

원형 맨홀 구조검토서

PART 1 : 원형 맨홀 1호 (Φ900)

· 매립 깊이 15.2m

PART 2 : 원형 맨홀 2호 (Φ1,200)

· 매립 깊이 14.9m

PART 3 : 원형 맨홀 3호 (Φ1,500)

· 매립 깊이 15.2m

2016. 1

동양콘크리트산업 (주)

상기 원형 맨홀에 대하여 매립 깊이 12m 이상일 때의 구조적 안전성 검토를 구조기술자가 수행하고 구조 안전을 확인하였기에, 본 구조 검토서에 한국기술사회에 등록된 인장으로 날인합니다.

검 토 자 :

정 석 구조 기술 사무 소

토목구조기술사: 윤 재 석

사업자등록번호 : 449-04-00106



PART 1. 원형1호 구조계산서

- $\Phi 900$

- 매립깊이 : 15.2m

1. 설계조건

1) 형 식 : 원형1호 $\Phi 900$

2) 기 초 형 식 : 직접기초

3) 토 질 정 수 :

- ① 단 위 체 적 중 량 : $\gamma_t = 19.00 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_{sub} = 10.00 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_w = 10.00 \text{ kN/m}^3$
- ② 내 부 마 찰 각 : $\phi = 30 \text{ deg}$

③ 토 압 계 수 : 정지토압계수 적용

$$K_o = 1 - \sin\phi$$

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

측벽부 N치 : 20

처판하단 N치 : 20

4) 하 중

① 고정하중

- * 포 장 : $\gamma_a = 23.00 \text{ kN/m}^3$
- * 철근 콘크리트 : $\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- * 무근 콘크리트 : $\gamma_c = 23.00 \text{ kN/m}^3$

② 활 하 중 DB - 24 적용 ---- 지하철설계기준참조

1) kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB-24기준)

토 피 두 께 (m)	노면활하중 (kN/m ²)	비 고
1.0	51.0	* 토피의 중간 값은 노면활하중 상위 값을 적용함 *10m이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10kN/m ² 로 한다
1.5	39.0	
2.0	21.0	
2.5	17.0	
3.0	15.0	
:	:	
7.0	15.0	
8.0	12.0	
9.0	11.0	
10.0	9.0	

5) 매 립 깊 이 : D = 15.2 m

6) 강도감소계수

$$\begin{aligned} * \quad \text{휨} & : \phi_f = 0.85 \\ * \quad \text{전단} & : \phi_v = 0.75 \end{aligned}$$

7) 사 용 재 료

① 콘 크 리 트 강 도: $f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$

② 콘크리트 탄성계수 : $E_c = 4270 \times w_c^{1.5} \times \sqrt{f_{ck}}$
 $= 24.459 \times 10^5 \text{ Mpa}$ ---- 콘, 구 P70

③ 철 근 항 복 강 도: $f_y = 400 \text{ Mpa}$

④ 철 근 탄성계수 : $E_s = 2.0 \times 10^6 \text{ Mpa}$

8) 참고자료

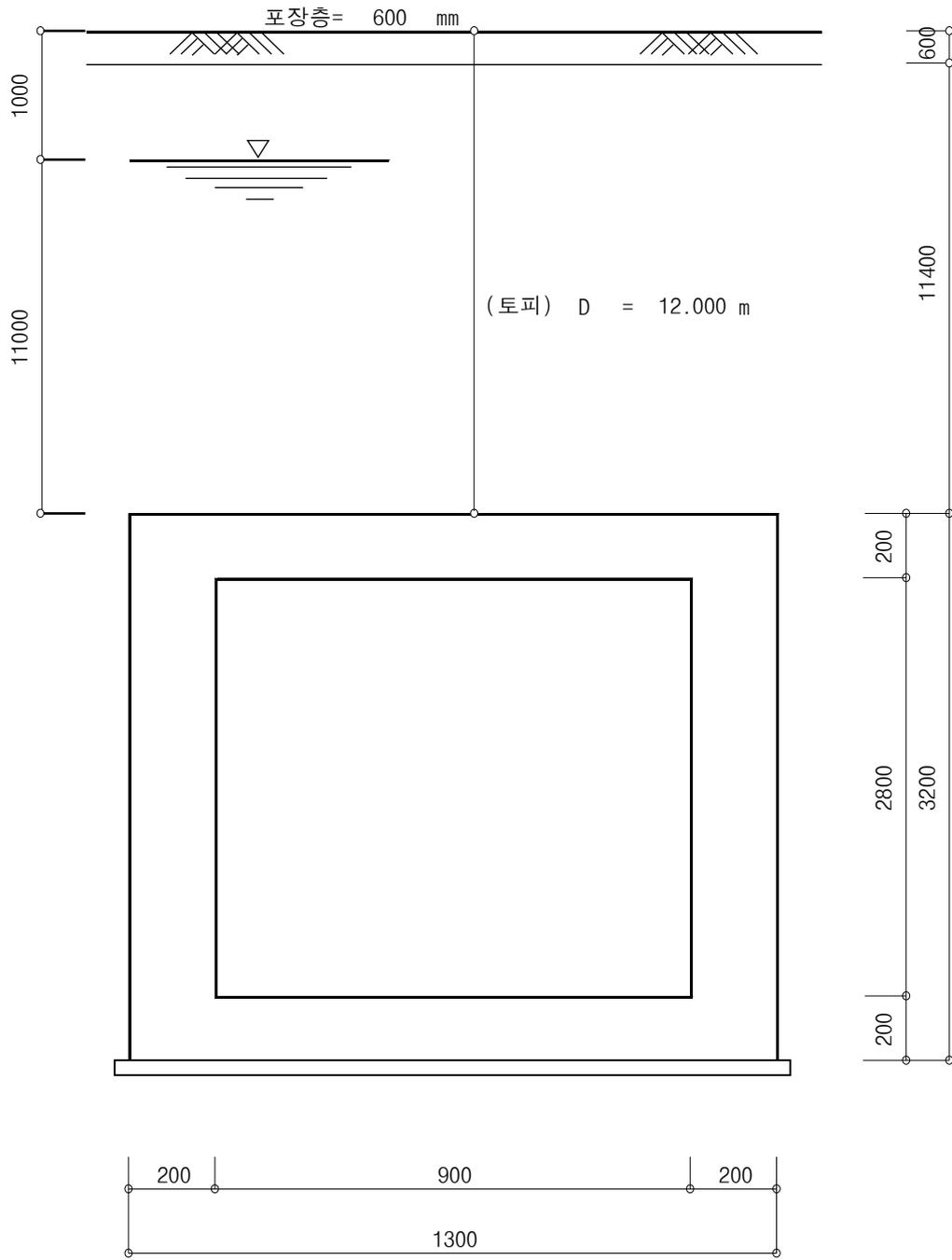
① 도로교 설계기준 : 건 교 부 (2000)

② 콘크리트 구조설계기준 : 건 교 부 (2007)

③ 도 로 설 계 요 령 : 한국 도로 공사 (2001)

④ 철근 콘크리트 설계편람 : 건 교 부 (1991)

2. 단면가정



3. 하 중

1) 고정하중 (지하수가 없을때) - CASE 1

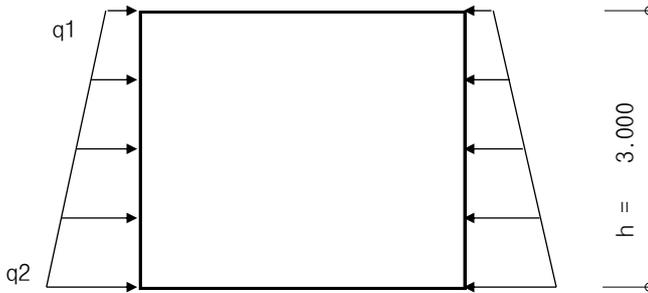
① 포 장 층 : $0.600 \times 23.00 = 13.800 \text{ kN/m}^2$

② 흙 자 중 : $11.400 \times 19.00 = 216.600 \text{ kN/m}^2$

$\Sigma = 230.400 \text{ kN/m}^2$

2) 토 압 (지하수가 없을때) - CASE 2

* 정지토압계수 $K_0 = 1 - \sin 30 = 0.500$



① 전 토 압

$q1 = 0.5 \times (0.600 \times 23.00 + 11.500 \times 19.00) = 116.150 \text{ kN/m}^2$

$q2 = 116.2 + 0.5 \times 3.000 \times 19.000 = 144.650 \text{ kN/m}^2$

3) 고정하중 (지하수가 있을때) - CASE 3

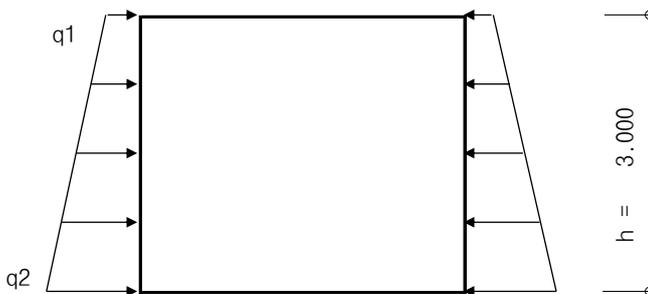
① 포 장 층 : $0.600 \times 23.00 = 13.800 \text{ kN/m}^2$

② 흙 자 중 : $0.400 \times 19.00 + 11.0 \times 10.00 = 117.600 \text{ kN/m}^2$

$\Sigma = 131.400 \text{ kN/m}^2$

4) 토 압 (지하수가 있을때) - CASE 4

* 정지토압계수 $K_0 = 1 - \sin 30 = 0.500$



① 전 토 압

$q1 = 0.5 \times ((0.600 \times 23.000 + 0.400 \times 19.00 + (11.000 + 0.100) \times 10.00)) = 66.200 \text{ kN/m}^2$

$$q_2 = 66.200 + 0.5 \times 3.000 \times 10.00 = 81.200 \text{ kN/m}^2$$

5) 활 하중 - CASE 5

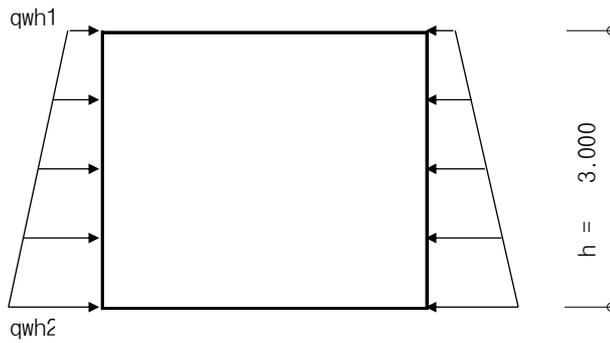
① 지표재하활하중 : DB - 24 적용

② 연직하중 및 측면하중 (토피 두께가 12.000 m 이므로)

$$P_{vl} = 10.000 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{hl} = 5.000 \text{ kN/m}^2$$

6) 횡 수 압 - CASE 7



$$q_{wh1} = (11.000 + 0.100) \times 10.00 = 111.000 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{wh2} = 111.0 + 3.000 \times 10.000 = 141.000 \text{ kN/m}^2$$

7) 종 수 압 - CASE 8

① 상부슬래브에 작용하는 수압

$$q_{wv1} = 11.000 \times 10.00 = 110.0 \text{ kN/m}^2$$

② 하부슬래브에 작용하는 수압

$$q_{wv2} = (11.000 + 3.20) \times 10.00 = 142.0 \text{ kN/m}^2$$

4. 지반반력계수 산정

1) 지반반력계수 산정

- ① 지반의 변형계수

$$E_o = 56000 \text{ kN/m}^2$$

- ② 연직방향 지반반력계수 ($\alpha = 1$)

$$K_{vo} = 1/0.3 \times \alpha \times E_o = 1/0.3 \times 1 \times 56000 = 186666.7 \text{ kN/m}^2$$

- ③ 환산재하폭

$$B_v = \sqrt{(3.14 \times d^2) / 4} = 1.152 \text{ m}$$

- ④ 환산재하폭을 고려한 지반반력계수

$$\begin{aligned} K_v &= K_{vo} \times (B_v / 0.3)^{-3/4} \\ &= 186666.667 \times (1.152 / 0.3)^{-3/4} = 68057.200 \text{ kN/m}^3 \\ &= 68057 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

5. 하 중 조 합

1) 극한하중 검토시

하중종류 COMB	고정하중			활하중	수평 활하중	토압	연직 수압	수평 수압	건조 수축
	구체 자중	지하수 無	지하수 有						
COMB - 1	1.4	1.4							
COMB - 2	1.4		1.4				1.4		
COMB - 3	1.2	1.6		1.6	1.6	1.6			1.2
COMB - 4	1.2	1.6			1.6	1.6			1.2
COMB - 5	1.2		1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.2
COMB - 6	1.2		1.6		1.6	1.6	1.6	1.6	1.2
COMB - 7	1.2			1					
COMB - 8	1.2								
COMB - 9	0.9	1.6			1.6	1.6			
COMB - 10	0.9		1.6		1.6	1.6	1.6	1.6	
COMB - 11	1.2	1.6		1.6	0.8	0.8			1.2
COMB - 12	1.2	1.6			0.8	0.8			1.2
COMB - 13	1.2		1.6	1.6	0.8	0.8	1.6	0.8	1.2
COMB - 14	1.2		1.6		0.8	0.8	1.6	0.8	1.2

2) 사용하중 검토시

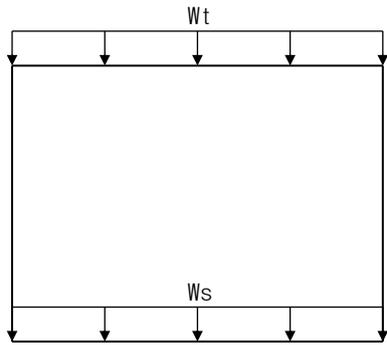
하중종류 COMB	고정하중			활하중	수평 활하중	토압	연직 수압	수평 수압	건조 수축
	구체 자중	지하수 無	지하수 有						
COMB - 1	1.0	1.0							
COMB - 2	1.0		1.0				1.0		
COMB - 3	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0			1.0
COMB - 4	1.0	1.0			1.0	1.0			1.0
COMB - 5	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
COMB - 6	1.0		1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
COMB - 7	1.0			1.0					
COMB - 8	1.0								
COMB - 9	1.0	1.0			1.0	1.0			
COMB - 10	1.0		1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	
COMB - 11	1.0	1.0		1.0	0.5	0.5			1.0
COMB - 12	1.0	1.0			0.5	0.5			1.0
COMB - 13	1.0		1.0	1.0	0.5	0.5	1.0	0.5	1.0
COMB - 14	1.0		1.0		0.5	0.5	1.0	0.5	1.0

* 사용하중은 하중조합의 하중계수를 1사용

6. 하중 재하도

1) CASE 1 - 구체 자중 : PROGRAM내 자동계산

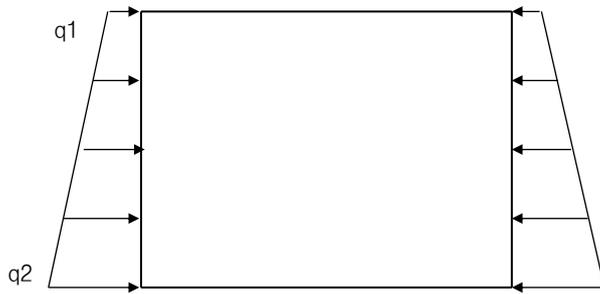
2) CASE 2 - 고정하중 (지하수가 없을때)



$$W_t = 230.400 \text{ kN/m}^2$$

$$W_s = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

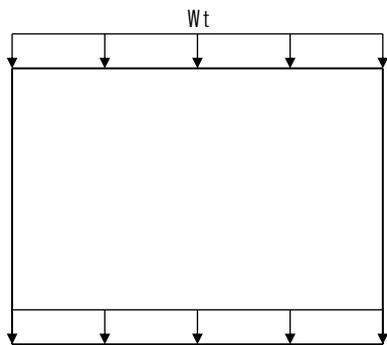
3) CASE 3 - 전 토 압 (지하수가 없을때)



$$q_1 = 116.150 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 144.650 \text{ kN/m}^2$$

4) CASE 4 - 고정하중 (지하수가 있을때)



구체 자중은 PROGRAM내 자동계산

$$W_t = 131.400 \text{ kN/m}^2$$

$$W_s = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

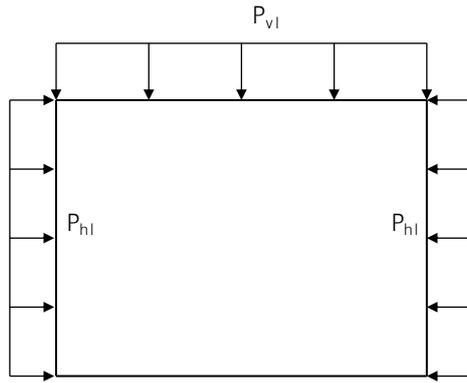
5) CASE 5 - 전 토 압 (지하수가 있을때)



$$q_1 = 66.200 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 81.200 \text{ kN/m}^2$$

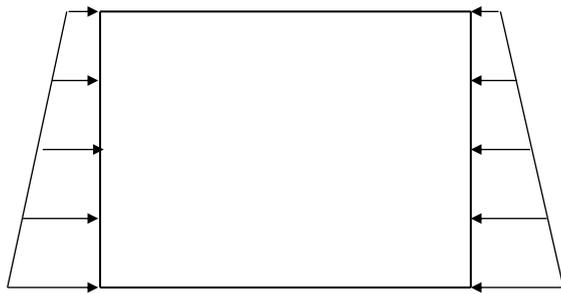
6) CASE 6 - 활 하중



$$P_{vl} = 10.000 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{hl} = 5.000 \text{ kN/m}^2$$

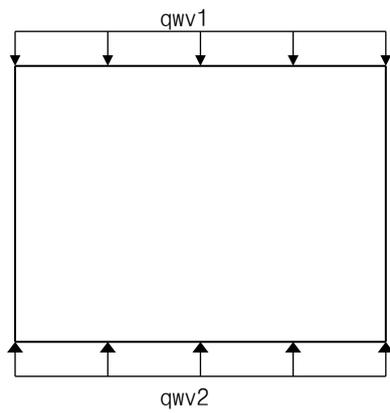
7) CASE 7 - 횡수압



$$q_{wh1} = 111.000 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{wh2} = 141.000 \text{ kN/m}^2$$

8) CASE 8 - 종수압

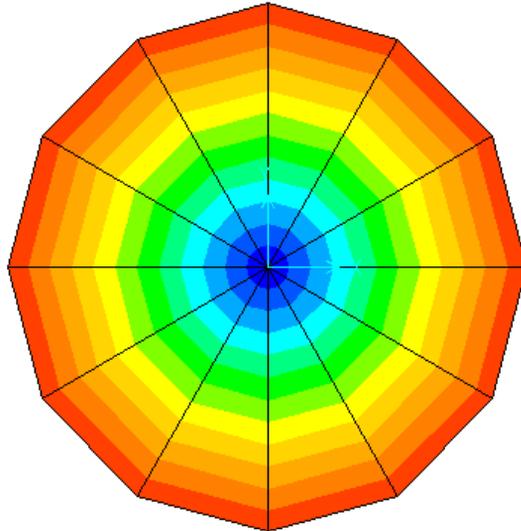
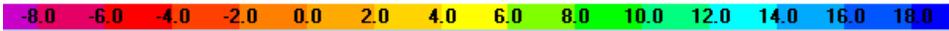
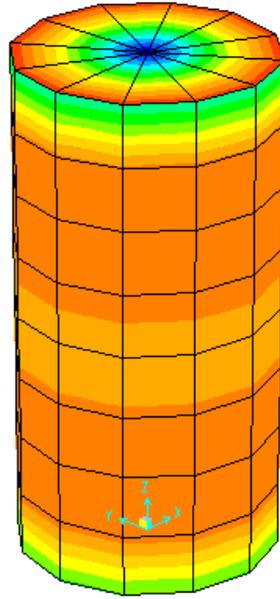


$$q_{wv1} = 110.000 \text{ kN/m}^2$$

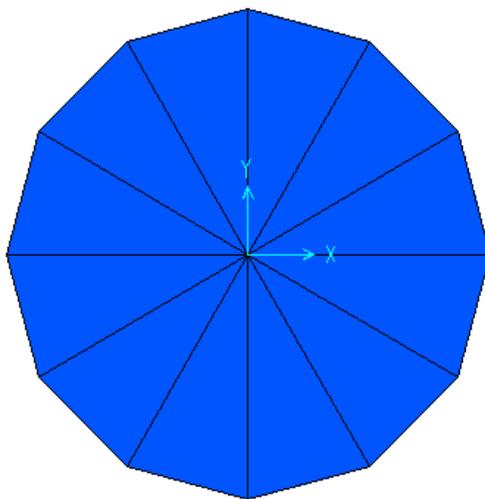
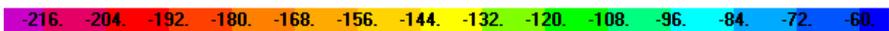
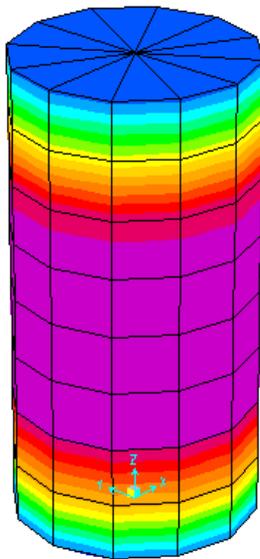
$$q_{wv2} = 142.000 \text{ kN/m}^2$$

7. 부재력도

모멘트도



전단력도



8. 단면검토

1) 상부구체

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} , \quad f_y = 400 \text{ Mpa} , \quad k_1 = 0.85 , \quad \Phi_f = 0.85 , \quad \Phi_v = 0.75$$

B (cm)	H (cm)	d (cm)	피복(cm)	Mu(kN.m)	Vu (kN)
100.000	20.000	10.000	10.000	11.553	53.908

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y / (d - a/2) \quad \text{-----} \quad (1)$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad (2)$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0$$

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 3.538 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 6.335 \text{ cm}^2 \quad (1- \text{ H13 } @ 200) , \quad [\text{사용률 } 1.791]$$

☞ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \times \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00286 , \quad P_{min} = 0.0035 \text{ 적용.}$$

$$P_{max} = 0.75 \times P_b = 0.75 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.01707$$

$$P_{use} = A_s / b d = 0.00634$$

$$P_{max} \geq P_{use} \geq P_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

☞ 휨 응력의 검토

$$\Phi M_n = \Phi A_s f_y (d - a/2) = 20.010 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 1.420 \text{ cm}$$

$$\geq M_u = 11.553 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.732]$$

☞ 전단 응력의 검토 (D = 10.00 cm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{21} \times 100 \times 10 = 57.282 \text{ kN}$$

$$\geq V_u = 53.908 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 불필요}$$

☞ 최소전단 응력의 검토

$$1/2 \Phi V_c = 28.641 \text{ kN} < V_u = 53.908 \text{ kN} \quad \therefore \text{최소전단 보강 필요}$$

$$\text{전단철근 간격} = 20.00 \text{ cm}$$

$$A_{v_req} = 0.35 \times B \times S / f_y$$

$$= 0.35 \times 100 \times 20 / 400 = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_used} = 6.335 \text{ cm}^2 \quad (5- \text{ H13 } \text{ EA }) > 1.75 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 연 직 구 체

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} , \quad f_y = 400 \text{ Mpa} , \quad k_1 = 0.85 , \quad \Phi_f = 0.85 , \quad \Phi_v = 0.75$$

B (cm)	H (cm)	d (cm)	피복(cm)	Mu(kN.m)	Vu (kN)
100.000	20.000	10.000	10.000	7.935	63.420

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y / (d - a/2) \quad \text{-----} \quad (1)$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad (2)$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0$$

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 2.398 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 6.335 \text{ cm}^2 \quad (1- \text{ H13 } @ 200) , \quad [\text{사용률 } 2.642]$$

☞ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \times \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00286 , \quad P_{min} = 0.0035 \text{ 적용.}$$

$$P_{max} = 0.75 \times P_b = 0.75 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.01707$$

$$P_{use} = A_s / b d = 0.00634$$

$$P_{max} \geq P_{use} \geq P_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

☞ 휨 응력의 검토

$$\Phi M_n = \Phi A_s f_y (d - a/2) = 20.010 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 1.420 \text{ cm}$$

$$\geq M_u = 7.935 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 2.522]$$

☞ 전단 응력의 검토 (D = 10.00 cm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{21} \times 100 \times 10 = 57.282 \text{ kN}$$

$$< V_u = 63.420 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요}$$

☞ 최소전단 응력의 검토

$$1/2 \Phi V_c = 28.641 \text{ kN} < V_u = 63.420 \text{ kN} \quad \therefore \text{최소전단 보강 필요}$$

$$\text{전단철근 간격} = 20.00 \text{ cm}$$

$$A_{v_req} = 0.35 \times B \times S / f_y$$

$$= 0.35 \times 100 \times 20 / 400 = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_used} = 6.335 \text{ cm}^2 \quad (5- \text{ H13 } \text{ EA }) > 1.75 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 하 부 구 체

$f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$, $f_y = 400 \text{ Mpa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B (cm)	H (cm)	d (cm)	피복(cm)	Mu(kN.m)	Vu (kN)
100.000	20.000	10.000	10.000	6.070	45.467

$M_u / \Phi = A_s \times f_y / (d - a/2)$ ----- (1)

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ ----- (2)

式(2)를 式(1)에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0$$

$\rightarrow \text{Req } A_s = 1.822 \text{ cm}^2$

Use $A_s = 6.335 \text{ cm}^2$ (1- H13 @ 200) , [사용률 3.477]

☞ 철근비 검토

$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$

$0.25 \times \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00286$, $P_{min} = 0.0035$ 적용.

$P_{max} = 0.75 \times P_b = 0.75 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.01707$

$P_{use} = A_s / b d = 0.00634$

$P_{max} \geq P_{use} \geq P_{min} \rightarrow$ 철근비 만족, \therefore O.K

☞ 휨 응력의 검토

$\Phi M_n = \Phi A_s f_y (d - a/2) = 20.010 \text{ kN.m}$

$;\ a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 1.420 \text{ cm}$

$\geq M_u = 6.070 \text{ kN.m} \therefore$ O.K [안전률 3.297]

☞ 전단 응력의 검토 (D = 10.00 cm)

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{21} \times 100 \times 10 = 57.282 \text{ kN}$

$\geq V_u = 45.467 \text{ kN} \therefore$ 전단보강 불필요

☞ 최소전단 응력의 검토

$1/2\Phi V_c = 28.641 \text{ kN} < V_u = 45.467 \text{ kN} \therefore$ 최소전단 보강 필요

전단철근 간격 = 20.00 cm

$A_{v_req} = 0.35 \times B \times S / f_y$

$= 0.35 \times 100 \times 20 / 400 = 1.75 \text{ cm}^2$

$A_{v_used} = 6.335 \text{ cm}^2$ (5- H13 EA) $> 1.75 \text{ cm}^2 \therefore$ O.K

PART 2. 원형2호 구조계산서

- Φ 1,200

- 매립깊이 : 14.9m

1. 설계조건

1) 형 식 : 원형2호 $\Phi 1200$

2) 기 초 형 식 : 직접기초

3) 토 질 정 수 :

- ① 단 위 체 적 중 량 : $\gamma_t = 19.00 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_{sub} = 10.00 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_w = 10.00 \text{ kN/m}^3$
- ② 내 부 마 찰 각 : $\phi = 30 \text{ deg}$

③ 토 압 계 수 : 정지토압계수 적용

$$K_o = 1 - \sin\phi$$

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

측벽부 N치 : 20

처판하단 N치 : 20

4) 하 중

① 고정하중

- * 포 장 : $\gamma_a = 23.00 \text{ kN/m}^3$
- * 철근 콘크리트 : $\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- * 무근 콘크리트 : $\gamma_c = 23.00 \text{ kN/m}^3$

② 활 하 중 DB - 24 적용 ---- 지하철설계기준참조

1) kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB-24기준)

토 피 두 께 (m)	노면활하중 (kN/m ²)	비 고
1.0	51.0	* 토피의 중간 값은 노면활하중 상위 값을 적용함 *10m이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10kN/m ² 로 한다
1.5	39.0	
2.0	21.0	
2.5	17.0	
3.0	15.0	
:	:	
7.0	15.0	
8.0	12.0	
9.0	11.0	
10.0	9.0	

5) 매 립 깊 이 : D = 14.900 m

6) 강도감소계수

$$\begin{aligned} * \quad \text{휨} & : \phi_f = 0.85 \\ * \quad \text{전단} & : \phi_v = 0.75 \end{aligned}$$

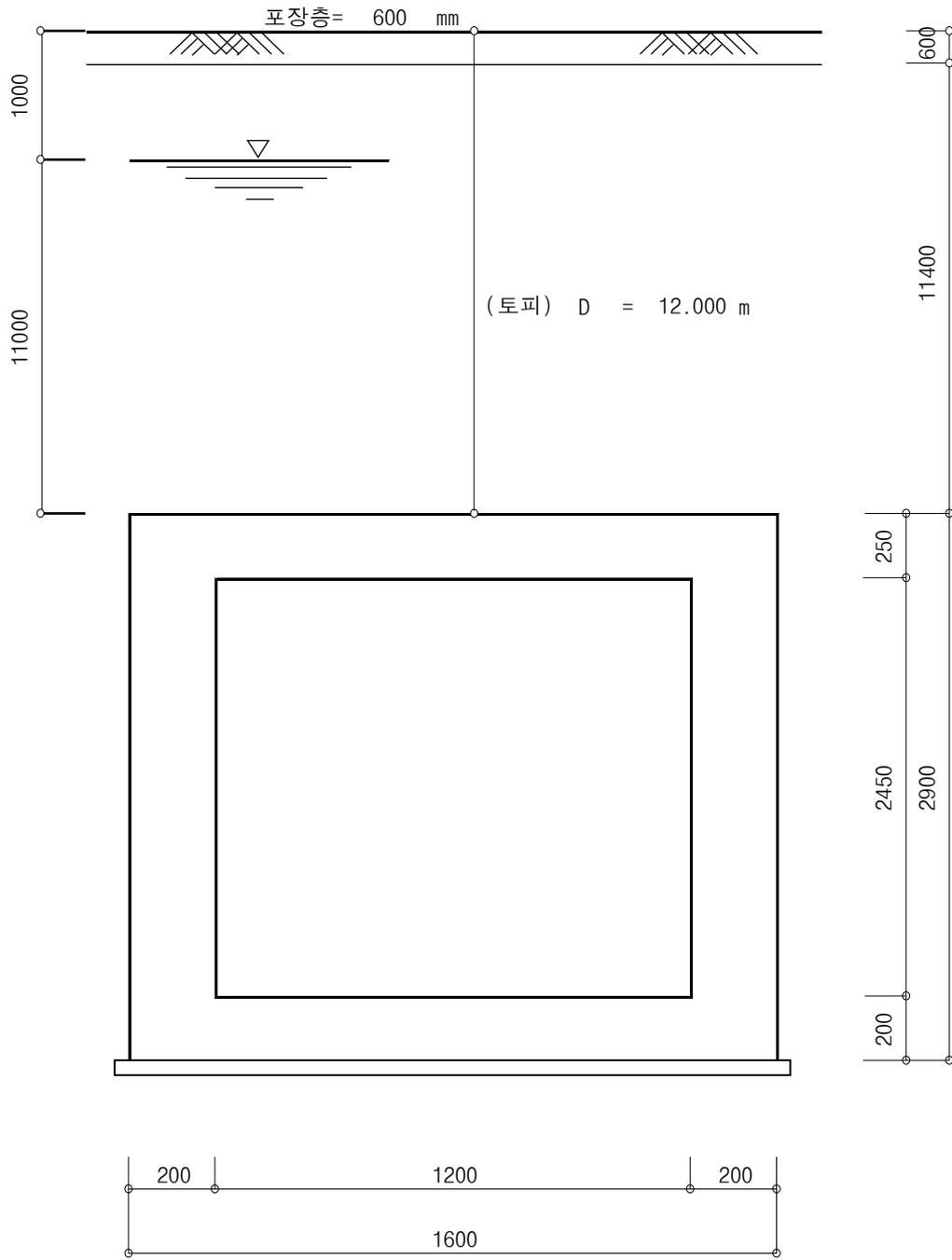
7) 사 용 재 료

- ① 콘 크 리 트 강 도: $f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$
- ② 콘크리트 탄성계수 : $E_c = 4270 \times w_c^{1.5} \times \sqrt{f_{ck}}$
 $= 24.459 \times 10^5 \text{ Mpa}$ ---- 콘, 구 P70
- ③ 철 근 항 복 강 도: $f_y = 400 \text{ Mpa}$
- ④ 철 근 탄성계수 : $E_s = 2.0 \times 10^6 \text{ Mpa}$

8) 참고자료

- ① 도로교 설계기준 : 건 교 부 (2000)
- ② 콘크리트 구조설계기준 : 건 교 부 (2007)
- ③ 도 로 설 계 요 령 : 한국 도로 공사 (2001)
- ④ 철근 콘크리트 설계편람 : 건 교 부 (1991)

2. 단면가정



3. 하 중

1) 고정하중 (지하수가 없을때) - CASE 1

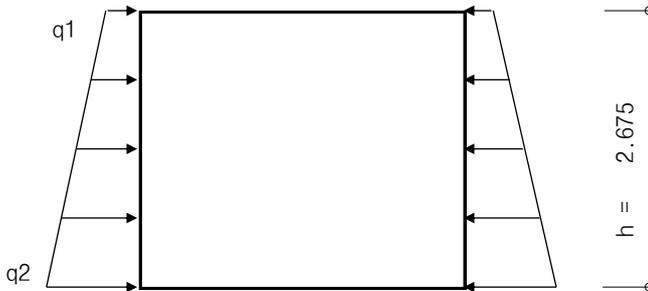
$$\textcircled{1} \text{ 포 장 층} : 0.600 \times 23.00 = 13.800 \text{ kN/m}^2$$

$$\textcircled{2} \text{ 흙 자 중} : 11.400 \times 19.00 = 216.600 \text{ kN/m}^2$$

$$\underline{\underline{\Sigma}} \quad 230.400 \text{ kN/m}^2$$

2) 토 압 (지하수가 없을때) - CASE 2

$$* \text{ 정지토압계수 } K_o = 1 - \sin 30 = 0.500$$



① 전 토 압

$$q_1 = 0.5 \times (0.600 \times 23.00 + 11.525 \times 19.00) = 116.388 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 116.4 + 0.5 \times 2.675 \times 19.000 = 141.800 \text{ kN/m}^2$$

3) 고정하중 (지하수가 있을때) - CASE 3

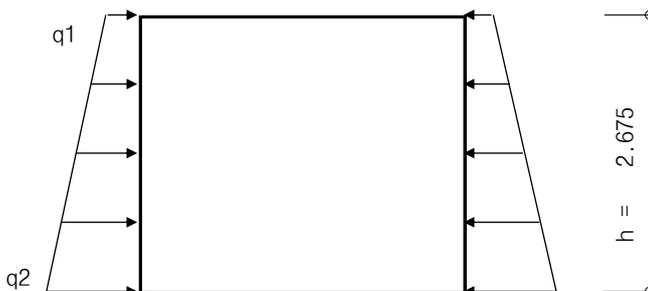
$$\textcircled{1} \text{ 포 장 층} : 0.600 \times 23.00 = 13.800 \text{ kN/m}^2$$

$$\textcircled{2} \text{ 흙 자 중} : 0.400 \times 19.00 + 11.0 \times 10.00 = 117.600 \text{ kN/m}^2$$

$$\underline{\underline{\Sigma}} \quad 131.400 \text{ kN/m}^2$$

4) 토 압 (지하수가 있을때) - CASE 4

$$* \text{ 정지토압계수 } K_o = 1 - \sin 30 = 0.500$$



① 전 토 압

$$q_1 = 0.5 \times ((0.600 \times 23.000 + 0.400 \times 19.00) + (11.000 + 0.125) \times 10.00) = 66.325 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 66.325 + 0.5 \times 2.675 \times 10.00 = 79.700 \text{ kN/m}^2$$

5) 활 하중 - CASE 5

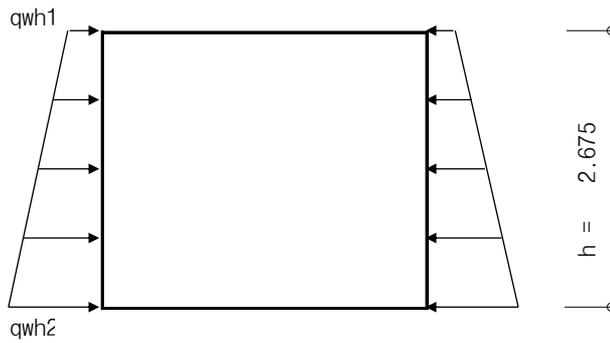
① 지표재하활하중 : DB - 24 적용

② 연직하중 및 측면하중 (토피 두께가 12.000 m 이므로)

$$P_{vl} = 10.000 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{hl} = 5.000 \text{ kN/m}^2$$

6) 횡 수 압 - CASE 7



$$q_{wh1} = (11.000 + 0.125) \times 10.00 = 111.250 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{wh2} = 111.3 + 2.675 \times 10.000 = 138.000 \text{ kN/m}^2$$

7) 종 수 압 - CASE 8

① 상부슬래브에 작용하는 수압

$$q_{wv1} = 11.000 \times 10.00 = 110.0 \text{ kN/m}^2$$

② 하부슬래브에 작용하는 수압

$$q_{wv2} = (11.000 + 2.90) \times 10.00 = 139.0 \text{ kN/m}^2$$

4. 지반반력계수 산정

1) 지반반력계수 산정

- ① 지반의 변형계수

$$E_o = 56000 \text{ kN/m}^2$$

- ② 연직방향 지반반력계수 ($\alpha = 1$)

$$K_{vo} = 1/0.3 \times \alpha \times E_o = 1/0.3 \times 1 \times 56000 = 186666.7 \text{ kN/m}^2$$

- ③ 환산재하폭

$$B_v = \sqrt{(3.14 \times d^2) / 4} = 1.418 \text{ m}$$

- ④ 환산재하폭을 고려한 지반반력계수

$$\begin{aligned} K_v &= K_{vo} \times (B_v / 0.3)^{-3/4} \\ &= 186666.667 \times (1.418 / 0.3)^{-3/4} = 58242.714 \text{ kN/m}^3 \\ &= 58243 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

5. 하 중 조 합

1) 극한하중 검토시

하중종류 COMB	고정하중			활하중	수평 활하중	토압	연직 수압	수평 수압	건조 수축
	구체 자중	지하수 無	지하수 有						
COMB - 1	1.4	1.4							
COMB - 2	1.4		1.4				1.4		
COMB - 3	1.2	1.6		1.6	1.6	1.6			1.2
COMB - 4	1.2	1.6			1.6	1.6			1.2
COMB - 5	1.2		1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.2
COMB - 6	1.2		1.6		1.6	1.6	1.6	1.6	1.2
COMB - 7	1.2			1					
COMB - 8	1.2								
COMB - 9	0.9	1.6			1.6	1.6			
COMB - 10	0.9		1.6		1.6	1.6	1.6	1.6	
COMB - 11	1.2	1.6		1.6	0.8	0.8			1.2
COMB - 12	1.2	1.6			0.8	0.8			1.2
COMB - 13	1.2		1.6	1.6	0.8	0.8	1.6	0.8	1.2
COMB - 14	1.2		1.6		0.8	0.8	1.6	0.8	1.2

2) 사용하중 검토시

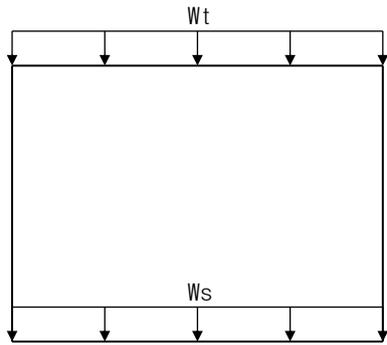
하중종류 COMB	고정하중			활하중	수평 활하중	토압	연직 수압	수평 수압	건조 수축
	구체 자중	지하수 無	지하수 有						
COMB - 1	1.0	1.0							
COMB - 2	1.0		1.0				1.0		
COMB - 3	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0			1.0
COMB - 4	1.0	1.0			1.0	1.0			1.0
COMB - 5	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
COMB - 6	1.0		1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
COMB - 7	1.0			1.0					
COMB - 8	1.0								
COMB - 9	1.0	1.0			1.0	1.0			
COMB - 10	1.0		1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	
COMB - 11	1.0	1.0		1.0	0.5	0.5			1.0
COMB - 12	1.0	1.0			0.5	0.5			1.0
COMB - 13	1.0		1.0	1.0	0.5	0.5	1.0	0.5	1.0
COMB - 14	1.0		1.0		0.5	0.5	1.0	0.5	1.0

* 사용하중은 하중조합의 하중계수를 1사용

6. 하중 재하도

1) CASE 1 - 구체 자중 : PROGRAM내 자동계산

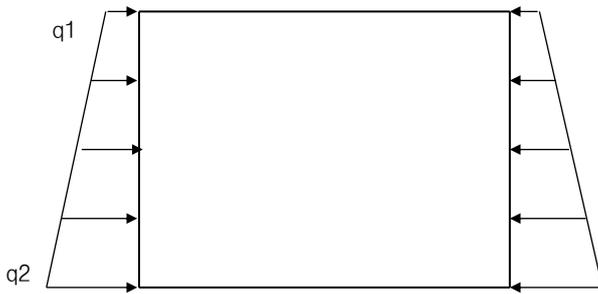
2) CASE 2 - 고정하중 (지하수가 없을때)



$$W_t = 230.400 \text{ kN/m}^2$$

$$W_s = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

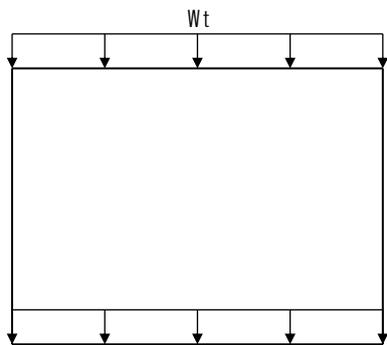
3) CASE 3 - 전 토 압 (지하수가 없을때)



$$q_1 = 116.388 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 141.800 \text{ kN/m}^2$$

4) CASE 4 - 고정하중 (지하수가 있을때)



구체 자중은 PROGRAM내 자동계산

$$W_t = 131.400 \text{ kN/m}^2$$

$$W_s = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

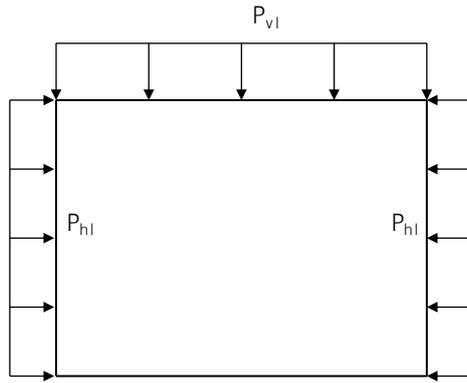
5) CASE 5 - 전 토 압 (지하수가 있을때)



$$q_1 = 66.325 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 79.700 \text{ kN/m}^2$$

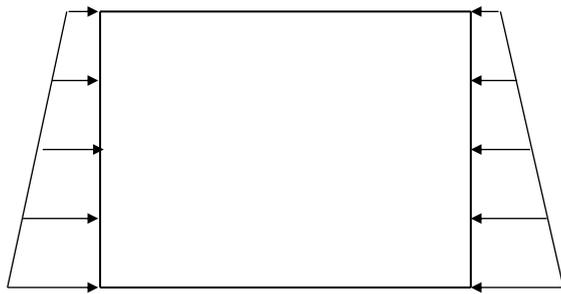
6) CASE 6 - 활 하중



$$P_{vl} = 10.000 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{hl} = 5.000 \text{ kN/m}^2$$

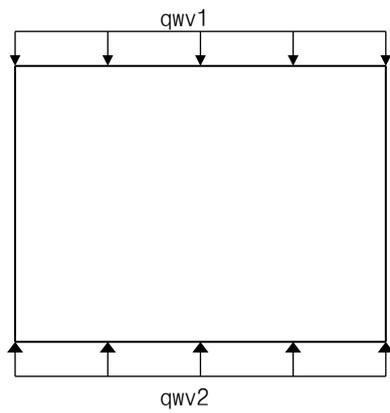
7) CASE 7 - 횡수압



$$q_{wh1} = 111.250 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{wh2} = 138.000 \text{ kN/m}^2$$

8) CASE 8 - 종수압

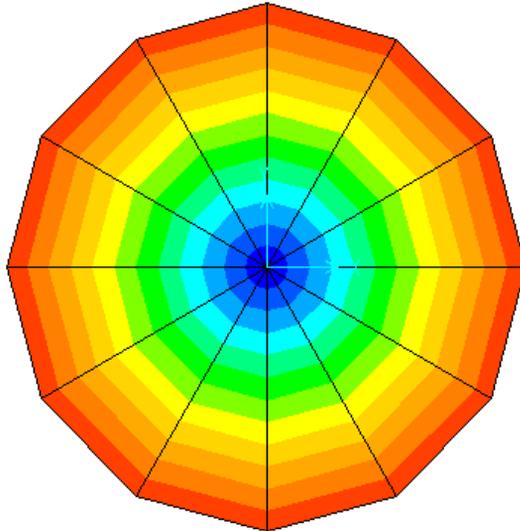
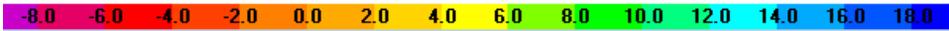
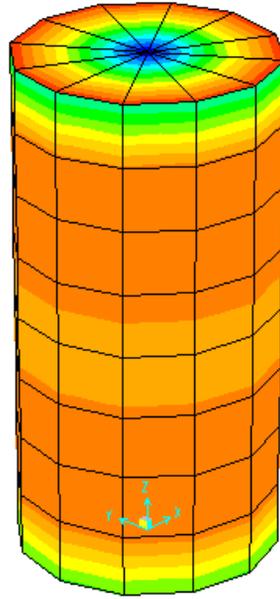


$$q_{wv1} = 110.000 \text{ kN/m}^2$$

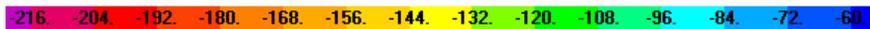
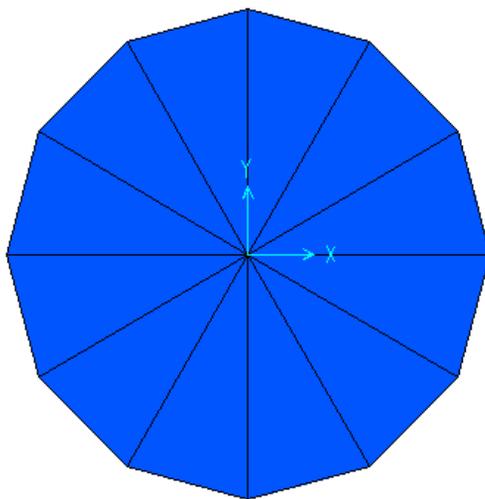
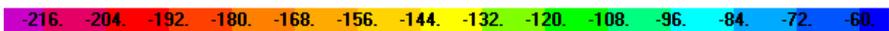
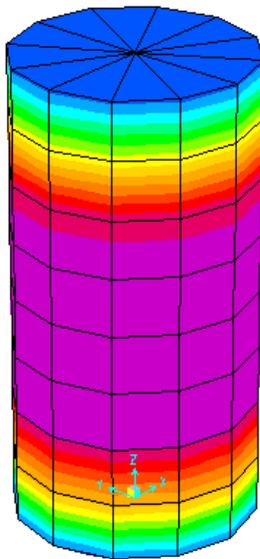
$$q_{wv2} = 139.000 \text{ kN/m}^2$$

7. 부재력도

모멘트도



전단력도



8. 단면검토

1) 상부구체

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} , \quad f_y = 400 \text{ Mpa} , \quad k_1 = 0.85 , \quad \Phi_f = 0.85 , \quad \Phi_v = 0.75$$

B (cm)	H (cm)	d (cm)	피복(cm)	Mu(kN.m)	Vu (kN)
100.000	25.000	12.500	12.500	19.885	69.030

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y / (d - a/2) \quad \text{-----} \quad (1)$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad (2)$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0$$

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 4.893 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 6.335 \text{ cm}^2 \quad (1- \text{ H13 } @ 200) , \quad [\text{사용률 } 1.295]$$

☞ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \times \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00286 , \quad P_{min} = 0.0035 \text{ 적용.}$$

$$P_{max} = 0.75 \times P_b = 0.75 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.01707$$

$$P_{use} = A_s / b d = 0.00507$$

$$P_{max} \geq P_{use} \geq P_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

☞ 휨 응력의 검토

$$\Phi M_n = \Phi A_s f_y (d - a/2) = 25.394 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 1.420 \text{ cm}$$

$$\geq M_u = 19.885 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.277]$$

☞ 전단 응력의 검토 (D = 12.50 cm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{21} \times 100 \times 12.5 = 71.603 \text{ kN}$$

$$\geq V_u = 69.030 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 불필요}$$

☞ 최소전단 응력의 검토

$$1/2 \Phi V_c = 35.802 \text{ kN} < V_u = 69.030 \text{ kN} \quad \therefore \text{최소전단 보강 필요}$$

$$\text{전단철근 간격} = 20.00 \text{ cm}$$

$$A_{v_req} = 0.35 \times B \times S / f_y$$

$$= 0.35 \times 100 \times 20 / 400 = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_used} = 6.335 \text{ cm}^2 \quad (5- \text{ H13 } \text{ EA }) > 1.75 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 연 직 구 체

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} , \quad f_y = 400 \text{ Mpa} , \quad k_1 = 0.85 , \quad \Phi_f = 0.85 , \quad \Phi_v = 0.75$$

B (cm)	H (cm)	d (cm)	피복(cm)	Mu(kN.m)	Vu (kN)
100.000	20.000	10.000	10.000	11.780	68.240

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y / (d - a/2) \quad \text{-----} \quad (1)$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad (2)$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0$$

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 3.611 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 6.335 \text{ cm}^2 \quad (1- \text{ H13 @ 200 }) , \quad [\text{사용률 } 1.754]$$

☞ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \times \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00286 , \quad P_{min} = 0.0035 \text{ 적용.}$$

$$P_{max} = 0.75 \times P_b = 0.75 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.01707$$

$$P_{use} = A_s / b d = 0.00634$$

$$P_{max} \geq P_{use} \geq P_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

☞ 휨 응력의 검토

$$\Phi M_n = \Phi A_s f_y (d - a/2) = 20.010 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 1.420 \text{ cm}$$

$$\geq M_u = 11.780 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.699]$$

☞ 전단 응력의 검토 (D = 10.00 cm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{21} \times 100 \times 10 = 57.282 \text{ kN}$$

$$< V_u = 68.240 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요}$$

☞ 최소전단 응력의 검토

$$1/2 \Phi V_c = 28.641 \text{ kN} < V_u = 68.240 \text{ kN} \quad \therefore \text{최소전단 보강 필요}$$

$$\text{전단철근 간격} = 20.00 \text{ cm}$$

$$A_{v_req} = 0.35 \times B \times S / f_y$$

$$= 0.35 \times 100 \times 20 / 400 = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_used} = 6.335 \text{ cm}^2 \quad (5- \text{ H13 EA }) > 1.75 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 하 부 구 체

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} , \quad f_y = 400 \text{ Mpa} , \quad k_1 = 0.85 , \quad \Phi_f = 0.85 , \quad \Phi_v = 0.75$$

B (cm)	H (cm)	d (cm)	피복(cm)	Mu(kN.m)	Vu (kN)
100.000	20.000	10.000	10.000	9.964	56.166

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y / (d - a/2) \quad \text{-----} \quad (1)$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad (2)$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0$$

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 3.034 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 6.335 \text{ cm}^2 \quad (1- \text{ H13 @ 200 }) , \quad [\text{사용률 } 2.088]$$

☞ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \times \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00286 , \quad P_{min} = 0.0035 \text{ 적용.}$$

$$P_{max} = 0.75 \times P_b = 0.75 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.01707$$

$$P_{use} = A_s / b d = 0.00634$$

$$P_{max} \geq P_{use} \geq P_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

☞ 휨 응력의 검토

$$\Phi M_n = \Phi A_s f_y (d - a/2) = 20.010 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 1.420 \text{ cm}$$

$$\geq M_u = 9.964 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 2.008]$$

☞ 전단 응력의 검토 (D = 10.00 cm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{21} \times 100 \times 10 = 57.282 \text{ kN}$$

$$\geq V_u = 56.166 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 불필요}$$

☞ 최소전단 응력의 검토

$$1/2 \Phi V_c = 28.641 \text{ kN} < V_u = 56.166 \text{ kN} \quad \therefore \text{최소전단 보강 필요}$$

$$\text{전단철근 간격} = 20.00 \text{ cm}$$

$$A_{v_req} = 0.35 \times B \times S / f_y$$

$$= 0.35 \times 100 \times 20 / 400 = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_used} = 6.335 \text{ cm}^2 \quad (5- \text{ H13 EA }) > 1.75 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

PART 3. 원형3호 구조계산서

- $\Phi 1,500$

- 매립깊이 : 15.2m

1. 설계조건

1) 형 식 : 원형3호 $\Phi 1500$

2) 기 초 형 스 : 직접기초

3) 토 질 정 수 :

- ① 단 위 체 적 중 량 : $\gamma_t = 19.00 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_{sub} = 10.00 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_w = 10.00 \text{ kN/m}^3$
- ② 내 부 마 찰 각 : $\phi = 30 \text{ deg}$

③ 토 압 계 수 : 정지토압계수 적용

$$K_o = 1 - \sin\phi$$

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

측벽부 N치 : 20

처판하단 N치 : 20

4) 하 중

① 고정하중

- * 포 장 : $\gamma_a = 23.00 \text{ kN/m}^3$
- * 철근 콘크리트 : $\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- * 무근 콘크리트 : $\gamma_c = 23.00 \text{ kN/m}^3$

② 활 하 중 DB - 24 적용 ---- 지하철설계기준참조

1) kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB-24기준)

토 피 두 께 (m)	노면활하중 (kN/m ²)	비 고
1.0	51.0	* 토피의 중간 값은 노면활하중 상위 값을 적용함 *10m이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10kN/m ² 로 한다
1.5	39.0	
2.0	21.0	
2.5	17.0	
3.0	15.0	
:	:	
7.0	15.0	
8.0	12.0	
9.0	11.0	
10.0	9.0	

5) 매 립 깊 이 : D = 15.200 m

6) 강도감소계수

$$\begin{aligned} * \quad \text{휨} & : \phi_f = 0.85 \\ * \quad \text{전단} & : \phi_v = 0.75 \end{aligned}$$

7) 사 용 재 료

① 콘 크 리 트 강도 : $f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$

② 콘크리트 탄성계수 : $E_c = 4270 \times w_c^{1.5} \times \sqrt{f_{ck}}$
 $= 24.459 \times 10^5 \text{ Mpa}$ ---- 콘, 구 P70

③ 철 근 항 복 강도 : $f_y = 400 \text{ Mpa}$

④ 철 근 탄성계수 : $E_s = 2.0 \times 10^6 \text{ Mpa}$

8) 참고자료

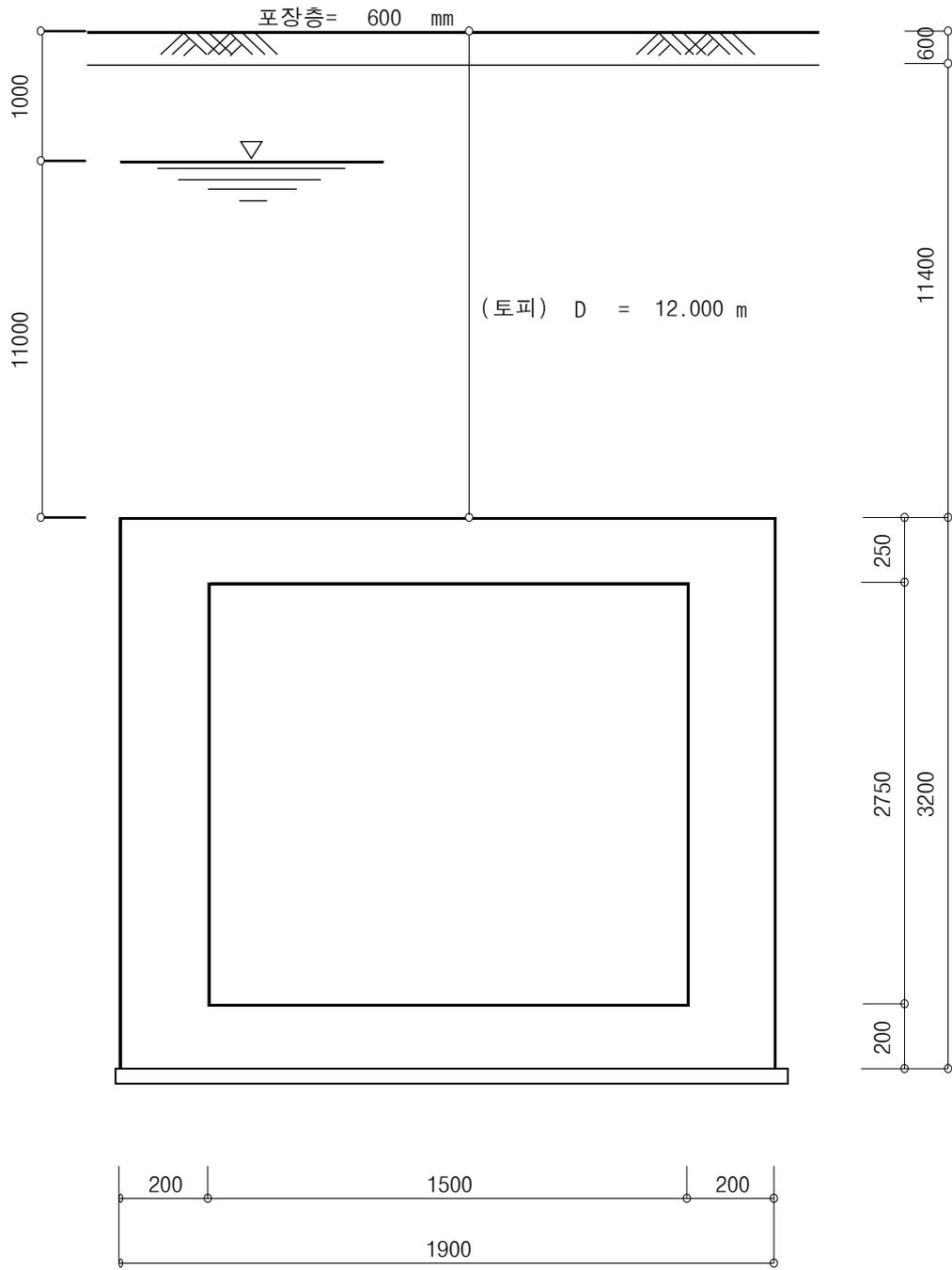
① 도로교 설계기준 : 건 교 부 (2000)

② 콘크리트 구조설계기준 : 건 교 부 (2007)

③ 도 로 설 계 요 령 : 한국 도로 공사 (2001)

④ 철근 콘크리트 설계편람 : 건 교 부 (1991)

2. 단면가정



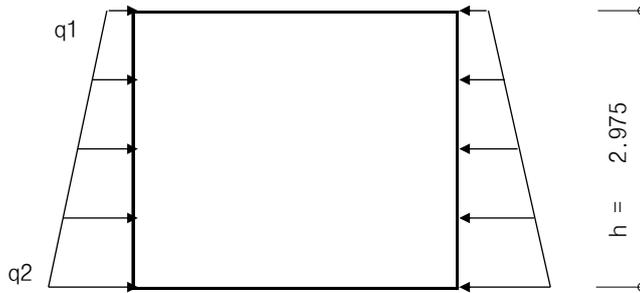
3. 하 중

1) 고정하중 (지하수가 없을때) - CASE 1

$$\begin{aligned}
 \textcircled{1} \text{ 포 장 층} & : 0.600 \times 23.00 & = 13.800 \text{ kN/m}^2 \\
 \textcircled{2} \text{ 흙 자 중} & : 11.400 \times 19.00 & = 216.600 \text{ kN/m}^2 \\
 \Sigma & & = \underline{\underline{230.400 \text{ kN/m}^2}}
 \end{aligned}$$

2) 토 압 (지하수가 없을때) - CASE 2

$$* \text{ 정지토압계수 } K_o = 1 - \sin 30 = 0.500$$



① 전 토 압

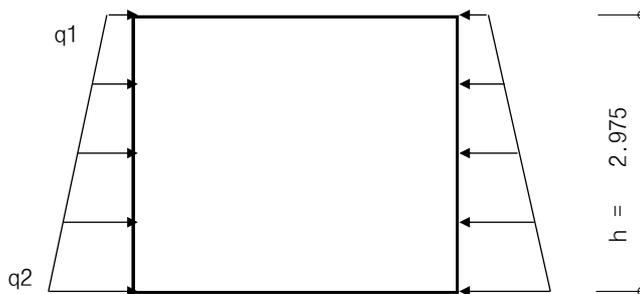
$$\begin{aligned}
 q_1 & = 0.5 \times (0.600 \times 23.00 + 11.525 \times 19.00) & = 116.388 \text{ kN/m}^2 \\
 q_2 & = 116.4 + 0.5 \times 2.975 \times 19.000 & = 144.663 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

3) 고정하중 (지하수가 있을때) - CASE 3

$$\begin{aligned}
 \textcircled{1} \text{ 포 장 층} & : 0.600 \times 23.00 & = 13.800 \text{ kN/m}^2 \\
 \textcircled{2} \text{ 흙 자 중} & : 0.400 \times 19.00 + 11.0 \times 10.00 & = 117.600 \text{ kN/m}^2 \\
 \Sigma & & = \underline{\underline{131.400 \text{ kN/m}^2}}
 \end{aligned}$$

4) 토 압 (지하수가 있을때) - CASE 4

$$* \text{ 정지토압계수 } K_o = 1 - \sin 30 = 0.500$$



① 전 토 압

$$\begin{aligned}
 q_1 & = 0.5 \times ((0.600 \times 23.000 + 0.400 \times 19.00 \\
 & \quad + (11.000 + 0.125) \times 10.00)) & = 66.325 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$q_2 = 66.325 + 0.5 \times 2.975 \times 10.00 = 81.200 \text{ kN/m}^2$$

5) 활 하중 - CASE 5

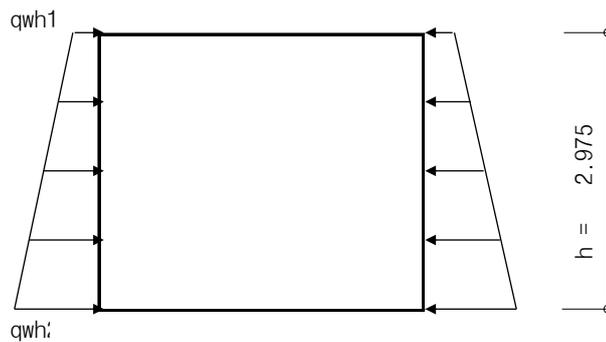
① 지표재하활하중 : DB - 24 적용

② 연직하중 및 측면하중 (토피 두께가 12.000 m 이므로)

$$P_{vl} = 10.000 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{hl} = 5.000 \text{ kN/m}^2$$

6) 횡 수 압 - CASE 7



$$q_{wh1} = (11.000 + 0.125) \times 10.00 = 111.250 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{wh2} = 111.3 + 2.975 \times 10.000 = 141.000 \text{ kN/m}^2$$

7) 종 수 압 - CASE 8

① 상부슬래브에 작용하는 수압

$$q_{wv1} = 11.000 \times 10.00 = 110.0 \text{ kN/m}^2$$

② 하부슬래브에 작용하는 수압

$$q_{wv2} = (11.000 + 3.20) \times 10.00 = 142.0 \text{ kN/m}^2$$

4. 지반반력계수 산정

1) 지반반력계수 산정

- ① 지반의 변형계수

$$E_o = 56000 \text{ kN/m}^2$$

- ② 연직방향 지반반력계수 ($\alpha = 1$)

$$K_{vo} = 1/0.3 \times \alpha \times E_o = 1/0.3 \times 1 \times 56000 = 186666.7 \text{ kN/m}^2$$

- ③ 환산재하폭

$$B_v = \sqrt{(3.14 \times d^2) / 4} = 1.683 \text{ m}$$

- ④ 환산재하폭을 고려한 지반반력계수

$$\begin{aligned} K_v &= K_{vo} \times (B_v / 0.3)^{-3/4} \\ &= 186666.667 \times (1.683 / 0.3)^{-3/4} = 51199.579 \text{ kN/m}^3 \\ &= 51200 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

5. 하 중 조 합

1) 극한하중 검토시

하중종류 COMB	고정하중			활하중	수평 활하중	토압	연직 수압	수평 수압	건조 수축
	구체 자중	지하수 無	지하수 有						
COMB - 1	1.4	1.4							
COMB - 2	1.4		1.4				1.4		
COMB - 3	1.2	1.6		1.6	1.6	1.6			1.2
COMB - 4	1.2	1.6			1.6	1.6			1.2
COMB - 5	1.2		1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.2
COMB - 6	1.2		1.6		1.6	1.6	1.6	1.6	1.2
COMB - 7	1.2			1					
COMB - 8	1.2								
COMB - 9	0.9	1.6			1.6	1.6			
COMB - 10	0.9		1.6		1.6	1.6	1.6	1.6	
COMB - 11	1.2	1.6		1.6	0.8	0.8			1.2
COMB - 12	1.2	1.6			0.8	0.8			1.2
COMB - 13	1.2		1.6	1.6	0.8	0.8	1.6	0.8	1.2
COMB - 14	1.2		1.6		0.8	0.8	1.6	0.8	1.2

2) 사용하중 검토시

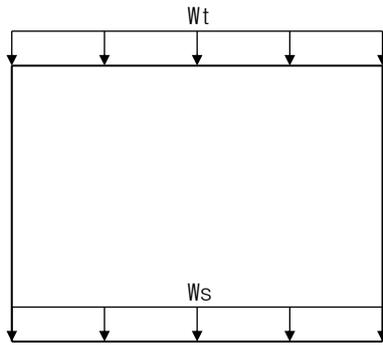
하중종류 COMB	고정하중			활하중	수평 활하중	토압	연직 수압	수평 수압	건조 수축
	구체 자중	지하수 無	지하수 有						
COMB - 1	1.0	1.0							
COMB - 2	1.0		1.0				1.0		
COMB - 3	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0			1.0
COMB - 4	1.0	1.0			1.0	1.0			1.0
COMB - 5	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
COMB - 6	1.0		1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
COMB - 7	1.0			1.0					
COMB - 8	1.0								
COMB - 9	1.0	1.0			1.0	1.0			
COMB - 10	1.0		1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	
COMB - 11	1.0	1.0		1.0	0.5	0.5			1.0
COMB - 12	1.0	1.0			0.5	0.5			1.0
COMB - 13	1.0		1.0	1.0	0.5	0.5	1.0	0.5	1.0
COMB - 14	1.0		1.0		0.5	0.5	1.0	0.5	1.0

* 사용하중은 하중조합의 하중계수를 1사용

6. 하중 재하도

1) CASE 1 - 구체 자중 : PROGRAM내 자동계산

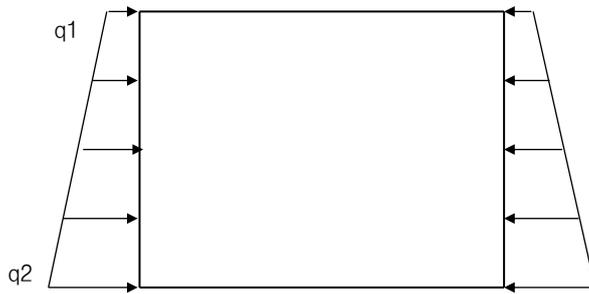
2) CASE 2 - 고정하중 (지하수가 없을때)



$$W_t = 230.400 \text{ kN/m}^2$$

$$W_s = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

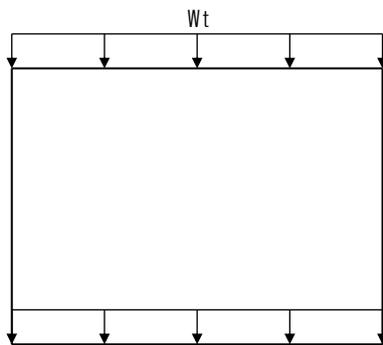
3) CASE 3 - 전 토 압 (지하수가 없을때)



$$q_1 = 116.388 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 144.663 \text{ kN/m}^2$$

4) CASE 4 - 고정하중 (지하수가 있을때)



구체 자중은 PROGRAM내 자동계산

$$W_t = 131.400 \text{ kN/m}^2$$

$$W_s = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

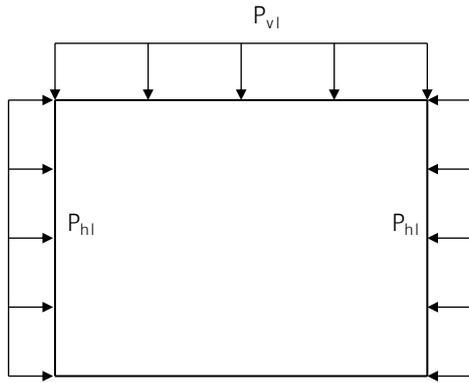
5) CASE 5 - 전 토 압 (지하수가 있을때)



$$q_1 = 66.325 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 81.200 \text{ kN/m}^2$$

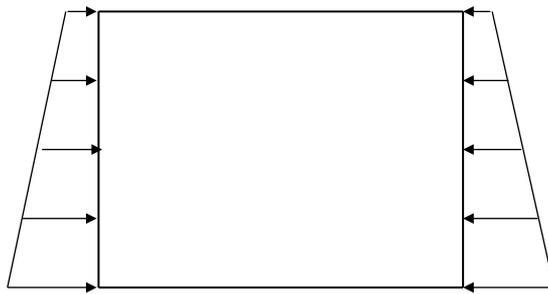
6) CASE 6 - 활 하중



$$P_{vl} = 10.000 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{hl} = 5.000 \text{ kN/m}^2$$

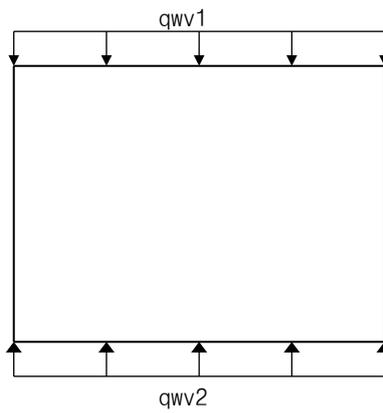
7) CASE 7 - 횡수압



$$q_{wh1} = 111.250 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{wh2} = 141.000 \text{ kN/m}^2$$

8) CASE 8 - 종수압

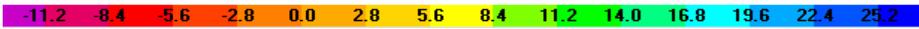
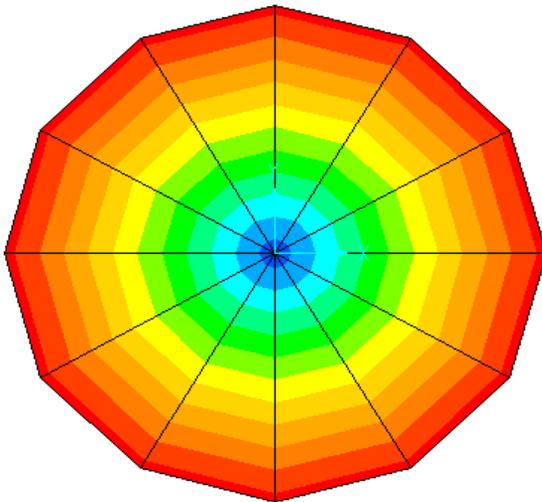
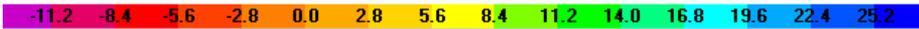
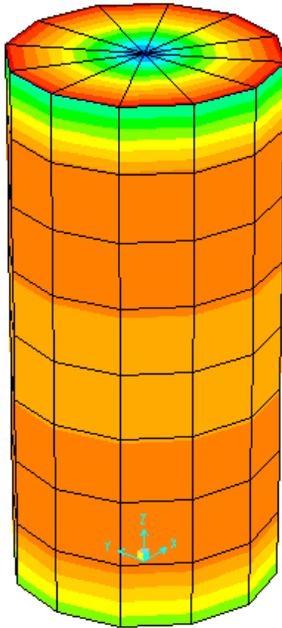


$$q_{wv1} = 110.000 \text{ kN/m}^2$$

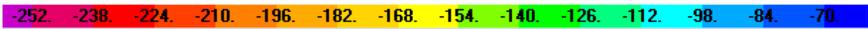
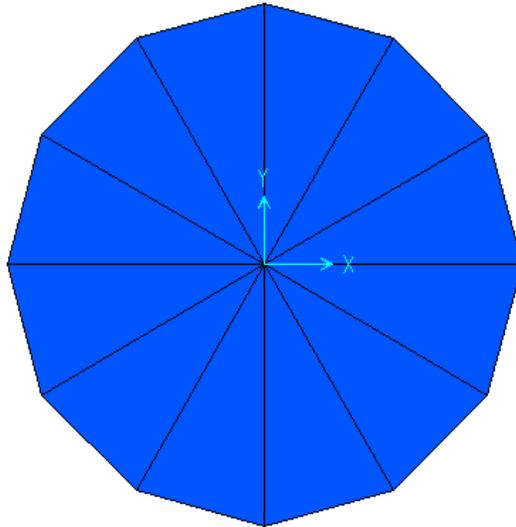
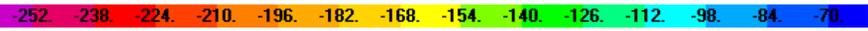
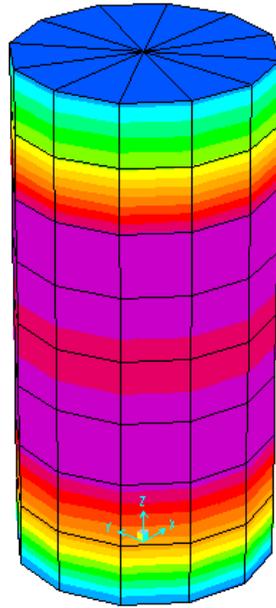
$$q_{wv2} = 142.000 \text{ kN/m}^2$$

7. 부재력도

모멘트도



전단력도



8. 단면검토

1) 상부구체

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} , \quad f_y = 400 \text{ Mpa} , \quad k_1 = 0.85 , \quad \Phi_f = 0.85 , \quad \Phi_v = 0.75$$

B (cm)	H (cm)	d (cm)	피복(cm)	Mu(kN.m)	Vu (kN)
100.000	25.000	12.500	12.500	24.105	81.160

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y / (d - a/2) \quad \text{-----} \quad (1)$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad (2)$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0$$

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 5.994 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 6.335 \text{ cm}^2 \quad (1- \text{ H13 } @ 200) , \quad [\text{사용률 } 1.057]$$

☞ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \times \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00286 , \quad P_{min} = 0.0035 \text{ 적용.}$$

$$P_{max} = 0.75 \times P_b = 0.75 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.01707$$

$$P_{use} = A_s / b d = 0.00507$$

$$P_{max} \geq P_{use} \geq P_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

☞ 휨 응력의 검토

$$\Phi M_n = \Phi A_s f_y (d - a/2) = 25.394 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 1.420 \text{ cm}$$

$$\geq M_u = 24.105 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.053]$$

☞ 전단 응력의 검토 (D = 12.50 cm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{21} \times 100 \times 12.5 = 71.603 \text{ kN}$$

$$< V_u = 81.160 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요}$$

☞ 최소전단 응력의 검토

$$1/2 \Phi V_c = 35.802 \text{ kN} < V_u = 81.160 \text{ kN} \quad \therefore \text{최소전단 보강 필요}$$

$$\text{전단철근 간격} = 20.00 \text{ cm}$$

$$A_{v_req} = 0.35 \times B \times S / f_y$$

$$= 0.35 \times 100 \times 20 / 400 = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_used} = 6.335 \text{ cm}^2 \quad (5- \text{ H13 } \text{ EA }) > 1.75 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 연 직 구 체

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} , \quad f_y = 400 \text{ Mpa} , \quad k_1 = 0.85 , \quad \Phi_f = 0.85 , \quad \Phi_v = 0.75$$

B (cm)	H (cm)	d (cm)	피복(cm)	Mu(kN.m)	Vu (kN)
100.000	20.000	10.000	10.000	16.990	101.530

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y / (d - a/2) \quad \text{-----} \quad (1)$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad (2)$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0$$

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 5.313 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 6.335 \text{ cm}^2 \quad (1- \text{ H13 @ 200 }) , \quad [\text{사용률 } 1.192]$$

☞ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \times \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00286 , \quad P_{min} = 0.0035 \text{ 적용.}$$

$$P_{max} = 0.75 \times P_b = 0.75 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.01707$$

$$P_{use} = A_s / b d = 0.00634$$

$$P_{max} \geq P_{use} \geq P_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

☞ 휨 응력의 검토

$$\Phi M_n = \Phi A_s f_y (d - a/2) = 20.010 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 1.420 \text{ cm}$$

$$\geq M_u = 16.990 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.178]$$

☞ 전단 응력의 검토 (D = 10.00 cm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{21} \times 100 \times 10 = 57.282 \text{ kN}$$

$$< V_u = 101.530 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요}$$

☞ 최소전단 응력의 검토

$$1/2 \Phi V_c = 28.641 \text{ kN} < V_u = 101.530 \text{ kN} \quad \therefore \text{최소전단 보강 필요}$$

$$\text{전단철근 간격} = 20.00 \text{ cm}$$

$$A_{v_req} = 0.35 \times B \times S / f_y$$

$$= 0.35 \times 100 \times 20 / 400 = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_used} = 6.335 \text{ cm}^2 \quad (5- \text{ H13 EA }) > 1.75 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 하 부 구 체

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} , \quad f_y = 400 \text{ Mpa} , \quad k_1 = 0.85 , \quad \Phi_f = 0.85 , \quad \Phi_v = 0.75$$

B (cm)	H (cm)	d (cm)	피복(cm)	Mu(kN.m)	Vu (kN)
100.000	20.000	10.000	10.000	13.160	64.860

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y / (d - a/2) \quad \text{-----} \quad (1)$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad (2)$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0$$

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 4.055 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 6.335 \text{ cm}^2 \quad (1- \text{ H13 } @ 200) , \quad [\text{사용률 } 1.562]$$

☞ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \times \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00286 , \quad P_{min} = 0.0035 \text{ 적용.}$$

$$P_{max} = 0.75 \times P_b = 0.75 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.01707$$

$$P_{use} = A_s / b d = 0.00634$$

$$P_{max} \geq P_{use} \geq P_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

☞ 휨 응력의 검토

$$\Phi M_n = \Phi A_s f_y (d - a/2) = 20.010 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 1.420 \text{ cm}$$

$$\geq M_u = 13.160 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.521]$$

☞ 전단 응력의 검토 (D = 10.00 cm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{21} \times 100 \times 10 = 57.282 \text{ kN}$$

$$< V_u = 64.860 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요}$$

☞ 최소전단 응력의 검토

$$1/2 \Phi V_c = 28.641 \text{ kN} < V_u = 64.860 \text{ kN} \quad \therefore \text{최소전단 보강 필요}$$

$$\text{전단철근 간격} = 20.00 \text{ cm}$$

$$A_{v_req} = 0.35 \times B \times S / f_y$$

$$= 0.35 \times 100 \times 20 / 400 = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_used} = 6.335 \text{ cm}^2 \quad (5- \text{ H13 } \text{ EA }) > 1.75 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$