	mm ,		
Mo =	377.729	kN· m,	As =	3378.000	mm^2		
N =	6.67		n =	7			

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 172.295 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 150.586 mm

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 150.586 mm

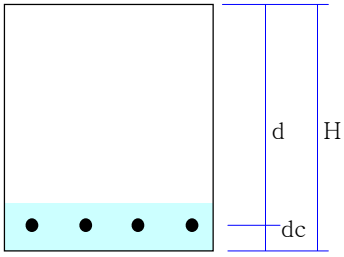
- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.500 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 304.207 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 6.7 = 150 mm < 304.207 mm O.K!!

2) 벽체 중앙부(Mxx) (부식 조건 : 건조)



fck =	27	MPa,	fy =	400	MPa,
H =	900.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	820.00	mm,	dc =	80.00	mm ,
Mo =	127.092	kN· m,	As =	1324.000	mm^2
N =	6.67		n =	7	

- 응력산정

$x = -(n \cdot As / b) + (n \cdot As / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot As))}$ = 114.366 mm

$f_s = M / (As (d - x / 3))$ = 122.770 mm

$f_{st} = fs (H - Dc_min - x) / (D - x)$ = 122.770 mm

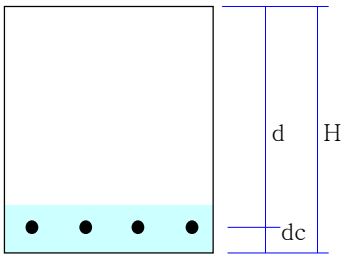
- 철근의 최대 중심간격

Cc = 80 - 16 / 2 = 72.000 mm

S = min [375 · (280 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (280 / fst)] = 675.260 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 6.7 = 150 mm < 675.260 mm O.K!!

3) 벽체 상부(Myy) (부식 조건 : 습윤)



fck =	27	MPa,	fy =	400	MPa,
H =	900.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	800.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	478.981	kN· m,	As =	4282.667	mm^2
N =	6.67		n =	7	

- 응력산정

$x = -(n \cdot As / b) + (n \cdot As / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot As))}$ = 191.075 mm

$f_s = M / (As (d - x / 3))$ = 151.895 mm

$f_{st} = fs (H - Dc_min - x) / (D - x)$ = 151.895 mm

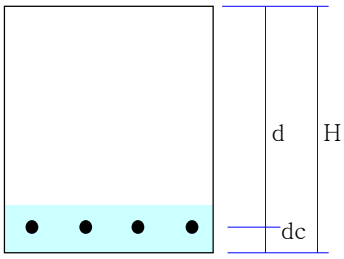
- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.500 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 304.699 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 6.7 = 150 mm < 304.699 mm O.K!!

4) 벽체 중앙부(Myy) (부식 조건 : 건조)



fck =	27	MPa,	fy =	400	MPa,
H =	900.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	820.00	mm,	dc =	80.00	mm ,
Mo =	253.549	kN· m,	As =	1910.000	mm^2
N =	6.67		n =	7	

- 응력산정

$x = -(n \cdot As / b) + (n \cdot As / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot As))}$ = 135.309 mm

$f_s = M / (As (d - x / 3))$ = 171.311 mm

$f_{st} = f_s (H - Dc_min - x) / (D - x)$ = 171.311 mm

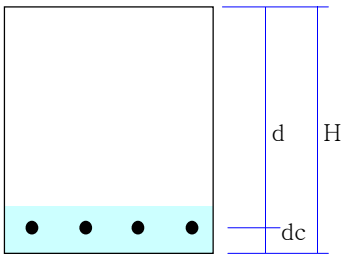
- 철근의 최대 중심간격

Cc = 80 - 19 / 2 = 70.500 mm

S = min [375 · (280 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (280 / fst)] = 436.671 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 6.7 = 150 mm < 436.671 mm O.K!!

5) 벽체 하부(Myy) (부식 조건 : 습윤)



fck =	27	MPa,	fy =	400	MPa,
H =	900.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	800.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	545.935	kN· m,	As =	4282.667	mm^2
N =	6.67		n =	7	

- 응력산정

$x = -(n \cdot As / b) + (n \cdot As / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot As))}$ = 191.075 mm

$f_s = M / (As (d - x / 3))$ = 173.128 mm

$f_{st} = f_s (H - Dc_min - x) / (D - x)$ = 173.128 mm

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.500 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 241.116 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 6.7 = 150 mm < 241.116 mm O.K!!

10.3 사용성검토 요약

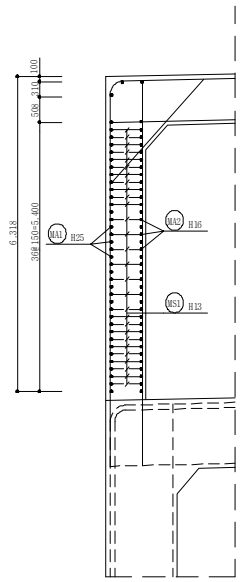
1) 균열검토 요약

구분		Mo (kN·m)	주철근 (mm)	fs (Mpa)	Cc (mm)	S (mm)	Smin (mm)	비고
벽체 Mxx	단 부	377.729	H25	151	87.5	150	304	O.K
	중앙부	127.092	H16	123	72.0	150	675	O.K
벽체 Myy	상 부	478.981	H29	152	85.5	150	305	O.K
	중앙부	253.549	H19	171	70.5	150	437	O.K
	하 부	545.935	H29	173	85.5	150	241	O.K

11. 주철근 조립도

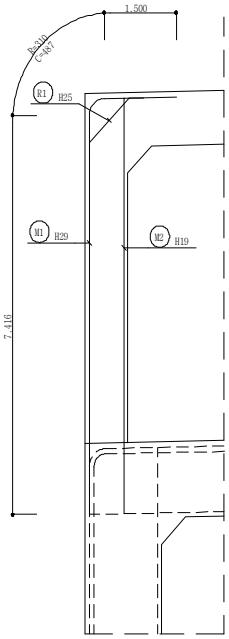
표준단면도 및 주철근 조립도

표 준 단 면 도



주철근 조립도

CYCLE-1 (@150)



환기시설 BOX8 마감벽#1

목 차

1. 설계개요 및 조건
2. 단면가정
3. 구조해석모델링
4. 하중산정
5. 하중조합
6. 구조해석결과
7. 단면설계
8. 단면설계 요약
9. 우각부보강설계
10. 사용성검토
11. 주철근조립도

1. 설계개요 및 조건

1.1 개요

• Plane Strain의 평면 판요소로 해석

• 구조해석 프로그램 : MIDAS CIVIL

1.2 설계방법

(1) 부재의 단면검토 : 강도설계법

(2) 사용성 검토 : 허용응력설계법

1.3 일반사항

(1) 사용재료의 강도

① 콘크리트의 압축강도 : f_{ck} = 27 MPa

② 철근의 항복강도 : f_y = 400 MPa

(2) 사용재료의 단위중량

재 료	단위중량(kN/m^3)	재 료	단위중량(kN/m^3)
철근콘크리트	24.5	아스팔트 포장	23.0
흙(지하수위 이상)	19.0	흙(지하수위 이하)	10.0
물	10.0	모르타르	21.5
기계실하중	25.0	무근콘크리트	23.0

(3) 사용재료의 탄성계수

① 콘크리트의 탄성계수 : E_c = 26,700 MPa

② 철근의 탄성계수 : E_s = 200,000 MPa

(4) 토사 내부마찰각 : Φ = 30°

(5) 토압 : K_o = 0.500

1.4 참고문헌

① 도로교설계기준 [2010] ---국토해양부

② 도로교설계기준·ᄒᆞ[2008] ---건설교통부

③ 콘크리트구조기준[2012] ---국토해양부

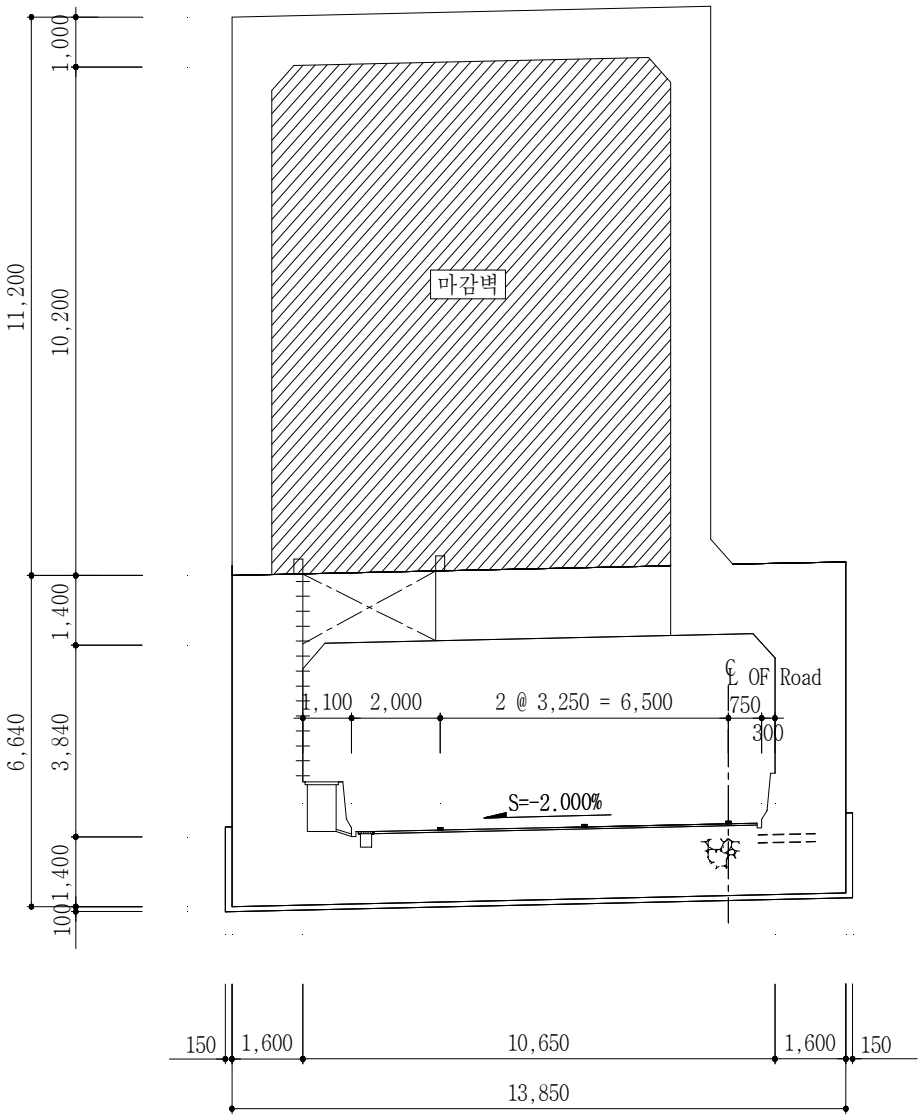
④ 도로설계편람 ---건설교통부

⑤ 지중구조물의 내진설계 ---한국지진공학회

⑥ 구조물 기초설계ᄀᆞ[2003] ---건설교통부

2. 단면가정

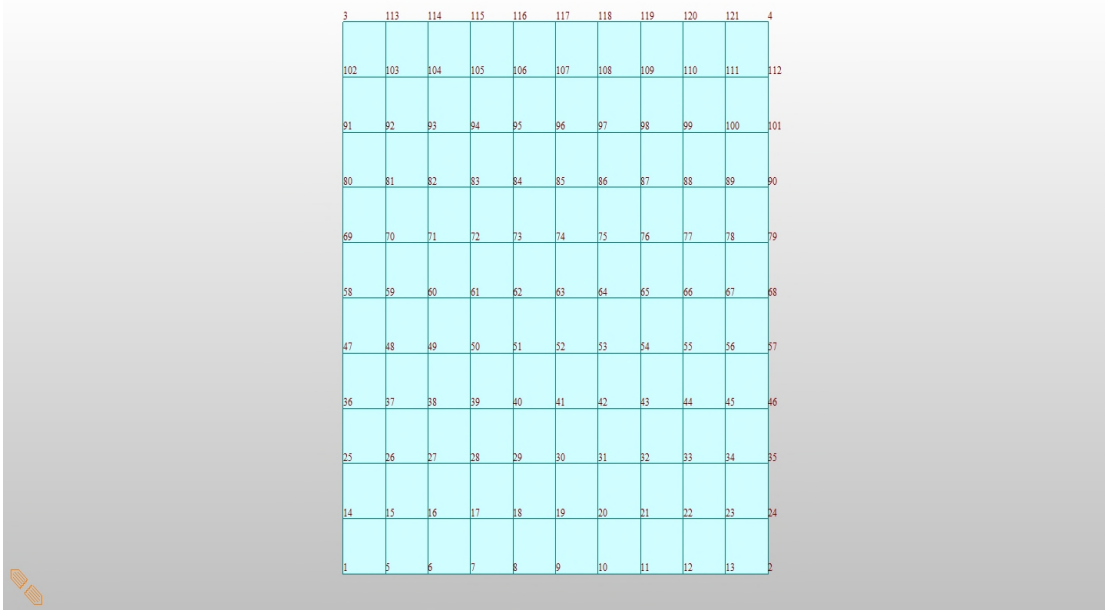
설계적용 토피 = 5.750 m



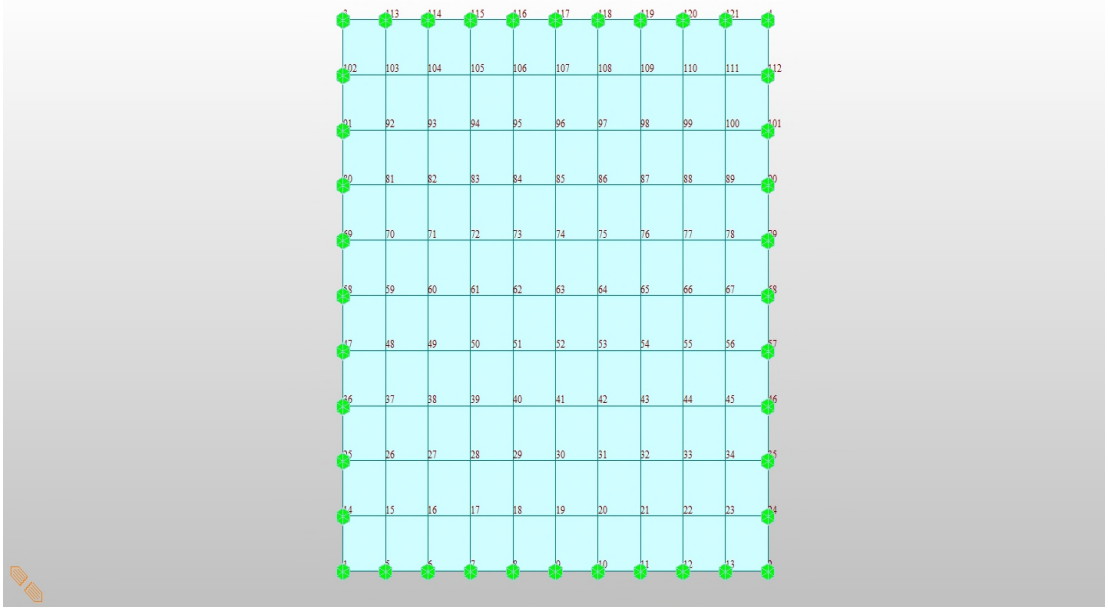
3. 구조해석 모델링

3.1 해석모형

절점



부재 및 경계조건



3.2 단면제원

번 호	폭(m)	높이(m)	단면적(m²)	단면2차모멘트(m⁴)	비 고
1	1.00	0.90	0.900	0.060750	마감벽

4. 하중산정

4.1 고정하중

- 구조물자중 (프로그램에서 자동재하)

4.2 활하중에 의한 측압 ---------- LC 1

도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB24 기준)

$D/B_0 \geqq 0.5$		
토피고(D, m)	노면활하중(Pvl, kN/m^2)	비 고
1.0	39.000	* 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용.
1.5	25.000	
2.0	18.000	
2.5	14.000	
3.0	11.000	
3.5이상	10.000	

$D/B_0 < 0.5$		
D/B_0	Pvl × D, kN/m^2	비 고
0.1	17.000	* D/B_0의 중간 값은, Pvl × D의 상위값을 적용 *D/B_0 중노면활하중 (Pvl)은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.000	
0.3	33.000	
0.4이상	36.000	

- D/B_0 = 5.750 / 10.800 = 0.532
- 노면 활하중 (DB-24) Lv = 10.000 kN/m²

Lh1 = 0.500 × 10.000 = 5.000 kN/m²

4.3 수평토압(지하수 無) ---------- LC 2

$q_{N1'}$ = 0.500 × (0.500 × 23.000 + (5.250 + 1.600 / 2) × 19.000)

= 63.225 kN/m²

$q_{N2'}$ = 63.225 + 11.400 × 19.000 × 0.500 = 171.525 kN/m²

4.4 수평 토압(지하수 有) ---------- LC 3

q_{N1} = 0.500 × (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 +

(4.750 + 1.600 / 2) × 10.000) = 38.250 kN/m²

q_{N2} = 38.250 + 11.400 × 10.000 × 0.500 = 95.250 kN/m²

4.5 수평 수압(지하수 有) ---------- LC 4

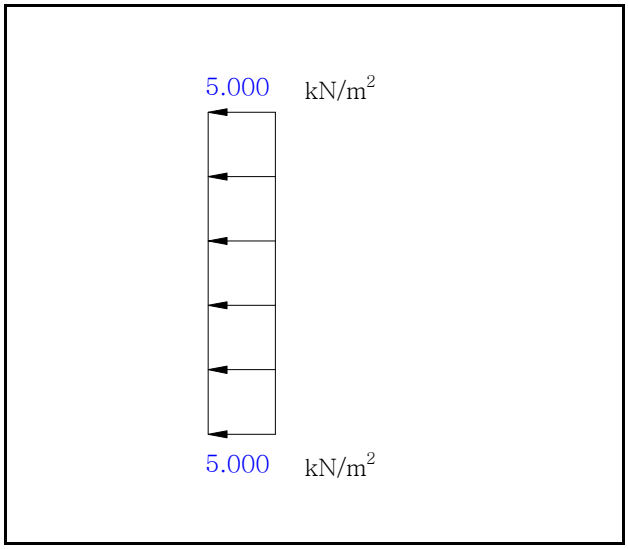
1) 벽체

q_{W1} = 10.000 × (4.750 + 1.600 / 2) = 55.500 kN/m²

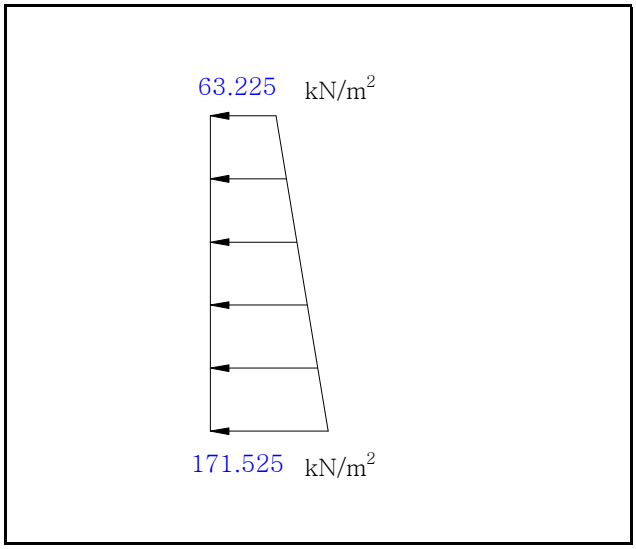
q_{W2} = 55.500 + 11.400 × 10.000 = 169.500 kN/m²

4.6 하중재하도

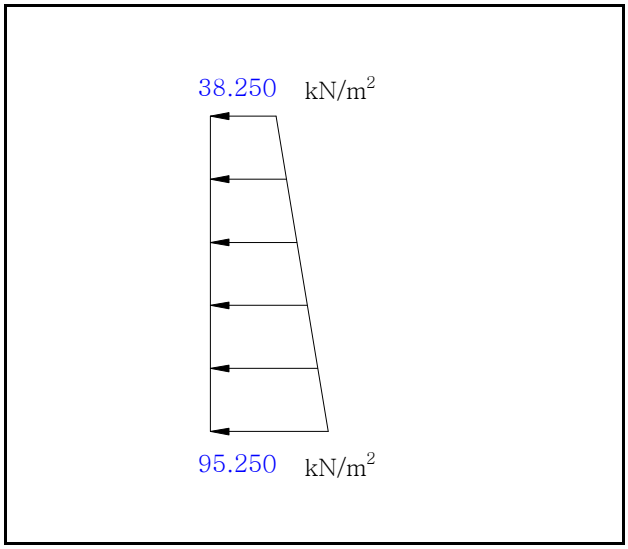
1) 활하중에 의한 측압 -------- LC 1



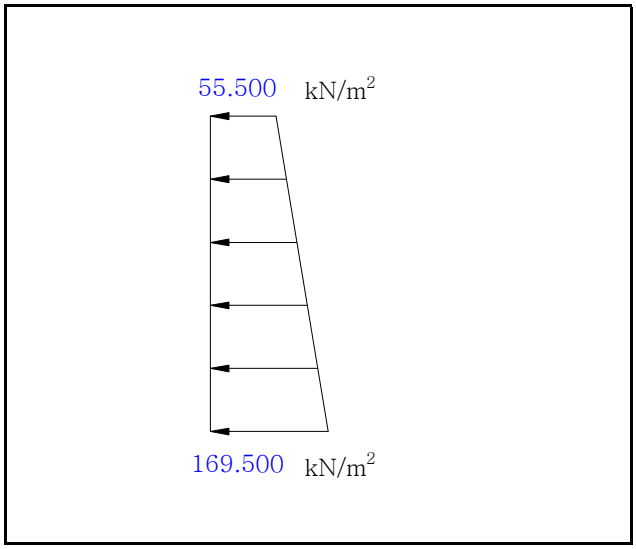
2) 수평 토압(지하수 무) ------- LC 2



3) 수평 토압(지하수 유) -------- LC 3



4) 수평 수압(지하수 유) ------- LC 4



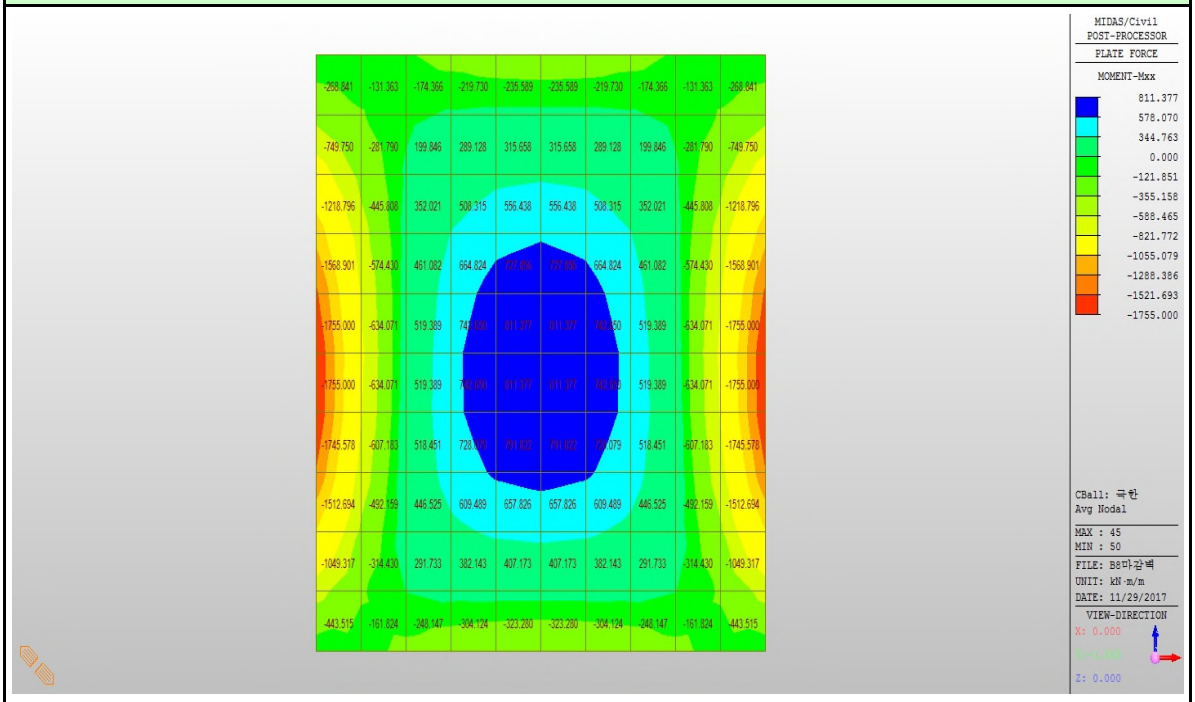
5. 하중조합

하중 조합	활하중	지하수 없을때	지하수 있을때		비고
	수평	수평 토압	수평 토압	수평 수압	
	LC01	LC02	LC03	LC04	
CB01	1.60	1.60			극한하중 조합
CB02		1.60			
CB03	1.60		1.60	1.60	
CB4			1.60	1.60	
CB5	1.00	1.00			사용하중 조합
CB6		1.00			
CB7	1.00		1.00	1.00	
CB8			1.00	1.00	

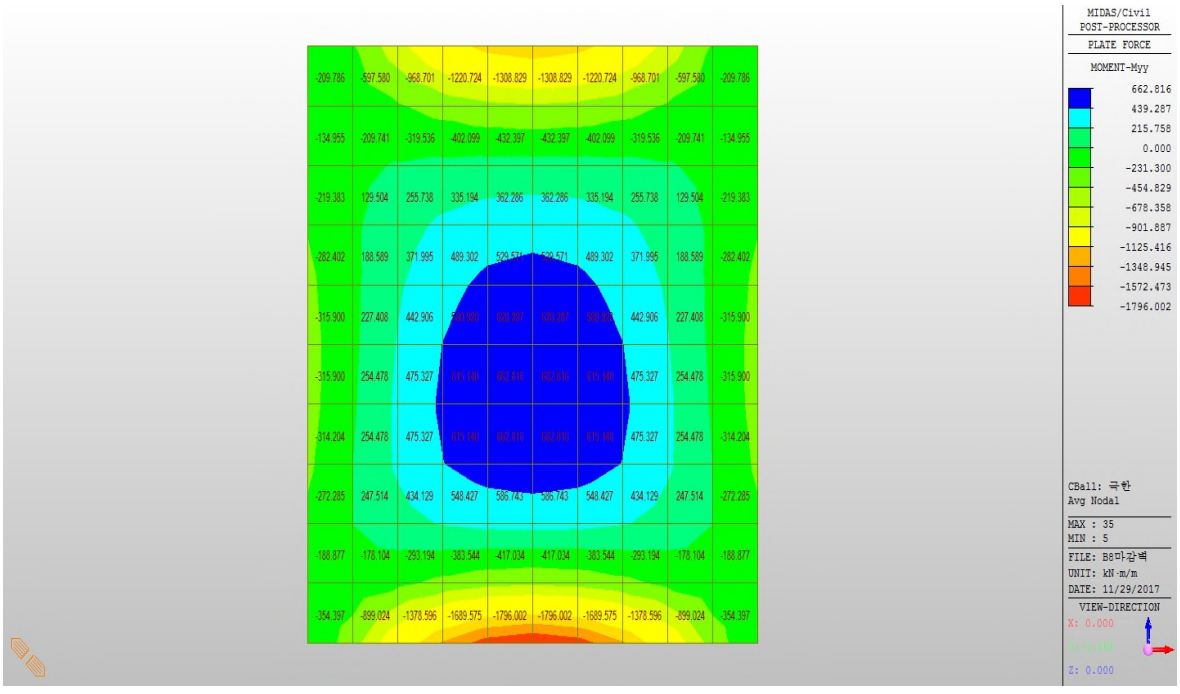
6. 구조해석 결과

6.1 부재력도

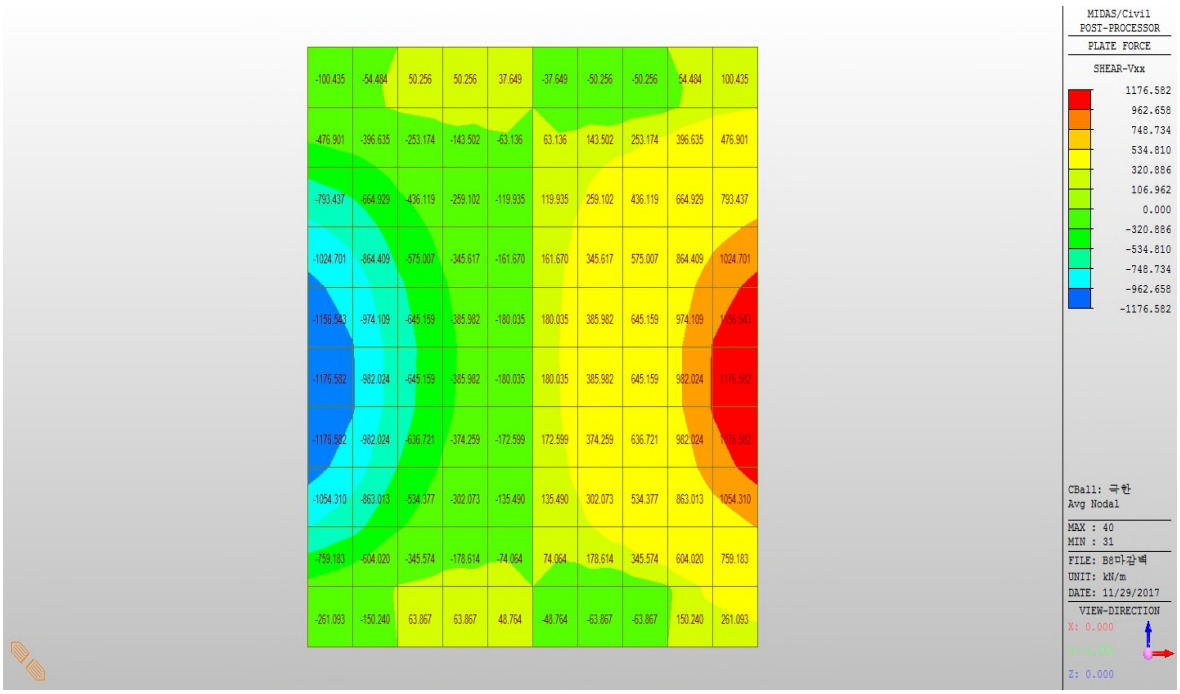
B.M.D (계수하중) [kN·m] : Mxx



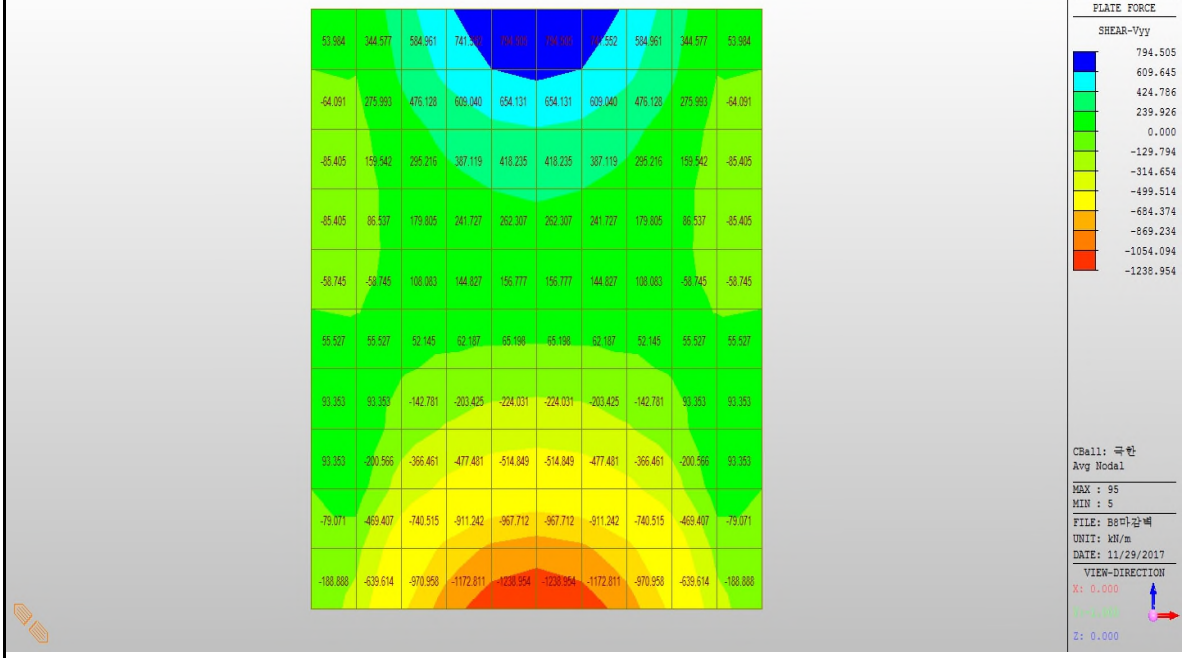
B.M.D (계수하중) [kN·m] : Myy



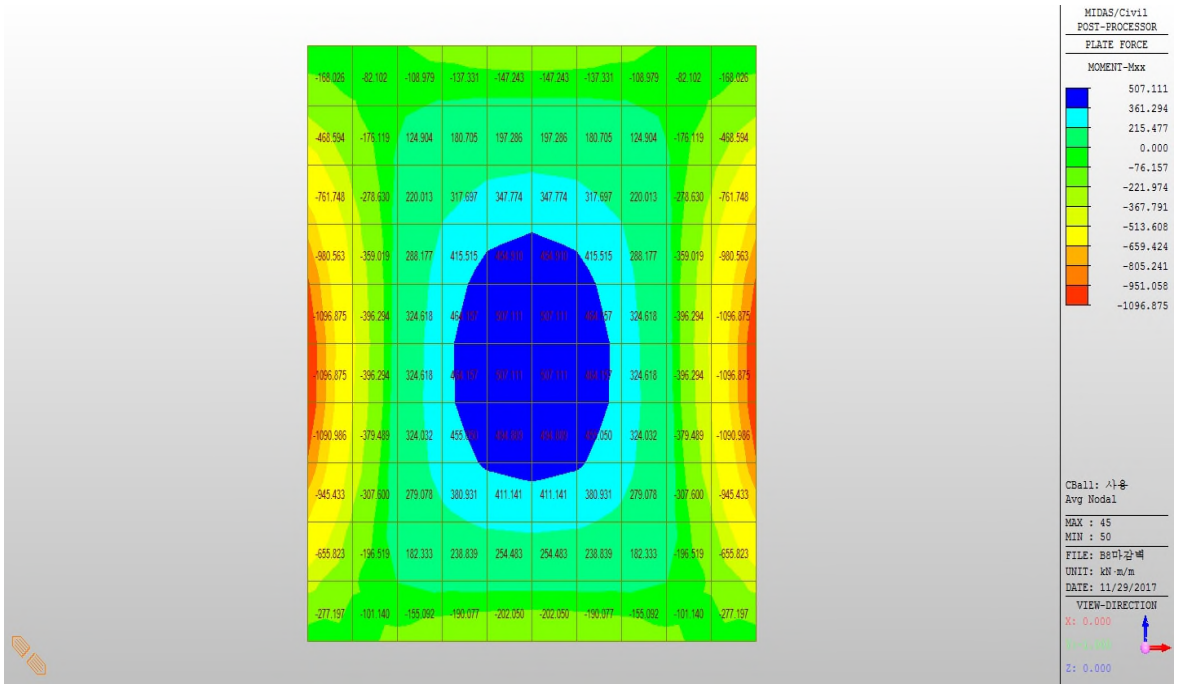
S.F.D (계수하중) [kN] : Vxx



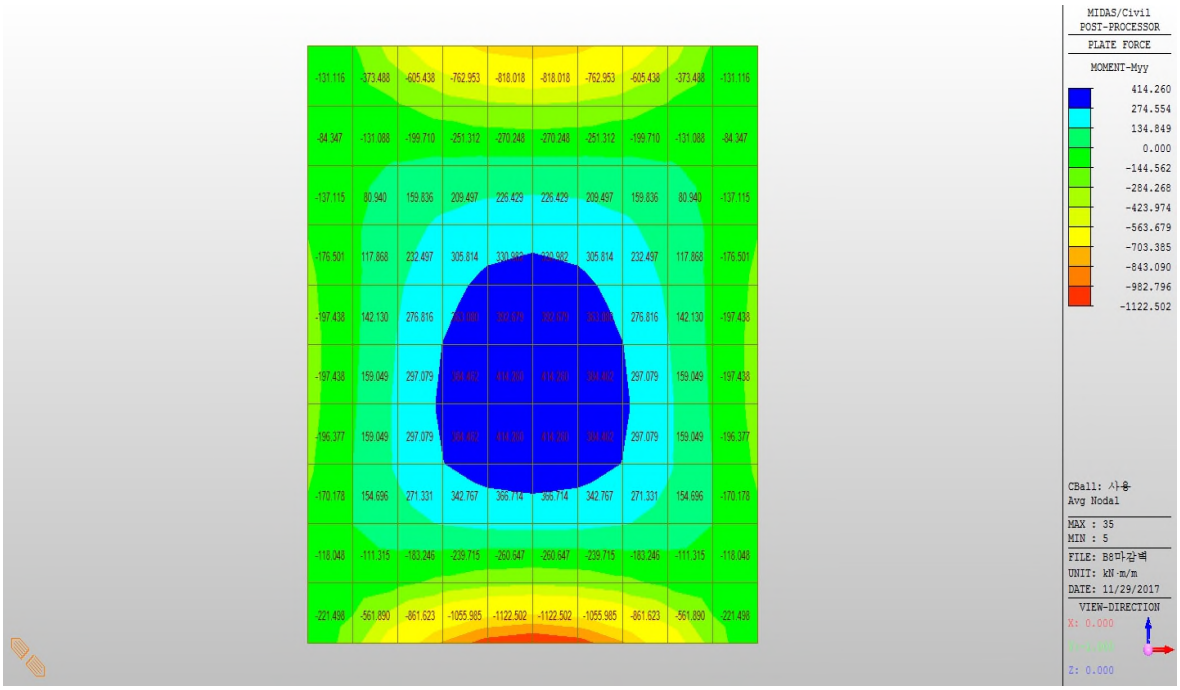
S.F.D (계수하중) [kN] : Vyy



B.M.D (사용하중) [kN·m] : Mxx



B.M.D (사용하중) [kN·m] : Myy



6.2 부재력 집계

구분		계수하중			사용하중	
		Mu(kN·m)	Pu(kN)	Vu(kN)	Mo(kN·m)	Po(kN)
벽체 Mxx	단 부	1755.000		1176.582	1096.875	
	중앙부	811.377		180.035	507.111	
벽체 Myy	상 부	1308.829		794.505	818.018	
	중앙부	662.816		156.777	414.260	
	하 부	1796.002		1238.957	1122.502	

7. 단면검토

1) 벽체 단부(Mxx)

＊ 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350 4/3 Req.As = 10058.083 mm^2

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	1096.9
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	900.0	750.0	150.0	1755.000	1176.582

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 750.0 d1' = 100 d2' = 200

＊ 휨모멘트 검토

ⓐ 휨강도 검토

사용철근량 = H29 × 6.67ea + H29 × 6.67ea = 8565.333 ㎟

∴ P = As / (B × D) = 0.01142

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 149.287 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.01066 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 1966782204 N·mm

= 1966.782 kN·m > 1755.000 kN·m ----- ∴ O.K.

ⓑ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 7543.562 mm < 사용철근량 ----- ∴ O.K.

철근비검토 : Pmin < P ----- ∴ O.K.

＊ 전단력 검토

Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d / 1000 = 487.139 kN

Vu > Φv x Vc ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Req Av = (1,176.6 - 487.139)×10^3×150.0 / (400.0×750.0×0.75)

= 459.628 ㎟

Use Av = 645.296 ㎟ (H22×1.67 EA, 간격 s = 150.0 mm

Øv·Vs = Øv·Av·fy·D / (s × B) = 967.944 kN

s = 150.0 mm < Min (600, 0.5D) = 375.0 mm ----- ∴ O.K.

Øv·Vn = Øv·Vc + Øv·Vs = 1455.083 kN < Vu ----- ∴ O.K.

2) 벽체 중앙부(Mxx)

＊ 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350 4/3 Req.As = 4008.397 mm^2

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	507.1
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	900.0	820.0	80.0	811.377	0.000

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 820.0 d1' = 80 d2' = 180

＊ 휨모멘트 검토

ⓐ 휨강도 검토

사용철근량 = H29 × 6.67ea = 4282.667 ㎟

∴ P = As / (B × D) = 0.00522

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 74.643 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02501 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 1139663382 N·mm

= 1139.663 kN·m > 811.377 kN·m ----- ∴ O.K.

ⓑ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 3006.297 mm < 사용철근량 ----- ∴ O.K.

철근비검토 : Pmin < P ----- ∴ O.K.

＊ 전단력 검토

Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d / 1000 = 532.606 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

3) 벽체 상부(Myy)

＊ 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350 4/3 Req.As = 7309.111 mm^2

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	818.0
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	900.0	750.0	150.0	1308.829	794.505

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 750.0 d1' = 100 d2' = 200

＊ 휨모멘트 검토

ⓐ 휨강도 검토

사용철근량 = H29 × 6.67ea + H29 × 6.67ea = 8565.333 ㎟

∴ P = As / (B × D) = 0.01142

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 149.287 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.01066 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 1966782204 N·mm

= 1966.782 kN·m > 1308.829 kN·m ----- ∴ O.K.

ⓑ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 5481.833 mm < 사용철근량 ----- ∴ O.K.

철근비검토 : Pmin < P ----- ∴ O.K.

＊ 전단력 검토

Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d / 1000 = 487.139 kN

Vu > Φv x Vc ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Req Av = (794.5 - 487.139)×10^3×150.0 / (400.0×750.0×0.75)

= 204.910 ㎟

Use Av = 645.296 ㎟ (H22×1.667 EA, 간격 s = 150.0 mm

Øv·Vs = Øv·Av·fy·D / (s × B) = 967.944 kN

s = 150.0 mm < Min (600, 0.5D) = 375.0 mm ----- ∴ O.K.

Øv·Vn = Øv·Vc + Øv·Vs = 1455.083 kN < Vu ----- ∴ O.K.

4) 벽체 중앙부(Myy)

＊ 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350 4/3 Req.As = 3254.263 mm^2

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	414.3
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	900.0	820.0	80.0	662.816	156.777

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 820.0 d1' = 80 d2' = 180

＊ 휨모멘트 검토

ⓐ 휨강도 검토

사용철근량 = H25 × 6.67ea = 3378.000 ㎟

∴ P = As / (B × D) = 0.00412

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 58.876 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03252 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 907976268 N·mm

= 907.976 kN·m > 662.816 kN·m ----- ∴ O.K.

ⓑ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 2440.697 mm < 사용철근량 ----- ∴ O.K.

철근비검토 : Pmin < P ----- ∴ O.K.

＊ 전단력 검토

Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d / 1000 = 532.606 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

5) 벽체 하부(Myy)

＊ 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350 4/3 Req.As = 10318.763 mm^2

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
27.0	400.0	0.850	0.850	0.750	1122.5
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	900.0	750.0	150.0	1796.002	1238.957

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 750.0 d1' = 100 d2' = 200

＊ 휨모멘트 검토

ⓐ 휨강도 검토

사용철근량 = H29 × 6.67ea + H29 × 6.67ea = 8565.333 ㎟

∴ P = As / (B × D) = 0.01142

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 149.287 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.01066 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 1966782204 N·mm

= 1966.782 kN·m > 1796.002 kN·m ----- ∴ O.K.

ⓑ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 7739.072 mm < 사용철근량 ----- ∴ O.K.

철근비검토 : Pmin < P ----- ∴ O.K.

＊ 전단력 검토

Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d / 1000 = 487.139 kN

Vu > Φv x Vc ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Req Av = (1,239.0 - 487.139)×10³×150.0 / (400.0×750.0×0.75)

= 501.212 ㎟

Use Av = 645.296 ㎟ (H22×1.67 EA, 간격 s = 150.0 mm

Øv·Vs = Øv·Av·fy·D / (s × B) = 967.944 kN

s = 150.0 mm < Min (600, 0.5D) = 375.0 mm ----- ∴ O.K.

Øv·Vn = Øv·Vc + Øv·Vs = 1455.083 kN < Vu ----- ∴ O.K.

8. 단면설계요약

1) 휨설계 요약

구분		Mu (kN·m)	Pu (kN)	사용철근				ΦMn (kN·m)	ΦPn (kN)	안전율	비고
				1단		2단					
벽체 Mxx	단 부	##		H29	150	H29	150	##		1.12	O.K
	중앙부	811.377		H29	150	H0	0	##		1.40	O.K
벽체 Myy	상 부	##		H29	150	H29	150	##		1.50	O.K
	중앙부	662.816		H25	150	H0	0	907.976		1.37	O.K
	하 부	##		H29	150	H29	150	##		1.10	O.K

2) 전단설계 요약

구분		Vu (kN·m)	사용철근			ΦVn (kN·m)	안전율	비고
			직경	개수	간격			
벽체 Mxx	단 부	##	H22	1.7EA	150	1455.083	1.24	O.K
	중앙부	180.035	H22	1.7EA	300	전단철근 필요없음		
벽체 Myy	상 부	794.505	H22	1.7EA	150	1455.083	1.83	O.K
	중앙부	156.777	H22	1.7EA	300	전단철근 필요없음		
	하 부	##	H22	1.7EA	150	1455.083	1.17	O.K

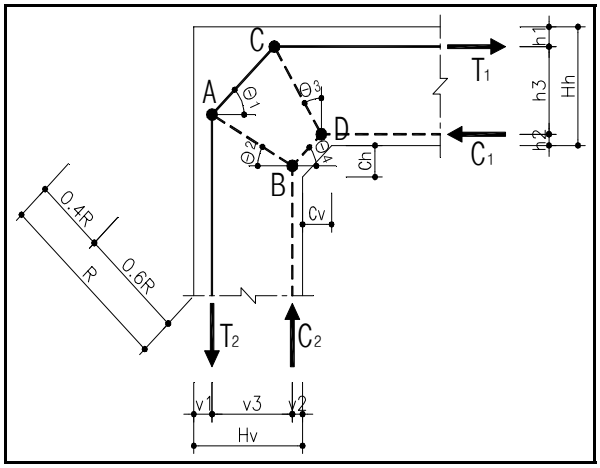
9. 우각부 보강 설계 (스트럿-타이 모델 해석에 의한 라멘접합부 보강)

9.1 벽체 Mxx (단부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1000.00 mm	벽체 높이	H_v	=	900.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	820.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	720.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	1755.000 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1697.06 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

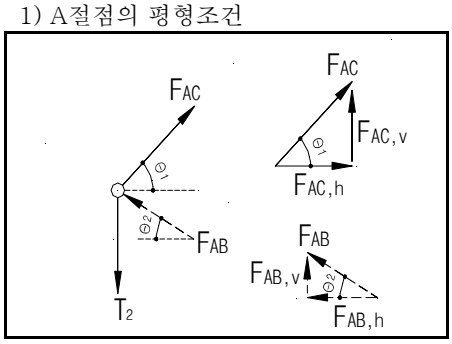
Θ_2 = 32.35°

Θ_3 = 23.47°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



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

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

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

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

$\Sigma V = 0$:

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

$\Sigma H = 0$:

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

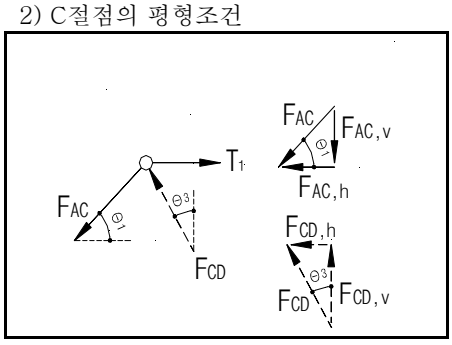
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\epsilon \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

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

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

2) C절점의 평형조건



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

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

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

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

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\epsilon = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3 \Rightarrow$ $F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

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

식 ④를 식 ⑤에 대입

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

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

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{1{,}755.000}{0.820} =$ 2,140.244 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{1{,}755.000}{0.720} =$ 2,437.500 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 2,110.497 kN

식 ⑥ 으로부터

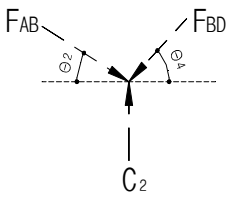
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 2,110.497 kN

따라서 $F_{AC} =$ **2,110.497** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}766.469 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

ΣV = 0 :

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

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 2{,}110.497 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}626.920 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	2,110.497	타이
AB	-1,766.469	스트럿
BD	-2,110.497	스트럿
CD	-1,626.920	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 2,110.497 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{2{,}110{,}497.281}{0.85 \times 400} = 6{,}207.34 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	25	@	300	=	1,689.00	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	29	@	150	=	4,282.67	mm^2	(1 단)
	= H	29	@	150	=	4,282.67	mm^2	(2 단)
				합계	=	**10,254.33**	mm^2	

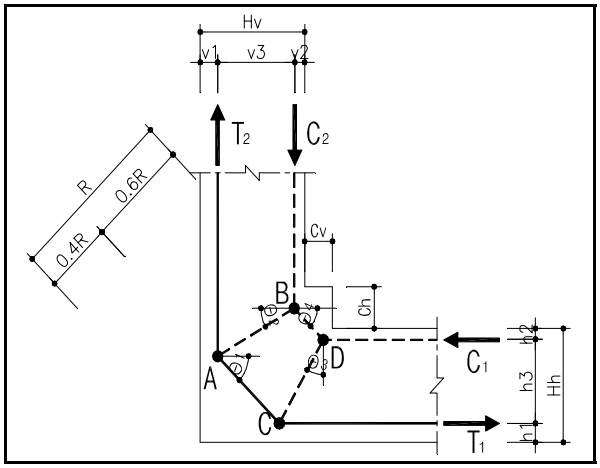
$A_{s,used}$ = 10,254.33 mm^2 > 6,207.34 mm^2 ……O.K

9.2 벽체 Myy (상부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1000.00 mm	벽체 높이	H_v	=	900.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	820.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	720.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	1308.829 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1697.06 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

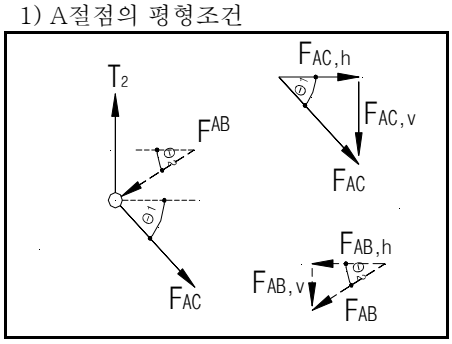
Θ_2 = 33.69°

Θ_3 = 24.86°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



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

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

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

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

$\Sigma V = 0$:

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

$\Sigma H = 0$:

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

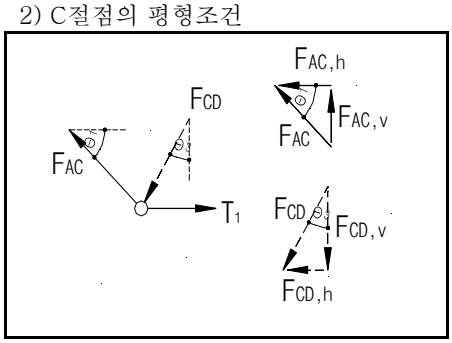
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\epsilon \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

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

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

2) C절점의 평형조건



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

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

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

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

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\epsilon = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3 \Rightarrow$ $F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

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

식 ④를 식 ⑤에 대입

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

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

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{1{,}308.829}{0.820} =$ 1,596.133 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{1{,}308.829}{0.720} =$ 1,817.818 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,542.470 kN

식 ⑥ 으로부터

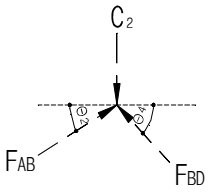
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,542.470 kN

따라서 $F_{AC} =$ **1,542.470** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}310.847 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

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

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}542.470 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}202.114 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,542.470	타이
AB	-1,310.847	스트럿
BD	-1,542.470	스트럿
CD	-1,202.114	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,542.470 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}542{,}469.769}{0.85 \times 400} = 4{,}536.68 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	29	@	300	=	2,141.33	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	29	@	150	=	4,282.67	mm^2	(1 단)
	= H	29	@	150	=	4,282.67	mm^2	(2 단)
				합계	=	10,706.67	mm^2	

$A_{s,used}$ = 10,706.67 mm^2 > 4,536.68 mm^2 ……O.K

10. 사용성 검토

10.1 처짐 검토

1) Mxx 벽체 : 최소부재두께 적용

철근의 항복응력	fy	=	400	MPa			
부재의 지간길이	L	=	9.000	m			
일방향 슬래브 양단 연속의 경우	T	=	L	/	24	=	0.375 m

(보정계수) FACTOR = 1

처짐계산을 하지않는 경우의 최소두께 T = 0.375m < H = 0.900m (처짐검토 생략)

2) Myy 벽체 : 최소부재두께 적용

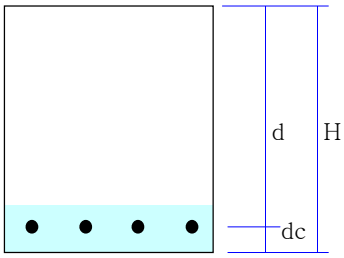
철근의 항복응력	fy	=	400	MPa			
부재의 지간길이	L	=	10.200	m			
일방향 슬래브 양단 연속의 경우	T	=	L	/	24	=	0.425 m

(보정계수) FACTOR = 1

처짐계산을 하지않는 경우의 최소두께 T = 0.425m < H = 0.900m (처짐검토 생략)

10.2 균열 검토

1) 벽체 단부(Mxx) (부식 조건 : 습윤)



fck =	27	MPa,	fy =	400	MPa,		
H =	900.00	mm,	B =	1000.00	mm ,		
d =	750.00	mm,	dc =	100.00	mm ,		
Mo =	1096.875	kN· m,	As =	8565.333	mm^2		
N =	6.67		n =	7			

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 245.871 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 191.694 mm

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 210.706 mm

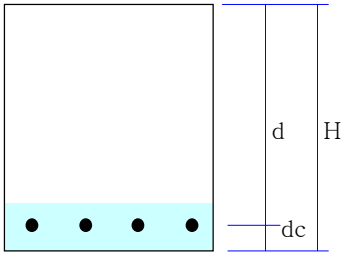
- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.500 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 159.993 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 6.7 = 150 mm < 159.993 mm O.K!!

2) 벽체 중앙부(Mxx) (부식 조건 : 건조)



fck =	27	MPa,	fy =	400	MPa,
H =	900.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	820.00	mm,	dc =	80.00	mm ,
Mo =	507.111	kN· m,	As =	4282.667	mm^2
N =	6.67		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 193.771 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 156.749 mm

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 156.749 mm

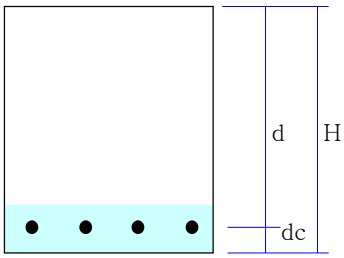
- 철근의 최대 중심간격

Cc = 80 - 29 / 2 = 65.500 mm

S = min [375 · (280 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (280 / fst)] = 506.109 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 6.7 = 150 mm < 506.109 mm O.K!!

3) 벽체 상부(Myy) (부식 조건 : 습윤)



fck =	27	MPa,	fy =	400	MPa,
H =	900.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	750.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	818.018	kN· m,	As =	8565.333	mm^2
N =	6.67		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 245.871 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 142.960 mm

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 157.139 mm

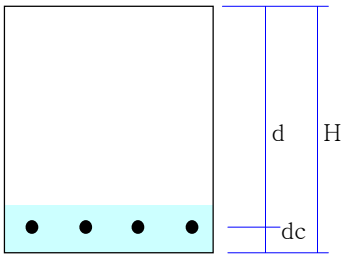
- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.500 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 287.399 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 6.7 = 150 mm < 287.399 mm O.K!!

4) 벽체 중앙부(Myy) (부식 조건 : 건조)



fck =	27	MPa,	fy =	400	MPa,
H =	900.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	820.00	mm,	dc =	80.00	mm ,
Mo =	414.260	kN· m,	As =	3378.000	mm^2
N =	6.67		n =	7	

- 응력산정

$x = -(n \cdot As / b) + (n \cdot As / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot As))}$ = 174.694 mm

$f_s = M / (As (d - x / 3))$ = 160.987 mm

$f_{st} = fs (H - Dc_min - x) / (D - x)$ = 160.987 mm

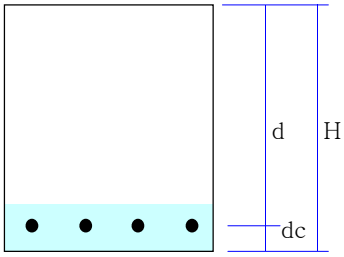
- 철근의 최대 중심간격

Cc = 80 - 25 / 2 = 67.500 mm

S = min [375 · (280 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (280 / fst)] = 483.478 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 6.7 = 150 mm < 483.478 mm O.K!!

5) 벽체 하부(Myy) (부식 조건 : 습윤)



fck =	27	MPa,	fy =	400	MPa,
H =	900.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	750.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	1122.502	kN· m,	As =	8565.333	mm^2
N =	6.67		n =	7	

- 응력산정

$x = -(n \cdot As / b) + (n \cdot As / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot As))}$ = 245.871 mm

$f_s = M / (As (d - x / 3))$ = 196.173 mm

$f_{st} = fs (H - Dc_min - x) / (D - x)$ = 215.629 mm

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.500 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 151.460 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 6.7 = 150 mm < 151.460 mm O.K!!

10.3 사용성검토 요약

1) 균열검토 요약

구분		Mo (kN·m)	주철근 (mm)	fs (Mpa)	Cc (mm)	S (mm)	Smin (mm)	비고
벽체 Mxx	단 부	1096.875	H29	211	85.5	150	160	O.K
	중앙부	507.111	H29	157	65.5	150	506	O.K
벽체 Myy	상 부	818.018	H29	157	85.5	150	287	O.K
	중앙부	414.260	H25	161	67.5	150	483	O.K
	하 부	1122.502	H29	216	85.5	150	151	O.K

11. 주철근 조립도

표준단면도 및 주철근 조립도