

바닥판 검토

1. 바닥판(중앙부_DB18)

▷ 검토 조건

$$f_{ck} = 24.0 \text{ MPa} \quad f_y = 300.0 \text{ MPa} \quad \lambda = 1.00$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad \phi_f = 0.85 \quad \phi_v = 0.80$$

$$p_{min} = \max(0.25\sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00467$$

$$\text{계수 모멘트 } M_u = 40.860 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \text{계수 전단력 } V_u = 0.000 \text{ KN}$$

$$\text{단면의 두께 } H = 170.000 \text{ mm} \quad \text{단 면 폭 } B = 1000.000 \text{ mm}$$

$$\text{유효 깊이 } D = 130.000 \text{ mm} \quad \text{피복 두께 } D_c = 40.000 \text{ mm}$$

▷ 힘모멘트 검토

- 힘강도 검토

$$\text{사용철근량} = D19 @ 150.00 \text{ mm} \quad (D_c = 40.00 \text{ mm})$$

$$= 1910.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s/(B \cdot D) = 0.01469$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 28.088 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t = 0.00880 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$$

$$\dots \text{여기서 } \epsilon_t = 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c_min}) / (a/\beta_1)$$

$0.005 \leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\phi_f = 0.85$ 를 적용한다.

$$\phi M_n = \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 56476310.000 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$= 56.476 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 40.860 \text{ KN}\cdot\text{m} \dots \therefore \text{O.K}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토

$$\text{소요등가응력깊이 } a = 19.604 \text{ mm로 가정}$$

$$A_s = M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 1333.096 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 19.604 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K}$$

$$P_{req} = [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.01025 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.01367$$

$$\therefore \text{필요철근량 } req.A_s = P_{req} \times (B \cdot D) = 1333.096 \text{ mm}^2 \leq \text{사용철근량} \dots \text{O.K}$$

$$\text{철근비검토 : } P_{min} \leq P \dots \therefore \text{O.K}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$M_o = 19.700 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad (\text{사용하중 모멘트})$$

$$n = E_s/E_c = 200000 / \{0.077 \text{ mc}^{1.5} * \sqrt[3]{(F_{ck} + \Delta f)}\} = 8$$

$$p = A_s/(B \cdot D) = 0.01469$$

$$\begin{aligned}
k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.381 & j &= 0.873 \\
x &= k \cdot d = 49.576 \text{ mm} \\
f_c &= 2 \cdot M_o / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 7.004 \text{ MPa} \\
f_s &= M_o / (A_s \cdot (D - x/3)) = 90.894 \text{ MPa} \\
f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 90.894 \text{ MPa} \\
\text{최외단철근 소요중심간격} \\
s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 693.12 \text{ mm} \\
&\dots \text{여기서 } C_c = d_{c_min} - \text{주철근 직경}/2 = 30.50 \text{ mm} \\
\text{최외단철근 평균배근간격} &= 150.00 \text{ mm} \leq 693.12 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}
\end{aligned}$$

2. 바닥판(캔틸레버부_DB18)

▷ 검토 조건

$$\begin{aligned}
f_{ck} &= 24.0 \text{ MPa} & f_y &= 300.0 \text{ MPa} & \lambda &= 1.00 \\
\beta_1 &= 0.850 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.80 \\
p_{min} &= \max(0.25\sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00467 \\
\text{계수 모멘트 } M_u &= 36.560 \text{ KN}\cdot\text{m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 0.000 \text{ KN} \\
\text{단면의 두께 } H &= 170.000 \text{ mm} & \text{단 면 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\
\text{유효 깊이 } D &= 130.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 40.000 \text{ mm}
\end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

$$\begin{aligned}
\text{사용철근량} &= D19 @ 150.00 \text{ mm} \quad (D_c = 40.00 \text{ mm}) \\
&= 1910.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s/(B \cdot D) = 0.01469
\end{aligned}$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 28.088 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t = 0.00880 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$$

$$\dots \text{여기서 } \epsilon_t = 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c_min}) / (a/\beta_1)$$

$0.005 \leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\phi_f = 0.85$ 를 적용한다.

$$\begin{aligned}
\phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 56476310.000 \text{ N}\cdot\text{mm} \\
&= 56.476 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 36.560 \text{ KN}\cdot\text{m} \dots \therefore \text{O.K}
\end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 $a = 17.380 \text{ mm}$ 로 가정

$$A_s = M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 1181.871 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 17.380 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K}$$

$$\text{Preq} = [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00909 \Rightarrow 4/3 \text{ Preq} = 0.01212$$

$$\therefore \text{필요철근량 req. } A_s = \text{Preq} \times (B \cdot D) = 1181.871 \text{ mm}^2 \leq \text{사용철근량} \dots \text{O.K}$$

철근비검토 : $P_{min} \leq P$ $\therefore$ O.K

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$M_o = 28.120 \text{ KN}\cdot\text{m}$ (사용하중 모멘트)

$n = E_s/E_c = 200000 / \{0.077 \text{ mc}^{1.5} * \sqrt[3]{(F_{ck} + \Delta f)}\} = 8$

$p = A_s/(B \cdot D) = 0.01469$

$k = -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.381$ $j = 0.873$

$x = k \cdot d = 49.576 \text{ mm}$

$f_c = 2 \cdot M_o / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 9.997 \text{ MPa}$

$f_s = M_o / (A_s \cdot (D - x/3)) = 129.743 \text{ MPa}$

$f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 129.743 \text{ MPa}$

최외단철근 소요중심간격

$s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c , 300 \cdot (210/f_{st})] = 485.58 \text{ mm}$

...여기서.. $C_c = d_{c_min} - \text{주철근 직경}/2 = 30.50 \text{ mm}$

최외단철근 평균배근간격 = $150.00 \text{ mm} \leq 485.58 \text{ mm}$ $\therefore$ O.K

가로보 검토

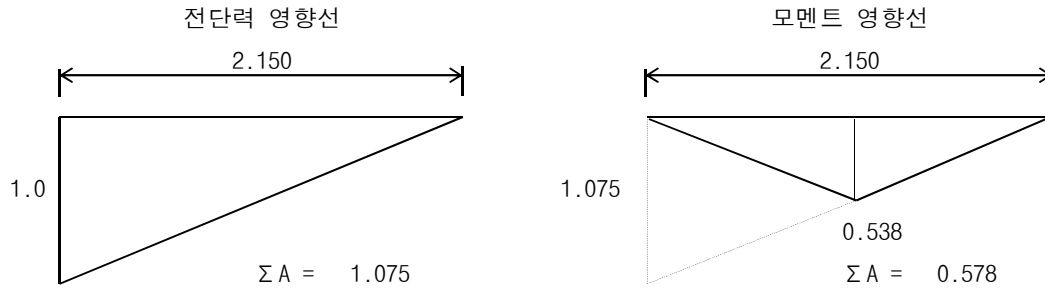
1. 가로보 검토(강도설계법) B =1700mm, T = 450mm (DB-18)

1.1 단부 가로보

1.1.1 작용 단면력

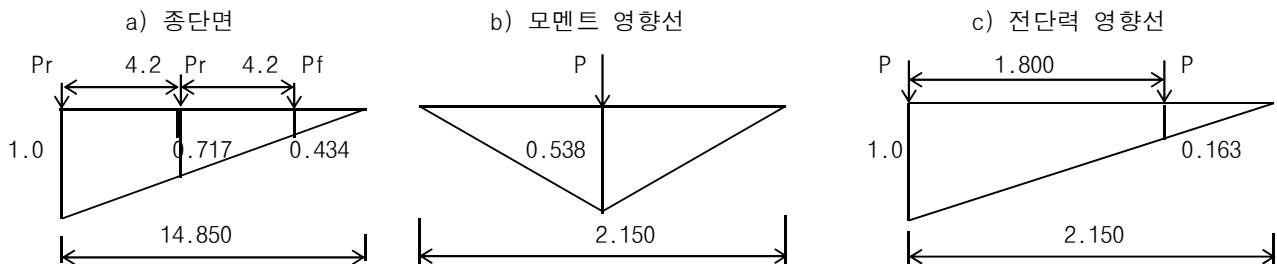
빔간격 = 2.300 m , L = 2.150 m

① 고정하중 (Dead Load)



구 분	두 개	폭	단위중량	전단력	종 거	모멘트
포 장	0.080	2.980	2,300	5.894	0.538	3.168
슬래브	0.170	2.980	2,500	13.615	0.538	7.318
가로보	1.700	0.450	2,500	20.559	0.538	11.051
합 계				40.069		21.537

② 활 하 중 (Live Load)



○ 충격계수 : $15 / (40+L) = 0.356 \implies 0.300$

○ 차륜하중 : $P_r = 72 \text{ kN}$

○ P (활하중) = $P_r \times (1+0.3) \times \Sigma(\text{종거 : 종단면})$

○ M (모멘트) = $P \times \Sigma(\text{종거 : 모멘트})$

○ S (전단력) = $P \times \Sigma(\text{종거 : 전단력})$

구 분	P ₁	P ₂	P ₃	Σ 종거	단 면 력
a) 종거	1.000	0.717	0.434	2.152	P = 201.38
b) 종거	0.538	-	-	0.538	M = 108.24
c) 종거	1.000	0.163	-	1.163	S = 234.16

③ 단 면 력

$M_u = 1.3 M_d + 2.15 M_l = 260.72 \text{ kN-m}$

$S_u = 1.3 S_d + 2.15 S_l = 555.54 \text{ kN}$

1.1.2 철근량 산정

f _{ck} (MPa) :	21	f _y (MPa) :	300
M _u (kN-m) :	260.72	φ (bending) :	0.85
S _u (kN) :	555.54	φ (shear) :	0.80
b (mm) :	450	e (mm) :	0
d (mm) :	1650	H (mm) :	1700

㉠ 휨 검토

$$A_{s_req} = \frac{\phi d f_y - \sqrt{(\phi d f_y)^2 - 4AM_u}}{2A} = 624 \text{ mm}^2$$

$$\text{여기서, } A = \frac{\phi (f_y)^2}{1.7 f_{ck} b} = 4.762$$

$$1\text{단배근: } D29 \quad 2EA \Rightarrow 1,285 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_use} = 1,285 \text{ mm}^2, \quad p_{_use} = A_{s_use} / b d = 0.173\%$$

$$A_{s_min} = 1.4 b d / f_y = 3,465 \text{ mm}^2, \quad A_{s_req} \times 4/3 = 832 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_use} (1,285 \text{ mm}^2) > \text{MIN.}(A_{s_min}, A_{s_req} \times 4/3) = 832 \text{ mm}^2 \Rightarrow 0.K$$

$$p_{_min} = 1.4/f_y = 0.467\%, \quad p_{_max} = 2.529\%$$

$$p_{_use}=0.173(\%) < p_{_min}=0.467(\%), \text{ 그러나 } A_{s_use} > A_{s_req} \times 4/3 \text{ 이므로} \Rightarrow 0.K$$

$$a = A_{s_use} f_y / (0.85 f_{ck} b) = 48.0 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 532.719 \text{ kN-m} > M_u = 260.720 \text{ kN-m} \Rightarrow 0.K$$

㉡ 전단 검토

$$L / d = 1.303 < 5 \Rightarrow \text{Deep Beam}$$

$$\phi V_c = 453.67 \text{ kN} \quad \phi V_s = 101.87 \text{ kN}$$

$$V_u = 555.54 \text{ kN} \quad s_{_max} = 600 \text{ mm}$$

$V_u > \phi V_c$ 이므로 전단철근이 부담하여야 하는 V_s 에 대한 철근량 산정

$$A_v = D13 \quad 2EA = 253 \text{ mm}^2, \quad s = 250 \text{ mm}$$

$$A_h = D29 \quad 2EA = 1,285 \text{ mm}^2, \quad s_2 = 300 \text{ mm}$$

$$A_v = 253 > 0.0015 b s = 169 \Rightarrow 0.K$$

$$A_h = 1,285 > 0.0025 b s_2 = 338 \Rightarrow 0.K$$

$$0.192 A_v / s + 0.808 A_h / s_2 = 3.655 > 0.26 \quad (= \phi V_s / \phi f_y d) \Rightarrow 0.K$$

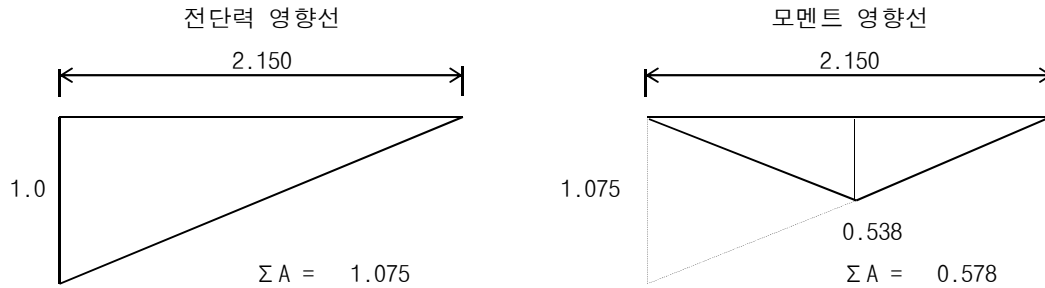
2. 가로보 검토(강도설계법) B =1700mm, T = 1000mm (DB-18)

2.1 연속부 가로보

2.1.1 작용 단면력

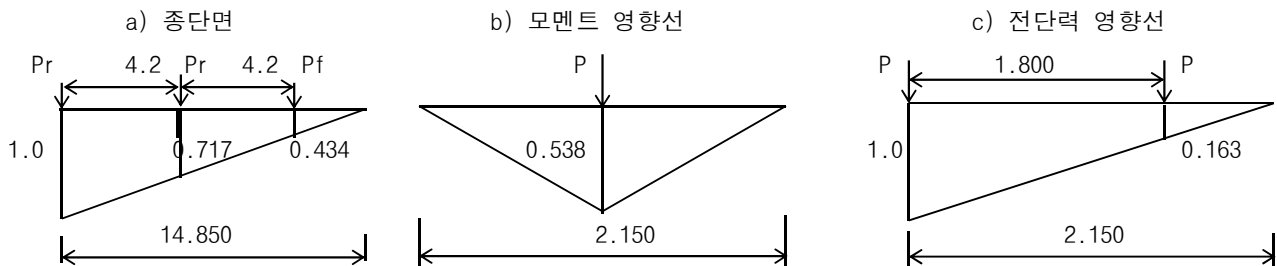
빔간격 = 2.300 m , L = 2.150 m

① 고정하중 (Dead Load)



구 분	두 개	폭	단위중량	전단력	중 거	모멘트
포 장	0.080	5.960	2,300	11.789	0.538	6.337
슬래브	0.170	5.960	2,500	27.230	0.538	14.636
가로보	1.700	1.000	2,500	45.688	0.538	24.557
합 계				84.706		45.530

② 활 하 중 (Live Load)



○ 충격계수 : $15 / (40+L) = 0.356 \Rightarrow 0.300$

○ 차륜하중 : $P_r = 72 \text{ kN}$

○ P (활하중) = $P_r \times (1+0.3) \times \Sigma(\text{중거 : 종단면})$

○ M (모멘트) = $P \times \Sigma(\text{중거 : 모멘트})$

○ S (전단력) = $P \times \Sigma(\text{중거 : 전단력})$

구 분	P ₁	P ₂	P ₃	Σ 중거	단 면 력
a) 중거	1.000	0.717	0.434	2.152	P = 201.38
b) 중거	0.538	-	-	0.538	M = 108.24
c) 중거	1.000	0.163	-	1.163	S = 234.16

③ 단 면 력

$M_u = 1.3 M_d + 2.15 M_l = 291.91 \text{ kN-m}$

$S_u = 1.3 S_d + 2.15 S_l = 613.57 \text{ kN}$

2.1.2 철근량 산정

fck (MPa) :	21	fy (MPa) :	300
Mu (kN-m) :	291.91	φ (bending) :	0.85
Su (kN) :	613.57	φ (shear) :	0.80
b (mm) :	1000	e (mm) :	0
d (mm) :	1650	H (mm) :	1700

㉠ 휨 검토

$$A_{s_req} = \frac{\phi d f_y - \sqrt{\{(\phi d f_y)^2 - 4AMu\}}}{2A} = 696 \text{ mm}^2$$

$$\text{여기서, } A = \frac{\phi (f_y)^2}{1.7 f_{ck} b} = 2.143$$

$$1\text{단배근: } D29 \quad 2EA \Rightarrow 1,285 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_use} = 1,285 \text{ mm}^2, \quad p_{_use} = A_{s_use} / b d = 0.078\%$$

$$A_{s_min} = 1.4 b d / f_y = 7,700 \text{ mm}^2, \quad A_{s_req} \times 4/3 = 928 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_use} (1,285 \text{ mm}^2) > \text{MIN.}(A_{s_min}, A_{s_req} \times 4/3) = 928 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{O.K}$$

$$p_{_min} = 1.4/f_y = 0.467\%, \quad p_{_max} = 2.529\%$$

$$p_{_use}=0.078(\%) < p_{_min}=0.467(\%), \text{ 그러나 } A_{s_use} > A_{s_req} \times 4/3 \text{ 이므로} \Rightarrow \text{O.K}$$

$$a = A_{s_use} f_y / (0.85 f_{ck} b) = 21.6 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 537.042 \text{ kN-m} > M_u = 291.910 \text{ kN-m} \Rightarrow \text{O.K}$$

㉡ 전단 검토

$$L / d = 1.303 < 5 \Rightarrow \text{Deep Beam}$$

$$\phi V_c = 1008.17 \text{ kN} \quad \phi V_s = 0.00 \text{ kN}$$

$$V_u = 613.57 \text{ kN} \quad s_{_max} = 600 \text{ mm}$$

$$1/2 \phi V_c < V_u < \phi V_c \text{ 이므로 최소량의 전단철근 보강}$$

$$A_v = D13 \quad 2EA = 253 \text{ mm}^2, \quad s = 150 \text{ mm}$$

$$A_h = D29 \quad 2EA = 1,285 \text{ mm}^2, \quad s_2 = 300 \text{ mm}$$

$$A_v = 253 > 0.0015 b s = 225 \Rightarrow \text{O.K}$$

$$A_h = 1,285 > 0.0025 b s_2 = 750 \Rightarrow \text{O.K}$$

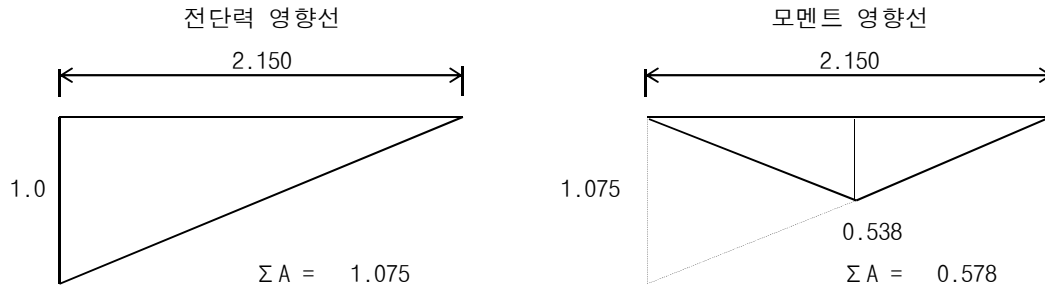
3. 가로보 검토(강도설계법) B =1700mm, T = 200mm (DB-18)

3.1 중앙부 가로보

3.1.1 작용 단면력

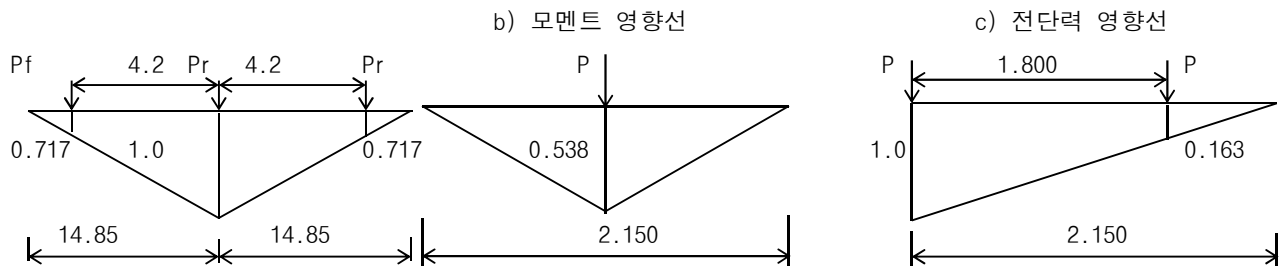
빔간격 = 2.300 m , L = 2.150 m

① 고정하중 (Dead Load)



구 분	두 개	폭	단위중량	전단력	중 거	모멘트
포 장	0.080	5.960	2,300	11.789	0.538	6.337
슬래브	0.170	5.960	2,500	27.230	0.538	14.636
가로보	1.700	0.200	2,500	9.138	0.538	4.911
합 계				48.156		25.884

② 활 하 중 (Live Load)



○ 충격계수 : $15 / (40+L) = 0.356 \implies 0.300$

○ 차륜하중 : $P_r = 72 \text{ kN}$

○ P (활하중) = $P_r \times (1+0.3) \times \Sigma(\text{중거 : 종단면})$

○ M (모멘트) = $P \times \Sigma(\text{중거 : 모멘트})$

○ S (전단력) = $P \times \Sigma(\text{중거 : 전단력})$

구 분	P_1	P_2	P_3	Σ 중거	단 면 력
a) 중거	0.717	1.000	0.717	2.434	P = 227.85
b) 중거	0.538	-	-	0.538	M = 122.47
c) 중거	1.000	0.163	-	1.163	S = 264.95

③ 단 면 력

$M_u = 1.3 M_d + 2.15 M_l = 296.96 \text{ kN-m}$

$S_u = 1.3 S_d + 2.15 S_l = 632.24 \text{ kN}$

3.1.2 철근량 산정

fck (MPa) :	21	fy (MPa) :	300
Mu (kN-m) :	296.96	φ (bending) :	0.85
Su (kN) :	632.24	φ (shear) :	0.80
b (mm) :	200	e (mm) :	0
d (mm) :	1650	H (mm) :	1700

㉠ 휨 검토

$$A_{s_req} = \frac{\phi d f_y - \sqrt{\{(\phi d f_y)^2 - 4AMu\}}}{2A} = 719 \text{ mm}^2$$

$$\text{여기서, } A = \frac{\phi (f_y)^2}{1.7 f_{ck} b} = 10.714$$

$$1\text{단배근: } D29 \quad 2EA \Rightarrow 1,285 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_use} = 1,285 \text{ mm}^2, \quad p_{_use} = A_{s_use} / b d = 0.389\%$$

$$A_{s_min} = 1.4 b d / f_y = 1,540 \text{ mm}^2, \quad A_{s_req} \times 4/3 = 959 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_use} (1,285 \text{ mm}^2) > \text{MIN.}(A_{s_min}, A_{s_req} \times 4/3) = 959 \text{ mm}^2 \Rightarrow 0.K$$

$$p_{_min} = 1.4/f_y = 0.467\%, \quad p_{_max} = 2.529\%$$

$$p_{_use}=0.389(\%) < p_{_min}=0.467(\%), \text{ 그러나 } A_{s_use} > A_{s_req} \times 4/3 \text{ 이므로} \Rightarrow 0.K$$

$$a = A_{s_use} f_y / (0.85 f_{ck} b) = 108.0 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 522.893 \text{ kN-m} > M_u = 296.964 \text{ kN-m} \Rightarrow 0.K$$

㉢ 전단 검토

$$L / d = 1.303 < 5 \Rightarrow \text{Deep Beam}$$

$$\phi V_c = 201.63 \text{ kN} \quad \phi V_s = 430.61 \text{ kN}$$

$$V_u = 632.24 \text{ kN} \quad s_{_max} = 600 \text{ mm}$$

$V_u > \phi V_c$ 이므로 전단철근이 부담하여야 하는 V_s 에 대한 철근량 산정

$$A_v = D13 \quad 2EA = 253 \text{ mm}^2, \quad s = 150 \text{ mm}$$

$$A_h = D29 \quad 2EA = 1,285 \text{ mm}^2, \quad s_2 = 300 \text{ mm}$$

$$A_v = 253 > 0.0015 b s = 45 \Rightarrow 0.K$$

$$A_h = 1,285 > 0.0025 b s_2 = 150 \Rightarrow 0.K$$

$$0.192 A_v / s + 0.808 A_h / s_2 = 3.785 > 1.087 \quad (= \phi V_s / \phi f_y d) \Rightarrow 0.K$$

기 동 검 토

1. 부재력 요약

구 분		Pu (kN)	모멘트 (kN.m)				V (kN)	δ (mm)
			Top		Bottom			
			Sway	NonSway	Sway	NonSway		
LCB1 (최소안전율조 하)	y축	13819.612	0.000	-4089.886	0.000	-2700.454	-465.878	-0.382
	z축		0.000	-4414.148	0.000	-3395.855	-276.748	-1.692

2. 확대모멘트의 계산

1) 횡구속여부 판단 : 층안정지수

$Q = \frac{\sum P_u \cdot \Delta_0}{V_u \cdot l_c}$		Q>0.05 : 비횡구속 골조물		Q≤0.05 : 횡구속 골조물					
		$\sum P_u$: 층전체 수직하중(kN)		V_u : 전체 층전단력(kN)					
		Δ_0 : 층상단 상대변위(mm)							
		l_c : 기둥길이		= 11.000 m					
구 분	$\sum P_u$	y축				z축			
		Δ	V_u	Q	판 단	Δ	V_u	Q	판 단
LCB1	8192.038	-0.382	294.381	0.001	횡구속	-1.692	277.178	0.005	횡구속

2) 임계하중 산정

$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k \cdot l_u)^2}$		$\beta_d =$ 고정하중에 의한 전체축력/전체 계수축력, 최대 계수 지속전단력/최대전단력						
		EI : 휨강성						
		$E_c =$ 26114.69 MPa						
		k : 유효좌굴길이계수						
$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1+\beta_d}$		l : 단면2차모멘트						
		• y축 = 2.133333 m ⁴						
		• z축 = 5.461333 m ⁴						
		l _u : 비지지길이						
		• y축 = 11.000 m						
		• z축 = 11.000 m						
구 분	y축				z축			
	k	β_d	EI (kN · m ²)	P _c (kN)	k	β_d	EI (kN · m ²)	P _c (kN)
LCB1	2.000	0.600	13927836.28	284012.881	2.000	0.600	35655260.87	727072.974

3) 횡구속 골조인 경우의 확대모멘트 계산

• 세장비 검토

$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 34-12 \cdot \frac{M_1}{M_2} \leq 40$				M_1, M_2 : 기둥의 양끝단 모멘트 M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-) $r = \sqrt{I/A}$: 회전반경				
				• y축 = 0.577 m				
				• z축 = 0.924 m				
구 분	y축				z축			
	k	$(k \cdot l_u)/r$	$34-12(M_1/M_2)$	판 단	k	$(k \cdot l_u)/r$	$34-12(M_1/M_2)$	판 단
LCB1	2.000	38.105	26.077	장주	2.000	23.816	24.768	단주

• 확대모멘트

$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$		$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0$		기둥 양단 사이에 횡하중이 있는 경우, $C_m = 1.0$				
$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$		$M_{2min} = P_u \cdot e_{min}$ 이상이어야 함		$e_{min} = 15 + 0.03 \cdot h$ (mm)				
		$\cdot y$ 축		= 75.00 mm				
		$\cdot z$ 축		= 111.00 mm				
구 분		C_m	P_u (kN)	P_c (kN)	δ_{ns}	M_u (kN · m)		$\delta_{ns} \cdot M_2$ (kN · m)
						M_u	M_{2min}	
y축	CB1(1min)	0.864	13819.612	284012.881	1.000	-4089.886	1036.471	-4089.886
z축	CB1(1min)	0.908	13819.612	727072.974	1.000	-4414.148	1533.977	-4414.148

4) 요약

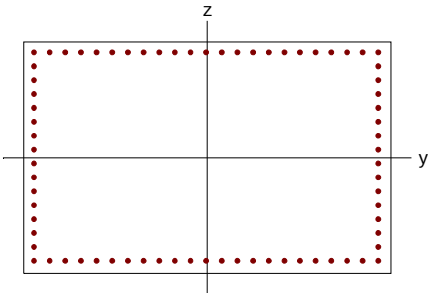
구 분	P_u	M_{cy}	M_{cz}	M_c	비 고
LCB1(1min)	13819.61 kN	-4089.89 kN·m	-4414.15 kN·m	6017.63 kN·m	

3. 기둥단면 설계조건

1) 설계조건

설계기준강도	$f_{ck} = 21.00$ MPa	콘크리트 탄성계수	$E_c = 26114.69$ MPa
철근항복강도	$f_y = 300.00$ MPa	횡방향 철근의 형태	띠철근
축방향 인장 강도감소계수	$\Phi_t = 0.85$	축방향 압축 강도감소계수	$\Phi_c = 0.7$
전단 강도감소계수	$\Phi_v = 0.8$		

2) 단면제원

단면형상	단면제원		
	단면폭	B	3200.00 mm
	단면높이	H	2000.00 mm

3) 사용철근

- 1단 철근 : $2 \times [(D29-23EA) + (D29-14EA)]$ ($d_c = 100.00$ mm)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 47537.60$ mm²
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) > \rho_{use} (= 0.0074)$

4. 단면검토

1) LCB1

① 작용하중

P_u	M_u	e
13819.61 kN	6017.63 kN·m	435.44 mm

② 평형상태 계산

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 2022.95 \text{ mm} \quad : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 69927.27 \text{ kN} \quad : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 40645.77 \text{ kN·m} \quad : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 581.26 \text{ mm} \quad : e_b \geq e \quad \text{..... 압축지배}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

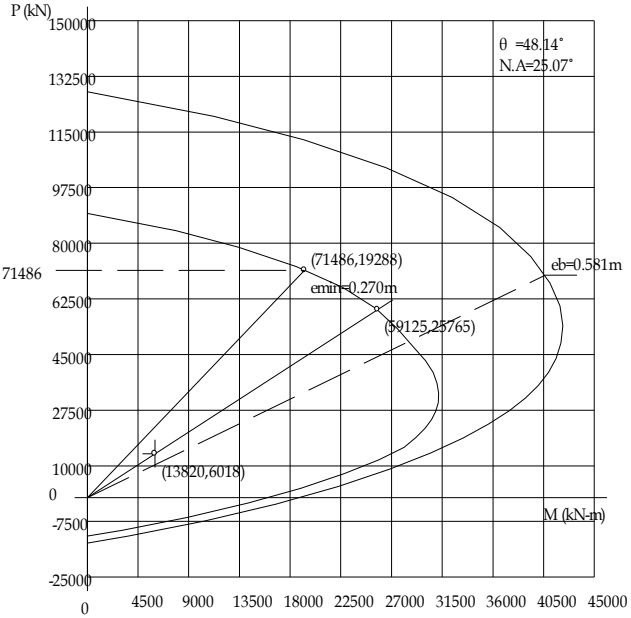
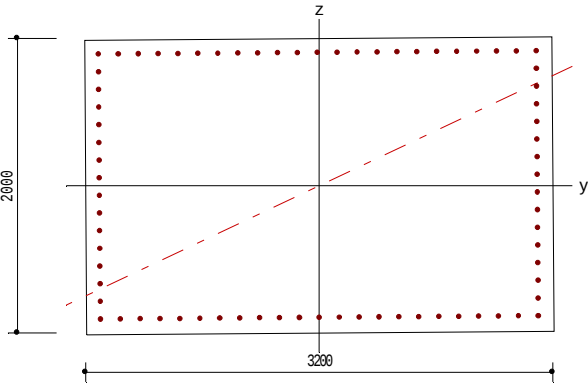
$$\begin{aligned} e' &= M_n / P_n &= 435.76 \text{ mm} &\approx e = 435.44 \text{ mm} \\ P_n &= C_c + C_s + T_s &= 84464.60 \text{ kN} \\ M_n &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} &= 36806.67 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\Phi = 0.7$$

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= 59125.22 \text{ kN} &\geq P_u &\text{..... OK} \\ \Phi M_n &= 25764.67 \text{ kN}\cdot\text{m} &\geq M_u &\text{..... OK} \end{aligned}$$

Text

5. P-M 상관도

검토단면 : 충실 사각형 하중조합 : LCB1	검토 조건
	$\begin{aligned} f_{ck} &= 21.00 \text{ MPa} \\ f_y &= 300.00 \text{ MPa} \\ E_c &= 26114.69 \text{ MPa} \\ E_s &= 200000.00 \text{ MPa} \\ I_{yy} &= 2.133333 \text{ m}^4 \\ I_{zz} &= 5.461333 \text{ m}^4 \\ A_g &= 6400000.00 \text{ mm}^2 \\ I_{ux} &= 11.000 \text{ m} \\ I_{uy} &= 11.000 \text{ m} \\ k_x &= 2.000 \\ k_y &= 2.000 \\ \rho &= 0.0074 \\ P_u &= 13819.61 \text{ kN} \\ M_u &= 6017.63 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \theta &= 25.07^\circ \end{aligned}$
	- 평형편심상태 $\begin{aligned} e_b &= 0.581 \text{ m} \\ \Phi P_b &= 48949.09 \text{ kN} \\ \Phi M_b &= 28452.04 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$ - 작용편심에서의 설계강도 $\begin{aligned} e &= 0.436 \text{ m} \\ \Phi P_n &= 59125.22 \text{ kN} \\ \Phi M_n &= 25764.67 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$ - 사용철근량 $A_s = 47537.60 \text{ mm}^2$