

강구조설계
연습문제 풀이

목 차

제1장 강구조의 개요	3
제2장 강재	5
제3장 설계개념 및 하중	7
제4장 접합의 기본	13
제5장 인장재	21
제6장 압축재	27
제7장 휨재	33
제8장 조합력을 받는 부재	47
제9장 합성재	69
제10장 접합부 설계	81
제11장 트러스	89

1장 강구조의 개요

1) 철이 최초로 사용된 구조물을 기술하시오.

[답] 영국 콜브룩데일세번강의 아이언브리지(iron Bridge)

2) 강구조의 장점을 기술하시오.

[답] ① 단위면적당 강도가 크다.
 ② 인성이 커서 변형에 유리하고 소성변형능력이 우수하다.
 ③ 재료가 균질하다.
 ④ 세장한 부재가 가능하다.
 ⑤ 공사기간이 빠르다.
 ⑥ 기존건축물의 증축, 보수가 용이하다.
 ⑦ 환경친화적인 재료이다.
 ⑧ 하이테크 건축재료이다.

3) 강구조의 단점을 기술하시오.

[답] ① 내화성을 고려해야 한다.
 ② 부식방지를 위한 유지관리가 필요하다.
 ③ 접합부의 신중한 설계와 용접부의 검사가 필요하다.
 ④ 좌굴의 영향이 크다.
 ⑤ 처짐 및 진동을 고려해야 한다.
 ⑥ 응력반복에 따른 피로에 의한 파단의 우려가 있다.

4) 건축구조기준에서 강구조설계는 어떤 설계법에 근거하고 있는지 기술하시오.

[답] 한계상태설계법

2장 강재

1) 강재의 인장시험 결과(예, SS 275)를 이용한 응력(stress)-변형도(strain)관계를 그리고 다음 각 문항에 대하여 기술하시오.

- (1) 탄성계수 또는 영계수(E)
- (2) 항복강도(F_y)
- (3) 인장강도(F_u)
- (4) 항복비

[답] 기존 인장시험 데이터를 이용해서 직접 구해본다.

2) SS 275, SM 275 그리고 SM 355-TMC의 F_y, F_u 값에 대하여 기술하시오.(40mm 초과 75mm 이하의 판 두께)

[답] F_y

$$\text{SS 275} \quad F_y = 265 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{SM 275} \quad F_y = 265 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{SM 355-TMC} \quad F_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

F_u

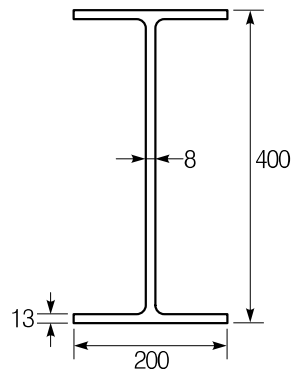
$$\text{SS 275} \quad F_u = 410 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{SM 275} \quad F_u = 410 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{SM 355-TMC} \quad F_u = 490 \text{ N/mm}^2$$

3) H-400×200×8×13 형강의 단면치수를 표기하고, 단위 m 당 중량을 구하시오.

[답]



단위중량이 $6.47 \times 10^{-1} \text{ N/mm}$ 이므로

단위 m 당 중량은 $6.47 \times 10^{-1} \times 1000 = 647 \text{ N}$

4) 비례한도 내에 있는 강재의 변형도가 $\epsilon = 0.0006$ 일 때 강재의 응력을 구하시오.

[답] 비례한도 내에서는 후크의 법칙이 성립하므로

$$\sigma = E \cdot \epsilon = 210,000 \times 0.0006 = 126 \text{ N/mm}^2$$

3장 설계개념 및 하중

- 1) 한계상태설계법을 간단히 기술하시오.

[답] 구조물의 강도한계상태와 사용성한계상태에 대해 확률·통계적인 방법으로 접근하여 구조물을 안전하게 설계하는 방법

- 2) 한계상태의 종류에 대해서 기술하시오.

[답] 강도한계상태, 사용성한계상태

- 3) 사용성한계상태에서 하중계수(지진하중은 제외)는 얼마를 적용하는지 기술하시오.

[답] 1.0

- 4) 건축물 상부층에 있는 압축재에 다음과 같은 하중이 작용할 때, 이 압축재의 소요압축강도(P_u)를 구하시오.

고정하중(D)	400kN의 압축력
활하중(L)	180kN의 압축력
지붕의 활하중(L_r)	90kN의 압축력
적설하중(S)	80kN의 압축력

[풀이]

식(3.2) - 식(3.8)의 하중조합결과에서 가장 큰 값이 소요압축강도가 된다.

하중조합 식(3.2)에서 $1.4D = 1.4 \times 400 = 560\text{kN}$

식(3.3)에서 $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ 또는 } S \text{ 또는 } R)$

$$= 1.2D + 1.6L + 0.5L_r \quad (R = 0, S < L_r \text{ 이므로})$$

$$= 1.2 \times 400 + 1.6 \times 180 + 0.5 \times 90$$

$$= 813\text{kN}$$

식(3.4)에서 $1.2D + 1.6L_r + L$

$$= 1.2 \times 400 + 1.6 \times 90 + 180$$

$$= 804\text{kN}$$

$$\begin{aligned}
 & \text{식(3.5)에서 } 1.2D + L + 0.5L_r \\
 & = 1.2 \times 400 + 180 + 0.5 \times 90 \\
 & = 705\text{kN}
 \end{aligned}$$

식(3.6), 식(3.7), 식(3.8)의 계산은 상기 계산결과보다 작으므로 계산과정 생략.
 \therefore 소요압축강도(P_u)는 813kN이다.

[답] $P_u = 813\text{kN}$

5) 연습문제 4)에서 저항계수 $\phi = 0.9$ 일 때 안전하기 위한 공칭압축강도(P_n)를 산정하시오.

[풀이]

소요압축강도(P_u) \leq 설계압축강도(ϕP_n) 이어야 하므로

$$P_u \leq 0.9P_n$$

$$\Rightarrow P_n \geq \frac{P_u}{0.9} = \frac{813}{0.9} = 903.3\text{kN}$$

\therefore 공칭압축강도(P_n)는 904kN 이상이어야 한다.

[답] $P_n = 904\text{kN}$ 이상

6) 그림 3.1과 같은 하중상태의 골조에서 보는 x방향 기둥은 y방향이며, 기둥은 층고 중간에 z축방향으로 횡방향 지지되어 있다. 다음의 하중조합에 따라 기둥의 설계용 축력과 설계용 휨모멘트를 계산하시오. 다만 풍하중은 3번 절점에 집중하여 작용하는 것으로 한다.

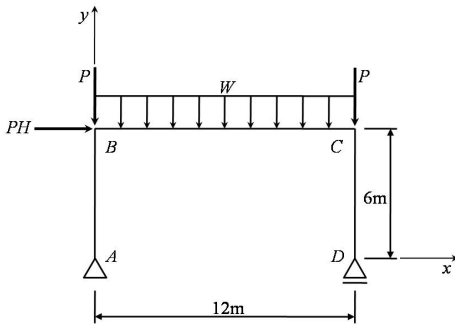
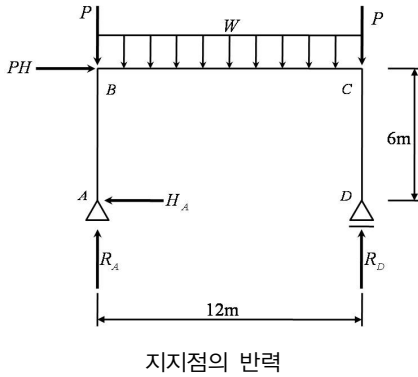


그림 3.1 연습문제 6)

$$\begin{aligned}
 P_D &= 300\text{kN} \\
 P_L &= 100\text{kN} \\
 W_D &= 12.5\text{kN/m} \\
 W_L &= 6\text{kN/m} \\
 PH &= 30\text{kN} (\text{풍하중})
 \end{aligned}$$

- (1) $1.4D$
- (2) $1.2D + 1.6L$
- (3) $1.2D + 0.65W$
- (4) $1.2D + 1.3W + L$

**[풀이]**(1) $1.4D$ 의 경우

$$\begin{aligned}
 P_u &= 1.4 \times P_D \\
 &= 1.4 \times 300 = 420\text{kN} \\
 W_u &= 1.4 \times W_D \\
 &= 1.4 \times 12.5 = 17.5\text{kN/m}
 \end{aligned}$$

평형방정식에 의해

$$\begin{aligned}
 \sum M_A = 0 : P_u \times 12 + W_u \times 12 \times 6 - R_D \times 12 &= 0 \\
 \therefore R_D &= 525\text{kN} \\
 \sum V = 0 : P_u \times 2 + W_u \times 12 - R_D - R_A &= 0 \\
 \therefore R_A &= 525\text{kN}
 \end{aligned}$$

골조에 횡방향 하중이 없으므로 $H_A = 0$, 기둥에 걸리는 모멘트도 0 \therefore 기둥 축력 = 525kN, 기둥 휨모멘트 = 0kN·m(2) $1.2D + 1.6L$ 의 경우

$$\begin{aligned}
 P_u &= 1.2 \times P_D + 1.6 \times P_L \\
 &= 1.2 \times 300 + 1.6 \times 100 = 520\text{kN} \\
 W_u &= 1.2 \times W_D + 1.6 \times W_L \\
 &= 1.2 \times 12.5 + 1.6 \times 6 = 24.6\text{kN/m}
 \end{aligned}$$

평형방정식에 의해

$$\begin{aligned}
 \sum M_A = 0 : P_u \times 12 + W_u \times 12 \times 6 - R_D \times 12 &= 0 \\
 \therefore R_D &= 667.6\text{kN} \\
 \sum V = 0 : P_u \times 2 + W_u \times 12 - R_D - R_A &= 0 \\
 \therefore R_A &= 667.6\text{kN}
 \end{aligned}$$

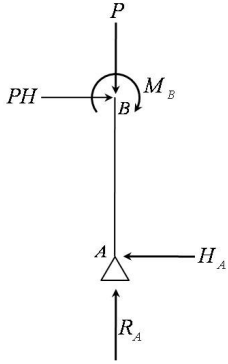
골조에 횡방향 하중이 없으므로 $H_A = 0$, 기둥에 걸리는 모멘트도 0 \therefore 기둥 축력 = 667.6kN, 기둥 휨모멘트 = 0kN·m(3) $1.2D + 0.65W$ 의 경우

$$\begin{aligned}
 P_u &= 1.2 \times P_D \\
 &= 1.2 \times 300 = 360\text{kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_u &= 1.2 \times W_D \\
 &= 1.2 \times 12.5 = 15 \text{ kN/m} \\
 PH_u &= 0.65 \times PH \\
 &= 0.65 \times 30 = 19.5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

평형방정식에 의해

$$\begin{aligned}
 \sum M_A &= 0 : P_u \times 12 + W_u \times 12 \times 6 + PH_u \times 6 - R_D \times 12 = 0 \\
 \therefore R_D &= 459.75 \text{ kN} \\
 \sum V &= 0 : P_u \times 2 + W_u \times 12 - R_D - R_A = 0 \\
 \therefore R_A &= 440.25 \text{ kN} \\
 \sum H &= 0 : PH_u - H_A = 0 \\
 \therefore H_A &= 19.5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



자유물체도(A-B)

자유물체도 (A-B)

$$\begin{aligned}
 M_B &= H_A \times 6 = 117 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \therefore \text{기둥 축력} &= 459.8 \text{ kN}, \text{ 기둥 휨모멘트} = 117 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

(4) $1.2D + 1.3W + L$ 의 경우

$$\begin{aligned}
 P_u &= 1.2 \times P_D + P_L \\
 &= 1.2 \times 300 + 100 = 460 \text{ kN} \\
 W_u &= 1.2 \times W_D + W_L \\
 &= 1.2 \times 12.5 + 6 = 21 \text{ kN/m} \\
 PH_u &= 1.3 \times PH \\
 &= 1.3 \times 30 = 39 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sum M_A &= 0 : P_u \times 12 + W_u \times 12 \times 6 + PH_u \times 6 - R_D \times 12 = 0 \\
 \therefore R_D &= 605.5 \text{ kN} \\
 \sum V &= 0 : P_u \times 2 + W_u \times 12 - R_D - R_A = 0 \\
 \therefore R_A &= 566.5 \text{ kN} \\
 \sum H &= 0 : PH_u - H_A = 0 \\
 \therefore H_A &= 39 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

자유물체도 (A-B)

$$\begin{aligned}
 M_B &= H_A \times 6 = 234 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \therefore \text{기둥 축력} &= 605.5 \text{ kN}, \text{ 기둥 휨모멘트} = 234 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

위의 하중조합 중 경우 (1), (2)의 경우는 횡변위가 발생하지 않는 상태에 대한 것이고, (3), (4)의 경우는 풍하중으로 인한 횡변위가 발생하는 상태에 대한 것이다.

횡변위가 발생되지 않는 경우 중 설계용 외력이 큰 (2)의 경우와, 횡변위가 발생하는 경우 중 설계용 외력이 큰 (4)의 경우가 각각 독립적으로 검토대상이 된다.

[답]

	축력	휨모멘트
$1.4D$	525kN	0kN·m
$1.2D+1.6L$	667.6kN	0kN·m
$1.2D+0.65W$	459.8kN	117kN·m
$1.2D+1.3W+L$	605.5kN	234kN·m

4장 접합의 기본

- 1) 고정하중 50kN과 활하중 50kN이 작용하는 그림 4.45와 같은 인장재에 합당한 필릿용접의 용접길이를 산정하시오. 필릿용접 사이즈 s 는 6mm이고, 모재는 SM355, 용접재(KS D7006 고장력강용 피복아크 용접봉)의 인장강도는 $F_{uw} = 490\text{N/mm}^2$ 이다. 필릿용접 이음부의 설계강도는 용접재의 강도로 결정되도록 한다.

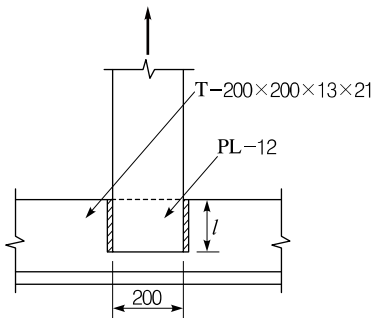


그림 4.45 연습문제 1)

[풀이]

- (1) 계수하중

$$\begin{aligned} P_u &= 1.2P_D + 1.6P_L \\ &= 1.2 \times 50 + 1.6 \times 50 = 140\text{kN} \end{aligned}$$

- (2) 단위길이 당 필릿용접 이음부의 설계강도 및 유효용접길이
필릿용접 이음부의 설계강도는 용접재의 강도로 결정되도록 한다.

$$\phi = 0.75$$

$$F_w = (0.6F_{uw}) = 0.6 \times 490 = 294\text{N/mm}^2$$

$$a = 0.7s = 0.7 \times 6 = 4.2\text{mm}$$

$$A_w = a \times 1(\text{단위 길이}) = 4.2 \times 1 = 4.2\text{mm}$$

$$F_w A_w = 0.75 \times 294 \times 4.2 = 926.1\text{N/mm}$$

소요 유효용접길이

$$l_e = P_u / (\phi F_w A_w) = 140 \times 10^3 / 926.1 = 151.2\text{mm}$$

플레이트 한 쪽 소요 실제용접길이

$$l_{req} = l_e / 2 + 2s = 151.2 / 2 + 2 \times 6 = 87.6\text{mm} \rightarrow 90\text{mm}$$

- (3) 최소 유효용접길이 검토

$$l_e = l - 2s = 90 - 2 \times 6 = 78\text{mm} \geq 4s = 4 \times 6 = 24\text{mm}$$

O.K

[답] 양측면을 각각 90mm 필릿용접

- 2) 그림 4.46와 같은 이음부의 1면 마찰접합의 설계강도를 산정하시오. 강재는 SM275이고 고장력볼트는 M20(F10T, 표준구멍)이다. 나사부가 전단면에 포함되지 않으며, 이음부 플레이트는 안전하고, 사용하중상태에서 고장력볼트구멍의 변형이 설계에 고려된다고 가정한다. 마찰면은 블라스트 후 페인트하지 않았고, 필러를 사용하지 않았다.

[풀이]

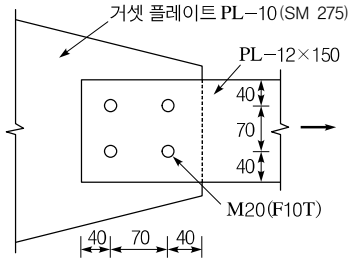


그림 4.46 연습문제 2)

- (1) 고장력볼트의 설계미끄럼강도(1면전단)

$$\phi R_n = \phi \mu h_f T_0 N_s$$

표준구멍에 대하여 $\phi = 1.0$

페인트 칠하지 않은 블라스트 청소된 마찰면 $\mu = 0.5$

필러를 사용하지 않은 경우 $h_f = 1.0$

$$T_0 = 165 \text{ kN}$$

$$N_s = 1 \text{ (1면전단)}$$

$$\phi R_n = 1.0 \times 0.5 \times 1.0 \times 165 \times 1 = 82.5 \text{ kN}$$

\therefore 고장력볼트 4개에 대한 설계미끄럼강도 $82.5 \times 4 = 330 \text{ kN}$

- (2) 고장력볼트의 설계전단강도(1면전단)

$$\phi R_n = \phi n_b F_{nv} A_b N_s$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 4 \times 500 \times 314 \times 1 \times 10^{-3} = 471 \text{ kN}$$

- (3) 고장력볼트 구멍의 설계지압강도

$$\phi R_n = \phi 1.2 L_c t F_u \leq \phi 2.4 d t F_u$$

$$\phi = 0.75,$$

$$\text{연단측 구멍 } L_c = 40 - 22/2 = 29 \text{ mm}$$

$$\text{나머지 구멍 } L_c = 70 - 22 = 48 \text{ mm}$$

$$t = 10 \text{ mm}, d = 20 \text{ mm}, F_u = 410 \text{ N/mm}^2$$

연단측 고장력볼트 구멍의 설계지압강도

$$\phi R_n = \phi 1.2 L_c t F_u = 0.75 \times 1.2 \times 29 \times 10 \times 410 \times 10^{-3} = 107.0 \text{ kN}$$

$$\leq \phi 2.4 d t F_u = 0.75 \times 2.4 \times 20 \times 10 \times 410 \times 10^{-3} = 147.6 \text{ kN} \quad \text{O.K}$$

따라서, 연단측 고장력볼트 구멍의 설계지압강도는 107.0 kN이다.

나머지 고장력볼트 구멍의 설계지압강도

$$\phi R_n = \phi 1.2 L_c t F_u \leq \phi 2.4 d t F_u$$

$$\phi R_n = \phi 1.2 L_c t F_u = 0.75 \times 1.2 \times 48 \times 10 \times 410 \times 10^{-3} = 177.1 \text{ kN}$$

$$\geq \phi 2.4 d t F_u = 0.75 \times 2.4 \times 20 \times 10 \times 410 \times 10^{-3} = 147.6 \text{ kN} \quad \text{N.G}$$

따라서, 나머지 고장력볼트 구멍의 설계지압강도는 147.6 kN이다.

\therefore 고장력볼트 4개에 대한 설계지압강도 = $107.0 \times 2 + 147.6 \times 2 = 509.2 \text{ kN}$

- (4) 고장력볼트의 설계미끄럼강도, 설계전단강도, 구멍의 설계지압강도 중 작은 값을 마찰접합의 설계강도로 한다. 따라서,

$$\phi R_n = \min(330, 471, 509.2) = 330 \text{ kN}$$

[답] 330kN

- 3) 고정하중 30kN과 활하중 200kN이 작용하는 그림 4.47과 같은 고장력볼트 이음부의 마찰접합에 의한 고장력볼트 개수를 산정하시오. 사용된 고장력볼트는 M22(F10T, 표준구멍)이고, 2면 전단접합 형태의 고장력볼트 2열을 갖는다. 모든 접합평판의 두께는 10mm, 폭은 250mm 이고 강재의 재질은 SM275이다. 다른 조건은 연습문제 2)와 동일하다고 가정한다.

[풀이]

- (1) 계수하중

$$\begin{aligned} P_u &= 1.2P_D + 1.6P_L \\ &= 1.2 \times 30 + 1.6 \times 200 = 356 \text{ kN} \end{aligned}$$

- (2) 고장력볼트의 설계미끄럼강도(2면전단)

$$\phi R_n = \phi \mu h_f T_0 N_s$$

표준구멍에 대하여 $\phi = 1.0$

페인트 칠하지 않은 블라스트 청소된 마찰면 $\mu = 0.5$

필러를 사용하지 않은 경우 $h_f = 1.0$

$$T_0 = 200 \text{ kN}$$

$$N_s = 2 \text{ (2면전단)}$$

$$\phi R_n = 1.0 \times 0.5 \times 1.0 \times 200 \times 2 = 200 \text{ kN}$$

- (3) 고장력볼트의 설계전단강도(2면전단)

$$\phi R_n = \phi n_b F_{nv} A_b N_s$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 1 \times 500 \times 380 \times 2 \times 10^{-3} = 285 \text{ kN}$$

- (4) 고장력볼트 구멍의 설계지압강도

[문제에 제시되어 있지 않기 때문에, 그림 4.46을 참조한다]

$$\phi R_n = \phi 1.2 L_c t F_u \leq \phi 2.4 d t F_u$$

$$\phi = 0.75$$

$$\text{연단측 구멍} \quad L_c = 40 - 24/2 = 28 \text{ mm}$$

$$\text{나머지 구멍} \quad L_c = 70 - 24 = 46 \text{ mm}$$

$$t = 10 \text{ mm}, \quad d = 22 \text{ mm}, \quad F_u = 410 \text{ N/mm}^2$$

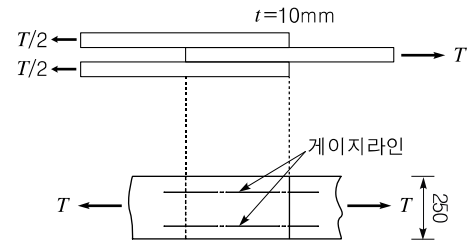


그림 4.47 연습문제 3)

연단측 고장력볼트 구멍의 설계지압강도

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 1.2 L_c t F_u = 0.75 \times 1.2 \times 28 \times 10 \times 410 \times 10^{-3} = 103.3 \text{ kN} \\ &\leq \phi 2.4 d t F_u = 0.75 \times 2.4 \times 22 \times 10 \times 410 \times 10^{-3} = 162.4 \text{ kN} \quad \text{O.K.}\end{aligned}$$

따라서, 연단측 고장력볼트 구멍의 설계지압강도는 103.3kN이다.

나머지 고장력볼트 구멍의 설계지압강도

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 1.2 L_c t F_u = 0.75 \times 1.2 \times 46 \times 10 \times 410 \times 10^{-3} = 169.7 \text{ kN} \\ &\geq \phi 2.4 d t F_u = 0.75 \times 2.4 \times 22 \times 10 \times 410 \times 10^{-3} = 162.4 \text{ kN} \quad \text{N.G.}\end{aligned}$$

따라서, 나머지 고장력볼트 구멍의 설계지압강도는 162.4kN이다.

각 열에 고장력볼트를 2개 배치한 경우 구멍에 대한 평균 설계지압강도

$$\phi R_n = (103.3 + 162.4)/2 = 132.9 \text{ kN}$$

(5) 고장력볼트의 설계미끄럼강도, 설계전단강도, 구멍의 설계지압강도 중 작은 값을 고장력볼트 1개에 대한 마찰접합의 설계강도로 한다. 따라서,

$$\phi R_n = \min(200, 285, 132.9) = 132.9 \text{ kN}$$

(6) 필요한 고장력볼트개수

$$n_b = \frac{P_u}{\phi R_n} = \frac{356}{132.9} = 2.68 \rightarrow 4 \quad \therefore 2\text{열배치로 } 4\text{개를 배치한다.}$$

[답] 4개

- 4) 그림 4.48과 같이 고장력볼트 지압접합으로 되어 있는 브레이스 접합부에 소요인장력 $P_u = 700\text{kN}$ 이 작용할 때, 고장력볼트의 안전성을 검토하고 필릿용접의 용접길이를 산정하시오. 부재의 재질은 모두 SM355이고, 필릿사이즈는 10mm로 가정하며 편심의 영향은 무시한다. 용접재(KS D7006 고장력강용 피복아크 용접봉)의 인장강도는 $F_{uw} = 490\text{N/mm}^2$ 이다. 필릿용접 이음부의 설계강도는 용접재의 강도로 결정되도록 한다.

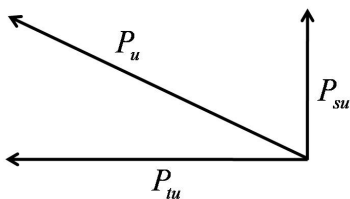
[풀이]

(1) 안전성 검토

① 계수하중

$$P_u = 700 \text{ kN}$$

$$P_{tu} = P_u \frac{2}{\sqrt{5}} = 626 \text{ kN} \Rightarrow 626/8 = 78.3 \text{ kN/볼트}$$



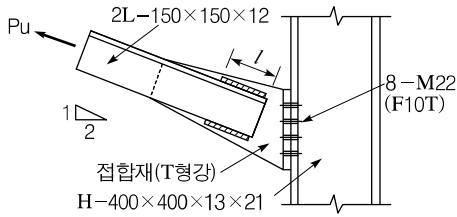


그림 4.48 연습문제 4)

$$P_{su} = P_u \frac{1}{\sqrt{5}} = 313 \text{ kN} \Rightarrow 313/8 = 39.1 \text{ kN/볼트}$$

② 지압접합에서 볼트 설계강도

인장력과 전단력을 동시에 받는 M22(F10T) 볼트 1개의 설계인장강도(F_{nt}')

$$\phi R_n = \phi F_{nt}' A_b$$

$$\phi = 0.75$$

$$A_b = 380 \text{ mm}^2$$

$$F_{nt}' = 1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt}$$

$$f_v = \frac{P_{su}}{A_b} = 39.1 \times 10^3 / 380 = 102.9 \text{ N/mm}^2 \text{ (소요전단응력)}$$

$$F_{nt}' = 1.3 \times 750 - \frac{750}{0.75 \times 400} \times 102.9 = 717.8 \leq F_{nt} = 750 \text{ N/mm}^2$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 717.8 \times 380 = 204,573 \text{ N} = 204.6 \text{ kN} \geq P_{tu} (= 78.3 \text{ kN})$$

∴ 안전함

(2) 용접길이산정

① 단위길이 당 필릿용접 이음부의 설계강도 및 유효용접길이

필릿용접 이음부의 설계강도는 용접재의 강도로 결정되도록 한다.

$$\phi = 0.75$$

$$F_w = (0.6 F_{uw}) = 0.6 \times 490 = 294 \text{ N/mm}^2$$

$$a = 0.7s = 0.7 \times 10 = 7 \text{ mm}$$

$$A_w = a \times 1 \text{ (단위길이)} = 7 \times 1 = 7 \text{ mm}$$

$$F_w A_w = 0.75 \times 294 \times 7 = 1,543.5 \text{ N/mm}$$

소요 유효용접길이

$$l_e \geq P_u / (\phi F_w A_w) = 700 \times 10^3 / 1,543.5 = 454 \text{ mm}$$

② 용접길이

$$l_e = l_{e1} + l_{e2} = 454 \text{ mm}$$

$$l_{e1} = l_{e2} = 227 \text{ mm}$$

$$l = l_{e1} (= l_{e2}) + 2s = 227 + 2 \times 10 = 247 \text{ mm} \rightarrow 250 \text{ mm}$$

[답] 고장력볼트 : 안전함
필릿용접의 용접길이 : 250mm

- 5) 그림 4.49와 같이 소요압축강도, $P_u = 170\text{kN}$ 을 받고 있는 크레인 보를 지지하는 브라켓의 이음면을 양면 필릿용접으로 접합할 때 용접부의 안전성을 검토하시오. 부재의 재질은 모두 SM355이고, 필릿사이즈는 10mm이며 이음부 플레이트는 안전한 것으로 가정한다. 용접재(KS D7006 고장력강용 피복아크 용접봉)의 인장강도는 $F_{uw} = 490\text{N/mm}^2$ 이다.

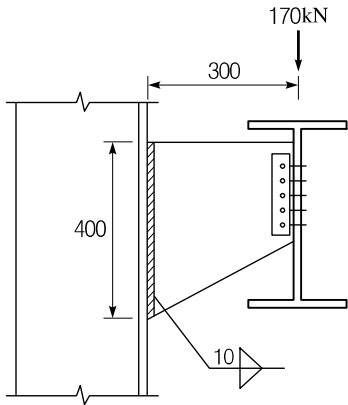


그림 4.49 연습문제 5)

[풀이]

- (1) 필릿용접부에 작용하는 응력

계수하중

$$P_u = 170\text{kN}$$

용접이음에서의 부재력은 각각

$$M = P_u \times e = 170 \times 300 = 51,000\text{ kN}\cdot\text{mm}$$

$$V = P_u = 170\text{kN}$$

유효목두께, 유효용접길이는 각각

$$a = 0.7s = 0.7 \times 10 = 7\text{mm}$$

$$l_e = l - 2s = 400 - 2 \times 10 = 380\text{mm}$$

따라서, 양면 필릿의 유효단면적과 단면계수는

$$A_w = (a \cdot l_e) \times 2\text{면} = 7 \times 380 \times 2 = 5,320\text{mm}^2$$

$$S_w = \frac{a \cdot l_e^2}{6} \times 2\text{면} = \frac{7 \times 380^2 \times 2}{6} = 336,933\text{mm}^3$$

휨 모멘트에 의한 축방향응력

$$\sigma_u = \frac{M}{S_w} = \frac{51,000 \times 10^3}{336,933} = 151.4\text{N/mm}^2$$

전단력에 의한 전단응력

$$v_u = \frac{V}{A_w} = \frac{170 \times 10^3}{5,320} = 31.9\text{N/mm}^2$$

- (2) 필릿용접부의 안정성 검토

조합응력을 받는 필릿용접부의 응력

$$\begin{aligned} \sqrt{\sigma_u^2 + v_u^2} &= \sqrt{151.4^2 + 31.9^2} \\ &= 154.7\text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\phi F_w = 0.75(0.6 F_{uw}) = 0.75 \times 0.6 \times 490 = 220.5\text{N/mm}^2$$

$$\sqrt{\sigma_u^2 + v_u^2} < \phi F_w \text{ 이므로, 용접부는 구조적으로 안전하다.}$$

[답] 안전함

6) 그림 4.50와 같은 도시된 용접부를 그림으로 설명하시오.

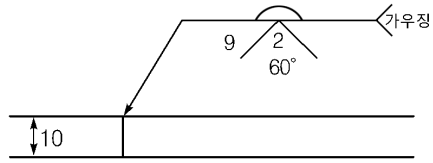
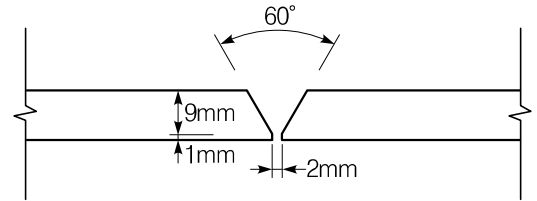


그림 4.50 연습문제 6)

[답]



7) 그림 4.51과 같은 용접부를 용접기호로 표시하고 용접 시공의 순서를 기재하시오.

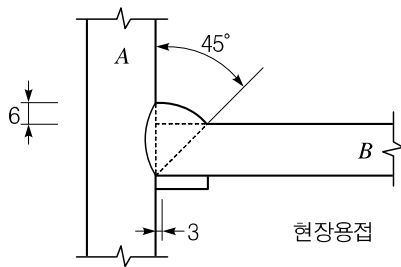
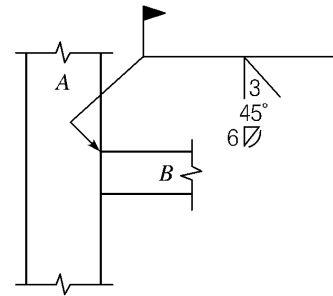


그림 4.51 연습문제 7)

[답] (1) 용접기호 :



(2) 용접순서 :

B부재 개선 → 뒷담재 설치 → 그루브용접 → 용접부 표면정리

5장 인장재

1) 다음 인장재에 대한 설명 중 틀린 것은 어느 것인가?

- (1) 전단지연 현상은 인장부재의 중심축과 인장력의 축과의 불일치로 발생한다.
- (2) 인장재의 단면결손은 볼트접합 시에 볼트 구멍에 의해 발생하는 것으로 용접 접합인 경우에는 단면의 결손은 없다.
- (3) 인장재의 유효순단면적이란 단면의 순단면적에 전단지연의 영향을 고려한 것이다.
- (4) 인장재의 블록전단파단은 전단지연 현상에 의해 발생한다.

[풀이]

전단지연 현상은 인장부재의 중심축과 인장력의 축과의 불일치로 발생하는데, 이를 고려하기 위하여 유효순단면적을 산정할 때 전단지연계수를 적용한다.

[답] (4)

2) 다음 인장재에 대한 설명 중 틀린 것은 어느 것인가?

- (1) 한계상태설계법에서 인장재는 총단면에 대한 항복과 유효단면적에 대한 파단이라는 두가지의 한계상태에 대해 검토해야 한다.
- (2) 인장재에 있어 부재가 가늘고 긴 경우 좌굴이 일어나기 쉬우므로 단면의 보강 등의 조치가 필요하다.
- (3) 현수구조에 사용하는 케이블 등이 대표적인 인장재이다.
- (4) 인장재는 공칭하중에 하중계수를 곱한 소요인장강도가 공칭인장강도에 저항계수를 곱한 설계인장강도보다 작아야 안전하다.

[풀이]

좌굴현상은 부재가 가늘고 긴 경우, 즉 세장한 경우 발생하기 쉬운 현상으로 압축재 설계시에 세장비를 고려하여 설계한다.

[답] (2)

- 3) 다음 그림 5.17과 같이 인장재에 고장력볼트가 엇모배치되어 있다. 인장재의 순단면적을 구하시오. 사용볼트는 M22(F10T)이고 판의 두께는 15mm이다.

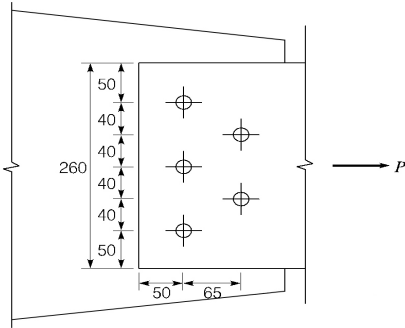


그림 5.17 연습문제 3)

[풀이]

볼트구멍 직경 $d = 24\text{mm}$ (표 4.5)

$$A_g = 15 \times 260 = 3,900\text{mm}^2$$

이 경우는, 파단선이 볼트구멍을 2개를 지나는 경우와 3개를 지나는 경우를 고려해야 하는데, 볼트구멍을 2개를 지나는 경우는 정렬배치 1가지의 경우만 존재하여 볼트구멍 3개를 지나는 경우가 더 불리하므로 고려하지 않는다.

볼트구멍 3개를 지나는 경우는 정렬배치의 경우와 엇모배치의 경우가 존재하는데, 정렬배치의 경우가 더 불리하므로 정렬배치만 고려하면 된다.

$$A_n = A_g - ndt = 3,900 - 3 \times 24 \times 15 = 2,820\text{mm}^2$$

$$\therefore \text{순단면적은 } 2,820\text{mm}^2$$

[답] $A_n = 2,820\text{mm}^2$

- 4) 다음 그림 5.18과 같이 L-200×200×15 인장재이다. 인장재의 순단면적을 구하시오. 다만, 사용볼트는 M20(F10T)이고 L-200×200×15의 단면적은 5,775mm²이다.

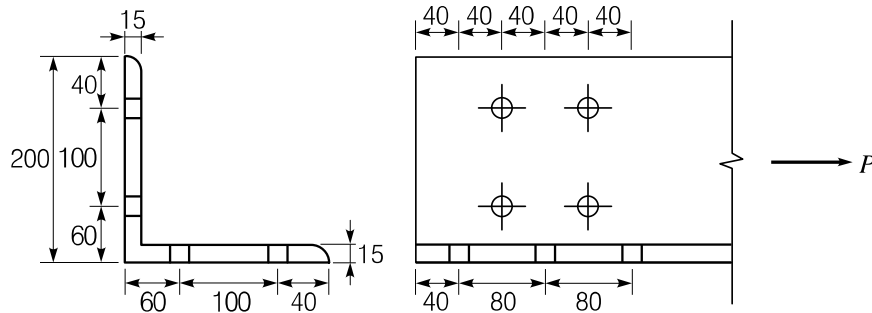


그림 5.18 연습문제 4)

[풀이]

볼트구멍 직경 $d = 22\text{mm}$ (표 4.5)

$$\text{총단면적 } A_g = 5,775\text{mm}^2$$

$$g = g_a + g_b - t = 60 + 60 - 15 = 105\text{mm}$$

(1) A-3-4-B 인 경우

$$A_n = A_g - ndt$$

$$= 5,775 - 2 \times 22 \times 15 = 5,115\text{mm}^2$$

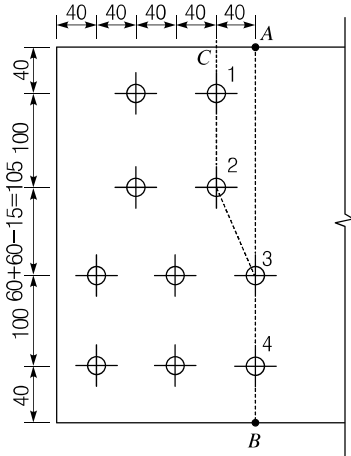


그림 5.19 인장재의 파단선

(2) C-1-2-3-4-B인 경우

$$\begin{aligned}
 A_n &= A_g - ndt + \sum \frac{s^2}{4g} t \\
 &= 5,775 - 4 \times 22 \times 15 + \frac{40^2}{4 \times 105} \times 15 \\
 &= 4,512 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

(1)~(2) 중 가장 작은 값이 순단면적이다.

 \therefore 순단면적은 $4,512 \text{ mm}^2$ **[답]** $A_n = 4,512 \text{ mm}^2$

- 5) 다음 그림 5.20과 같은 등변 Γ 형강 L-150×150×12 ($A_g = 3,477 \text{ mm}^2$, $C_x = C_y = 41.4 \text{ mm}$)으로 구성된 650kN의 계수하중을 받는 인장재를 설계하고자 한다. 안전성을 검토하시오. 형강의 재질은 SM 275 ($F_y = 275 \text{ N/mm}^2$, $F_u = 410 \text{ N/mm}^2$)이며 사용 고장력볼트는 M20(F10T)이다. 블록전단파단은 고려하지 않으며, 거셋플레이트는 안전한 것으로 가정한다.

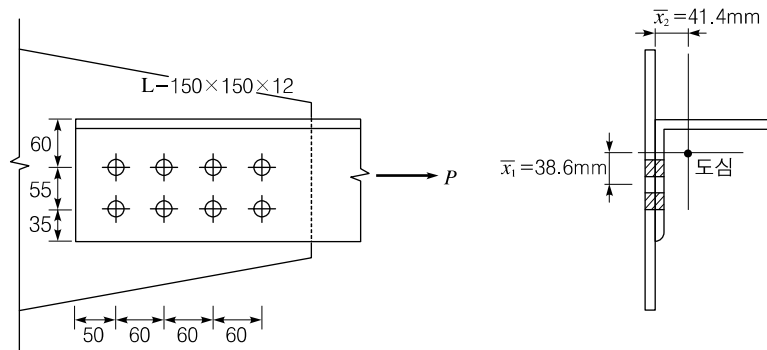


그림 5.20 연습문제 5)

[풀이]

(1) 소요인장강도

$$P_u = 650 \text{ kN}$$

(2) 종단면적의 항복에 대한 설계인장강도

$$\phi R_n = 0.9 \times 275 \times 3,477 \times 10^{-3} = 860.6 \text{ kN}$$

(3) 유효순단면적의 파단에 대한 설계인장강도

$$A_n = 3,477 - 2 \times 22 \times 12 = 2,949 \text{ mm}^2$$

$$\bar{x} = (\bar{x}_1, \bar{x}_2)_{\max} = (150 - 35 - (55/2) - 41.4 = 46.1, 41.4)_{\max} = 46.1 \text{ mm}$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{46.1}{60 \times 3} = 0.74$$

$$A_e = UA_n = 0.74 \times 2,949 = 2,182.3 \text{ mm}^2$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 410 \times 2,182.4 \times 10^{-3} = 671 \text{ kN}$$

(4) 설계블록전단파단강도

고려하지 않음

(5) 고장력볼트 설계미끄럼강도

$$\phi R_n = \phi \mu h_f T_o N_s = (1.0 \times 0.5 \times 1.0 \times 165 \times 1) \times 8 = 660 \text{ kN}$$

(6) 거셋플레이트 검토

거셋플레이트는 안전한 것으로 가정하여 고려하지 않음

(7) 설계인장강도는 위의 (2)~(6) 중 가장 작은 값인 고장력볼트 마찰강도이다.

$$\therefore \phi R_n = 660 \text{ kN}$$

(8) 안전성평가

$$P_u = 650 \text{ kN} < \phi R_n = 660 \text{ kN} \quad \text{O.K}$$

[답] 안전함

- 6) 다음 그림 5.21과 같은 등변 γ 형강 L-120×120×8($A_g = 1,876 \text{ mm}^2$)의 인장재를 고장력볼트 접합할 때, 설계인장강도를 구하시오. 형강의 재질은 SM 275($F_y = 275 \text{ N/mm}^2$, $F_u = 410 \text{ N/mm}^2$)이며 사용 고장력볼트는 M20(F10T)이다.

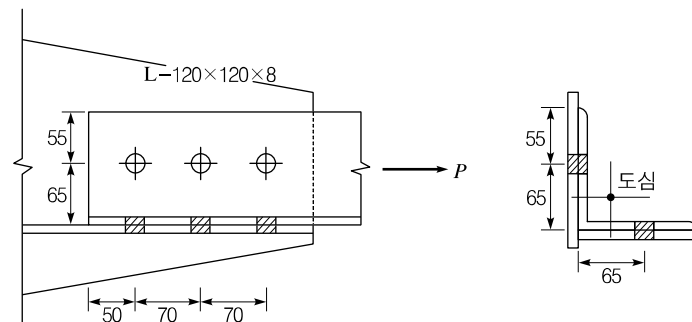


그림 5.21 연습문제 6)

[풀이]

- (1) 총단면적의 항복에 대한 설계인장강도

$$\phi R_n = 0.9 \times 275 \times 1,876 \times 10^{-3} = 464.3 \text{ kN}$$

- (2) 유효순단면적의 파단에 대한 설계인장강도

$$A_n = 1,876 - 2 \times 22 \times 8 = 1,524 \text{ mm}^2$$

$$\bar{x} = \overline{x_1} = \overline{x_2} = 120 - 55 - 32.4 = 32.6 \text{ mm}$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{32.6}{70 \times 2} = 0.77$$

$$A_e = U A_n = 0.77 \times 1,524 = 1,173.5 \text{ mm}^2$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 410 \times 1,173.5 \times 10^{-3} = 361 \text{ kN}$$

- (3) 설계블록전단파단강도

전단영역

$$A_{gv} = (50 + 70 \times 2) \times 2 \times 8 = 3,040 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = (50 + 70 \times 2 - 22 \times 2.5) \times 2 \times 8 = 2,160 \text{ mm}^2$$

인장영역

$$A_{nt} = (55 - 22 \times 0.5) \times 2 \times 8 = 704 \text{ mm}^2$$

인장응력이 균일하므로, $U_{bs} = 1.0$

$$0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} = 0.6 \times 410 \times 2,160 + 1.0 \times 410 \times 704 = 820,000 \text{ N}$$

$$0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} = 0.6 \times 275 \times 3,040 + 1.0 \times 410 \times 704 = 790,240 \text{ N}$$

식(5.6)에서

$$R_n = [0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}] > [0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \text{ 이므로}$$

전단저항 총단면적항복-인장저항 순단면파단이 발생하는 붕괴형태임.

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi [0.6 \times F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \\ &= 0.75 \{ (0.6 \times 275 \times 3,040) + (1.0 \times 410 \times 704) \} = 592,680 \text{ N} \\ &= 593 \text{ kN} \end{aligned}$$

- (4) 고장력볼트 설계미끄럼강도

$$\phi R_n = \phi u h_f T_o N_s = (1.0 \times 0.5 \times 1.0 \times 165 \times 1) \times 6 = 495 \text{ kN}$$

설계인장강도는 위의 (1)~(4) 중 가장 작은 값인 유효순단면적 파단강도이다.

$$\therefore \phi R_n = 361 \text{ kN}$$

[답] $\phi R_n = 361 \text{ kN}$

6장 압축재

- 1) 양단고정이고 절점이동이 없는 길이 3m 인 압축력을 받는 원형강관 $\phi-60.5 \times 3.2$ 의 탄성좌굴하중을 구하시오. $I = 23.7 \times 10^4 \text{mm}^4$, $E = 210,000 \text{N/mm}^2$ 이다.

[풀이]

양단 고정이므로 유효좌굴길이계수 $K = 0.5$

$$\begin{aligned} P_{cr} &= \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 210,000 \times 23.7 \times 10^4}{(0.5 \times 3,000)^2} = 218,315.6 \text{N} = 218 \text{kN} \end{aligned}$$

[답] $P_{cr} = 218 \text{kN}$

- 2) 그림 6.22과 같이 양단핀인 길이 8m의 압축재 압연H형강 H-248×249×8×13가 부재의 중앙점에서 약축(y-축)에 대한 휨변형이 구속(핀지지)되어 있다. 이 부재의 탄성좌굴강도를 구하시오. $A_g = 8.470 \times 10^3 \text{mm}^2$, $I_x = 9.93 \times 10^7 \text{mm}^4$, $I_y = 3.35 \times 10^7 \text{mm}^4$ 이다.

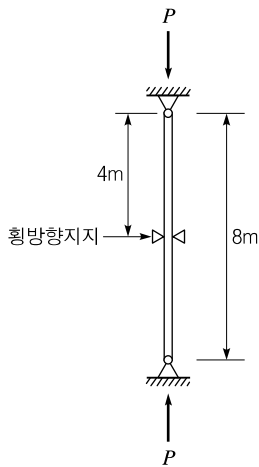


그림 6.22 연습문제 2)

[풀이]

(1) 강축(x-축)

① 탄성좌굴하중 (유효좌굴길이계수 $K = 1.0$, 부재길이 $L = 8,000 \text{mm}$)

$$\begin{aligned} P_{cr} &= \left(\frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \right)_x \\ &= \frac{\pi^2 \times 210,000 \times 9.93 \times 10^7}{(1.0 \times 8,000)^2} = 3,215,794 \text{N} = 3,216 \text{kN} \end{aligned}$$

② 탄성좌굴강도

$$f_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{3,215,794}{8,470} = 379.6 \text{N/mm}^2$$

(2) 약축(y-축)

① 탄성좌굴하중 (유효좌굴길이계수 $K = 1.0$, 부재길이 $L = 4,000 \text{mm}$)

$$\begin{aligned}
 P_{cr} &= \left(\frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \right)_y \\
 &= \frac{\pi^2 \times 210,000 \times 3.35 \times 10^7}{(1.0 \times 4,000)^2} = 4,339,541 \text{ N} = 4,339.5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② 탄성좌굴강도

$$f_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{4,339,541}{8,470} = 512.3 \text{ N/mm}^2$$

좌굴강도가 작은 값을 이 부재의 탄성좌굴강도로 사용한다.

$$\therefore f_{cr} = 379.6 \text{ N/mm}^2$$

[답] $f_{cr} = 379.6 \text{ N/mm}^2$

- 3) 그림 6.23와 같이 H-300×300×10×15(SM 355A)의 압연H형강이 양단 고정 지지되어 중심압축재로 사용되고 있다. 압축재의 길이가 8m 이고 $P_u = 1,800\text{kN}$ 의 중심압축력이 작용할 때 안전성을 검토하시오.



그림 6.23 연습문제 3)

[풀이]

(1) 단면성질

$$A_g = 11,980 \text{ mm}^2, \quad r_y = 75.1 \text{ mm}, \quad r = 18 \text{ mm}$$

(2) 폭두께비 검토

압연H형강의 항복강도는 플랜지의 항복강도를 사용한다.

플랜지의 두께가 16mm이하이므로 $F_y = 355 \text{ MPa}$

① 플랜지 : $b/t_f = (300/2)/15 = 10$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{E/F_y} = 0.56 \sqrt{210,000/355} = 13.6$$

$$b/t_f < \lambda_r$$

O.K

② 웨브 : $h/t_w = [300 - 2 \times (18 + 15)]/10 = 23.4$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{E/F_y} = 1.49 \sqrt{210,000/355} = 36.2$$

$$h/t_w < \lambda_r$$

O.K

\therefore 비콤팩트(비조밀)단면

(3) F_{cr} 의 산정

$$\left(\frac{KL}{r_y} \right) = \frac{0.5 \times 8,000}{75.1} = 53.3$$

$$\frac{KL}{r} = 53.3 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{210,000}{355}} = 114.6$$

$$\text{혹은 } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 729.6 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow F_y/F_e = 0.49 \leq 2.25$$

$$\text{그러므로 } F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = 289.2 \text{ N/mm}^2$$

(4) 설계압축강도 산정

$$\phi_c = 0.9$$

$$P_n = A_g F_{cr} = 11,980 \times 289.2 = 3,464,302 \text{ N} = 3,464 \text{ kN}$$

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 3,464 = 3,117.6 \text{ kN}$$

(5) 안전성 검토

$$P_u = 1,800 \text{ kN} \leq \phi_c P_n = 3,117.6 \text{ kN}$$

O.K

∴ 안전함

[답] 안전함

- 4) 그림 6.24과 같이 1단 고정, 타단 핀고정이고 절점이동이 없는 중심압축재에 1,000kN의 소요압축강도가 필요할 때 중심압축재의 단면을 산정하시오. 압축재의 길이는 8m이고 부재 중간에 약축 방향으로 횡지지 되어 있다. 강재는 SM 355A를 사용한다.

[풀이]

(1) 단면가정

$$H - 200 \times 200 \times 8 \times 12, (\text{SM } 355A, F_y = 355 \text{ N/mm}^2) \text{ 사용}$$

단면성질

$$A_g = 63.53 \times 10^2 \text{ mm}^2, I_x = 4,720 \times 10^4 \text{ mm}^4, r_x = 86.2 \text{ mm},$$

$$r_y = 50.2 \text{ mm}, r = 13 \text{ mm}$$

(2) 폭두께비 검토

$$\textcircled{1} \text{ 플랜지 : } b/t_f = (200/2)/12 = 8.3$$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{E/F_y} = 0.56 \sqrt{210,000/355} = 13.6$$

$$b/t_f < \lambda_r$$

O.K

$$\textcircled{2} \text{ 웨브 : } h/t_w = [200 - 2 \times (12 + 13)]/8 = 18.8$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{E/F_y} = 1.49 \sqrt{210,000/355} = 36.2$$

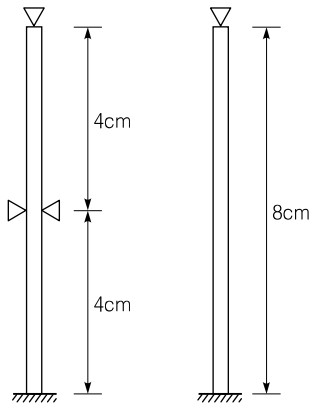


그림 6.24 연습문제 4)

$$h/t_w < \lambda_r$$

O.K

∴ 비콤팩트(비조밀)단면

(3) F_{cr} 의 산정

① 강축 (유효좌굴길이계수 $K=0.7$, 부재길이 $L=8,000\text{mm}$)

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{0.7 \times 8,000}{86.2} = 65$$

② 약축(상부) (유효좌굴길이계수 $K=1.0$, 부재길이 $L=4,000\text{mm}$)

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{y1} = \frac{1.0 \times 4,000}{50.2} = 79.7$$

③ 약축(하부) (유효좌굴길이계수 $K=0.7$, 부재길이 $L=4,000\text{mm}$)

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{y2} = \frac{0.7 \times 4,000}{50.2} = 55.8$$

큰값의 세장비가 좌굴에 취약하므로 약축(상부)세장비 선택

$$\frac{KL}{r} = 79.7 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{210,000}{355}} = 114.6$$

$$\text{혹은 } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 326.3 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow F_y/F_e = 1.09 \leq 2.25$$

$$\text{그러므로 } F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = 225 \text{ N/mm}^2$$

(4) 설계압축강도 산정

$$\phi_c = 0.9$$

$$P_n = A_s F_{cr} = 6,353 \times 225 = 1,429,425 \text{ N} = 1,429 \text{ kN}$$

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 1,429 = 1,286.1 \text{ kN}$$

(5) 안전성 검토

$$P_u = 1,000 \text{ kN} \leq \phi_c P_n = 1,286.1 \text{ kN}$$

O.K

∴ 안전함

[답] H-200×200×8×12 (SM 355A)

(다른 강재 선택 가능)

- 5) 그림 6.25와 같이 양단 핀이고 절점 이동이 없는 압축재 압연H형강 H-300×300×10×15에 고정 하중 $P_D = 500\text{kN}$, 활하중 $P_L = 250\text{kN}$ 이 작용할 때 안전성을 검토하시오. 압축재의 길이는 4.0m이며 강종은 SM 275A이다.

[풀이]

단면성질은 연습문제 3번 풀이 참고

- (1) 계수하중

$$\begin{aligned} P_u &= 1.2P_D + 1.6P_L \\ &= 1.2 \times 500 + 1.6 \times 250 = 1,000\text{kN} \end{aligned}$$

- (2) 폭두께비 검토

압연H형강의 항복강도는 플랜지의 항복강도를 사용한다.

플랜지의 두께가 16mm 이하이므로 $F_y = 275\text{MPa}$

- ① 플랜지 :
- $b/t_f = (150/2)/15 = 10$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{E/F_y} = 0.56 \sqrt{210,000/275} = 15.5$$

$$b/t_f < \lambda_r$$

O.K

- ② 웨브 :
- $h/t_w = [300 - 2 \times (18 + 15)]/10 = 23.4$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{E/F_y} = 1.49 \sqrt{210,000/275} = 41.2$$

$$h/t_w < \lambda_r$$

O.K

∴ 비콤팩트(비조밀)단면

- (3)
- F_{cr}
- 의 산정

$$\left(\frac{KL}{r_y} \right) = \frac{1.0 \times 4,000}{75.1} = 53.3$$

$$\frac{KL}{r} = 53.3 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{210,000}{275}} = 130.2$$

$$\text{혹은 } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} = 729.6\text{N/mm}^2 \Rightarrow F_y/F_e = 0.38 \leq 2.25$$

$$\text{그러므로 } F_{cr} = (0.658^{\frac{F_y}{F_e}}) F_y = 234.6\text{N/mm}^2$$

- (4) 설계압축강도 산정

$$\phi_c = 0.9$$

$$P_n = A_g F_{cr} = 11,980 \times 234.6 = 2,810,508\text{N} = 2,810.5\text{kN}$$

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 2,810.5 = 2,529.5\text{kN}$$

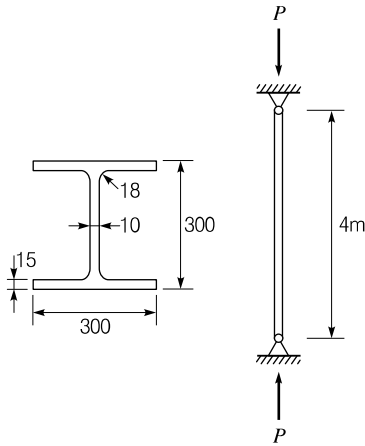


그림 6.25 연습문제 5)

(5) 안전성 검토

$$P_u = 1,000\text{kN} \leq \phi_c P_n = 2,529.5\text{kN}$$

O.K

∴ 안전함

[답] 안전함

7장 휨재

- 1) 압연 H형강보 H-600×200×11×17(SM 355A)의 강축에 대한 항복모멘트와 소성모멘트를 구하시오.

[풀이]

H형강의 플랜지 두께가 16mm를 초과하므로 항복강도(F_y)는 345N/mm²임

$$F_y = 345 \text{ N/mm}^2$$

H형강의 탄성단면계수(S_x)와 소성단면계수(Z_x)

$$S_x = 2.59 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$Z_x = 2.98 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

강축(x-축)에 대한 항복모멘트와 소성모멘트

$$M_y = F_y S_x = 345 \times 2.59 \times 10^6 = 894 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_p = F_y Z_x = 345 \times 2.98 \times 10^6 = 1,028 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

[답] 항복모멘트 $M_y = 894 \text{ kN} \cdot \text{m}$

소성모멘트 $M_p = 1,028 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- 2) 압연 H형강보 H-600×200×11×17(SM 275A)의 국부좌굴에 의한 단면을 구분하시오.

[풀이]

H형강의 플랜지 두께가 16mm를 초과하므로 항복강도(F_y)는 265N/mm²임

필렛부 반경 $r = 22 \text{ mm}$

(1) 폭두께비 검토

① 플랜지 검토

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{200/2}{17} = 5.88$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{210,000}{265}} = 10.70$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (조밀단면)}$$

② 웨브 검토

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{600 - 2 \times (17 + 22)}{11} = 47.45$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{210,000}{265}} = 105.85$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (조밀단면)}$$

∴ 플랜지 및 웨브 단면 모두 조밀단면임

[답] 조밀단면

- 3) 그림 7.36과 같이 스패 6.0m의 단순지지보에서 H-588×300×12×20(SM 355A)의 형강보가 집중하중을 받을 때, 현재의 한계상태에 의한 공칭휨강도를 구하시오. 보의 양단부와 중앙부에 횡지지되어 있다.

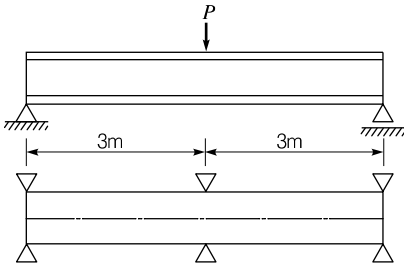


그림 7.36 연습문제 3)

[풀이]

H형강의 플랜지 두께가 16mm를 초과하므로 항복강도(F_y)는 345 N/mm^2 임

(1) 폭두께비 검토

① 플랜지 검토

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{300/2}{20} = 7.5$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{210,000}{345}} = 9.38$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (조밀단면)}$$

② 웨브 검토

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{588 - 2 \times (28 + 20)}{12} = 41$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{210,000}{345}} = 92.77$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (조밀단면)}$$

∴ 플랜지 및 웨브 단면 모두 조밀단면임

(2) 공칭휨강도 산정

① 횡비틀림좌굴영역 산정

$$L_b = 3.0 \text{ m}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 68.5 \times \sqrt{\frac{210,000}{345}} \times 10^{-3} = 2.97\text{m}$$

$L_b < L_p$ 이므로 (Zone1)에 해당.

② 공칭휨강도(횡비틀림좌굴강도) 산정

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 345 \times 4.49 \times 10^6 \times 10^{-6} = 1,549\text{kN}\cdot\text{m}$$

[답] 공칭휨강도 $M_n = 1,549\text{kN}\cdot\text{m}$

4) 용접H형강보 H-600×300×9×12(SM 355A)의 국부좌굴강도를 구하시오.

[풀이]

SM 355A의 용접H형강보의 플랜지와 웨브 두께와 모두 16mm 이하이므로 항복강도 $F_y = 355\text{N/mm}^2$

(1) 웨브의 폭두께비 검토

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{(600 - 2 \times 12)}{9} = 64$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} = 3.76 \sqrt{\frac{210,000}{355}} = 91.45$$

$\lambda < \lambda_p$ 이므로 조밀 단면

(2) 플랜지의 폭두께비 검토

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{300/2}{12} = 12.50$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{210,000}{355}} = 9.24$$

웨브가 조밀 요소 또는 비조밀 요소이고 $S_{xt} = S_{xc}$ 인 용접 H형강이 강축휨을 받는 경우 : $F_L = 0.7F_y$

$$F_L = 0.7F_y = 0.7 \times 355 = 248.5\text{N/mm}^2$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = \frac{4}{\sqrt{(600 - 2 \times 12)/9}} = 0.5$$

$$\lambda_r = 0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}} = 0.95 \sqrt{\frac{0.5 \times 210,000}{248.5}} = 19.53$$

$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ 이므로 비조밀 단면이고 국부좌굴이 발생할 수 있다.

(3) 국부좌굴강도(공칭휨강도)

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

$$\text{여기서 } S_x = \frac{bh^3 - (b - t_w)(h - 2t_f)^3}{12} / \frac{h}{2} = 2.55 \times 10^6 \text{mm}^3$$

$$Z_x = \frac{bh^2 - (b - t_w)(h - 2t_f)^2}{4} = 2.86 \times 10^6 \text{mm}^3$$

$$M_p = F_y Z_x = 355 \times 2.86 \times 10^6 \times 10^{-6} = 1,015.3 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} &= 1,015.9 \times 10^6 - (1,015.9 \times 10^6 - 0.7 \times 355 \times 2.55 \times 10^6) \left(\frac{12.5 - 9.24}{19.53 - 9.24} \right) \\ &= 894,806,365.1 \text{N} \cdot \text{mm} = 894.81 \text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

[답] 국부좌굴강도 $M_n = 894.81 \text{kN} \cdot \text{m}$

- 5) 그림 7.37과 같이 스패 5.0m 캔틸레버보에 강축방향으로 12kN/m의 등분포하중이 작용하고 있고, 보의 횡변위는 구속되어 있지 않다. H-500×200×10×16(SM 275A)의 압연H형강을 사용할 때, 공칭휨강도를 구하고, 안전성을 검토하시오.

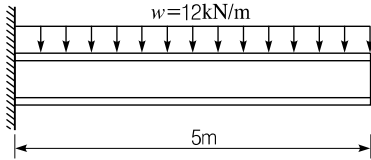


그림 7.37 연습문제 5)

[풀이]

단면 성능

$$I_y = 2.14 \times 10^7 \text{mm}^4$$

$$S_x = 1.91 \times 10^6 \text{mm}^3$$

$$Z_x = 2.18 \times 10^6 \text{mm}^3$$

(1) 계수하중 산정

$$M_u = \frac{wL^2}{2} = 150 \text{kN} \cdot \text{m}$$

(2) 폭두께비 검토

H형강보의 플랜지와 웨브 두께와 모두 16mm 이하이므로 항복강도 $F_y = 275 \text{N/mm}^2$

① 플랜지 검토

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{200/2}{16} = 6.25$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{210,000}{275}} = 10.50$$

$$\lambda < \lambda_p$$

② 웨브 검토

필렛부 반경 $r = 20 \text{ mm}$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{500 - 2 \times (20 + 16)}{10} = 42.8$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{210,000}{275}} = 103.90$$

$$\lambda < \lambda_p$$

\therefore 플랜지 및 웨브 단면 모두 조밀단면

(3) 공칭휨강도 산정

① 횡좌굴영역 산정

$$L_b = 5 \text{ m}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 43.3 \times \sqrt{\frac{210,000}{275}} \times 10^{-3} = 2.11 \text{ m}$$

$$L_r = \pi r_{ts} \sqrt{\frac{E}{0.7 F_y}} = \pi \times 52.1 \times \sqrt{\frac{210,000}{0.7 \times 275}} \times 10^{-3} = 5.40 \text{ m}$$

$$\text{여기서, } r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2 S_x}} = 52.1$$

플랜지 중심간 거리, $h_o = H - t_f = 484 \text{ mm}$

$L_p < L_b < L_r$ 이므로 (Zone2)에 해당.

② 공칭휨강도(횡좌굴강도) 산정

횡좌굴모멘트 수정계수 C_b 산정

캔틸레버보의 경우는 가장 불리한 형태로 간주하여 $C_b = 1.0$ 으로 함

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left\{ \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right\} \right] \leq M_p$$

$$= 1 \times \left[599.5 - (599.5 - 367.7) \left\{ \frac{5 - 2.11}{5.40 - 2.11} \right\} \right] = 396 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{여기서, } M_p = F_y Z_x = 275 \times 2.18 \times 10^6 \times 10^{-6} = 599.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$0.7 F_y S_x = 0.7 \times 275 \times 1.91 \times 10^6 \times 10^{-6} = 367.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) 안전성 평가

$$\phi M_n (= 0.9 \times 396 = 356.4 \text{ kN} \cdot \text{m}) \geq M_u (150 \text{ kN} \cdot \text{m}) \text{ 이므로 안전함.}$$

[답] 공칭 휨강도 $M_n = 396 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 안전함.

- 6) 등분포하중을 받는 스패 9m의 양단 단순지지된 보의 부재로 압연H형강 H-400×200×8×13(SM 275A)을 사용할 때 다음 조건에 대하여 $\phi_b M_n$ 을 구하시오.

- (1) 횡구속 가새가 없을 때
- (2) 횡구속 가새가 보 중앙에 있을 때
- (3) 횡구속 가새가 보 3등분점에 있을 때

[풀이]

보 단면으로 사용되는 압연 H형강은 플랜지 및 웨브가 대부분 조밀단면이다. 따라서 국부좌굴이 발생하지 않으므로 횡비틀림좌굴강도에 의해 휨재의 공칭휨강도가 결정된다. x축이 강축이고 y축이 약축이다.

H-400×200×8×13 단면성능

$$I_y = 1.74 \times 10^7 \text{ mm}^4, S_x = 1.19 \times 10^6 \text{ mm}^3, Z_x = 1.33 \times 10^6 \text{ mm}^3, r_y = 45.4 \text{ mm},$$

$$J = 3.57 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

H형강보의 플랜지와 웨브 두께와 모두 16mm이하이므로 항복강도

$$F_y = 275 \text{ N/mm}^2$$

1) 횡구속 가새가 없을 때

(1) 소성한계 및 비탄성한계 비지지길이 산정

$$L_b = 9.0 \text{ m (보의 비지지길이)}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 45.4 \times \sqrt{\frac{210,000}{275}} \times 10^{-3} = 2.21 \text{ m}$$

$$L_r = \pi r_{ts} \sqrt{\frac{E}{0.7 F_y}} = 3.14 \times 53.19 \times \sqrt{\frac{210,000}{0.7 \times 275}} \times 10^{-3} = 5.52 \text{ m}$$

$$\text{여기서, } r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2 S_x}} = \sqrt{\frac{17.4 \times 10^6 \times (400 - 13)}{2 \times 1.19 \times 10^6}} = 53.19 \text{ mm}$$

$L_b (= 9.00 \text{ m}) > L_r (= 5.52 \text{ m})$ 이므로 횡좌굴영역은 탄성횡좌굴구간(Zone3)에 해당된다.

(2) 횡비틀림좌굴강도 산정

그림 7.19(a)로부터 $C_b = 1.14$ 로 된다.

$$\begin{aligned}
 F_{cr} &= \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \\
 &= \frac{1.14 \times \pi^2 \times 210,000}{\left(\frac{9.0 \times 10^3}{53.19}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \times 0.78 \times 10^{-3} \times \left(\frac{9.0 \times 10^3}{53.19}\right)^2} \\
 &= 136.7 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$M_n = F_{cr} S_x = 136.7 \times 1.19 \times 10^6 \times 10^{-6} = 162.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{여기서, } \frac{Jc}{S_x h_0} = \frac{357 \times 10^3 \times 1}{1.19 \times 10^6 \times (400 - 13)} = 0.78 \times 10^{-3}$$

(3) 설계휨강도 산정

$$\phi_b = 0.9$$

$$\phi_b M_n = 0.9 \times 162.7 = 146.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 횡구속 가새가 보 중앙에 있을 때

(1) 소성한계 및 비탄성한계 비지지길이 산정

$$L_b = 4.5 \text{ m (보의 비지지길이가 전체길이의 1/2)}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 45.4 \times \sqrt{\frac{210,000}{275}} \times 10^{-3} = 2.21 \text{ m}$$

$$L_r = \pi r_{ts} \sqrt{\frac{E}{0.7 F_y}} = 3.14 \times 53.19 \times \sqrt{\frac{210,000}{0.7 \times 275}} \times 10^{-3} = 5.52 \text{ m}$$

$$\text{여기서, } r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2 S_x}} = \sqrt{\frac{17.4 \times 10^6 \times (400 - 13)}{2 \times 1.19 \times 10^6}} = 53.19 \text{ mm}$$

$L_p (= 2.21 \text{ m}) < L_b (= 4.50 \text{ m}) < L_r (= 5.52 \text{ m})$ 이므로 횡좌굴영역은 비탄성형 좌굴구간(Zone2)에 해당된다.

(2) 횡비틀림좌굴강도 산정

그림 7.19(b)로부터 $C_b = 1.3$ 로 된다.

$$M_p = F_y Z_x = 275 \times 1.33 \times 10^6 \times 10^{-6} = 365.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$0.7 F_y S_x = 0.7 \times 275 \times 1.19 \times 10^6 \times 10^{-6} = 229.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned}
M_n &= C_b \left\{ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right\} < M_p \\
&= 1.3 \times \left\{ 365.8 - (365.8 - 229.1) \left(\frac{4.50 - 2.21}{5.52 - 2.21} \right) \right\} \\
&= 352.6 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_p = 365.8 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
\therefore M_n &= 352.6 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

(3) 설계휨강도 산정

$$\phi_b = 0.9$$

$$\phi_b M_n = 0.9 \times 352.6 = 317.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 횡구속 가새가 보 3등분점에 있을 때

(1) 소성한계 및 비탄성한계 비지지길이 산정

 $L_b = 3.00 \text{ m}$ (보의 비지지길이가 전체길이의 1/3)

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 45.4 \times \sqrt{\frac{210,000}{275}} \times 10^{-3} = 2.21 \text{ m}$$

$$L_r = \pi r_{ts} \sqrt{\frac{E}{0.7F_y}} = 3.14 \times 53.19 \times \sqrt{\frac{210,000}{0.7 \times 275}} \times 10^{-3} = 5.52 \text{ m}$$

$$\text{여기서, } r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2S_x}} = \sqrt{\frac{17.4 \times 10^6 \times (400 - 13)}{2 \times 1.19 \times 10^6}} = 53.19 \text{ mm}$$

$L_p (= 2.21 \text{ m}) < L_b (= 3.00 \text{ m}) < L_r (= 5.52 \text{ m})$ 이므로 횡좌굴영역은 비탄성횡좌굴구간(Zone2)에 해당된다.

(2) 횡좌굴강도 산정

그림 7.19(c)로부터 $C_b = 1.01$ 로 된다.

$$M_p = F_y Z_x = 275 \times 1.33 \times 10^6 \times 10^{-6} = 365.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$0.7F_y S_x = 0.7 \times 275 \times 1.19 \times 10^6 \times 10^{-6} = 229.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned}
M_n &= C_b \left\{ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right\} < M_p \\
&= 1.01 \times \left\{ 365.8 - (365.8 - 229.1) \left(\frac{3.0 - 2.21}{5.52 - 2.21} \right) \right\} \\
&= 336.5 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_p = 365.8 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
\therefore M_n &= 336.5 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

(3) 설계휨강도 산정

$$\phi_b = 0.9$$

$$\phi_b M_n = 0.9 \times 336.5 = 302.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

[답] (1) 146.4 kN·m

(2) 317.3 kN·m

(3) 302.9 kN·m

- 7) 그림 7.38과 같이 압연H형강 H-488×300×11×18(SM 355A)의 단순지지보 중앙에 집중하중 580kN이 작용할 때 웨브의 국부항복에 대한 안정성을 검토하시오(집중하중이 작용하는 폭은 150mm 이고, $r = 26\text{mm}$ 이다).

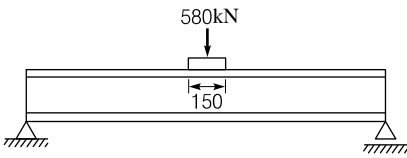


그림 7.38 연습문제 7)

[풀이]

항복강도 결정 : SM 355A강종의 경우 두께가 16mm 이하인 경우 항복강도가 355 N/mm²이고 두께가 16mm를 초과하는 경우 항복강도는 345 N/mm²이므로 H형강의 플랜지 두께가 16mm를 초과하므로 항복강도(F_y)는 둘 중 작은 값인 345 N/mm²가 됨.

(1) 설계전단강도 검토

① C_v 산정

$$\frac{h}{t_w} = \frac{488 - 2 \times (18 + 26)}{11} = 36.36$$

$$2.24 \sqrt{E/F_y} = 2.24 \sqrt{210,000/345} = 55.26$$

$$\frac{h}{t_w} < 2.24 \sqrt{E/F_y} \text{ 이므로 } C_v = 1 \text{ 이 된다.}$$

② 설계전단강도(ϕV_n) 산정

$$V_n = (0.6 F_y) A_w C_v$$

$$= (0.6 \times 345) \times [(488 - 2 \times 18) \times 11] \times 1.0 \times 10^{-3} = 1029 \text{ kN}$$

$$\phi = 1.0$$

$$\phi V_n = 1029 \text{ kN} > 580/2 = 290 \text{ kN}$$

O.K

(2) 웨브의 국부항복강도 산정

필렛부 반경(r)은 26mm임.

$$k = t_f + r = 18 + 26 = 44$$

$$N = 150$$

$$R_n = (5k + N)t_w F_{yw} = (5 \times 44 + 150) \times 11 \times 345 \times 10^{-3} = 1,404 \text{ kN}$$

$$\phi_t = 1.0$$

$$\phi_t R_n = 1,404\text{kN} > 580\text{kN}$$

O.K

(3) 안전성 평가

∴ 전단강도에 관해 안전하다.

∴ 웨브의 국부항복강도에 관해 안전하다.

[답] 전단강도에 관해 안전하다.

웨브의 국부항복강도에 관해 안전하다.

- 8) 그림 7.39와 같이 압연H형강 H-600×200×11×17(SM 355A)의 단순지지보 중앙에 집중하중 420kN이 작용할 때 반력에 의한 웨브의 크립플링에 대한 안전성을 검토하시오. (반력이 작용하는 지점폭의 길이는 100mm 이고, 반력과 재단사이의 거리는 250mm 이다.)

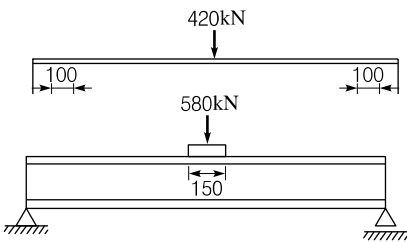


그림 7.38 연습문제 7)

[풀이]

항복강도 결정 : SM 355A강종의 경우 두께가 16mm 이하인 경우 항복강도가 355 N/mm² 이고 두께가 16mm를 초과하는 경우 항복강도는 345N/mm²이므로 H형강의 플랜지 두께가 16mm를 초과하므로 항복강도(F_y)는 둘 중 작은 값인 345 N/mm²가 됨.

(1) 설계전단강도 검토

① C_v 산정

$$h/t_w = \frac{600 - (2 \times (17 + 22))}{11} = 47.45$$

$$2.24 \sqrt{E/F_y} = 2.24 \sqrt{210,000/345} = 55.26$$

$$\frac{h}{t_w} = 47.45 < 2.24 \sqrt{E/F_y} = 55.26 \text{ 이므로, } C_v = 1.0$$

② 설계전단강도(ϕV_n) 산정

$$V_n = (0.6 F_y) A_w C_v$$

$$= (0.6 \times 345) \times (600 \times 11) \times 1.0 \times 10^{-3} = 1,366\text{kN}$$

$$\phi = 1.0$$

$$\phi V_n = 1,366\text{kN} > 420/2 = 210\text{kN}$$

O.K

(2) 웨브의 크립플링강도 산정

반력의 작용위치가 보의 단부에서 250mm이므로 $d/2 = 300\text{mm}$ 미만이고,

$$\frac{N}{d} = \frac{100}{600} = 0.167 < 0.2 \text{ 이므로 식 (7.31)을 적용한다.}$$

$$\phi_l = 0.75$$

$$\begin{aligned} R_n &= 0.4 t_w^2 \left[1 + 3 \frac{N}{d} \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \\ &= 0.4 \times 11^2 \left[1 + 3 \times \frac{100}{600} \left(\frac{11}{17} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{210,000 \times 345 \times 17}{11}} \times 10^{-3} \\ &= 592 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi_l R_n = 0.75 \times 592 = 444 \text{ kN} < 420/2 = 210 \text{ kN}$$

O.K

(3) 안전성 평가

\therefore 전단강도에 관해 안전하다.

\therefore 웨브의 크리플링강도에 관해 안전하다.

[답] 안전함

- 9) 그림 7.40과 같이 스패น 12m의 양단 단순지지 되어 있는 압연H형강보 H-488×300×11×18(SM 275A)에 고정하중 $W_D = 15\text{kN/m}$, 활하중 $W_L = 5\text{kN/m}$ 의 등분포하중이 작용할 때 보의 구조 안전성을 검토하시오.

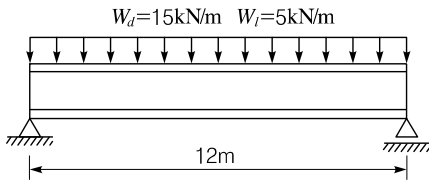


그림 7.40 연습문제 9)

[풀이]

H-488×300×11×18 단면성능 (부록 부표 1.1)

$$S_x = 2.91 \times 10^6 \text{ mm}^3, Z_x = 3.23 \times 10^6 \text{ mm}^3, r_y = 70.4 \text{ mm}, J = 1.37 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

보 단면으로 사용되는 압연 H형강은 플랜지 및 웨브가 대부분 조밀단면이다. 따라서 국부좌굴이 발생하지 않으므로 횡비틀림좌굴강도에 의해 휨재의 공칭휨강도가 결정된다.

항복강도 결정 : SM 275A강종의 경우 두께가 16mm이하인 경우 항복강도가 275 N/mm²이고 두께가 16mm를 초과하는 경우 항복강도는 265 N/mm²이므로 H형강의 플랜지 두께가 16mm를 초과하므로 항복강도(F_y)는 둘 중 작은 값인 265 N/mm²가 됨.

(1) 계수하중 산정

$$\begin{aligned} W &= 1.2 W_D + 1.6 W_L \\ &= 1.2 \times 15 + 1.6 \times 5 = 26 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$M_u = \frac{Wl^2}{8} = \frac{26 \times 12^2}{8} = 468 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_u = \frac{Wl}{2} = 156 \text{ kN}$$

(2) 공칭휨강도

① 폭두께비 검토

플랜지 검토

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{300/2}{18} = 8.33$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{210,000}{265}} = 10.7$$

웹브 검토

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{488 - 2 \times (18 + 26)}{11} = 36.36$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{210,000}{265}} = 105.9$$

\therefore 플랜지 및 웹브 모두 $\lambda < \lambda_p$ 이므로 조밀단면이다.

② 횡비틀림좌굴영역 산정

$$L_b = 12\text{m}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 70.4 \times \sqrt{\frac{210,000}{265}} \times 10^{-3} = 3.49\text{m}$$

$$L_r = \pi r_{ts} \sqrt{\frac{E}{0.7F_y}} = \pi \times 80.9 \times \sqrt{\frac{210,000}{0.7 \times 265}} \times 10^{-3} = 8.55\text{m}$$

$$\text{여기서, } r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2S_x}} = 80.9$$

$$h_o = H - t_f = 470\text{mm}$$

$L_b > L_r$ 이므로 (Zone3)에 해당된다(탄성횡좌굴모멘트).

③ 공칭휨강도(탄성횡좌굴모멘트) 산정

$$C_b = 1.14 \text{ (그림 7.14)}$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \\ &= \frac{1.14 \times \pi^2 \times 210,000}{\left(\frac{12,000}{80.9}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \times 0.001 \times \left(\frac{12,000}{80.9}\right)^2} = 177\text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{여기서 } \frac{Jc}{S_x h_o} = 0.001$$

$$M_n = M_{cr} = F_{cr} S_x \leq M_p (= F_y Z_x = 275 \times 3.23 \times 10^6 \times 10^{-6} = 888\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$F_{cr} S_x = 177 \times 2.91 \times 10^6 \times 10^{-6} = 515.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 공칭전단강도 산정

$$\frac{h}{t_w} = \frac{488 - 2 \times (18 + 26)}{11} = 36.36$$

$$2.24 \sqrt{E/F_y} = 2.24 \sqrt{210,000/265} = 63.1$$

$$\frac{h}{t_w} = 36.36 < 2.24 \sqrt{E/F_y} = 63.1 \text{ 이므로, } C_v = 1.0, \phi_v = 1.0$$

$$\therefore V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 265 \times 488 \times 11 \times 1.0 \times 10^{-3} = 854 \text{ kN}$$

(4) 안전성 검토

$$M_u (= 468 \text{ kN} \cdot \text{m}) \leq \phi_b M_n (= 0.9 \times 515.1 \text{ kN} \cdot \text{m} = 463.6 \text{ kN} \cdot \text{m})$$

N.G

$$V_u (= 156 \text{ kN}) < \phi_v V_n (= 1.0 \times 854 = 854 \text{ kN})$$

O.K

[답] 불안전함

8장 조합력을 받는 부재

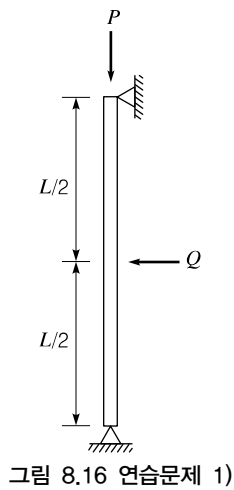
- 1) 그림 8.16과 같은 조합력을 받는 부재(보-기둥 부재)의 축력비가 $P/P_e = 0.1, 0.3, 0.5, 0.7, 0.9$ 일 경우 설계기준식에 의한 모멘트증폭계수를 산정하시오.

[풀이]

설계기준식에 의한 모멘트증폭계수

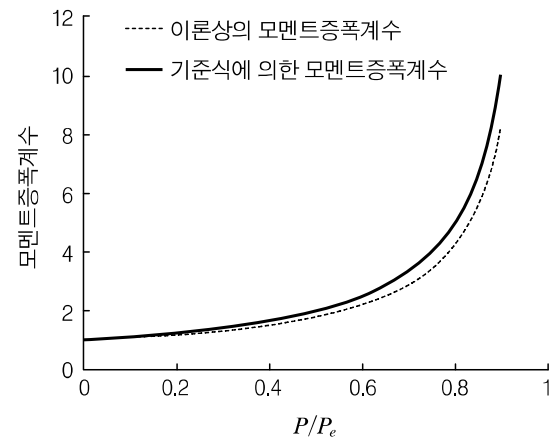
보-기둥의 모멘트증폭계수에 대한 설계기준에서는 부재하중이 작용하는 경우와 재단모멘트가 작용하는 경우를 포괄하는 컴팩한 형태의 단일 기준식이 제시되어 있다. 즉, 부재하중이 작용하는 경우 안전측의 근사로서 $\Psi(P/P_e)$ 를 무시하고 다음과 같은 식으로 모멘트증폭계수를 구할 수 있다.

$$B_1 = \frac{1}{1 - P/P_e}$$



[답]

P/P_e	기준식에 의한 모멘트증폭계수(B_1)
0.1	1.11
0.3	1.43
0.5	2.00
0.7	3.33
0.9	10.00



- 2) 그림 8.17과 같이 설계기준의 휨-압축재 설계식(8장의 식(8.18) 및 식(8.19))을 이용하여 단면이 압연H형강 H-400×400×13×21 (SM 355A)인 다음 두 기둥의 축압축력-휨모멘트 상호작용 곡선($P_r - M_{rx}$ 관계식)을 도출하고 비교하시오. 면내의 강축휨만을 고려하시오(SM 355A의 탄성계수 $E=210,000 \text{ N/mm}^2$, 항복강도는 플랜지두께가 16mm를 초과하므로 플랜지를 기준으로 하여 $F_y = 345 \text{ N/mm}^2$).

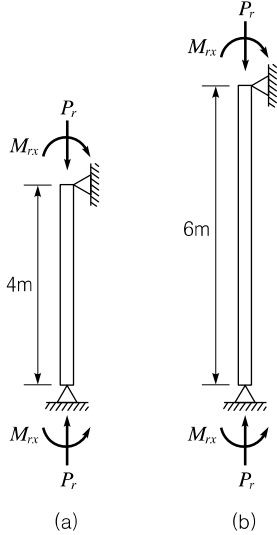


그림 8.17 연습문제 2)

[풀이]

- (1) 부재의 단면성능 (H-400×400×13×21)

$$A = 21,870 \text{ mm}^2, Z_x = 3,670,000 \text{ mm}^3, r(\text{필렛반경}) = 22 \text{ mm}$$

$$I_x = 6.66 \times 10^8 \text{ mm}^4, I_y = 2.24 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$r_x = 175 \text{ mm}, r_y = 101 \text{ mm}$$

- (2) 기둥 높이가 4m인 경우 - 그림 (a)

- ① 설계압축강도($P_c = \phi P_n$) 산정

$$\text{면내 강축휨만을 고려하고 있으므로 } \left(\frac{KL}{r} \right)_x = \frac{1.0 \times 4,000}{175} = 22.9$$

$$\frac{KL}{r} = 22.9 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{210,000}{345}} = 116.2$$

혹은

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} = \frac{\pi^2 \times 210,000}{(22.9)^2} = 3,952 \text{ N/mm}^2$$

$$F_y/F_e = 345/3,952 = 0.087 \leq 2.25$$

그러므로

$$F_{cr} = (0.658^{\frac{F_y}{F_e}}) F_y = 332.7$$

$$P_c = \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.9 \times 332.7 \times 21,870 \times 10^{-3} = 6,549 \text{ kN}$$

- ② 설계휨강도($M_{cx} = \phi M_{nx}$)

설계휨강도(M_{cx})는 부재의 소성모멘트, 국부좌굴, 횡비틀림좌굴 강도를 비교하여 최솟값을 택한다.

소성모멘트

$$M_p = F_y Z_x = 345 \times 3,670,000 \times 10^{-6} = 1,266 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

국부좌굴을 고려한 휨강도(폭두께비 검토)

- 플랜지 국부좌굴(flange local buckling, FLB)

$$\lambda = b/t_f = (400/2)/21 = 9.52$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{E/F_y} = 0.38 \times \sqrt{210,000/345} = 9.38$$

$\therefore \lambda < \lambda_p$ 로서 조밀단면이므로 강도저감이 필요치 않다.

- 웨브 국부좌굴(web local buckling, WLB)

$$\lambda = h/t_w = [400 - 2 \times (21 + 22)] / 13 = 24.2$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{E/F_y} = 3.76 \sqrt{210,000/345} = 92.77$$

$\therefore \lambda < \lambda_p$ 로서 조밀단면이므로 강도저감이 필요치 않다.

플랜지와 웨브가 모두 조밀단면이므로 H형강은 조밀단면이므로 국부좌굴이 발생하지 않는다.

횡비틀림좌굴(lateral torsional buckling, LTB)를 고려한 휨강도

$$L_b = 4,000\text{mm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/F_y} = 1.76 (101) \sqrt{210,000/345} = 4,386\text{mm}$$

$\therefore L_b < L_p$ 이므로 소성모멘트 발현이 가능한 횡지 지 길이다.

따라서 설계휨강도(M_c)는 소성모멘트에 의해 산정된다.

$$M_{cx} = \phi_b M_{nx} = 0.9 \times 1,266 = 1,139\text{kN}\cdot\text{m}$$

③ 축압축력-휨모멘트 상관관계식 - $P_c = 6,549\text{kN}$, $M_{cx} = 1,139\text{kN}\cdot\text{m}$

i) $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$ ($P_r \geq 1309.8\text{kN}$) 인 경우

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\Rightarrow \frac{P_r}{6,549} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{1,139} \right) \leq 1.0$$

ii) $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$ ($P_r < 1309.8\text{kN}$) 인 경우

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\Rightarrow \frac{P_r}{2(6,549)} + \frac{M_{rx}}{1,139} \leq 1.0$$

(3) 기둥 높이가 6m인 경우 - 그림 (b)

① 설계압축강도($P_c = \phi P_n$) 산정

$$\text{면내 강축휨만을 고려하고 있으므로 } \left(\frac{KL}{r} \right)_x = \frac{1.0 \times 6,000}{175} = 34.3$$

$$\frac{KL}{r} = 34.3 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{210,000}{345}} = 116.2$$

혹은

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 210,000}{(34.3)^2} = 1,761.7 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow F_y/F_e = 0.196 \leq 2.25$$

그러므로

$$F_{cr} = (0.658^{\frac{F_y}{F_e}}) F_y = (0.658^{0.196}) \times 345 = 317.83 \text{ N/mm}^2$$

$$P_c = \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.9 \times 317.83 \times 21,870 \times 10^{-3} = 6,255.85 \text{ kN}$$

② 설계휨강도($M_{cx} = \phi M_{nx}$)

설계휨강도(M_{cx})는 부재의 소성모멘트, 국부좌굴, 횡비틀림좌굴 강도를 비교하여 최솟값을 택한다.

소성모멘트

$$M_p = F_y Z_x = 345 \times 3,670,000 \times 10^{-6} = 1,266 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

국부좌굴을 고려한 휨강도

– 플랜지 국부좌굴(flange local buckling, FLB)

$$\lambda = b/t_f = (400/2)/21 = 9.52$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{E/F_y} = 0.38 \times \sqrt{210,000/345} = 9.38$$

$\therefore \lambda < \lambda_p$ 로서 조밀단면이므로 강도저감이 필요치 않다

– 웨브 국부좌굴(web local buckling, WLB)

$$\lambda = h/t_w = [400 - 2 \times (21 + 22)]/13 = 24.2$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{E/F_y} = 3.76 \sqrt{210,000/345} = 92.77$$

$\therefore \lambda < \lambda_p$ 로서 조밀단면이므로 강도저감이 필요치 않다

횡비틀림좌굴(lateral torsional buckling, LTB)를 고려한 휨강도

$$L_b = 6,000 \text{ mm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/F_y} = 1.76 \times 101 \sqrt{210,000/345} = 4,386 \text{ mm}$$

$$L_r = \pi r_{ts} \sqrt{\frac{E}{0.7 F_y}} = \pi \times 112.9 \times \sqrt{\frac{210,000}{0.7 \times 345}} = 10,454 \text{ mm} \quad (\text{약산식 적용})$$

$$\text{여기서, } r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2 S_x}} = \sqrt{\frac{(2.24 \times 10^8) \times 379}{2 \times 3.33 \times 10^6}} = 112.9$$

플랜지간 중심거리, $h_o = H - t_f = 379 \text{ mm}$

$\therefore L_p < L_b < L_r$ 으로서 비탄성 횡비틀림좌굴 구간에 해당한다.

주어진 그림 8.19의 (b) 경우는 기둥 전체에 등분포로 모멘트가 작용하고 있으므로 $C_b = 1$ 이다(2축 대칭부재의 경우 $R_m = 1$).

$$\begin{aligned} M_{nx} &= C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \\ &= 1 \times \left[1,266 - (1,266 - 0.7 \times 345 \times 3.33) \left(\frac{6,000 - 4,386}{10,454 - 4,386} \right) \right] \\ &= 1,143.17 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

따라서 설계휨강도(M_{cx})는 최소강도인 횡비틀림좌굴 한계상태강도에 의해 결정된다.

$$M_{cx} = \phi_b M_{nx} = 0.9 \times 1,143.17 = 1,029 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

③ 축압축력-휨모멘트 상관관계식 - $P_c = 6,256 \text{ kN}$, $M_{cx} = 1,026 \text{ kN}\cdot\text{m}$

i) $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$ ($P_r \geq 1,251.2 \text{ kN}$) 인 경우

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{P_r}{6,256} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{1,026} \right) \leq 1.0$$

ii) $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$ ($P_r < 1,251.2 \text{ kN}$) 인 경우

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{P_r}{2(6,256)} + \frac{M_{rx}}{1,026} \leq 1.0$$

[답]

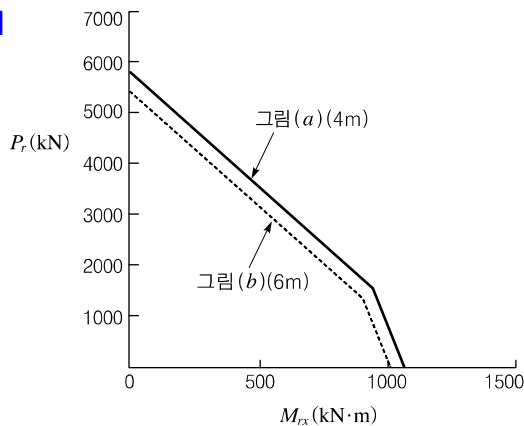


그림 (a) : $P_r \geq 1309.8 \text{ kN}$ 이면 $\frac{P_r}{6,549} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{1,139} \right) \leq 1.0$

$P_r < 1309.8 \text{ kN}$ 이면 $\frac{P_r}{2(6,549)} + \frac{M_{rx}}{1,139} \leq 1.0$

그림 (b) : $P_r \geq 1,251.2 \text{ kN}$ 이면 $\frac{P_r}{6,256} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{1,026} \right) \leq 1.0$

$P_r < 1,251.2 \text{ kN}$ 이면 $\frac{P_r}{2(6,256)} + \frac{M_{rx}}{1,026} \leq 1.0$

- 3) 다음 그림 8.18과 같이 압연H형강 H-400×400×13×21(SM 355A)의 양단 핀인 기둥에 축압축력과 강축 방향의 1축 휨모멘트가 동시에 작용하고 있다. 축압축력은 $P_D=1,000\text{kN}$, $P_L=1,200\text{kN}$ 이 작용하고 있고, 기둥 상단부에는 휨모멘트가 $M_D=15\text{kN}\cdot\text{m}$, $M_L=35\text{kN}\cdot\text{m}$, 기둥 하단부에는 휨모멘트가 $M_D=80\text{kN}\cdot\text{m}$, $M_L=100\text{kN}\cdot\text{m}$ 으로 그림과 같은 방향으로 작용하고 있다. 이 기둥의 안전성 여부를 검토하시오. ($K_x=1.0$, $K_y=1.0$ 이고 $E=210,000\text{ N/mm}^2$, 항복강도는 플랜지의 두께가 16mm 를 초과하므로 $F_y=345\text{N/mm}^2$)

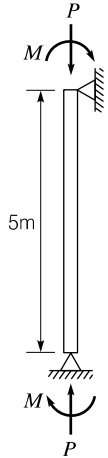


그림 8.18 연습문제 3)

[풀이]

- (1) 부재의 단면성능 (H-400×400×13×21)

$$A = 21,870\text{mm}^2, Z_x = 3,670,000\text{mm}^3, r(\text{필렛반경}) = 22\text{mm}$$

$$I_x = 6.66 \times 10^8\text{mm}^4, I_y = 2.24 \times 10^8\text{mm}^4,$$

$$S_x = 3.33 \times 10^6\text{mm}^3, J = 2.73 \times 10^6\text{mm}^4, r_x = 175\text{mm}, r_y = 101\text{mm}$$

- (2) 소요압축강도(
- P_r
-) 산정

$$P_r = 1.2 P_{DL} + 1.6 P_{LL} = 1.2 \times 1,000 + 1.6 \times 1,200 = 3,120\text{kN}$$

- (3) 소요휨강도(
- M_{rx}
-) 산정

- ① 강축방향 계수휨모멘트

- 기둥 상단부

$$M_{ntx} = 1.2 M_{ntx,DL} + 1.6 M_{ntx,LL} = 1.2 \times 15 + 1.6 \times 35 = 74\text{kN}\cdot\text{m}$$

- 기둥 하단부

$$M_{ntx} = 1.2 M_{ntx,DL} + 1.6 M_{ntx,LL} = 1.2 \times 80 + 1.6 \times 100 = 256\text{kN}\cdot\text{m}$$

기둥 하단부의 휨모멘트가 더 크므로 $M_{ntx} = 256\text{kN}\cdot\text{m}$

- ② 모멘트 증폭계수(
- C_m
-) 반영

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0.6 - 0.4 \times \left(\frac{74}{256} \right) = 0.48 \quad (\because \text{복곡률 } M_1/M_2: +)$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 6.66 \times 10^8}{(1.0 \times 5.0 \times 10^3)^2} = 55,214\text{kN}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_r/P_e} = \frac{0.48}{1 - (3,120/55,214)} = 0.51$$

 $B_1 \geq 1$ 이어야 하므로 여기서 $B_1 = 1$ 이다.

$$M_{rx} = B_1 M_{ntx} = 1.0 \times 256 = 256\text{kN}\cdot\text{m}$$

- (4) 설계압축강도(
- $P_c = \phi P_n$
-) 산정

- 위험좌굴축 결정

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1.0 \times 5,000}{175} = 28.6, \quad \left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1.0 \times 5,000}{101} = 49.5$$

$$\Rightarrow \left(\frac{KL}{r}\right)_{\max} = \left(\frac{KL}{r}\right)_y = 49.5 \quad (\text{면외방향의 약축좌굴이 부재의 내력결정})$$

$$\frac{KL}{r} = 49.5 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{210,000}{345}} = 116.2$$

혹은

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 210,000}{(49.5)^2} = 845.88 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow F_y/F_e = 345/845.88 = 0.41 \leq 2.25$$

그러므로

$$F_{cr} = (0.658^{\frac{F_y}{F_e}}) F_y = (0.658^{0.41}) \times 345 = 290.6$$

$$P_c = \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.9 \times 290.6 \times 21,870 \times 10^{-3} = 5,720 \text{ kN}$$

(5) 설계휨강도($M_{cx} = \phi M_{nx}$)

설계휨강도(M_{cx})는 부재의 소성모멘트, 국부좌굴, 횡비틀림좌굴 강도를 비교하여 최솟값을 택한다.

① 소성모멘트

$$M_p = F_y Z_x = 345 \times 3,670,000 \times 10^{-6} = 1,266 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 국부좌굴을 고려한 휨강도

– 플랜지 국부좌굴(flange local buckling, FLB)

$$\lambda = b/t_f = (400/2)/21 = 9.52$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{E/F_y} = 0.38 \times \sqrt{210,000/345} = 9.38$$

$\therefore \lambda < \lambda_p$ 로서 조밀단면이므로 강도저감이 필요치 않다.

– 웨브 국부좌굴(web local buckling, WLB)

$$\lambda = h/t_w = [400 - 2 \times (21 + 22)]/13 = 24.2$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{E/F_y} = 3.76 \sqrt{210,000/345} = 92.77$$

$\therefore \lambda < \lambda_p$ 로서 조밀단면이므로 국부좌굴은 발생하지 않고 강도저감이 필요치 않다.

③ 횡비틀림좌굴(lateral torsional buckling, LTB)를 고려한 휨강도

– 횡비틀림좌굴구간 검토

$$L_b = 5,000 \text{ mm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/F_y} = 1.76 (101) \sqrt{210,000/345} = 4,386 \text{ mm}$$

$$L_r = \pi r_{ts} \sqrt{\frac{E}{0.7 F_y}} = \pi \times 112.9 \times \sqrt{\frac{210,000}{0.7 \times 345}} = 10,453 \text{ mm} \quad (\text{약산식 적용})$$

$$\text{여기서, } r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2 S_x}} = \sqrt{\frac{(2.24 \times 10^8) \times 379}{2 \times 3.33 \times 10^6}} = 112.9$$

$h_o = 379 \text{ mm}$: 상하부 플랜지간 중심거리

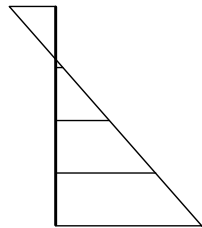
$c = 1$: 2축대칭인 H-형강 부재의 경우

$J = 2.73 \times 10^6 \text{ mm}^4$: 단면비틀림상수

$\therefore L_p < L_b < L_r$ 으로서 비탄성 횡비틀림좌굴구간에 해당한다.

- C_b 산정

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \\ &= \frac{12.5(256)}{2.5(256) + 3(8.5) + 4(91) + 3(173.5)} \\ &= 2.1 \end{aligned}$$



$$M_{top} = -74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_A = 8.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_B = 91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_C = 173.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{bottom} = 256 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} M_{nx} &= C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \\ &= 2.1 \times \left[1,266 - (1,266 - 0.7 \times 345 \times 3.33) \left(\frac{5,000 - 4,386}{10,453 - 4,386} \right) \right] \\ &= 2,560 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_p (= 1,266 \text{ kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

따라서 횡비틀림좌굴 한계상태 휨강도는 소성모멘트(M_p)와 같다.

④ 설계휨강도 결정

①, ②, ③에 의하여 설계휨강도(M_{cx})는 소성모멘트에 의해 산정된다.

$$M_{cx} = \phi_b M_{nx} = 0.9 \times 1,266 = 1,139 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(6) 조합력에 대한 내력 상관관계식 검토

주어진 보-기둥은 축압축력과 강축방향의 1축힘을 받는 2축대칭 부재이므로 8.4절

의 식(8.25)와 (8.26)을 적용하면 된다.

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{3,120}{5,720} = 0.55 > 0.2 \text{ 이므로 식(8.25)에 의해,}$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = \frac{3,120}{5,720} + \frac{8}{9} \left(\frac{256}{1,139} \right) = 0.75 < 1.0$$

따라서 주어진 H-400×400×13×21의 보-기둥 부재는 안전하다.

$$[\text{답}] \quad \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = 0.75 < 1.0, \text{ 안전함.}$$

- 4) 다음 그림 8.19와 같이 압연H형강 H-390×300×10×16(SM 355A)의 양단 편인 가새골조의 기둥에 축압축력과 2축 휨모멘트가 동시에 작용하고 있다. 축압축력은 그림 (a)와 같이 $P_D = 500 \text{ kN}$, $P_L = 600 \text{ kN}$ 이 작용하고 있고, 강축방향의 휨모멘트는 그림 (b)와 같이 기둥 상단부에서 $M_{x,D} = 20 \text{ kN}\cdot\text{m}$, $M_{x,L} = 30 \text{ kN}\cdot\text{m}$, 기둥 하단부에서 $M_{x,D} = 30 \text{ kN}\cdot\text{m}$, $M_{x,L} = 70 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 로 각각 같은 방향으로 작용하고 있다. 그리고 약축방향의 휨모멘트는 그림 (c)와 같이 기둥 상단부와 하단부에서 $M_{y,D} = 3 \text{ kN}\cdot\text{m}$, $M_{y,L} = 7 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 로 같은 크기와 방향으로 작용하고 있다. 이 기둥의 안전성 여부를 검토하시오. ($K_x = K_y = 1.0$ 이고 $E = 210,000 \text{ N/mm}^2$, 항복강도 플랜지와 웨브두께가 모두 16 mm 이하이므로 $F_y = 355 \text{ N/mm}^2$)

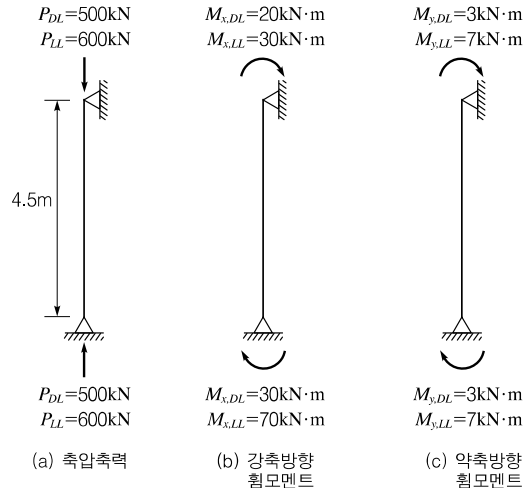


그림 8.19 연습문제 4)

[풀이]

- (1) 부재의 단면성능 (H-390×300×10×16)

$$A = 13,600 \text{ mm}^2, \quad Z_x = 2,190,000 \text{ mm}^3, \quad Z_y = 733,000 \text{ mm}^3$$

$$I_x = 3.87 \times 10^8 \text{ mm}^4, \quad I_y = 7.21 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$r_x = 169 \text{ mm}, \quad r_y = 72.8 \text{ mm}, \quad r(\text{필렛반경}) = 22 \text{ mm}$$

(2) 소요압축강도(P_r) 산정

$$P_r = 1.2 P_{DL} + 1.6 P_{LL} = 1.2 \times 500 + 1.6 \times 600 = 1,560 \text{ kN}$$

(3) 강축방향 소요휨강도(M_{rx}) 산정

① 강축방향 계수휨모멘트

- 기둥 상단부

$$M_{ntx} = 1.2 M_{ntx,DL} + 1.6 M_{ntx,LL} = 1.2 \times 20 + 1.6 \times 30 = 72 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 기둥 하단부

$$M_{ntx} = 1.2 M_{ntx,DL} + 1.6 M_{ntx,LL} = 1.2 \times 30 + 1.6 \times 70 = 148 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

기둥 하단부의 휨모멘트가 더 크므로 $M_{ntx} = 148 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ② 모멘트 증폭계수(C_m) 반영

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0.6 - 0.4 \times \left(\frac{72}{148} \right) = 0.41 \quad (\because \text{복곡률})$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L)^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 3.87 \times 10^8}{(1.0 \times 4.5 \times 10^3)^2} = 39,610 \text{ kN}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_r/P_e} = \frac{0.41}{1 - (1,560/39,610)} = 0.43$$

 $B_1 \geq 1$ 이어야 하므로 강축방향의 $B_1 = 1$ 이다.

$$M_{rx} = B_1 M_{ntx} = 1.0 \times 148 = 148 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) 약축방향 소요휨강도(M_{ry}) 산정

① 약축방향 계수휨모멘트

- 기둥 상단부 및 하단부 휨모멘트 크기는 동일하다.

$$M_{nty} = 1.2 M_{nty,DL} + 1.6 M_{nty,LL} = 1.2 \times 3 + 1.6 \times 7 = 14.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 모멘트 증폭계수(C_m) 반영

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0.6 - 0.4 \times \left(\frac{14.8}{14.8} \right) = 0.2 \quad (\because \text{복곡률})$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L)^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 7.21 \times 10^7}{(1.0 \times 4.5 \times 10^3)^2} = 7,380 \text{ kN}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_r/P_e} = \frac{0.2}{1 - (1,560/7,380)} = 0.25$$

 $B_1 \geq 1$ 이어야 하므로 약축방향의 $B_1 = 1$ 이다.

$$M_{ry} = B_1 M_{nty} = 1.0 \times 14.8 = 14.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(5) 설계압축강도($P_c = \phi P_n$) 산정

- 위험좌굴축 결정

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1.0 \times 4,500}{169} = 26.6, \quad \left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1.0 \times 4,500}{72.8} = 61.8$$

$$\Rightarrow \left(\frac{KL}{r}\right)_{\max} = \left(\frac{KL}{r}\right)_y = 61.8 \quad (\text{약축방향 좌굴이 지배})$$

$$\frac{KL}{r} = 61.8 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{210,000}{355}} = 114.6$$

혹은

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 210,000}{(61.8)^2} = 542.7 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow F_y/F_e = 0.65 \leq 2.25$$

그러므로

$$F_{cr} = (0.658^{\frac{F_y}{F_e}}) F_y = (0.658^{0.65}) \times 355 = 270.4$$

$$P_c = \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.9 \times 270.4 \times 13,600 \times 10^{-3} = 3,310 \text{ kN}$$

(6) 강축방향 설계휨강도($M_{cx} = \phi M_{nx}$)

강축방향의 설계휨강도(M_{cx})는 부재의 소성모멘트, 국부좌굴, 횡비틀림 좌굴 강도를 비교하여 최솟값을 택한다.

① 소성모멘트

$$M_p = F_y Z_x = 355 \times 2,190,000 \times 10^{-6} = 777 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 국부좌굴을 고려한 휨강도

- 플랜지 국부좌굴(flange local buckling, FLB)

$$\lambda = b/t_f = (300/2)/16 = 9.38$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{E/F_y} = 0.38 \times \sqrt{210,000/355} = 9.24$$

$\therefore \lambda < \lambda_p$ 로서 조밀단면이므로 강도저감이 필요치 않다.

- 웨브 국부좌굴(web local buckling, WLB)

$$\lambda = h/t_w = [390 - 2 \times (16 + 22)]/10 = 31.4$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{E/F_y} = 3.76 \sqrt{210,000/355} = 91.4$$

$\therefore \lambda < \lambda_p$ 로서 조밀단면이므로 강도저감이 필요치 않다.

③ 횡비틀림좌굴(lateral torsional buckling, LTB)를 고려한 휨강도

- 횡비틀림좌굴구간 검토

$$L_b = 4,500\text{mm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/F_y} = 1.76 (72.8) \sqrt{210,000/355} = 3,166\text{mm}$$

안전측인 약식(식 (7.22))을 사용하면,

$$L_r = \pi r_{ts} \sqrt{\frac{E}{0.7F_y}} = \pi \times 82.5 \times \sqrt{\frac{210,000}{0.7 \times 355}} = 7,531\text{mm}$$

$$\text{여기서, } r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2S_x}} = \sqrt{\frac{(7.21 \times 10^7) \times 374}{2 \times 1.98 \times 10^6}} = 82.5$$

$h_o = 374\text{mm}$: 상하부 플랜지간 중심거리

$c = 1$: 2축대칭인 H-형강 부재의 경우

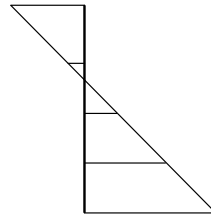
$S_x = 1.98 \times 10^6 \text{mm}^3$: 단면계수

$J = 9.39 \times 10^5 \text{mm}^4$: 단면비틀림상수

$\therefore L_p < L_b < L_r$ 으로서 비탄성 횡비틀림좌굴구간에 해당한다.

- C_b 산정

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \\ &= \frac{12.5(148)}{2.5(148) + 3(17) + 4(38) + 3(93)} \\ &= 2.17 \end{aligned}$$



$$M_{top} = -72\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_A = -17\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_B = 38\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_C = 93\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{bottom} = 148\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\begin{aligned} M_{nx} &= C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \\ &= 2.17 \times \left[777 - (777 - 0.7 \times 355 \times 1.98) \left(\frac{4,500 - 3,166}{7,531 - 3,166} \right) \right] \\ &= 1,497\text{kN}\cdot\text{m} > M_p (= 777\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

따라서 횡비틀림좌굴 한계상태 휨강도는 소성모멘트(M_p)와 같다.

④ 설계휨강도 결정

- ①, ②, ③에 의하여 설계휨강도(M_{cx})는 소성휨모멘트에 의해 산정된다.

$$M_{cx} = \phi_b M_{nx} = 0.9 \times 777 = 699 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(7) 약축방향 설계휨강도($M_{cy} = \phi M_{ny}$)

약축방향의 설계휨강도(M_{cx})는 부재의 소성모멘트와 국부좌굴 강도를 비교하여 최소값을 택한다. 주어진 기둥 부재의 경우 앞서 강축방향에 대한 검토에서 보듯이 플랜지 국부좌굴과 웹 국부좌굴에 대하여 컴팩트 단면이므로 약축방향의 설계휨강도는 소성모멘트에 의해 산정하면 된다.

$$M_{ny} = M_p = F_y Z_y = 355 \times 733,000 \times 10^{-6} = 260 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cy} = \phi_b M_{ny} = 0.9 \times 260 = 234 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(8) 조합력에 대한 내력 상관관계식 검토

주어진 보-기둥은 축압축력과 강축방향의 2축휨을 받는 2축대칭 부재이므로 8.4절의 식(8.25)와 (8.26)을 적용하면 된다.

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{1,560}{3,310} = 0.47 > 0.2 \quad \text{이므로 식(8.25)에 의해,}$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = \frac{1,560}{3,310} + \frac{8}{9} \left(\frac{148}{699} + \frac{14.8}{234} \right) = 0.72 < 1.0$$

따라서 주어진 H-390×300×10×16 의 조합력을 받는 부재(보-기둥 부재)는 안전하다.

$$\text{[답]} \quad \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = 0.72 < 1.0 \quad , \text{ 안전함.}$$

- 5) 그림 8.20과 같이 트러스의 부재 A는 그림과 같이 축압축력과 부재하중을 동시에 받고 있다. 부재 A ($H-200 \times 200 \times 8 \times 12$, SM 355A)의 적합성 여부를 검토하시오. 면내 및 면외 유효좌굴길이는 부재 절점간 길이를 적용한다. ($K_x = 1.0$, $K_y = 1.0$ 이고 $E = 210,000 \text{ N/mm}^2$, 플랜지와 웹두께가 모두 16mm 이하이므로 항복강도 $F_y = 355 \text{ N/mm}^2$)

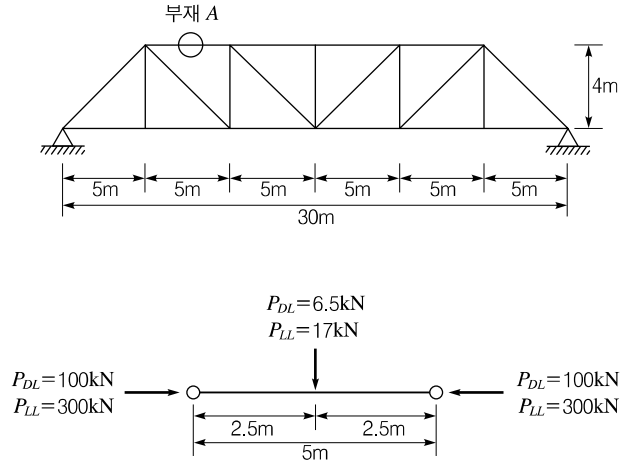


그림 8.20 연습문제 5)

[풀이]

- (1) 부재의 단면성능 ($H-200 \times 200 \times 8 \times 12$)

$$A = 6,353 \text{ mm}^2, \quad Z_x = 526,000 \text{ mm}^3, \quad Z_y = 244,000 \text{ mm}^3$$

$$I_x = 4.72 \times 10^7 \text{ mm}^4, \quad I_y = 1.60 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$r_x = 86.2 \text{ mm}, \quad r_y = 50.2 \text{ mm}, \quad r(\text{필렛반경}) = 13 \text{ mm}$$

- (2) 소요압축강도(P_r) 산정

$$P_r = 1.2 P_{DL} + 1.6 P_{LL} = 1.2 \times 100 + 1.6 \times 300 = 600 \text{ kN}$$

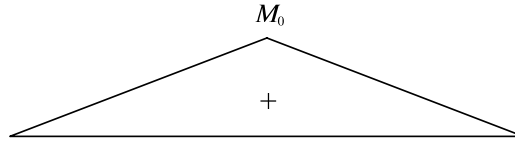
- (3) 소요휨강도(M_{rx}) 산정

- ① 1차해석에 의한 휨모멘트

$$P_u = 1.2 P_{DL} + 1.6 P_{LL} = 1.2 \times 6.5 + 1.6 \times 17 = 35 \text{ kN}$$

$$M_0 = \frac{P_u L}{4} = 43.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- ② 모멘트 증폭계수(B_1) 반영



$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(K_x L)^2} = \frac{\pi^2 \times 210,000 \times 4.72 \times 10^7}{(1.0 \times 5 \times 10^3)^2} = 3,913 \text{ kN}$$

$$C_m = 1 - \Psi(P/P_e) = 1 - 0.20 \left(\frac{600}{3,913} \right) = 0.97.$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P/P_e} = \frac{0.97}{1 - (600/3,913)} = 1.15$$

$$M_{rx} = B_1 M_0 = 1.15 \times 43.75 = 50.31 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) 설계압축강도($P_c = \phi P_n$) 산정

- 위험좌굴축 결정

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_x = \frac{1.0 \times 5,000}{86.2} = 58.0, \quad \left(\frac{KL}{r} \right)_y = \frac{1.0 \times 5,000}{50.2} = 99.6$$

$$\Rightarrow \left(\frac{KL}{r} \right)_{\max} = \left(\frac{KL}{r} \right)_y = 99.6 \quad (\text{약축방향 좌굴이 지배})$$

$$\frac{KL}{r} = 99.6 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{210,000}{355}} = 114.6$$

혹은

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} = \frac{\pi^2 \times 210,000}{(99.6)^2} = 209 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow F_y/F_e = 1.70 \leq 2.25$$

그러므로

$$F_{cr} = (0.658^{\frac{F_y}{F_e}}) F_y = (0.658^{1.7}) \times 355 = 174$$

$$P_c = \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.9 \times 174 \times 6,353 \times 10^{-3} = 995 \text{ kN}$$

(5) 설계휨강도($M_{cx} = \phi M_{nx}$)

설계휨강도(M_{cx})는 부재의 소성모멘트, 국부좌굴, 횡비틀림좌굴 강도를 비교하여 최솟값을 택한다.

① 소성모멘트

$$M_p = F_y Z_x = 355 \times 526,000 \times 10^{-6} = 187 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 국부좌굴을 고려한 휨강도

- 플랜지 국부좌굴(flange local buckling, FLB)

$$\lambda = b/t_f = (200/2)/12 = 8.33$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{E/F_y} = 0.38 \sqrt{210,000/355} = 9.24$$

$\therefore \lambda < \lambda_p$ 로서 조밀단면이므로 강도저감이 필요치 않다.

- 웨브 국부좌굴(web local buckling, WLB)

$$\lambda = h/t_w = [200 - 2 \times (12 + 13)]/8 = 18.75$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{E/F_y} = 3.76 \sqrt{210,000/355} = 91.45$$

$\therefore \lambda < \lambda_p$ 로서 조밀단면이므로 강도저감이 필요치 않다.

③ 횡비틀림좌굴(lateral torsional buckling, LTB)를 고려한 휨강도

- 횡비틀림좌굴구간 검토

$$L_b = 5,000\text{mm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/F_y} = 1.76 \times 50.2 \times \sqrt{210,000/355} = 2,149\text{mm}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E} \frac{S_x h_o}{Jc} \right)^2}} \quad (\text{식 7.20})$$

$$= 1.95 (56.4) \frac{210,000}{0.7(355)} \sqrt{\frac{(2.60 \times 10^5) \times 1}{(4.72 \times 10^5) \times 188}} \times$$

$$\sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7(355)}{210,000} \frac{(4.72 \times 10^5) \times 188}{(2.60 \times 10^5) \times 1} \right)^2}}$$

$$= 7,871\text{mm}$$

$$\text{여기서, } r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2S_x}} = \sqrt{\frac{(1.60 \times 10^7) \times 188}{2 \times 4.72 \times 10^5}} = 56.4\text{mm}$$

$h_o = 188\text{mm}$: 상하부 플랜지간 중심거리

$c = 1$: 2축대칭인 H-형강 부재의 경우

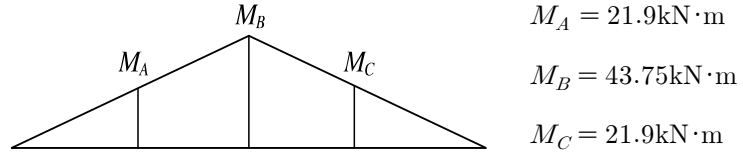
$S_x = 4.72 \times 10^5 \text{mm}^3$: 탄성단면계수

$J = 2.60 \times 10^5 \text{mm}^4$: 단면비틀림상수

$\therefore L_p < L_b < L_r$ 으로서 비탄성 횡비틀림좌굴구간에 해당한다.

- C_b 산정

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} R_m \\ &= \frac{12.5 \times 43.75}{2.5 \times 43.75 + 3 \times 21.9 + 4 \times 43.75 + 3 \times 21.9} \times 1 = 1.32 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 M_{nx} &= C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \\
 &= 1.32 \times \left[187 - (187 - 0.7 \times 355 \times 0.472 \times 10^6 \times 10^{-6}) \left(\frac{5,000 - 2,149}{7,871 - 2,149} \right) \right] \\
 &= 199 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_p (= 187 \text{ kN} \cdot \text{m})
 \end{aligned}$$

따라서 횡비틀림좌굴 한계상태 휨강도는 소성모멘트(M_p)와 같다.

④ 설계휨강도 결정

위 (i), (ii), (iii)에 의하여 설계휨강도(M_{cx})는 소성휨모멘트에 의해 산정된다.

$$M_{cx} = \phi_b M_{nx} = 0.9 \times 187 = 168 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(6) 조합력에 대한 내력 상관관계식 검토

주어진 보-기둥은 축압축력과 부재하중에 의한 1축휨을 받는 부재이므로 8.3절의 식(8.14)와 (8.15)을 적용하면 된다.

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{600}{995} = 0.6 > 0.2 \quad \text{이므로} \quad (8.25) \text{에 의해,}$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = \frac{600}{995} + \frac{8}{9} \left(\frac{50.31}{168} \right) = 0.87 < 1.0$$

따라서 주어진 H-200×200×8×12의 트러스 부재는 적합하다.

$$[\text{답}] \quad \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = 0.87 < 1.0, \quad \text{적합함.}$$

- 6) 그림 8.21과 같은 길이 9m의 H형강 부재가 트러스 인장재로 사용되고 있다. 계수인장력은 $P_r = 1,500\text{kN}$ 이고, 계수중력하중 $Q_r = 100\text{kN}$ 이 부재 중앙부에 작용하여 강축힘을 유발하고 있다. 이 부재에 압연H형강 H-600×200×11×17 (SM 275A)이 사용될 경우 적정성 여부를 검토하시오 (항복강도는 플랜지의 두께가 16mm를 초과하므로 플랜지 항복강도를 기준으로 하여 $F_y = 265\text{N/mm}^2$, $E = 210,000\text{N/mm}^2$).

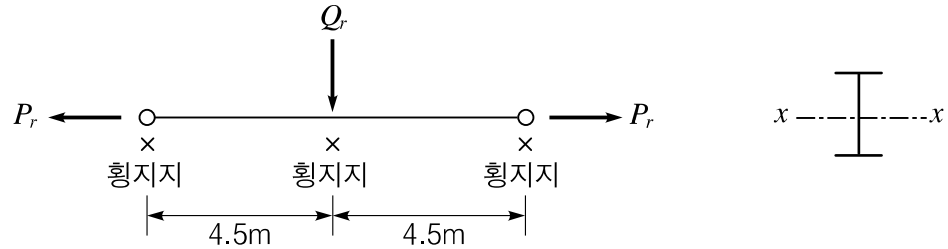


그림 8.21 연습문제 6)

[풀이]

- (1) 설계조건 (H-600×200×11×17)

$$A = 13,440\text{mm}^2, Z_x = 2,980,000\text{mm}^3, Z_y = 361,000\text{mm}^3$$

$$I_x = 7.76 \times 10^8\text{mm}^4, I_y = 2.28 \times 10^7\text{mm}^4$$

$$r_x = 240\text{mm}, r_y = 41.2\text{mm}, r(\text{필렛반경}) = 22\text{mm}$$

- (2) 소요인장강도(P_r) : $P_r = 1,500\text{kN}$

- (3) 소요휨강도(M_{rx}) 산정

- 주어진 부재는 인장력을 받는 경우이므로 축력에 의한 모멘트 증폭을 고려할 필요가 없다.

$$M_{rx} = M_{\max} = \frac{Q_r L}{4} = \frac{100 \times 9}{4} = 225\text{kN}\cdot\text{m}$$

- (4) 설계인장강도($P_c = \phi P_n$) 산정

$$P_c = \phi_t P_n = \phi_t F_y A_g = 0.9 \times 265 \times 13,440 \times 10^{-3} = 3,205\text{kN}$$

- (5) 설계휨강도($M_{cx} = \phi M_{nx}$)

설계휨강도(M_{cx})는 부재의 소성모멘트, 국부좌굴, 횡비틀림좌굴 강도를 비교하여 최솟값을 택한다.

① 소성모멘트

$$M_p = F_y Z_x = 265 \times 2,980,000 \times 10^{-6} = 789.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 국부좌굴을 고려한 휨강도

– 플랜지 국부좌굴(flange local buckling, FLB)

$$\lambda = b/t_f = (200/2)/17 = 5.88$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{E/F_y} = 0.38 \times \sqrt{210,000/265} = 10.70$$

$\therefore \lambda < \lambda_p$ 로서 조밀단면이므로 강도저감이 필요치 않다.

– 웨브 국부좌굴(web local buckling, WLB)

$$\lambda = h/t_w = [600 - 2 \times (17 + 22)]/11 = 47.45$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{E/F_y} = 3.76 \sqrt{210,000/265} = 105.85$$

$\therefore \lambda < \lambda_p$ 로서 조밀단면이므로 강도저감이 필요치 않다.

③ 횡비틀림좌굴(lateral torsional buckling, LTB)를 고려한 휨강도

– 횡비틀림좌굴구간 검토

$$L_b = 4,500 \text{ mm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/F_y} = 1.76 (41.2) \sqrt{210,000/265} = 2,041 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} L_r &= 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \frac{S_x h_o}{Jc} \right)^2}} \\ &= 1.95 (50.7) \frac{210,000}{0.7(265)} \sqrt{\frac{(9.06 \times 10^5) \times 1}{(2.59 \times 10^6) \times 583}} \times \\ &\quad \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7(265)}{210,000} \frac{(2.59 \times 10^6) \times 583}{(9.06 \times 10^5) \times 1} \right)^2}} \end{aligned}$$

$$= 6,102 \text{ mm}$$

$$\text{여기서, } r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2 S_x}} = \sqrt{\frac{(2.28 \times 10^7) \times 583}{2 \times 2.59 \times 10^6}} = 50.7 \text{ mm}$$

$h_o = 583 \text{ mm}$: 상하부 플랜지간 중심거리

$c = 1$: 2축대칭인 H-형강 부재의 경우

$S_x = 2.59 \times 10^6 \text{ mm}^3$: 탄성단면계수

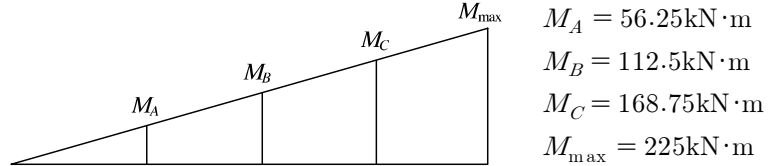
$J = 9.06 \times 10^5 \text{ mm}^4$: 단면비틀림상수

$\therefore L_p < L_b < L_r$ 으로서 비탄성 횡비틀림좌굴구간에 해당한다.

– C_b 산정

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$$= \frac{12.5 \times 225}{2.5 \times 225 + 3 \times 56.25 + 4 \times 112.5 + 3 \times 168.75} = 1.67$$



2축대칭단면을 가진 부재에 인장력과 휨이 동시에 작용하는 경우 “tension-stiffening” 효과에 의해 C_b 값을 $\sqrt{1 + \frac{P_u}{P_{ey}}}$ 만큼 증가시킬 수 있다 (교재 8.3.2절).

$$P_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_b^2} = \frac{\pi^2 \times 210,000 \times 2.28 \times 10^7}{(4,500)^2} \times 10^{-3} = 2,334 \text{ kN}$$

$$C_b' = C_b \sqrt{1 + \frac{P_u}{P_{ey}}} = 1.67 \sqrt{1 + \frac{1,500}{2,334}} = 2.14$$

$$M_{nx} = C_b' \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right]$$

$$= 2.14 \times \left[789.7 - (789.7 - 0.7 \times 265 \times 2.59 \times 10^6 \times 10^{-6}) \left(\frac{4,500 - 2,041}{6,102 - 2,041} \right) \right]$$

$$= 1,289.2 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_p (= 789.7 \text{ kN} \cdot \text{m})$$

따라서 모멘트 구배 및 인장 스티프닝 효과로 인해 횡비틀림좌굴거동에 의한 휨강도의 저하는 없음을 알 수 있다.

④ 설계휨강도 결정

위 ①, ②, ③에 의하여 설계휨강도(M_{cx})는 소성휨모멘트(M_p)에 의해 산정된다.

$$M_{cx} = \phi_b M_{nx} = 0.9 \times 789.7 = 710.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(6) 조합력에 대한 내력 상관관계식 검토

주어진 트러스 인장재는 인장력과 1축 휨을 받는 부재이므로 8.3절의 식 (8.14)와 (8.15)을 적용하면 된다.

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{1,500}{2,843} = 0.47 > 0.2 \text{ 이므로 식 (8.14)에 의해,}$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = \frac{1,500}{3,205} + \frac{8}{9} \left(\frac{225}{710.7} \right) = 0.75 < 1.0$$

따라서 주어진 $H - 600 \times 200 \times 11 \times 17$ 의 트러스 부재는 적합하다.

$$\text{[답]} \quad \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = 0.75 < 1.0 \quad , \quad \text{적합함.}$$

9장 합성재

- 1) 그림 9.26, 9.27과 같이 스패인이 6m이며 간격이 2.5m인 합성보 B_1 을 H-250×125×6×9의 강재에 데크플레이트 리브층 75mm, 토평콘크리트 두께 65mm로 한 합성보로 설계하고자 한다. SM 275A($f_y = 275 \text{ N/mm}^2$)강재와 $f_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$ ($E_c = 27,000 \text{ N/mm}^2$)의 콘크리트를 사용한다.

- (1) 합성보의 슬래브 유효폭 b_e 를 산정하시오.
- (2) 정모멘트에 대한 합성보 단면의 도심과 소성중립축을 구하시오.
- (3) 환산 단면2차모멘트를 구하시오.

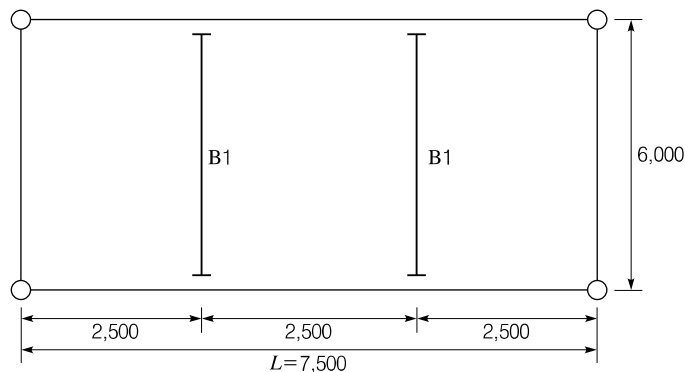


그림 9.26 연습문제 1)

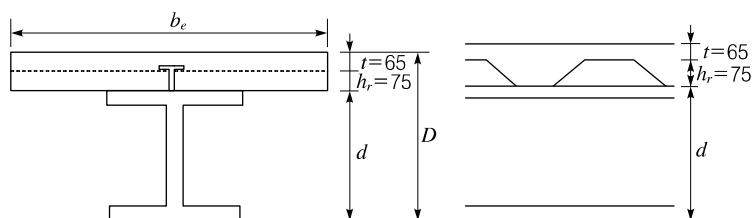


그림 9.27 연습문제 2)

[풀이]

단면성능 H-250×125×6×9

$$A_s = 3,770 \text{ mm}^2, \quad d = 250 \text{ mm}$$

$$I_s = 4.05 \times 10^7 \text{ mm}^4, \quad S_{ts} = 3.24 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

- (1) 합성보의 양쪽에 슬래브가 있는 경우의 유효폭(b_e) 산정

$$b_1 = 2 \times S/2 = 2 \times 2,500/2 = 2,500 \text{ mm}$$

$$b_1 = 2 \times S/8 = 2 \times 6,000/8 = 1,500\text{mm}$$

위 두 값 중에서 최솟값이므로, $b_e = 1,500\text{mm}$

(2) 도심과 소성중립축 산정

탄성계수비

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210,000}{27,000} = 7.78$$

콘크리트의 등가단면

$$\frac{A_c}{n} = \frac{1,500 \times 65}{7.78} = 125.32 \times 10^2 \text{mm}^2$$

강재단면과 콘크리트 단면의 도심

$$y_s = \frac{250}{2} = 125\text{mm}$$

$$y_c = 250 + 75 + \frac{65}{2} = 357.5\text{mm}$$

합성단면의 도심

$$\begin{aligned} y_0 &= \frac{A_s \cdot y_s + \frac{A_c}{n} y_c}{A_s + \frac{A_c}{n}} \\ &= \frac{3,770 \times 125 + 125.32 \times 10^2 \times 357.5}{3,770 + 125.32 \times 10^2} = 303.7\text{mm} \end{aligned}$$

합성단면의 소성중립축(소성중립축이 슬래브내에 존재한다고 가정)

$$\begin{aligned} y_p : 0.85f_{ck}b_e(390 - y_p) &= A_sF_y \\ \Rightarrow y_p &= 390 - A_sF_y/0.85f_{ck}b_e \\ &= 390 - \{(3,770 \times 275) / (0.85 \times 24 \times 1,500)\} \\ &= 356\text{mm} (325 \leq y_p \leq 390 \text{ 이므로 슬래브 내 존재함}) \end{aligned}$$

(3) 환산 단면2차 모멘트

$$\frac{I_c}{n} = \frac{b_e t_c^3}{12} \frac{1}{n} = \frac{1,500 \times 65^3}{12 \times 7.78} = 4.41 \times 10^6 \text{mm}^4$$

$$\begin{aligned} I_{tr} &= I_s + A_s(y_s - y_0)^2 + \frac{I_c}{n} + \frac{A_c}{n}(y_c - y_0)^2 \\ &= 4.05 \times 10^7 + 3,770 \times (125 - 303.7)^2 \\ &\quad + 4.41 \times 10^6 + 125.32 \times 10^2 \times (357.5 - 304.7)^2 \end{aligned}$$

$$= 2.00 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$[\text{답}] \quad b_e = 1,500 \text{ mm}, \quad y_0 = 303.7 \text{ mm}$$

$$y_p = 356 \text{ mm}, \quad I_{tr} = 2.00 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

2) 연습문제 1)의 합성보에 대해 스티드앵커를 설계하고자 한다.

- (1) 완전합성보의 수평전단력을 산정하시오.
- (2) 데크플레이트 리브의 간격이 300mm, 리브의 평균폭이 150mm이며, $\phi 19$ 스티드앵커($H_s = 110 \text{ mm}$, $F_u = 400 \text{ N/mm}^2$)를 리브당 1개씩 사용할 경우에 스티드앵커 1개의 공칭강도를 산정하시오.
- (3) 완전합성보로 설계할 경우 스티드앵커의 소요개수를 구하시오.
- (4) 60% 부분합성한 불완전합성보로 설계할 경우 스티드앵커의 소요개수와 유효단면2차모멘트를 구하시오.

[풀이]

(1) 완전합성보 수평전단력 산정

$$V_s = F_y A_s = 275 \times 3,770 \times 10^{-3} = 1,036.8 \text{ kN}$$

$$V_s = 0.85 f_{ck} A_c = 0.85 \times 24 \times 1,500 \times 65 \times 10^{-3} = 1,989 \text{ kN}$$

둘 중에서 작은 값을 택하므로

$$\therefore V_s = 1,036.8 \text{ kN}$$

(2) 스티드앵커 공칭강도

감소계수(데크플레이트의 골방향이 강재보에 직각인 경우)

데크플레이트 골당 스티드앵커의 개수; $N_r = 1$,

$h_r = 75 \text{ mm}$, $w_r = 150 \text{ mm}$, $H_s = 110 \text{ mm}$ 이므로 $R_g = 1.0$

$$e_{mid-ht} = \frac{(150 - 19)}{2} = 65.5 \geq 50 \text{ mm} \text{ 이므로 } R_p = 0.75$$

공칭강도

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f_{ck} E_c} \leq R_g R_p A_{sc} F_u$$

$$= 0.5 \times 283.5 \times \sqrt{24 \times 27,000} = 114,106.5 \text{ N}$$

$$R_g R_p A_{sc} F_u = 1.0 \times 0.75 \times 283.5 \times 400 = 85,050 \text{ N}$$

$$\text{여기서, } A_{sc} = \pi D^2 / 4 = \pi 19^2 / 4 = 283.5 \text{ mm}^2$$

따라서 스티드앵커의 공칭강도는 $Q_n = 85.1\text{kN}$ 이다.

(3) 스티드앵커의 소요개수 및 간격(완전합성)

$$n \geq \frac{V_s}{Q_n} = \frac{1,036.8}{85.1} = 12.2$$

따라서 $n = 13$

(4) 스티드앵커의 소요개수 및 간격(60% 부분합성)

소요개수

$$n \geq \frac{0.6 V_s}{Q_n} = \frac{0.6 \times 1,036.8}{85.1} = 7.3$$

따라서 $n = 8$

유효단면2차모멘트

$$\begin{aligned} I_e &= I_s + \sqrt{\frac{\sum Q_n}{V_s}} (I_{tr} - I_s) \\ &= (4,050 + \sqrt{680.8/1,036.8} (20,000 - 4,050)) \times 10^4 \\ &= 16,974.8 \times 10^4 \text{mm}^4 \\ \text{여기서, } \sum Q_n &= 8 \times 85.1 = 680.8 \text{kN} \end{aligned}$$

[답] 완전합성 $V_s = 1,036.8 \text{kN}$, $Q_n = 85.1 \text{kN}$, $n = 13$ 개,

60% 부분합성 $n = 8$ 개, $I_e = 16,974.8 \times 10^4 \text{mm}^4$

- 3) 연습문제 1)과 2)에서 SM 275A 강재와 $f_{ck} = 24 \text{N/mm}^2$ 의 콘크리트를 사용하여 완전합성보와 60% 부분합성한 불완전합성보로 설계할 경우 각각에 대해 설계휨장도 $\phi_b M_n$ 을 구한 후 $M_u < \phi_b M_n$ 을 검토하시오. 동바리를 설치하지 않은 경우로서, 강재보의 횡좌굴은 데크플레이트에 의해 방지된 것으로 가정한다. 또한, 고정하중은 다음과 같으며, 적재하중은 2.5kN/m^2 로 한다.

가) 콘크리트 양생전

데크플레이트 + 탑핑콘크리트 ($t = 75 + 65$)mm	2,600
강재보	400
합 계	3,000N/m ²

나) 콘크리트 양생후

경량 칸막이	1,000
천장 및 덕트	300
OA 바닥	500
합 계	1,800N/m ²

[풀이]

(1) 부재력 산정

$$\begin{aligned}
 \omega_n &= (B_1 \text{의 간격}) \times (1.2D + 1.6L) \\
 &= 2.5 \times (1.2 \times (3 + 1.8) + 1.6 \times 2.5) = 24.4 \text{ kN/m} \\
 M_u &= \frac{24.4 \times 6^2}{8} = 109.8 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

(2) 설계휨강도 $\phi_b M_n$ 산정

$$\begin{aligned}
 h/t_w &= 250/6 = 41.67 \\
 3.76 \sqrt{E_s/F_{yf}} &= 3.76 \sqrt{210,000/275} = 103.9 > 41.67 \\
 &\text{이므로 소성응력분포에 의한 약산식 적용 가능}
 \end{aligned}$$

① 완전합성인 경우

$$\begin{aligned}
 C_e &= 0.85 f_{ck} b_e t_c = 0.85 \times 24 \times 1,500 \times 65 \times 10^{-3} = 1,989 \text{ kN} \\
 P_y &= A_s F_y = 1,036.8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

설계휨강도 ($\phi_b = 0.9$) $C_e \geq P_y$ 인 경우이므로

$$\begin{aligned}
 M_n &= (0.5d + h_r + t_c - \frac{0.5P_y}{0.85f_{ck}b_e})P_y \\
 &= (0.5 \times 250 + 75 + 65 - \frac{0.5 \times 1,036,800}{0.85 \times 24 \times 1,500}) \times 1,036,800 \\
 &= 257,187,388 \text{ N} \cdot \text{mm} = 257.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \therefore \phi_b M_n &= 0.9 \times 257.2 = 231.5 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u (= 109.8 \text{ kN} \cdot \text{m})
 \end{aligned}$$

② 60% 부분합성인 경우

$$\begin{aligned}
 C_e &= \sum Q_n = 85.1 \times 8 = 680.8 \text{ kN} \\
 P_y &= A_s F_y = 1,036.8 \text{ kN} \\
 P_{yw} &= (d - 2t_f)t_w F_{yw} \\
 &= (250 - 2 \times 9) \times 6 \times 275 = 382,800 \text{ N} = 382.8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

설계휨강도($\phi_b = 0.9$) $P_{yw} < C_e < P_y$ 이므로

$$\begin{aligned}
 M_n &= 0.5(d - t_f)P_y + (h_r + 0.5t_c + 0.5t_f)C_e \\
 &= 0.5(250 - 9) \times 1,036.8 + (75 + 0.5 \times 65 + 0.5 \times 9) \times 680.8 \\
 &= 201,184 \text{ kN} \cdot \text{mm} = 201.2 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\therefore \phi_b M_n = 0.9 \times 201.2 = 181.1 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u (= 109.8 \text{ kN} \cdot \text{m})$$

[답] 완전합성 $\phi_b M_n = 0.9 \times 257.2 = 231.5 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u (= 109.8 \text{ kN} \cdot \text{m})$

60% 부분합성 $\phi_b M_n = 0.9 \times 201.2 = 181.1 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u (= 109.8 \text{ kN} \cdot \text{m})$

- 4) 그림 9.28과 같은 매입형 합성기둥이 고정하중 2,500kN, 활하중 7,000kN의 축력을 받는 경우 안전성을 검토하시오. 부재의 길이는 5.0m 이고, 양단 편으로 지지되어 있으며, 하중은 매입콘크리트에 직접 작용한다.

내부강재 : H-400×400×13×21 (SM 355A)

보강철근 : 12-HD29 (SD 400)

콘크리트 : $f_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 27,000 \text{ N/mm}^2$

띠 철근 : HD13@300 (SD 400)

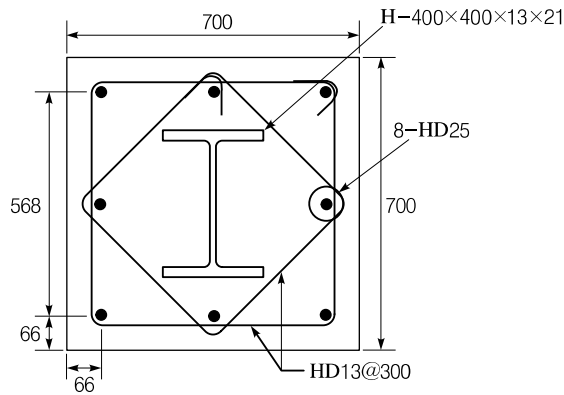


그림 9.28 연습문제 4)

[풀이]

(1) 단면성질

내부강재

$$A_s = 2(400 \times 35) + (400 - 2 \times 35)20 = 34,600 \text{ mm}^2,$$

$$I_{sy} = \frac{400 \times 400^3}{12} - \frac{400 - 2 \times 35}{12} (400^3 - 20^3) = 37,355 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

보강철근(HD29, $A = 642.4 \text{ mm}^2$, $D = 28.6 \text{ mm}$)

$$A_{sr} = 12 \times A = 7,708.8 \text{ mm}^2$$

$$I_{sr} = n \frac{\pi D^4}{64} + A d^2 = 7.8 \frac{\pi (28.6)^4}{64} + 12 (642.4) (282)^2 = 61,329 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

콘크리트

$$A_c = A_{cg} - A_s - A_{sr} = 490,000 - 34,600 - 7,708.8 = 447,691 \text{ mm}^2$$

$$I_c = I_{cg} - I_s - I_{sr} = 1,902,149 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

(2) 구조제한

① 콘크리트 강도

$$21 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ck} \leq 70 \text{ N/mm}^2, \quad f_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$$

O.K.

② 강재 및 철근의 강도

$$F_y, F_{yr} \leq 440 \text{ N/mm}^2, \quad F_y = 345 \text{ N/mm}^2, \quad F_{yr} = 400 \text{ N/mm}^2$$

O.K.

③ 강재 코아 단면적

$$34,600 > 0.01 \times 490,000 (= 4,900 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K.}$$

④ 횡방향철근 단면적

$$126.7/300 = 0.422 \text{ mm}^2/\text{mm} > 0.023 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{O.K.}$$

⑤ 길이방향 철근의 최소철근비

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} = \frac{7,708.8 \text{ mm}^2}{490,000 \text{ mm}^2} = 0.016 > 0.004 \quad \text{O.K.}$$

(3) 계수하중 산정

$$P_u = 1.2 \times 2,500 + 1.6 \times 7,000 = 14,200 \text{ kN}$$

(5) 공칭강도

$$\begin{aligned} P_{no} &= A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 A_c f_{ck} \\ &= (34,600 \times 345 + 7,708.8 \times 400 + 0.85 \times 447,691 \times 24) \times 10^{-3} \\ &= 24,153.4 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) = 0.1 + 2 \left(\frac{34,600}{447,691 + 34,600} \right) = 0.24$$

$$\begin{aligned} EI_{eff} &= E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c \\ &= 210,000 \times 37,355 \times 10^4 + 0.5 \times 200,000 \times 61,329 \times 10^4 \\ &\quad + 0.24 \times 27,000 \times 1,902,149 \times 10^4 \end{aligned}$$

$$= 263,033 \text{ kN/m}^2$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(KL)^2} = \pi^2 \frac{263,033}{(1.0 \times 5)^2} = 103,841 \text{ kN}$$

$$\frac{P_{no}}{P_e} = \frac{24,153.4}{103,841} = 0.23 \leq 2.55$$

$$P_n = [0.658^{(\frac{P_{no}}{P_e})}] P_{no} = 21,936.6 \text{ kN}$$

(6) 안전성 검토

$$\phi_c = 0.75$$

$$\phi_c P_n = 0.75 \times 21,936.6 = 16,452.5 \text{ kN}$$

$$16,452.5 \text{ kN} > 14,200 \text{ kN}$$

O.K

∴ 안전하다

[답] $\phi_c P_n (= 16,452.5 \text{ kN}) \geq P_u (= 14,200 \text{ kN})$, 안전함.

5) 그림 9.29와 같은 충전형 원형강관 합성기둥의 설계압축강도를 산정하시오.

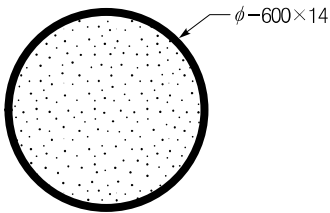


그림 9.29 연습문제 5)

원형강관 : $\phi - 600 \times 14$ (SM 355A, $F_y = 355 \text{ N/mm}^2$)

$$A_s = 25,770 \text{ mm}^2, I_s = 1.11 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

콘크리트 : $f_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$, $E_c = 27,000 \text{ N/mm}^2$

부재 유효좌굴길이 : $KL = 6.5 \text{ m}$

[풀이]

(1) 구조제한 검토

① 강재비 검토

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_g} = \frac{25,770}{\frac{\pi \times 600^2}{4}} = 0.091 > 0.01$$

O.K

② 지름두께비 검토

$$\frac{D}{t} = \frac{600}{14} = 42.9 < 0.15 \frac{E}{F_y} = 0.15 \times \frac{210,000}{355} = 88.7 \quad \text{O.K}$$

(2) 단면성능 검토

① 합성단면의 유효강성

$$A_c = \frac{\pi \times D^2}{4} - A_s = \frac{\pi \times 600^2}{4} - 25,770 = 256,973 \text{ mm}^2$$

$$I_c = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi (600 - 14 \times 2)^4}{64} = 5.25 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} C_2 &= 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \\ &= 0.6 + 2 \left(\frac{25,770}{256,973 + 25,770} \right) = 0.78 \leq 0.9 \quad \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI_{eff} &= E_s I_s + E_s I_{sr} + C_2 E_c I_c \quad (\text{보강철근이 없으므로 } I_{sr} = 0) \\ &= 210,000 \times 1.11 \times 10^9 + 0.78 \times 27,000 \times 5.25 \times 10^9 \\ &= 343,665 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm}^2 \end{aligned}$$

② 탄성좌굴강도 산정

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \times 343,665 \times 10^9}{(6,500)^2} = 80,280,179 \text{ N} = 80,280 \text{ kN}$$

③ 단면의 압괴에 해당하는 강도 산정

$$\begin{aligned} P_{no} &= A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + \left(1 + 1.8 \frac{t F_y}{D f_{ck}} \right) 0.85 f_{ck} A_c \\ &= (25,770 \times 355 + 1.5 \times 0.85 \times 24 \times 256,973) \\ &= 17,011,723 \text{ N} = 17,011.7 \text{ kN} \\ \text{여기서, } \left(1 + 1.8 \frac{t F_y}{D f_{ck}} \right) &= 1 + 1.8 \times \frac{14 \times 355}{600 \times 24} = 1.62 > 1.5 \quad (1.5 \text{ 선택}) \end{aligned}$$

④ 설계압축강도 산정

$$\frac{P_{no}}{P_e} = \frac{17,011.7}{80,280} = 0.21 \leq 2.55$$

$$P_n = \left[0.658 \left(\frac{P_{no}}{P_e} \right) \right] P_{no} = 15,580.3 \text{ kN}$$

$$\phi_c P_n = 0.75 \times 15,580.3 = 11,685.2 \text{ kN}$$

$$\text{[답]} \quad \phi_c P_n = 11,685.2 \text{ kN}$$

6) 그림 9.30과 같은 충전형 각형강관 합성기둥의 설계압축강도를 산정하시오.

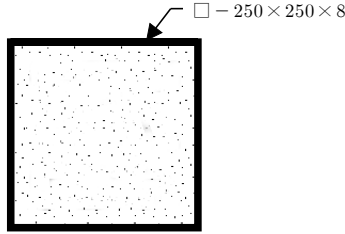


그림 9.30 연습문제 6)

각형강관 : $\square - 250 \times 250 \times 8$ (SM 355A, $F_y = 355 \text{ N/mm}^2$)

$$A_s = 7,579 \text{ mm}^2, I_s = 7.32 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

콘크리트 : $f_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2, E_c = 27,000 \text{ N/mm}^2$

부재 유효좌굴길이 : $KL = 3.0 \text{ m}$

[풀이]

(1) 구조제한 검토

① 강재비 검토

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_g} = \frac{7,579}{250 \times 250} = 0.12 > 0.01 \quad \text{O.K}$$

② 폭두께비 검토

$$\frac{b}{t} = \frac{250 - 8 \times 2}{8} = 29.25 < 2.26 \sqrt{E/F_y} = 2.26 \sqrt{210,000/355} = 54.9$$

O.K

(2) 단면성능 검토

가) 합성단면의 유효강성

$$A_c = (250 - 8 \times 2)^2 = 54,756 \text{ mm}^2$$

$$I_c = \frac{234 \times 234^3}{12} = 2.50 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$C_2 = 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) = 0.6 + 2 \left(\frac{7,579}{54,756 + 7,579} \right) = 0.84 < 0.9$$

$$\begin{aligned} EI_{eff} &= E_s I_s + E_s I_{sr} + C_2 E_c I_c \\ &= 210,000 \times 7.32 \times 10^7 + 0.84 \times 27,000 \times 2.50 \times 10^8 \\ &= 2,104,200 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}^2 \end{aligned}$$

나) 탄성좌굴강도 산정

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \times 2,104,200 \times 10^7}{3,000^2} \times 10^{-3} = 23,075 \text{ kN}$$

다) 단면의 압력에 해당하는 강도 산정

$$\begin{aligned} P_{no} &= A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 f_{ck} A_c \\ &= (7,579 \times 355 + 0.85 \times 24 \times 54,756) \times 10^{-3} \\ &= 3,807.6 \text{ kN} \end{aligned}$$

라) 설계압축강도 산정

$$\frac{P_{no}}{P_e} = \frac{3,807.6}{23,075} = 0.165 \leq 2.55$$

$$P_n = P_{no} \left[0.658 \left(\frac{P_{no}}{P_e} \right) \right] = 3,553.5 \text{ kN}$$

$$\therefore \phi_c P_n = 0.75 \times 3,553.5 = 2,665.1 \text{ kN}$$

[답] $\phi_c P_n = 2,665.1 \text{ kN}$

10장 접합부 설계

- 1) 그림 10.27과 같이 압연H형강보 H-600×300×12×20(SM 275)의 이음부를 존재응력설계법으로 설계하는 경우, 플랜지 이음판에 대해 검토하시오. 이음부의 계수하중에 의한 휨모멘트 $M_u = 350\text{kN} \cdot \text{m}$, 전단력 $V_u = 300\text{kN}$ 이다. 고장력볼트는 M22(F10T, 표준구멍)를 사용하며 마찰접합으로 설계한다. 마찰면은 블라스트 후 페인트하지 않았고, 필러를 사용하지 않았다.

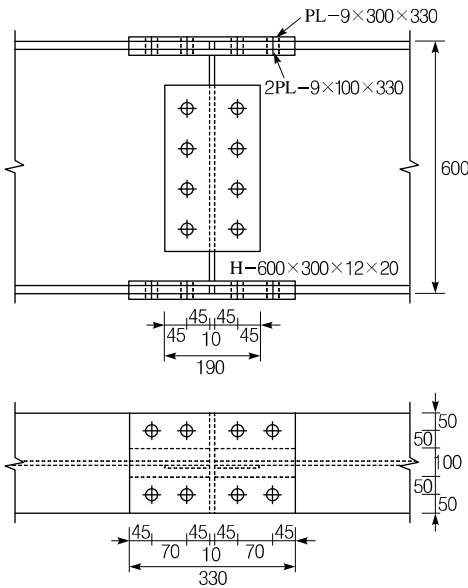


그림 10.27 연습문제 1)

[풀이]

- (1) 플랜지 이음판의 소요 인장강도

플랜지 이음판은 인장재로 설계한다.

플랜지 두께가 16mm를 초과하므로 항복강도는 265N/mm^2 이다.

$$T_u = \frac{M_{us}}{d - t_f} = \frac{350 \times 10^3}{(600 - 20)} = 603.4\text{kN} \quad (10.4a)$$

$$T_u = \frac{\phi_b M_n / 2}{d - t_f} = \frac{\phi_b Z_x F_y / 2}{d - t_f} \quad (10.4b)$$

$$= \left(\frac{0.9 (4.49 \times 10^6 \times 265) / 2 \times 10^{-3}}{(600 - 20)} \right)^{-6} = 923\text{kN}$$

$$\therefore T_u = (603.4, 923)_{\max} = 923\text{kN}$$

- (2) 마찰접합에 의한 설계미끄럼강도(2면전단) 및 안전성 검토

건축구조기준에서는 마찰접합에서도 지압강도를 검토하도록 되어 있으나, 고장력볼트 구멍에 대한 지압파괴가 일어나지 않으므로 계산과정을 생략한다.

$$\phi R_n = \phi \mu h_f T_o N_s \quad (4.1)$$

$$= 1.0 \times 0.5 \times 1.0 \times 200 \times 2 = 200\text{kN/볼트}$$

$$\therefore \text{고장력볼트 4개에 대한 설계미끄럼강도: } 200 \times 4 = 800\text{kN}$$

$$\phi R_n = 800\text{kN} < T_u = 923\text{kN} \quad \text{N.G}$$

- (3) 플랜지 이음판의 안전성 검토

외부 이음판 1장의 폭은 300mm, 내부 이음판 2장의 폭은 각각 100mm이다.

- ① 총단면의 인장항복에 대한 안전성 검토

$$\phi R_n = \phi A_{gt} F_y = 0.9 \times [(300 + 2 \times 100) \times 9] \times 275 \times 10^{-3}$$

$$= 1,113.8\text{kN} > T_u = 923\text{kN} \quad \text{O.K}$$

- ② 순단면의 인장파단에 대한 안전성 검토

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi A_{nt} F_u = 0.75 \times [(300 + 2 \times 100 - 4 \times 24) \times 9] \times 410 \times 10^{-3} \\ &= 1,118.1 \text{ kN} > T_u = 923 \text{ kN} \quad \text{O.K.}\end{aligned}$$

[답] 안전하지 않음

- 2) 그림 10.28과 같이 압연H형강 H-400×400×13×21을 사용한 기둥의 이음부를 소요강도에 따른 미끄럼이 일어나지 않도록 마찰접합으로 설계하는 경우 플랜지 이음판에 대해 검토하시오. 이음부의 계수하중에 의한 소요강도는 $M_u = 200 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $V_u = 250 \text{ kN}$, $P_u = 3,000 \text{ kN}$ 이고, 강재는 SM 355이며, 고장력볼트는 M20(F10T, 표준구멍)이다. 또한 이음부 단부의 면을 절삭마감하여 밀착되는 경우로 하며, 계수하중에 의한 소요강도의 1/2은 접촉면에 의해 직접 응력이 전달되는 것(메탈터치 50%)으로 설계한다.

[풀이]

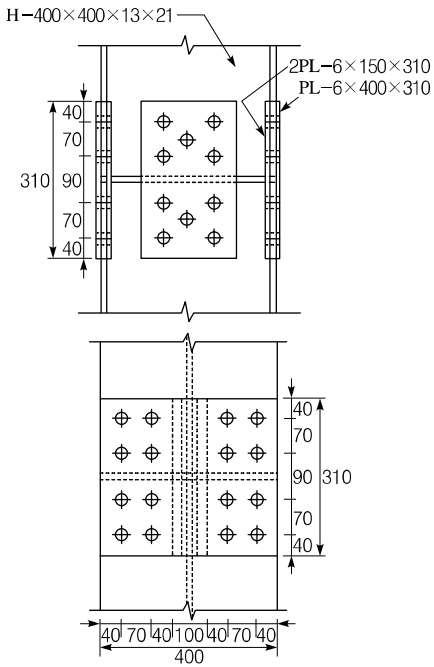


그림 10.28 연습문제 2)

- (1) 플랜지 이음판의 소요압축강도 (메탈터치 적용)

- ① 존재응력: 플랜지 이음부의 계수하중에 의한 소요강도

$$\begin{aligned}P_u &= P_{fu} = P_{cu} \frac{A_f}{A_g} + \frac{M_u}{d - t_f} \\ &= 3,000 \times \frac{400 \times 21}{21,870} + \frac{200 \times 10^3}{400 - 21} = 1,152 + 528 = 1,680 \text{ kN}\end{aligned} \quad (10.17a)$$

- ② 부재 설계강도 50%

$$\phi_b M_n = 0.9 Z F_y = 0.9 \times 3.67 \times 10^6 \times 345 \times 10^{-6} = 1,140 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(10.13)

$$\begin{aligned}P_u &= P_{fu} = \frac{\phi_c P_n}{2} \frac{A_f}{A_g} + \frac{\phi_b M_n / 2}{d - t_f} \\ &= \frac{1}{2} \phi_c F_y A_f + \frac{\phi_b M_n / 2}{d - t_f} \leq \phi_c F_y A_f \\ &= \frac{1}{2} \times 0.9 \times 345 \times (400 \times 21) \times 10^{-3} + \frac{(1,140 \times 10^3) / 2}{400 - 21} \\ &= 1,304 + 1,504 = 2,808 \text{ kN} \leq \phi_c F_y A_f = 1,304 \times 2 = 2,608 \text{ kN}\end{aligned} \quad (10.17b)$$

- ③ 소요압축강도는 존재응력과 부재설계강도의 50% 중 큰 값으로 한다.

$$\text{이음부 소요압축강도 } P_u = (1,680, 2,608)_{\max} = 2,608 \text{ kN}$$

또한, 메탈터치이므로 산정한 값의 1/2을 이음부의 소요압축강도로 가정하여 설계할 수 있다.

이 경우는 부재설계강도의 50%가 존재응력의 1/2보다 크므로,

$$P_u = 2,608/2 = 1,304\text{kN}$$

따라서 메탈터치를 고려한 소요압축강도 $P_u = 1,304\text{kN}$ 으로 한다.

2) 플랜지 이음판 설계

외부 이음판 1장의 폭은 400mm, 내부 이음판 2장의 폭은 각각 150mm이다.

① 마찰접합에 의한 고장력볼트의 설계미끄럼강도(2면전단) 및 안전성 검토

$$\phi R_n = \phi \mu h_f T_o N_s = 1.0 \times 0.5 \times 1.0 \times 165 \times 2 = 165 \text{ kN/볼트} \quad (4.1)$$

$$\therefore \text{고장력볼트 8개에 대한 설계미끄럼강도} = 165 \times 8 = 1,320\text{kN}$$

$$\phi R_n = 1,320\text{kN} > P_u = 1,304\text{kN} \quad \text{O.K}$$

② 플랜지 이음판의 압축항복에 대한 안전성 검토

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi_c A_{gc} F_y = 0.9 \times [(400 + 2 \times 150) \times 6] \times 355 \times 10^{-3} \\ &= 1,341\text{kN} > P_u = 1,304\text{kN} \quad \text{O.K} \end{aligned}$$

[답] 안전함

- 3) 그림 10.29와 같이 2L-175×175×12(SM 275)에 고장력볼트 마찰접합된 큰 보와 작은 보 H-450×200×8×12(SM 275)에 소요전단력 $V_u = 250\text{kN}$ 이 작용하고 있을 때 다음의 접합부를 검토 하시오. 고장력볼트 M22(F10T)을 사용하고, 고장력볼트 설계볼트장력 $T_0 = 200\text{kN}$ 이다. 표준구멍을 사용하고, ㄱ형강 접합부재는 안전하다고 가정한다.

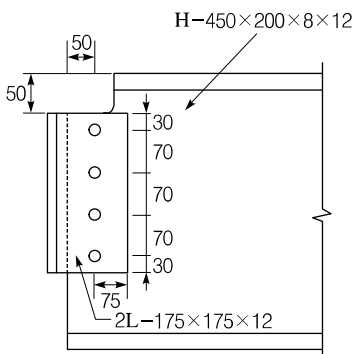


그림 10.29 연습문제 3)

가) 고장력볼트의 설계미끄럼강도

나) 보 웨브의 설계전단항복강도

다) 보 웨브의 설계전단파단강도

라) 보 웨브의 설계블록전단파단강도

[풀이]

가) M22(F10T)고장력볼트의 설계미끄럼강도(2면전단, 고장력볼트 4개)

$$\phi R_n = \phi \mu h_f T_o N_s = 1.0 \times 0.5 \times 1.0 \times 200 \times 2 = 200 \text{ kN}$$

$$\text{전체 고장력볼트 설계미끄럼강도} = 4 \times 200 = 800 \text{ kN} > V_u = 250 \text{ kN} \quad \text{O.K}$$

고장력볼트의 설계전단강도와 고장력볼트구멍의 설계지압강도가 V_u 이상임을 검토한다.

(검토과정 생략, 필요시 기술해야 함)

나) 보 웨브의 설계전단항복강도

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi (0.6 F_y) A_{gv} = 0.9 \times (0.6 \times 275) \times (450 - 50) \times 8 \times 10^{-3} \\ &= 475\text{kN} > 250\text{kN} \quad \text{O.K} \end{aligned}$$

다) 보 웨브의 설계전단파단강도

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi(0.6F_u)A_{nv} = 0.75 \times (0.6 \times 410) \times (450 - 50 - 4 \times 24) \times 8 \times 10^{-3} \\ &= 448.7 \text{ kN} > 250 \text{ kN} \quad \text{O.K.}\end{aligned}$$

라) 보 웨브의 설계블록전단파단강도

$$A_{gv} = (30 + 3 \times 70) \times 8 = 1,920 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = (30 + 3 \times 70 - 3.5 \times 24) \times 8 = 1,248 \text{ mm}^2$$

$$A_{gt} = 50 \times 8 = 400 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = (50 - 0.5 \times 24) \times 8 = 304 \text{ mm}^2$$

$$U_{bs} = 1.0 (\text{인장응력이 일정})$$

$$U_{bs}F_uA_{nt} = 1.0 \times 410 \times 304 \times 10^{-3} = 124.6 \text{ kN}$$

$$0.6F_uA_{nv} = 0.6 \times 410 \times 1,248 \times 10^{-3} = 307.0 \text{ kN}$$

$$0.6F_yA_{gv} = 0.6 \times 275 \times 1,920 \times 10^{-3} = 316.8 \text{ kN}$$

$$0.6F_uA_{nv} + U_{bs}F_uA_{nt} = 307.0 + 124.6 = 431.6 \text{ kN}$$

$$0.6F_yA_{gv} + U_{bs}F_uA_{nt} = 316.8 + 124.6 = 441.4 \text{ kN}$$

$$\text{식(5.6)에서 } R_n = 0.6F_uA_{nv} + U_{bs}F_uA_{nt} < 0.6F_yA_{gv} + U_{bs}F_uA_{nt} \text{ 이므로}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 431.6 = 323.7 \text{ kN} > 250 \text{ kN} \quad \text{O.K.}$$

[답] 모두 안전함

- 4) 그림 10.30과 같이 두께 8mm 웨브 이음판에 고장력볼트 마찰접합된 큰 보 H-446×199×8×12(SM 275)과 작은 보 H-400×200×8×13(SM 275)에 소요전단력 $V_u = 200 \text{ kN}$ 이 작용하고 있을 때 다음의 접합부를 검토하시오. 고장력볼트 M22(F10T)을 사용하고, 고장력볼트 설계볼트장력 $T_0 = 200 \text{ kN}$ 이다. 표준구멍을 사용한다.

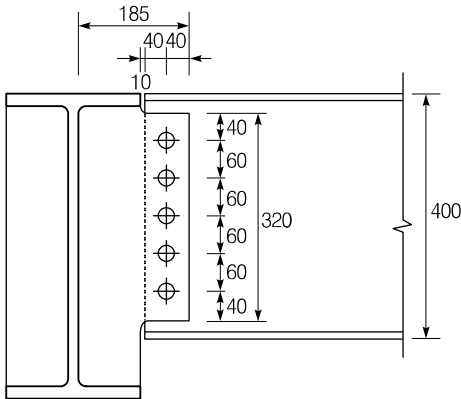


그림 10.30 연습문제 4)

가) 고장력볼트의 설계미끄럼강도

나) 보 웨브의 설계전단항복강도

다) 보 웨브의 설계전단파단강도

라) 웨브 이음판의 설계전단항복강도

마) 웨브 이음판의 설계전단파단강도

바) 웨브 이음판의 의 설계블록전단파단강도

[풀이]

가) M22(F10T)고장력볼트의 설계미끄럼강도(1면전단, 고장력볼트 5개)

$$\phi R_n = \phi \mu h_f T_o N_s = 1.0 \times 0.5 \times 1.0 \times 200 \times 1 = 100 \text{ kN}$$

$$\text{전체 고장력볼트 설계미끄럼강도} = 5 \times 100 = 500 \text{ kN} > V_u = 200 \text{ kN} \quad \text{O.K}$$

고장력볼트의 설계전단강도와 고장력볼트구멍의 설계지압강도가 V_u 이상임을 검토한다.

(검토과정 생략, 필요시 기술해야 함)

나) 보 웨브의 설계전단항복강도

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi(0.6F_y)A_{gv} = 0.9 \times (0.6 \times 275) \times 400 \times 8 \times 10^{-3} \\ &= 475.2 \text{ kN} > 200 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{O.K}$$

다) 보 웨브의 설계전단파단강도

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi(0.6F_u)A_{nv} = 0.75 \times (0.6 \times 410) \times (400 - 5 \times 24) \times 8 \times 10^{-3} \\ &= 413.3 \text{ kN} > 200 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{O.K}$$

라) 웨브 이음판의 설계전단항복강도

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi(0.6F_y)A_{gv} = 0.9 \times (0.6 \times 275) \times 320 \times 8 \times 10^{-3} \\ &= 380.2 \text{ kN} > 200 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{O.K}$$

마) 웨브 이음판의 설계전단파단강도

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi(0.6F_u)A_{nv} = 0.75 \times (0.6 \times 410) \times (320 - 5 \times 24) \times 8 \times 10^{-3} \\ &= 295.2 \text{ kN} > 250 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{O.K}$$

바) 웨브 이음판의 설계블록전단파단강도

$$A_{gv} = (40 + 4 \times 60) \times 8 = 2,240 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = (40 + 4 \times 60 - 4.5 \times 24) \times 8 = 1,376 \text{ mm}^2$$

$$A_{gt} = 40 \times 8 = 320 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = (40 - 0.5 \times 24) \times 8 = 224 \text{ mm}^2$$

$$U_{bs} = 1.0 (\text{인장응력이 일정})$$

$$U_{bs} F_u A_{nt} = 1.0 \times 410 \times 224 \times 10^{-3} = 91.8 \text{ kN}$$

$$0.6 F_u A_{nv} = 0.6 \times 410 \times 1,376 \times 10^{-3} = 338.5 \text{ kN}$$

$$0.6 F_y A_{gv} = 0.6 \times 275 \times 2,240 \times 10^{-3} = 369.6 \text{ kN}$$

$$0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} = 338.5 + 91.8 = 430.3 \text{ kN}$$

$$0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} = 369.6 + 91.8 = 461.4 \text{ kN}$$

$$\text{식(5.6)에서 } R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs}F_u A_{nt} < 0.6F_y A_{gv} + U_{bs}F_u A_{nt} \text{ 이므로}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 430.3 = 322.7\text{kN} > 200\text{kN} \quad \text{O.K}$$

[답] 모두 안전함

- 5) 그림 10.31과 같은 주각이 중심축하중 $P_u = 4,000\text{kN}$ 을 받을 때 베이스플레이트(SM 355)를 설계하시오. 기둥 H-350×350×12×19(SM 355), 기초면적 $2,000 \times 2,000\text{mm}^2$, 콘크리트 압축강도 $f_{ck} = 21\text{N/mm}^2$ 이다.

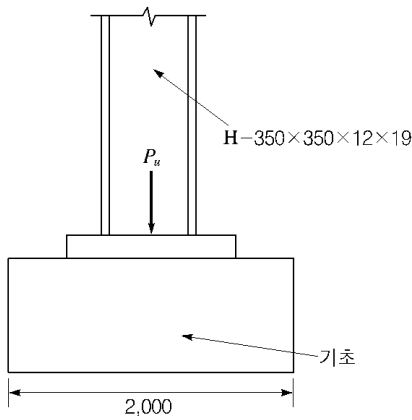


그림 10.31 연습문제 5)

[풀이]

- (1) 베이스플레이트 크기 결정

- ① 최소 베이스플레이트 크기 결정

콘크리트 지지부분 최대면적(A_2)이 베이스플레이트의 면적(A_1)에 대하여

$$\sqrt{A_2 / A_1} = 2 \text{ 가 되도록 가정하면}$$

$$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c(0.85f_{ck})\sqrt{A_2/A_1}} = \frac{4,000 \times 10^3}{0.65 \times 0.85 \times 21 \times 2} = 172 \times 10^3 \text{mm}^2$$

$$\sqrt{A_2 / A_1} = 2 \text{ 로 가정하였으므로,}$$

$$A_2 = 4A_1 = 4 \times 172 \times 10^3 = 688 \times 10^3 \text{mm}^2$$

$$\text{기초 면적} = 2,000 \times 2,000 = 4,000 \times 10^3 \text{mm}^2 > A_2 \quad \text{O.K}$$

베이스플레이트는 기둥보다 커야 하므로,

$$A_1 > d b_f$$

$$172 \times 10^3 \text{mm}^2 > (350 \times 350 = 122.5 \times 10^3 \text{mm}^2) \quad \text{O.K}$$

∴ 최소 베이스플레이트 면적을 $A_1 = 172 \times 10^3 \text{mm}^2$ 으로 가정함.

- ② 최적 베이스플레이트 크기 결정

$$\Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2} = \frac{0.95 \times 350 - 0.8 \times 350}{2} = 26.25\text{mm}$$

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta = \sqrt{172 \times 10^3} + 26.25 = 441\text{mm} \rightarrow 450\text{mm} \quad (10.29)$$

$$B = A_1 / N = (172 \times 10^3) / 450 = 382\text{mm} \rightarrow 450\text{mm}$$

$$B \times N = 450\text{mm} \times 450\text{mm} = 202.5 \times 10^3 \text{mm}^2 > 172 \times 10^3 \text{mm}^2 \quad \text{O.K}$$

∴ 최적 베이스플레이트 크기를 $B \times N = 450\text{mm} \times 450\text{mm}$ 로 결정함.

- 2) 베이스플레이트의 설계지압강도 검토

콘크리트 지지부분 최대면적을 기초 면적으로 가정하면,

$$\sqrt{A_2/A_1} = \sqrt{(2,000 \times 2,000)/(450 \times 450)} = 4.44 > 2$$

N.G.

따라서, 콘크리트 지지부분 최대면적은 기초 면적보다 작아야 하며 $\sqrt{A_2/A_1} = 2$ 를 만족해야 한다.

$$\begin{aligned}\phi_c P_p &= \phi_c 0.85 f_{ck} A_1 \sqrt{A_2/A_1} = \phi_c 0.85 f_{ck} (BN)(2) \\ &= 0.65 \times 0.85 \times 21 \times 450 \times 450 \times 2 \times 10^{-3} \\ &= 4,699 \text{ kN} > 4,000 \text{ kN}\end{aligned}\quad \text{O.K}$$

3) 베이스플레이트의 소요판 두께 산정

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{450 - 0.95 \times 350}{2} = 58.8 \text{ mm} \quad (10.32)$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} = \frac{450 - 0.8 \times 350}{2} = 85 \text{ mm} \quad (10.33)$$

$$X = \frac{4db_f}{(d+b_f)^2} \frac{P_u}{\phi_c P_p} = \frac{4 \times 350 \times 350}{(350+350)^2} \times \frac{4,000}{4,699} = 0.851 \quad (10.36)$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1-X}} = \frac{2\sqrt{0.851}}{1 + \sqrt{1-0.851}} = 1.331 > 1.0 \rightarrow 1.0 \quad (10.35)$$

$$\lambda_n' = \frac{\lambda \sqrt{db_f}}{4} = \frac{1.0 \sqrt{350 \times 350}}{4} = 87.5 \text{ mm} \quad (10.34)$$

l 은 m , n , λ_n' 값 중 최댓값 87.5mm 이다(식(10.31)).

$$t_{bp} \geq l \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_y BN}} \quad (10.30)$$

$$= 87.5 \sqrt{\frac{2 \times 4,000,000}{0.9 \times 345 \times 450 \times 450}} = 31.2 \text{ mm} \rightarrow 35 \text{ mm}$$

\therefore 베이스플레이트 PL-35×450×450 사용

[답] PL-37×500×500 사용

11장 트러스

- 1) 그림 11.17과 같은 트러스 접합부에 인장력 $P=300\text{kN}$ 이 작용할 때, 용접길이 l_1 , l_2 를 구하시오. 사재는 $L-120 \times 120 \times 8$ (SM 275)을 사용하고, 필릿사이즈는 8mm 로 한다. 용접부는 용접재 강도만을 고려하여 설계한다(용접재 인장강도, $F_w = 420\text{N/mm}^2$).

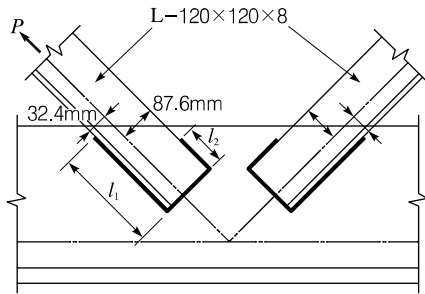


그림 11.17 연습문제 1

[풀이]

- (1) 힘과 토크부분에 작용하는 하중

$$\text{힘: } P_1 = 300 \times 87.6 / 120 = 219\text{kN}$$

$$\text{토크: } P_2 = 300 \times 32.4 / 120 = 81\text{kN}$$

- (2) 용접길이

$$\text{필릿용접사이즈 } s = 8\text{mm}$$

$$\begin{aligned} l_1 &= \frac{P_1}{0.7s(\phi_w F_w)} + 2s \\ &= \frac{219 \times 10^3}{0.7 \times 8(0.75 \times 0.6 \times 420)} + 2 \times 8 \\ &= 222.9\text{mm} \rightarrow 230\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l_2 &= \frac{81 \times 10^3}{0.7 \times 8(0.75 \times 0.6 \times 420)} + 2 \times 8 \\ &= 92.53\text{mm} \rightarrow 100\text{mm} \end{aligned}$$

[답] $l_1 = 230\text{mm}$, $l_2 = 100\text{mm}$

- 2) 그림 11.18과 같은 트러스 접합부에 축방향력 $P_1 = 190\text{kN}$, $P_2 = 300\text{kN}$ 이 작용할 때, 사재 ①, ②의 고장력볼트 접합부를 설계하시오. 거셋플레이트 두께는 10mm , 사용되는 고장력볼트는 M16(F10T)이며 사용된 강재는 SM 275이다.

[풀이]

- (1) 마찰접합에 의한 고장력볼트 1개의 설계미끄럼강도 산정

$$\phi R_n = \phi(\mu h_f T_o N_s) = 1.0 \times 0.5 \times 1.0 \times 106 \times 2 = 106\text{kN}$$

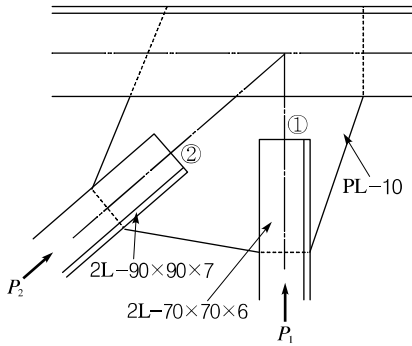


그림 11.18 연습문제 2

(2) 필요 고장력볼트 수 산정

① 1번 부재

$$n_1 = \frac{P_{u1}}{\phi R_n} = \frac{190}{106} = 1.79 \rightarrow 2 \text{ 개}$$

② 2번 부재

$$n_2 = \frac{P_{u2}}{\phi R_n} = \frac{300}{106} = 2.83 \rightarrow 3 \text{ 개}$$

∴ 부재 ①에는 2-M16(F10T), 부재 ②에는 3-M16(F10T)를 사용.

[답] 사재 ① : 2-M16(F10T)

사재 ② : 3-M16(F10T)

3) 그림 11.19와 같은 접합에서 거셋플레이트가 받을 수 있는 계수인장력 P_u 을 구하시오. 거셋플레이트의 두께는 9mm 이고 사용된 강재는 SM 275, 고장력볼트는 M16(F10T)이다.

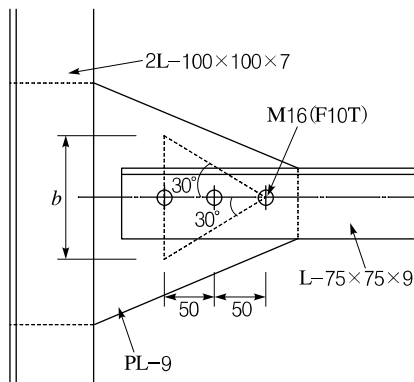


그림 11.19 연습문제 3

[풀이]

(1) 거셋플레이트 유효폭

$$b = (100 \times \tan 30^\circ) \times 2 = 115.5 \text{ mm}$$

(2) 거셋플레이트의 내력산정

인장항복

$$\begin{aligned} \phi_t P_n &= 0.9 (A_g F_y) \\ &= 0.9 \times 115.5 \times 9 \times 275 \times 10^{-3} = 257.3 \text{ kN} \end{aligned}$$

인장파단

$$\begin{aligned} \phi_t P_n &= 0.75 (A_n F_u) \\ &= 0.75 \times (115.5 - 18) \times 9 \times 410 \times 10^{-3} \\ &= 269.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

인장항복과 인장파단 중 작은값이 거셋플레이트가 받을 수 있는 계수인장력이다.

$$\therefore P_u = 257.3 \text{ kN}$$

[답] 257.3kN