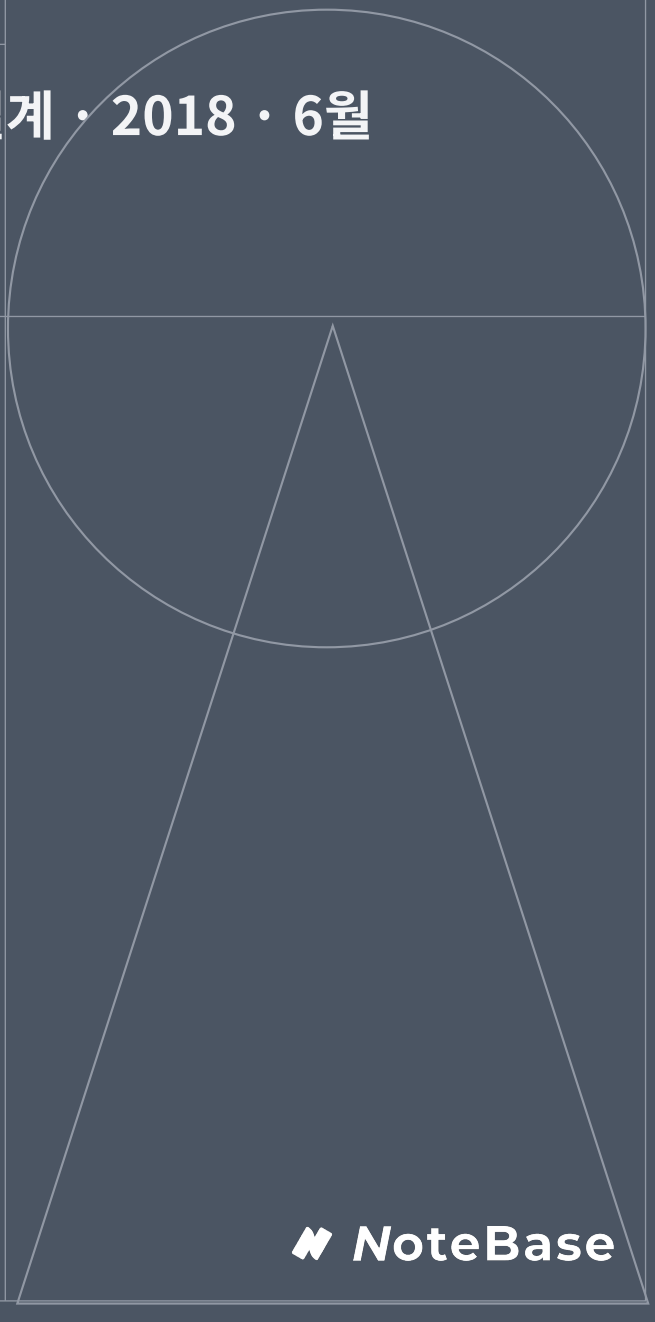
기출OX 해설집

공무원/서울시/9급 · 토목설계 · 2018 · 6월



NoteBase

기출OX 해설집

공무원/서울시/9급 · 토목설계 · 2018 · 6월

공무원/서울시/9급 · 토목설계 · 2018 · 6월

문 1. 단철근 직사각형 단면의 공칭휨강도(M_n)가 360kN·m인 경우 단면의 유효깊이(d)는 약 얼마인가? (단, $f_{ck} = 24$MPa, $f_y = 350$MPa, $b_w = 280$mm, $A_s = 2,160$mm^2)

① 383.4mm

② 436.4mm

③ 490.4mm

④ 542.4mm

정답 4번

간단한 해설

공칭휨강도는 인장력과 압축력 사이의 **팔길이**에 인장철근의 힘을 곱한 값이다. 팔길이에 압축응력블록 깊이의 절반을 더하면 유효깊이는 **약 542.4 mm**가 된다.

NoteBase

계산 과정

1. 적용 관계와 단위: 유효깊이 d는 압축측 최외단에서 인장철근 도심까지의 거리이다. 인장철근이 항복하는 단철근 직사각형 단면에서는 콘크리트의 인장저항을 무시하고, 철근의 인장력과 콘크리트의 압축력이 평형을 이룬다고 본다. 주어진 값은 $f_{ck} = 24$ MPa, $f_y = 350$ MPa, $b_w = 280$ mm, $A_s = 2{,}160$ mm^{2}이다. 1 MPa = 1 N/mm^{2}이므로 힘은 N, 길이는 mm로 통일하고, 360 kN·m는 360,000,000 N·mm로 바꾼다. 주어진 값은 **공칭휨강도**이므로 강도감소계수를 적용하지 않는다.

2. 압축응력블록 깊이: 철근의 인장력은 $T = A_s f_y$이므로 2,160 × 350 = 756,000 N이다. 등가직사각형 압축응력블록의 깊이를 a라 하면 압축력은 $C = 0.85 f_{ck} b_w a$이다. **압축력과 인장력이 같아야** 하므로 $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b_w}$이다. 수치를 넣으면 $a = \frac{756{,}000}{0.85 \cdot 24 \cdot 280} \approx 132.35$mm이다.

3. 내부 힘의 팔길이: 압축력은 직사각형 응력블록의 도심에 작용하므로 압축측 최외단에서 $a/2$만큼 떨어져 있다. 인장력은 인장철근 도심에 작용하므로 두 힘 사이의 팔길이는 **유효깊이에서 압축력 작용위치까지의 깊이를 뺀 거리**인 $z = d - \frac{a}{2}$이다. 따라서 $M_n = A_s f_y z$이고, $z = \frac{360{,}000{,}000}{756{,}000} \approx 476.19$mm이다.

4. 유효깊이: $d = z + \frac{a}{2}$이므로 $d \approx 476.19 + \frac{132.35}{2} = 542.365$mm이다. 따라서 유효깊이는 약 542.4 mm이며, ④의 값과 일치한다.

NoteBase

문 2. 휨설계 일반 원칙에 대한 설명으로 가장 옳지 않은 것은?

① 균형 변형률 상태는 인장 철근이 설계기준 항복 강도 f_y에 대응하는 변형률에 도달하고 동시에 압축 콘크리트가 가정된 극한 변형률 0.003에 도달할 때이다.

② 압축 지배 변형률 한계는 균형 변형률 상태에서 인장 철근의 순인장 변형률과 같다.

③ 휨부재의 최소 허용 변형률은 f_y≤400MPa인 경우에 0.004이고, $f_y > 400$MPa인 경우에는 철근 항복 변형률의 2배이다.

④ 철근의 항복 강도가 400MPa를 초과하는 경우에는 인장 지배 변형률 한계를 철근 항복 변형률의 2배로 한다.

정답 4번

간단한 해설

항복강도가 400 MPa를 초과할 때 인장지배 변형률 한계는 **철근 항복변형률의 2.5배**이다. ④의 2배는 **휨부재의 최소 허용 변형률**에 해당한다.

선지별 해설

① O: 균형변형률 상태는 **인장철근의 항복과 압축 콘크리트의 극한변형률 도달이 동시에 일어나는 상태**이다. 이 문항의 기준에서는 인장철근 변형률이 항복변형률 ε_y에 도달할 때 압축연단 콘크리트의 변형률도 0.003에 도달한다. 철근의 항복과 콘크리트의 압축파괴 중 어느 것이 먼저 일어나는지를 구분하는 경계가 된다.

② O: 압축지배 변형률 한계는 **균형변형률 상태의 인장철근 순인장변형률**, 즉 철근 항복변형률 ε_y이다. 압축연단 콘크리트가 극한변형률에 도달했을 때 최외단 인장철근의 순인장변형률 ε_t가 이 한계 이하이면 압축지배단면으로 분류한다.

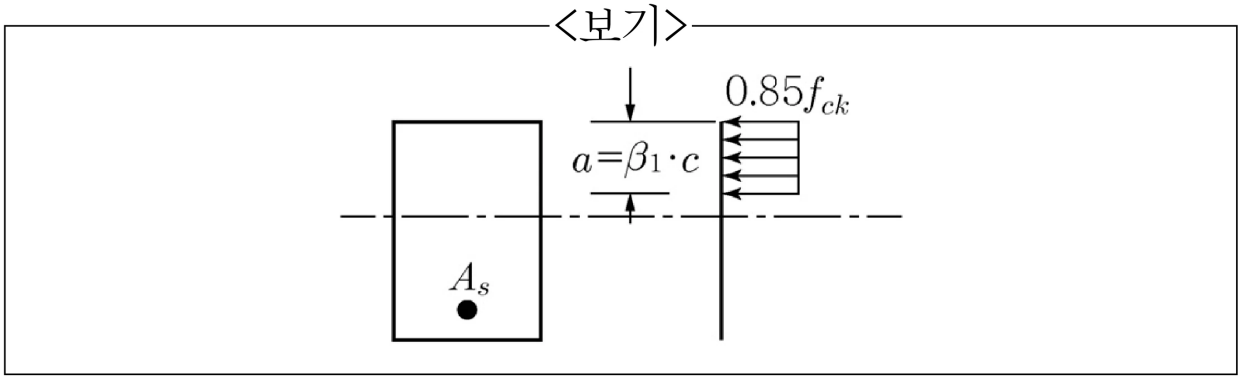
③ O: 휨부재의 최소 허용 변형률은 압축 콘크리트가 극한변형률에 도달하기 전에 인장철근이 항복하여 **항복 후 변형능력을 확보하도록 하는 하한**이다. 철근의 항복강도가 400 MPa 이하이면 최외단 인장철근의 순인장변형률이 0.004 이상이어야 하고, 400 MPa를 초과하면 $2\varepsilon_y$ 이상이어야 한다.

④ X: 압축연단 콘크리트가 극한변형률에 도달했을 때 최외단 인장철근의 순인장변형률이 인장지배 변형률 한계 이상이면 인장지배단면이다. 이 한계는 철근의 항복강도가 400 MPa 이하일 때 0.005이고, 400 MPa를 초과할 때는 **항복변형률의 2.5배**이다. 따라서 선지의 2배는 2.5배로 고쳐야 한다. 최소 허용 변형률은 휨부재에 필요한 변형능력의 하한이고, 인장지배 변형률 한계는 그보다 더 큰 변형능력을 갖춘 단면을 구분하는 기준이다.

NoteBase

문 3. <보기>와 같은 균형 단면의 직사각형보에서 설계기준강도 f_{ck}가 33MPa이라면 계수 β_1은? (단, c는 압축측 연단에서 중립축까지 거리이다.)

<보기>



① 0.850

② 0.815

③ 0.746

④ 0.650

정답 2번

간단한 해설

이 문제에 적용하는 기준에서는 28 MPa를 넘는 강도 1 MPa마다 계수를 **0.007씩 감소**시킨다. 33 MPa는 28 MPa보다 5 MPa 높으므로, 0.85에서 0.035를 뺀 계수는 **0.815**이다.

계산 과정

계수의 의미: 그림에서 $a = \beta_1 c$이며, a는 등가 직사각형 압축응력블록의 깊이, c는 압축측 연단에서 중립축까지의 거리이다. 따라서 β_1은 **중립축 깊이에 대한 응력블록 깊이의 비**로, 단위가 없다.

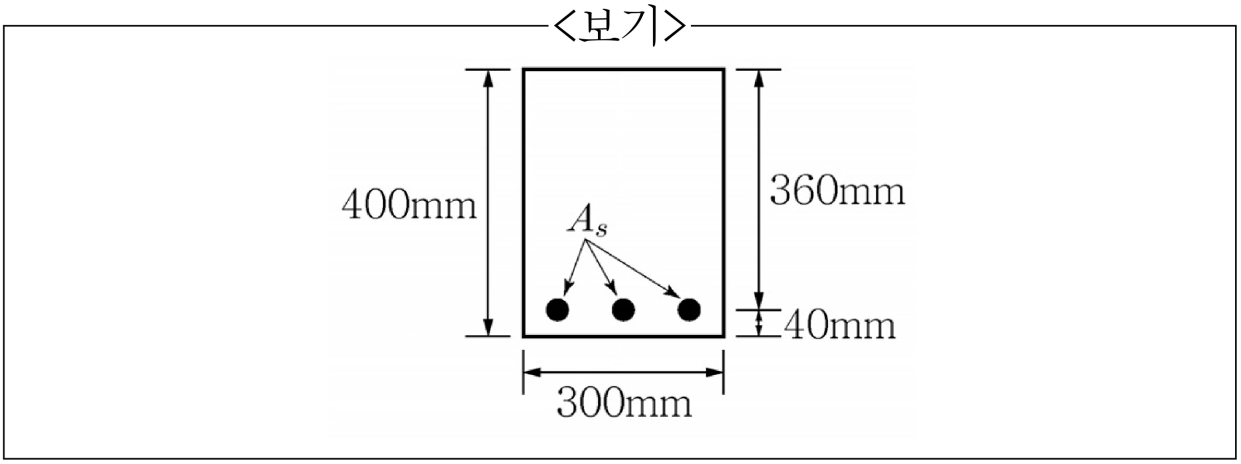
강도에 따른 규칙: 이 문제에 적용하는 기준에서는 설계기준강도 f_{ck}가 28 MPa 이하이면 $\beta_1 = 0.85$이다. 28 MPa를 초과하면 **초과분 1 MPa마다 0.007씩 감소**시키되, 0.65보다 작게 하지 않는다. 강도를 MPa 단위로 대입하면 $\beta_1 = 0.85 - 0.007(f_{ck} - 28)$로 계산한다.

수치 대입: 주어진 강도는 33 MPa이므로 기준 강도 초과분은 $33 - 28 = 5$ MPa이다. 계수의 감소량은 $0.007 \times 5 = 0.035$이므로 $\beta_1 = 0.85 - 0.035 = 0.815$이다. 이 값은 하한 0.65보다 크므로 그대로 적용하며, ②의 0.815와 일치한다.

NoteBase

문 4. <보기>와 같이 단철근 직사각형 철근콘크리트 보의 휨균열을 일으키는 휨모멘트(M_{cr})는 약 얼마인가? (단, 콘크리트의 파괴계수(f_r)는 3.0MPa이다.)

<보기>



① 20kN · m

② 22kN · m

③ 24kN · m

④ 26kN · m

정답 3번

간단한 해설

휨균열은 콘크리트 인장연단의 응력이 파괴계수에 도달할 때 발생한다. **전체 높이 400 mm**로 구한 단면계수에 파괴계수 3.0 MPa를 곱하면 균열모멘트는 **24 kN · m**이다.

NoteBase

계산 과정

1. 단면 치수: 그림에서 폭은 $b = 300\text{mm}$, 전체 높이는 $h = 400\text{mm}$이다. 360 mm는 상단에서 인장철근 중심까지의 유효깊이이고, 40 mm는 철근 중심에서 하단까지의 거리이다. 균열모멘트 계산에는 **철근을 무시한 콘크리트 총단면**을 사용하므로 전체 높이 400 mm를 적용한다.

2. 균열 발생 조건: 균열이 생기기 전의 탄성 휨응력은 $\sigma_t = \frac{My_t}{I_g}$이다. 여기서 I_g는 콘크리트 총단면의 도심축에 대한 단면2차모멘트이고, y_t는 그 도심축에서 인장연단까지의 거리이다. 인장연단 응력이 파괴계수 f_r에 도달하면 균열이 시작되므로 $M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$로 구한다.

3. 단면계수 계산: 직사각형에서 $I_g = \frac{bh^3}{12}$, $y_t = \frac{h}{2} = 200\text{mm}$이다. 따라서 단면계수는 $S = \frac{I_g}{y_t} = \frac{bh^2}{6}$이고, 치수를 대입하면 $S = \frac{300 \cdot 400^2}{6}$, 즉 $8 \cdot 10^6 \text{mm}^3$이다. 이 값은 인장연단 응력과 휨모멘트를 연결하는 단면의 기하학적 특성이다.

4. 균열모멘트 계산: 주어진 파괴계수는 $f_r = 3.0\text{N/mm}^2$이므로 $M_{cr} = f_r S$에 대입하면 $M_{cr} = 24 \cdot 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$이다. $1\ \text{kN} \cdot \text{m} = 1{,}000{,}000\ \text{N} \cdot \text{mm}$이므로 균열모멘트는 $24\ \text{kN} \cdot \text{m}$이며, ③의 값과 일치한다.

NoteBase

문 5. 장변이 6m이고, 단변이 4m인 독립확대기초에서 단변 방향으로 배치할 총 철근량이 3,000mm^{2}이다. 이때 단변 방향으로 단변의 폭만큼 중앙 구간에 등간격으로 배치할 철근량은?

① 2,400mm^2
② 3,000mm^2
③ 1,500mm^2
④ 1,200mm^2

정답 1번

간단한 해설

장변과 단변의 길이비가 1.5이면, 단변 방향 철근의 **중앙 구간 배치비율**은 $\frac{2}{1.5+1} = 0.8$이다. 총 철근량 3,000 mm^{2}의 80%인 2,400 mm^{2}를 배치한다.

계산 과정

길이비 산정: 장변을 L, 단변을 B라 하면, 장단변비는 $\beta = \frac{L}{B} = \frac{6}{4} = 1.5$이다. 문제의 중앙 구간은 장변 6 m의 중앙에서 **단변 길이와 같은 폭 4 m**를 차지하는 구간이다.

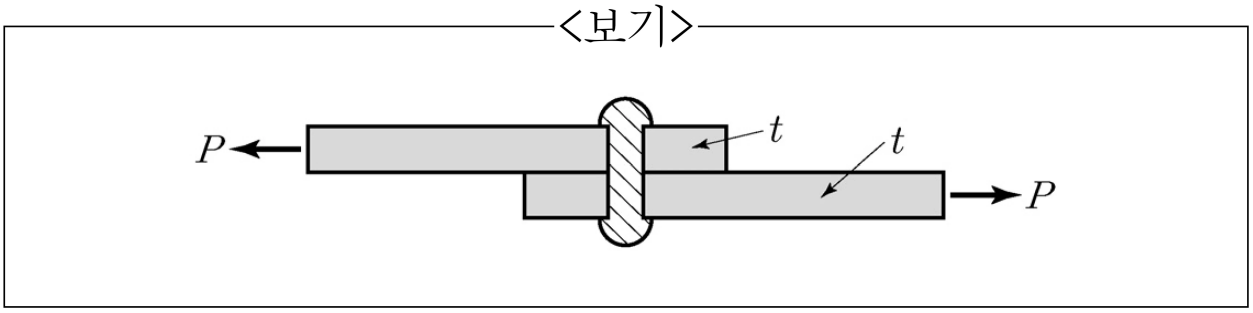
중앙 구간 배치비율: 직사각형 독립확대기초의 단변 방향 철근은 중앙 구간에 총 철근량의 $\frac{2}{\beta+1}$을 등간격으로 배치한다. 따라서 중앙 구간의 배치비율은 $\frac{2}{1.5+1} = 0.8$, 즉 80%이다. 이는 중앙 구간의 폭을 장변 길이로 나눈 단순한 폭의 비율이 아니라 **단변 방향 철근의 배분 규정에 따른 비율**이다.

중앙 구간 철근량: 단변 방향 총 철근량이 3,000 mm^{2}이므로, 중앙 구간에 배치할 철근량은 3,000 × 0.8 = 2,400 mm^{2}이다. 이 값은 ①의 2,400 mm^{2}와 일치한다.

NoteBase

문 7. <보기>와 같은 리벳이음에서 판이 지압에 의해 파괴되기 위한 판 두께 t는 얼마 이하인가? (단, 직경 ϕ=20mm, 허용 전단응력 v⊠=120MPa, 허용 지압응력 f_{ba}=300MPa이다.)

<보기>



① 6.28mm

② 7.53mm

③ 8.36mm

④ 9.83mm

정답 1번

간단한 해설

판의 지압내력이 리벳의 전단내력보다 작으면 판이 먼저 지압으로 파괴된다. 그림은 **단전단 이음**이므로 두 내력이 같아지는 한계 두께는 약 6.28 mm이며, 이보다 얇으면 지압이 지배한다.

NoteBase

계산 과정

이음의 전단면: 그림은 두 판을 겹쳐 리벳으로 연결한 형태이므로, 리벳이 잘리는 면은 두 판의 접촉면에 있는 **한 면**이다. 따라서 리벳의 전단 저항면적은 원형 단면 하나의 면적 $A_v = \frac{\pi \phi^2}{4}$이다.

리벳의 전단내력: 허용 전단응력에 전단 저항면적을 곱한다. $P_v = v_a \frac{\pi \phi^2}{4}$에 주어진 값을 대입하면 $P_v = 120 \cdot \frac{\pi \cdot 20^2}{4} = 12000\pi$N이다. 1 MPa = 1 N/mm^{2}이므로, 직경을 mm로 넣으면 하중은 N으로 구해진다.

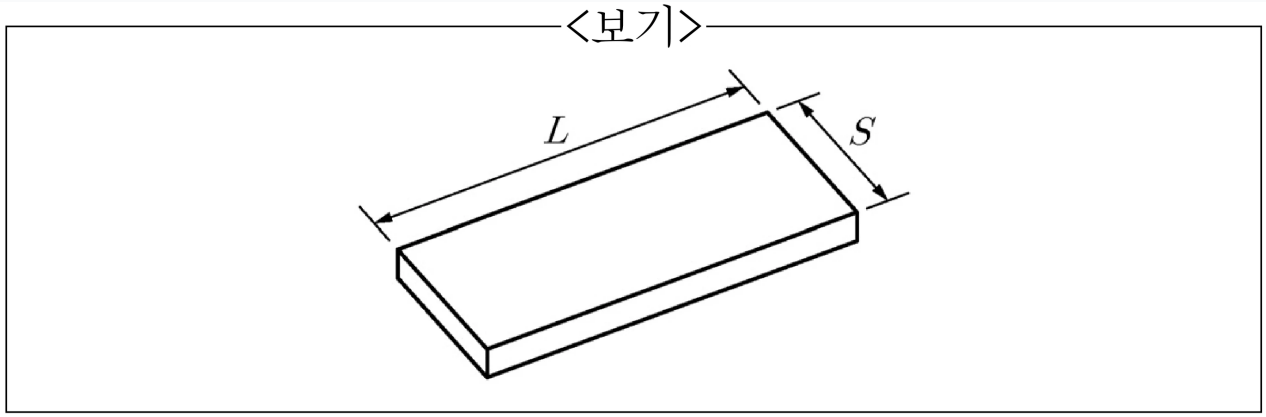
판의 지압내력: 지압은 리벳이 구멍 벽을 누르면서 발생한다. 지압 계산에는 곡면의 실제 접촉면적이 아니라 **직경과 판 두께를 곱한 투영면적** $A_b = \phi t$를 사용한다. 따라서 판 한 장의 지압내력은 $P_b = f_{ba} \phi t$이며, t를 mm 단위 수치로 넣으면 $P_b = 300 \cdot 20 \cdot t = 6000t$N이다. 두 판은 각각 같은 하중 P를 전달하므로 두 판의 지압면적을 더하지 않는다.

한계 두께: 판의 지압이 리벳의 전단보다 먼저 또는 동시에 한계에 도달하는 조건은 $P_b \le P_v$이다. 이를 정리하면 $t \le \frac{\pi \phi v_a}{4 f_{ba}}$이고, 수치를 대입하면 $t \le \frac{\pi \cdot 20 \cdot 120}{4 \cdot 300}$mm이다. 따라서 t≤2π mm≈6.28 mm로, 선택지 ①의 6.28 mm가 한계값이다. 경계에서는 두 내력이 같고, 그보다 얇으면 판의 지압내력이 더 작아 지압이 지배한다.

NoteBase

문 8. <보기>와 같이 단순지지된 2방향 슬래브에 등분포하중 w가 작용할 때 긴 변이 부담하는 하중 w_L과 짧은 변이 부담하는 하중 w_S에 대한 식으로 가장 옳은 것은? (단, L은 2방향 슬래브의 긴 변 길이, S는 2방향 슬래브의 짧은 변 길이를 나타낸다.)

<보기>



① $w_L = \frac{L^2}{L^2+S^2}w,\ w_S = \frac{S^2}{L^2+S^2}w$

② $w_L = \frac{S^2}{L^2+S^2}w,\ w_S = \frac{L^2}{L^2+S^2}w$

③ $w_L = \frac{L^4}{L^4+S^4}w,\ w_S = \frac{S^4}{L^4+S^4}w$

④ $w_L = \frac{S^4}{L^4+S^4}w,\ w_S = \frac{L^4}{L^4+S^4}w$

정답 4번

간단한 해설

두 방향이 교차하는 중앙점의 **처짐이 같아야 하므로** 분담하중은 경간 길이의 네제곱에 반비례한다. 따라서 긴 경간 방향의 하중은 $w_L = \frac{S^4}{L^4+S^4}w$, 짧은 경간 방향의 하중은 $w_S = \frac{L^4}{L^4+S^4}w$가 된다.

NoteBase

계산 과정

1. 하중 분담의 조건: 슬래브를 긴 경간 L 방향과 짧은 경간 S 방향으로 교차하는 단위 폭의 띠로 나누어 생각한다. 각 띠를 휨강성 EI가 같은 단순보로 보고 비틀림의 영향을 무시하는 근사이다. E는 탄성계수, I는 단위 폭 띠 단면의 단면2차모멘트이다. 두 방향의 분담하중을 합하면 전체 등분포하중이므로 $w_L + w_S = w$이다.

2. 처짐의 적합조건: 등분포하중을 받는 단순보의 중앙 처짐은 하중과 경간 길이의 네제곱에 비례한다. 긴 경간 방향은 $\delta_L = \frac{5w_L L^4}{384EI}$, 짧은 경간 방향은 $\delta_S = \frac{5w_S S^4}{384EI}$이다. 두 띠는 같은 슬래브의 중앙점에서 교차하므로 **중앙 처짐이 서로 같아야 한다**. 따라서 $w_L L^4 = w_S S^4$이다.

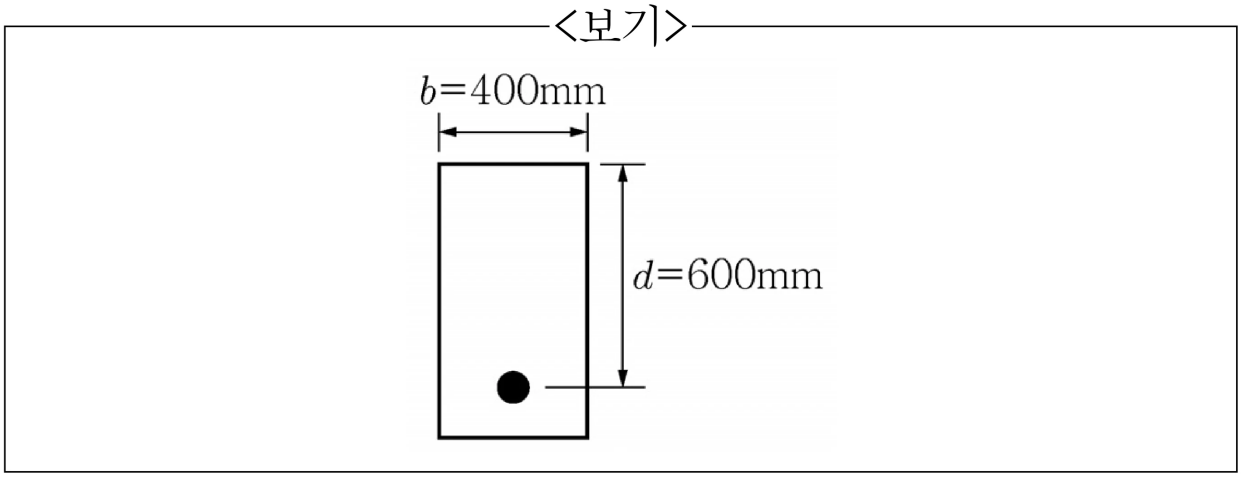
3. 분담비의 의미: 처짐 조건을 정리하면 $\frac{w_L}{w_S} = \frac{S^4}{L^4}$이다. 즉, 하중 분담비는 **경간 길이의 네제곱에 반비례**한다. $L > S$이므로 긴 경간 방향보다 짧은 경간 방향이 더 많은 하중을 부담한다. 제곱을 사용하는 식이나 긴 경간 방향에 더 큰 하중을 배분하는 식은 이 조건을 만족하지 않는다.

4. 분담하중의 산정: $w_L = \frac{S^4}{L^4} w_S$를 하중의 합 조건에 대입하면 $\left(1 + \frac{S^4}{L^4}\right) w_S = w$이다. 이를 풀면 $w_S = \frac{L^4}{L^4 + S^4} w$이고, 나머지 하중은 $w_L = \frac{S^4}{L^4 + S^4} w$이다. 두 계수는 무차원이므로 분담하중의 단위는 주어진 w와 같으며, 이 두 식은 ④와 일치한다.

NoteBase

문 9. <보기>의 단면을 가진 철근콘크리트 보가 정모멘트 작용 시 휨 극한상태에서 순인장변형률 $\varepsilon_t = 0.006$ 이 발생한다고 할 때 콘크리트 압축력 계산을 위한 등가직사각형 응력 깊이 a는? (단, $f_{ck} = 24\text{MPa}$이다.)

<보기>



① 150mm

② 170mm

③ 200mm

④ 235mm

정답 2번

간단한 해설

압축연단의 극한변형률 0.003과 순인장변형률 0.006의 비로 구한 중립축 깊이는 200 mm이다. 여기에 **응력블록 깊이 계수 0.85**를 곱하면 등가직사각형 응력 깊이는 170 mm이다.

NoteBase

계산 과정

단면과 변형률 조건: 정모멘트가 작용하므로 보의 위쪽은 압축을 받고 아래쪽 철근은 인장을 받는다. 그림에서 압축연단부터 인장철근 중심까지의 유효깊이는 $d = 600\text{mm}$이다. 압축연단부터 중립축까지의 거리를 c라 하면, 중립축부터 인장철근까지의 거리는 $d - c$이다. 휨 극한상태에서 콘크리트 압축연단의 변형률은 $\varepsilon_{cu} = 0.003$, 인장철근의 순인장변형률은 주어진 $\varepsilon_t = 0.006$을 사용한다.

중립축 깊이 계산: 평면유지 가정에 따라 **변형률은 중립축으로부터의 거리에 비례**한다. 따라서 $\frac{0.003}{c} = \frac{0.006}{600 - c}$ 이며, 이를 정리하면 $c = \frac{0.003 \cdot 600}{0.003 + 0.006} = 200\text{mm}$이다. 이 값은 실제 변형률이 0이 되는 중립축의 깊이이다.

등가직사각형 응력 깊이 계산: 실제 콘크리트 압축응력 분포를 등가직사각형 응력블록으로 나타낼 때 깊이는 $a = \beta_1 c$이다. 콘크리트 압축강도가 28 MPa 이하이면 $\beta_1 = 0.85$를 적용하므로, 주어진 $f_{ck} = 24\text{MPa}$에서도 이 값을 쓴다. 따라서 $a = 0.85 \cdot 200 = 170\text{mm}$이다. **중립축 깊이 200 mm와 응력블록 깊이 170 mm를 구별**해야 한다.

계산된 등가직사각형 응력 깊이 170 mm는 ②의 값과 일치한다.

NoteBase

문 10. 콘크리트의 크리프계수 보정과 직접적으로 관련이 없는 요소로 가장 옳은 것은?

① 양생온도 및 시멘트 종류

② 작용 응력의 크기

③ 온도 변화

④ 콘크리트 휨강도

정답 4번

간단한 해설

콘크리트 휨강도는 휨을 받을 때의 파괴 저항을 나타내며, 크리프계수를 직접 보정하는 인자가 아니다.
크리프계수 보정에 쓰이는 강도 특성인 **압축강도와 구별**해야 한다.

선지별 해설

크리프는 지속적인 응력을 받는 콘크리트의 변형이 시간에 따라 증가하는 현상이다. 크리프계수는 하중을 가할 때 생기는 순간 탄성변형률에 대한 크리프 변형률의 비이다. 각 요소가 이러한 시간 의존 변형의 크기나 진행에 직접 영향을 주는지를 기준으로 구분한다.

① 양생온도 및 시멘트 종류: 크리프계수 보정과 직접 관련된다. 양생온도와 시멘트 종류에 따라 수화반응과 강도 발현 속도가 달라지므로, 같은 재령이라도 하중을 받기 시작할 때의 **콘크리트의 성숙 정도**가 달라진다. 이러한 차이는 이후의 크리프 거동에 영향을 준다.

② 작용 응력의 크기: 크리프계수 보정과 직접 관련된다. 낮은 응력의 선형 크리프 범위에서는 크리프 변형률이 응력에 거의 비례하므로 크리프계수는 응력 크기에 따라 거의 달라지지 않는다. 그러나 **압축강도에 비해 응력 수준이 높아지면** 비선형 크리프가 나타나므로 응력 수준을 고려한 계수 보정이 필요하다.

③ 온도 변화: 크리프계수 보정과 직접 관련된다. 콘크리트가 놓인 온도 조건은 시멘트 페이스트의 시간 의존 변형과 크리프의 진행 속도에 영향을 준다. 이는 온도가 변할 때 생기는 **열팽창·열수축 자체와는 구별**되는 영향이다.

④ 콘크리트 휨강도: 크리프계수 보정의 직접 인자가 아니다. 휨강도는 휨을 받는 콘크리트가 파괴에 저항하는 능력을 나타낸다. 크리프 예측에서 강도를 고려할 때 사용하는 **압축강도를 휨강도로 바꾸어 해석해서는 안 된다**.

따라서 네 요소 가운데 크리프계수 보정과 직접적인 관련이 없는 것은 ④의 콘크리트 휨강도이다.

NoteBase

문 11. 철근 배치 원칙으로 가장 옳지 않은 것은?

① 철근은 콘크리트를 치기 전에 정확하게 배치되고 움직이지 않도록 적절하게 지지되어야 하며, 시공이 편리하도록 배치되어야 한다.

② 철근은 「콘크리트 구조기준(2012)」에 명시된 허용오차 이내에서 규정된 위치에 배치되어야 한다. 다만, 책임구조기술자가 승인한 경우에는 허용오차를 벗어날 수 있다.

③ 경간이 5.0m 이하인 슬래브에 사용되는 지름이 6.4mm 이하인 용접철망이 받침부를 지나 연속되어 있거나 받침부에 확실하게 정착되어 있는 경우, 이 용접철망은 받침부 위의 슬래브 상단 부근의 한 점부터 경간 중앙의 슬래브 바닥 부분의 한 점까지 구부릴 수 있다.

④ 철근 조립을 위해 교차되는 철근은 용접할 수 없다. 다만, 책임구조기술자가 승인한 경우에는 용접할 수 있다.

정답 3번

간단한 해설

③의 '경간이 5.0 m 이하'는 **'경간이 3.0 m 이하'**로 고쳐야 한다. 지름 6.4 mm 이하인 용접철망을 받침부 상단에서 경간 중앙의 바닥 부근까지 구부리는 것은 받침부에서의 연속 또는 확실한 정착 조건도 갖춘 경우에 허용된다.

선지별 해설

① O: 「콘크리트구조기준(2012)」 5.3.1(1)은 철근을 콘크리트 타설 전에 정확히 배치하고, **움직이지 않도록 적절하게 지지**하며 시공이 편리하도록 배치할 것을 요구한다. 타설 중 철근이 이동하면 설계에서 정한 유효깊이나 피복 두께가 달라질 수 있으므로, 미리 위치를 맞추는 것과 그 위치를 유지하는 것이 모두 필요하다.

② O: 5.3.1(2)에 따라 철근은 규정된 위치에 허용오차 이내로 배치하는 것이 원칙이다. 다만, **책임구조기술자가 특별히 승인한 경우**에는 허용오차를 벗어날 수 있다. 따라서 현장에서 임의로 위치를 변경할 수 있다는 뜻은 아니다.

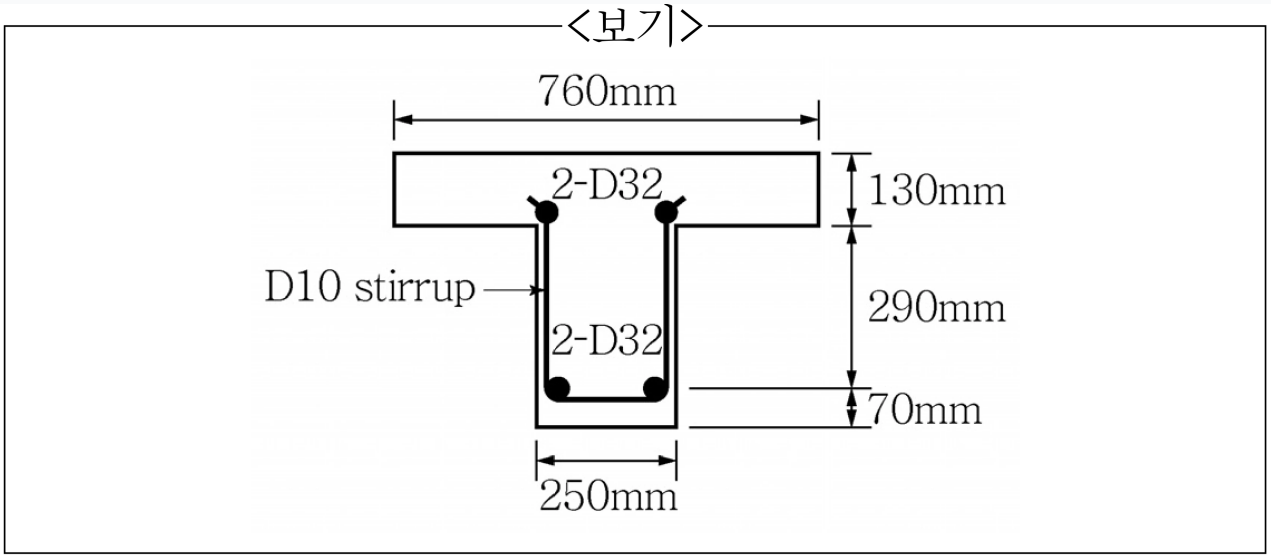
③ X: 5.3.1(3)의 경간 조건은 5.0 m 이하가 아니라 **3.0 m 이하**이다. 경간이 3.0 m 이하인 슬래브에 사용되는 지름 6.4 mm 이하의 용접철망이 받침부를 지나 연속되어 있거나 받침부에 확실하게 정착되어 있으면, 받침부 위의 슬래브 상단 부근에서 경간 중앙의 슬래브 바닥 부근까지 구부릴 수 있다. 철선 지름과 받침부 조건을 만족하더라도 이 규정을 경간 5.0 m까지 확대하여 적용할 수는 없다.

④ O: 5.3.1(4)은 철근 조립을 위해 교차되는 철근을 용접하는 것을 원칙적으로 금지한다. 다만, **책임구조기술자가 승인한 경우에는 용접할 수 있다**. 따라서 승인 없이 조립 편의만을 위해 교차부를 용접해서는 안 된다.

NoteBase

문 12. <보기>와 같이 T형 단면보에서 전단철근이 부담하는 공칭 전단력(V_s)는 약 얼마인가? (단, 보통중량 콘크리트를 사용하며 콘크리트의 설계기준압축강도(f_{ck})는 25MPa, 전단철근의 설계기준항복강도(f_{yt})는 400MPa이고, 철근 D10을 수직 스터럽(stirrup)으로 사용하며, 스터럽의 간격은 180mm, D10 철근 1본의 단면적은 71mm^{2}이다.)

<보기>



① 132.5kN

② 137.5kN

③ 142.5kN

④ 147.5kN

정답 1번

간단한 해설

전단철근 단면적은 **스터럽의 두 수직 다리**를 합한 142 mm^{2}이고, 유효깊이는 420 mm이다. 수직 스터럽의 전단강도식 $V_s = A_v f_{yt} d/s$에 대입하면 약 132.5 kN이다.

NoteBase

계산 과정

1. 적용식: 부재축에 직각으로 배치한 수직 스터럽이 부담하는 공칭 전단력은 $V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$로 구한다. 여기서 A_v는 간격 s 안에 있는 전단철근의 전체 단면적, f_{yt}는 전단철근의 설계기준항복강도, d는 유효깊이이다. 요구량이 **전단철근이 부담하는 공칭 전단력**이므로 콘크리트의 부담분을 더하거나 강도감소계수를 곱하지 않는다.

2. 유효깊이: 그림에서 압축측 상단부터 하부 인장철근 중심까지의 거리는 플랜지 두께 130 mm와 그 아래 290 mm를 합한 값이다. 따라서 d = 130 + 290 = 420 mm이다. 하부 철근 중심에서 보 하단까지의 **70 mm는 유효깊이에 포함하지 않는다**.

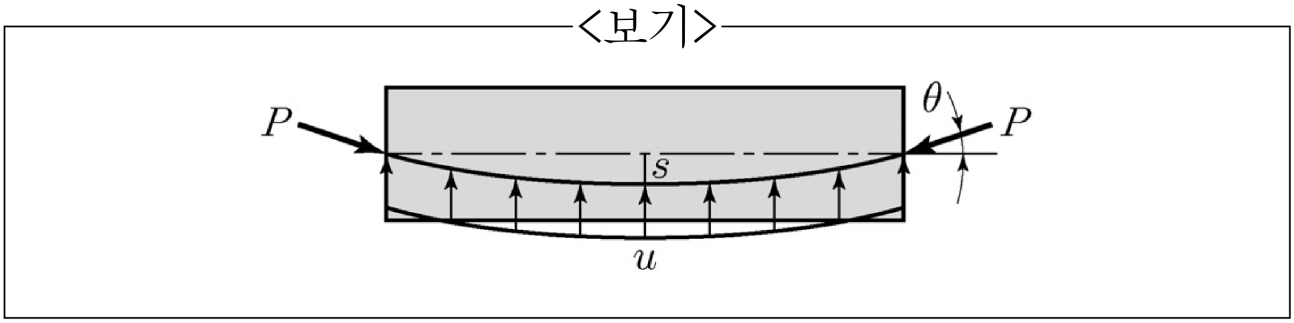
3. 전단철근 단면적: 그림의 D10 스터럽은 복부 양쪽에 수직 다리가 하나씩 있으므로 **두 다리의 단면적을 합산**한다. 따라서 $A_v = 2 \times 71 = 142\ \text{mm}^2$이다. 항복강도 400 MPa는 400 N/mm^{2}이므로, 스터럽 한 조의 두 다리가 항복할 때의 합력은 $A_v f_{yt} = 142 \times 400 = 56{,}800$ N이다.

4. 공칭 전단력: 스터럽 간격 s = 180 mm를 적용한다. 식의 d/s는 유효깊이에 해당하는 길이에 걸쳐 배치된 스터럽 수를 반영하는 비율이다. 따라서 $V_s = 56{,}800 \cdot \frac{420}{180} \approx 132{,}533$N이다. 1 kN = 1,000 N으로 환산하면 약 132.5 kN으로, ①의 값과 일치한다.

NoteBase

문 13. <보기>와 같이 길이 20m인 보에 PS 긴장재를 포물선 배치하여 $P = 4,000\text{kN}$으로 긴장할 때 등분포 상향력 u는 얼마인가? (단, 폭 $b = 400\text{mm}$, 새그 $s = 250\text{mm}$이다.)

<보기>



① 20kN/m

② 25kN/m

③ 30kN/m

④ 40kN/m

정답 1번

간단한 해설

포물선으로 배치한 긴장재의 등분포 상향력은 $u = \frac{8Ps}{L^2}$로 구한다. 새그를 **250 mm = 0.25 m**로 환산하여 적용하면 **20 kN/m**이다.

계산 과정

조건과 단위: 보의 길이는 L = 20 m, 긴장력은 P = 4,000 kN이다. 그림의 새그 s는 양 끝 긴장재를 잇는 수평선에서 중앙의 긴장재까지 내려간 거리이므로 s = 250 mm = 0.25 m를 사용한다.

등가하중 관계: 아래로 처진 긴장재를 당기면 긴장재가 펴지려 하면서 보에 상향력을 가한다. 포물선 배치에서는 기울기가 길이에 따라 일정한 비율로 변하므로, 통상적인 작은 기울기 근사에서 **등분포 상향력**으로 환산할 수 있다. 중앙에서 긴장재가 만드는 모멘트와 등가하중의 모멘트를 대응시키면 $Ps = \frac{uL^2}{8}$이므로 $u = \frac{8Ps}{L^2}$이다.

수치 계산: $u = \frac{8 \cdot 4{,}000 \cdot 0.25}{20^2} = 20\text{kN/m}$이다. 이는 보 길이 1 m당 작용하는 상향력이며, 폭 b = 400 mm로 나누는 면적당 하중이 아니다. 계산값 20 kN/m는 ①의 값과 일치한다.

NoteBase

문 14. 철근콘크리트 슬래브에 대한 설명으로 가장 옳지 않은 것은?

① 4변에 의해 지지되는 2방향 슬래브 중에서 단변에 대한 장변의 비가 2배를 넘으면 1방향 슬래브로 해석한다.

② 슬래브 끝의 단순받침부에서도 내민슬래브에 의하여 부모멘트가 일어나는 경우에는 이에 상응하는 철근을 배치하여야 한다.

③ 슬래브의 단변방향 보의 상부에 부모멘트로 인해 발생하는 균열을 방지하기 위하여 슬래브의 단변방향으로 슬래브 상부에 철근을 배치하여야 한다.

④ 1방향 슬래브에서는 정모멘트 철근 및 부모멘트 철근에 직각방향으로 수축·온도철근을 배치하여야 한다.

정답 3번

간단한 해설

단변방향 보 위의 부모멘트에 대비하는 상부 철근은 보와 직각인 **슬래브의 장변방향**으로 배치한다. 부모멘트는 슬래브 상부에 인장력을 일으키므로, 그 인장력에 저항할 방향으로 철근을 두어야 한다.

선지별 해설

① O: 네 변이 지지되어 있어도 장변이 단변의 **2배를 넘으면** 하중의 대부분이 짧은 경간인 단변방향으로 전달된다. 따라서 단변방향의 휨거동을 주로 고려하는 1방향 슬래브로 해석한다.

② O: 내민슬래브는 받침부 바깥으로 돌출된 부분이다. 이 부분에 작용하는 하중은 받침부에 부모멘트를 발생시킬 수 있다. 따라서 슬래브 끝이 단순받침부이더라도 **내민슬래브로 인한 부모멘트가 발생하면** 이에 저항하는 상부 철근을 배치해야 한다.

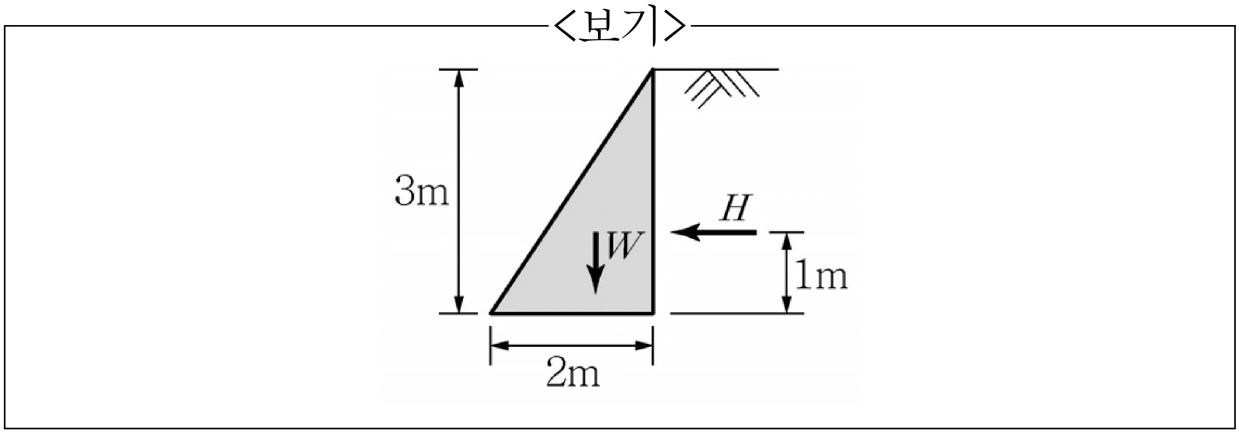
③ X: 단변방향 보는 슬래브의 장변방향과 직교한다. 이 보 위에서 발생하는 부모멘트는 슬래브 상부에 인장력을 일으키므로, 보를 가로질러 인장력에 저항하도록 **장변방향으로 상부 철근**을 배치해야 한다. 선지의 철근 배치 방향인 '단변방향'을 '장변방향'으로 고쳐야 한다.

④ O: 1방향 슬래브의 정모멘트 철근과 부모멘트 철근은 주로 단변방향의 휨에 저항한다. 이 휨철근과 **직각방향으로 수축·온도철근**을 배치하여, 건조수축이나 온도변화에 따른 변형이 구속될 때 생기는 균열을 제어한다.

NoteBase

문 15. <보기>와 같은 중력식 옹벽의 무게 W=90kN이고 옹벽에 작용하는 수평력 H=20kN일 때 전도에 대한 안전율과 활동에 대한 안전율은? (단, 옹벽의 무게 및 수평력은 단위폭 당 값이며 옹벽의 저판 콘크리트와 흙 사이의 마찰계수는 0.4이다.)

<보기>



① 전도에 대한 안전율: 3.0, 활동에 대한 안전율: 1.5

② 전도에 대한 안전율: 3.0, 활동에 대한 안전율: 1.8

③ 전도에 대한 안전율: 6.0, 활동에 대한 안전율: 1.5

④ 전도에 대한 안전율: 6.0, 활동에 대한 안전율: 1.8

정답 4번

간단한 해설

전도 안전율은 **저항모멘트와 전도모멘트의 비**로 구하며, 삼각형 옹벽의 무게중심을 적용하면 6.0이다. 활동 안전율은 **마찰저항력과 수평력의 비**로, 마찰저항력 36 kN을 수평력 20 kN으로 나눈 1.8이다.

NoteBase

계산 과정

1. 무게중심과 모멘트팔: 그림에서 수평력 H는 왼쪽으로 작용하므로 전도 기준점은 저판의 왼쪽 끝이다. 균질한 삼각형 단면의 무게 W는 도심에 작용한다. 밑변 길이가 2 m이고 오른쪽 면이 수직이므로, 왼쪽 끝에서 도심까지의 수평거리는 $x = \frac{2}{3} \cdot 2 = \frac{4}{3}$ m이다. 이것이 W의 모멘트팔이며, H의 모멘트팔은 그림에 표시된 **작용 높이 1 m**이다. 옹벽 전체 높이 3 m를 H의 모멘트팔로 쓰지 않는다.

2. 전도 안전율: W는 옹벽이 넘어지는 것을 막는 저항모멘트를, H는 넘어뜨리는 전도모멘트를 만든다. 저항모멘트는 $M_R = 90 \cdot \frac{4}{3} = 120$ kN·m이고, 전도모멘트는 $20 \times 1 = 20$ kN·m이다. 안전율은 **저항모멘트를 전도모멘트로 나눈 값**이므로 $F_o = \frac{120}{20} = 6.0$이다.

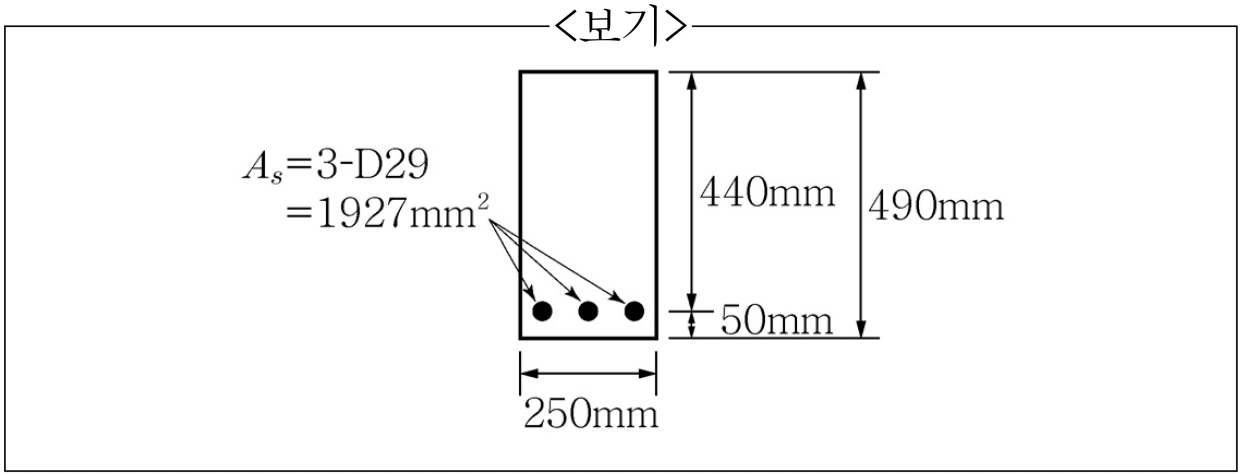
3. 활동 안전율: 주어진 외력 중 수직력은 W뿐이므로 저판의 수직항력 N은 90 kN이다. 마찰계수 μ = 0.4를 적용한 최대 마찰저항력은 $\mu N = 0.4 \times 90 = 36$ kN이다. 이 힘이 수평력 H에 의한 미끄러짐에 저항하므로, 활동 안전율은 $F_s = \frac{\mu N}{H} = \frac{36}{20} = 1.8$이다. 주어진 힘은 모두 같은 단위폭에 대한 값이므로 그대로 비를 계산하며, 두 안전율에는 단위가 없다.

전도 안전율 6.0과 활동 안전율 1.8의 조합은 ④와 일치한다.

NoteBase

문 16. <보기>와 같이 직사각형 단면보가 3개의 D29 인장철근으로 보강되어 있을 때 단면 중립축의 깊이는 압축연단으로부터 약 얼마인가? (단, 콘크리트의 설계기준압축강도(f_{ck})는 28MPa이며 철근의 설계기준항복강도(f_y)는 400MPa이다.)

<보기>



① 152.4mm

② 157.4mm

③ 162.4mm

④ 167.4mm

정답 1번

간단한 해설

콘크리트 압축력과 철근 인장력의 평형으로 구한 등가응력블록 깊이는 약 129.55 mm이다. 이 문항에 적용된 계수 $\beta_1 = 0.85$를 이용해 **중립축 깊이로 환산**하면 압축연단으로부터 약 152.4 mm이다.

NoteBase

계산 과정

그림에서 보의 폭은 $b = 250\text{mm}$, 인장철근 3개의 총단면적은 $A_s = 1927\text{mm}^2$이다. 유효깊이 d는 압축연단에서 인장철근 중심까지의 거리이므로 440 mm이며, 전체 높이 490 mm와 구별한다. 재료강도는 $f_{ck} = 28\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$이고, 1 MPa = 1 N/mm^{2}이다.

이 문항은 콘크리트구조기준(2012)의 등가직사각형 응력블록으로 해석한다. 콘크리트의 인장저항을 무시하고 인장철근이 항복하면 인장력은 $T = A_s f_y$, 콘크리트 압축력은 $C = 0.85 f_{ck} b a$이다. 여기서 a는 등가응력블록 깊이이며, 축력이 없는 보의 단면에서는 **압축력과 인장력이 같아야** 하므로 $0.85 f_{ck} b a = A_s f_y$가 성립한다.

먼저 힘의 평형으로 등가응력블록 깊이를 구한다. $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b}$에 주어진 값을 대입하면 $a = \frac{1927 \cdot 400}{0.85 \cdot 28 \cdot 250} \approx 129.55\text{mm}$이다. 이 값은 실제 중립축까지의 거리가 아니라, 일정한 압축응력으로 치환한 영역의 깊이이다.

중립축 깊이 c와 응력블록 깊이는 $a = \beta_1 c$의 관계에 있다. 이 기준에서는 콘크리트 강도가 28 MPa 이하일 때 $\beta_1 = 0.85$이므로, **응력블록 깊이를 계수로 나누어** 중립축 깊이를 구한다. $c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{129.546\ldots}{0.85} \approx 152.4\text{mm}$이다.

인장철근의 항복 가정도 확인할 수 있다. 압축연단의 극한변형률을 0.003으로 두면 변형률의 선형분포에 의해 $\varepsilon_s = 0.003 \frac{d - c}{c}$이다. 계산된 중립축 깊이를 대입하면 $\varepsilon_s \approx 0.00566$이다. 철근 탄성계수를 $E_s = 200000\text{MPa}$로 할 때 항복변형률은 $\varepsilon_y = \frac{400}{200000} = 0.002$이므로, 인장철근은 항복하여 앞의 힘 평형식이 적용된다.

따라서 압축연단에서 중립축까지의 깊이는 약 152.4 mm이며, ①의 값과 일치한다.

NoteBase

문 17. 「콘크리트구조기준(2012)」에서 아치의 좌굴에 대한 검토 시, 아치 리브를 설계할 때는 응력 검토뿐만 아니라 면내 및 면외방향의 좌굴에 대한 안정성을 규정에 따라 확인하도록 제시한 것과 관련한 설명으로 가장 옳지 않은 것은? (단, λ = 세장비이다.)

① λ ≤ 10인 경우 좌굴 검토는 필요하지 않다.

② 20 < λ ≤ 60인 경우 유한변형에 의한 영향을 편심하중에 의한 휨모멘트로 치환하여 발생하는 휨모멘트에 더하여 단면의 계수휨모멘트에 대한 안정성을 검토하여야 한다.

③ 60 < λ ≤ 100의 경우 부재 재료의 비선형성을 고려하여 좌굴에 대한 안정성을 검토하여야 한다.

④ λ > 200의 경우 아치구조물로서 적합하지 않다.

정답 3번

간단한 해설

③의 '60 < λ ≤ 100'은 재료 비선형성 검토를 요구하는 구간과 다르다. 기준에서는 **70 < λ ≤ 200**일 때 유한변형의 영향에 더하여 **재료 비선형성의 영향도 고려**하도록 한다.

선지별 해설

① O: 「콘크리트구조기준(2012)」 14.3.2(1)①에서는 **λ ≤ 20이면 좌굴 검토를 생략**할 수 있도록 한다. 선지의 λ ≤ 10은 이 범위에 포함되므로 좌굴 검토가 필요하지 않다. 이는 좌굴 검토의 생략 기준이며 응력 검토까지 생략한다는 뜻은 아니다.

② O: 같은 기준 14.3.2(1)②의 적용 범위는 **20 < λ ≤ 70**이다. 이 구간에서는 변형된 아치에 압축력이 작용하면서 생기는 추가 휨모멘트를 고려해야 한다. 따라서 유한변형의 영향을 편심하중에 의한 휨모멘트로 치환하여 기존 휨모멘트에 더하고, 단면의 계수휨모멘트에 대한 안정성을 검토한다. 선지의 20 < λ ≤ 60은 이 범위에 포함된다.

③ X: 같은 기준 14.3.2(1)③에서는 **70 < λ ≤ 200**인 경우 유한변형의 영향에 더하여 철근콘크리트 부재 재료의 비선형성도 고려하도록 한다. 재료 비선형성은 응력과 변형률이 일정한 비례관계를 따르지 않는 성질을 말한다. 선지의 60 < λ ≤ 100에는 앞 단계의 검토 범위인 60 < λ ≤ 70도 포함되므로, 이 구간 전체에 재료 비선형성 검토가 요구된다고 할 수 없다. '60 < λ ≤ 100'을 '70 < λ ≤ 200'으로 고치고, 유한변형의 영향도 함께 고려해야 한다.

④ O: 같은 기준 14.3.2(1)④에서는 **λ > 200이면 아치구조물로서 적합하지 않다**고 규정한다. 이 범위는 검토 방법을 추가하는 구간이 아니라 아치구조물의 적합성을 제한하는 구간이다.

NoteBase

문 18. PS 강재의 정착 방법 중에서 쐐기식 공법에 해당하지 않는 것은?

① VSL 공법

② CCL 공법

③ Magnel 공법

④ Leoba 공법

정답 4번

간단한 해설

Leoba 공법은 PS 강재를 고리 모양으로 구부려 정착하는 **루프식**이다. 쐐기로 강재를 물어 고정하는 쐐기식과 달리, 루프 부분의 **부착 또는 지압**을 이용한다.

공통 해설

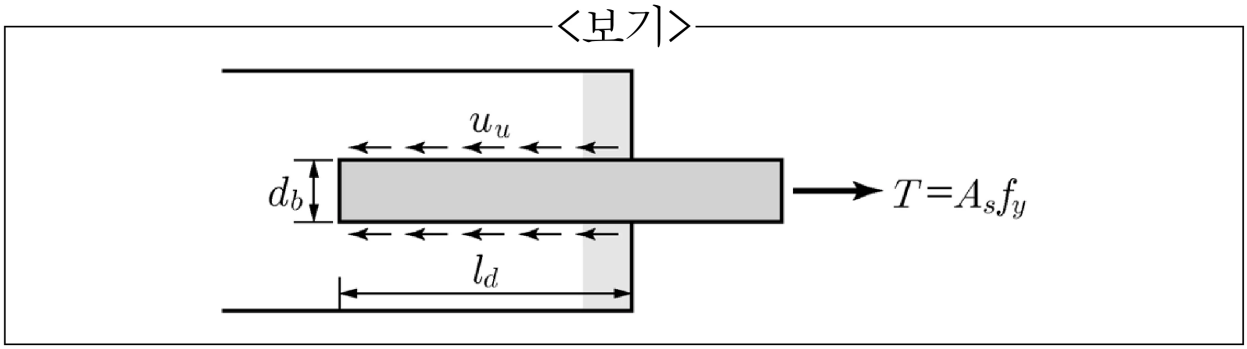
쐐기식 정착은 긴장한 PS 강재를 쐐기로 물어, 접촉면의 **압착과 마찰로 미끄러짐을 막는** 방식이다. 긴장 작업이 끝난 뒤에도 강재가 되돌아가지 않도록 고정하여 프리스트레스를 유지한다. VSL·CCL·Magnel 공법은 이러한 쐐기식 정착에 해당한다.

Leoba 공법은 PS 강재를 루프, 즉 고리 모양으로 가공하여 정착하는 **루프식**이다. 콘크리트 속에 묻힌 루프 부분의 부착 또는 지압으로 강재의 인장력을 전달하므로, 이 문항에서 쐐기식에 해당하지 않는 공법은 Leoba이다.

NoteBase

문 19. <보기>는 콘크리트 속에 매설된 철근이 한쪽 끝에서 인장력 (T)을 받고 있음을 나타낸다. 철근의 정착길이 (l_d)에 대한 식으로 가장 옳은 것은? (단, A_s는 인장철근의 단면적, f_y는 철근의 설계기준항복강도, u_u는 철근과 콘크리트의 극한공칭부착강도, d_b는 철근의 공칭지름을 나타낸다.)

<보기>



① $l_d = \frac{d_b f_y}{4u_u}$
② $l_d = \frac{d_b^2 f_y}{4u_u}$
③ $l_d = \frac{f_y}{4u_u d_b}$
④ $l_d = \frac{d_b u_u}{4f_y}$

정답 1번

간단한 해설

철근이 항복할 때의 인장력은 **정착구간의 부착저항**과 평형을 이루어야 한다. 철근의 단면적은 $\frac{\pi d_b^2}{4}$, 부착면적은 $\pi d_b l_d$이므로, 정착길이는 $l_d = \frac{d_b f_y}{4u_u}$가 된다.

NoteBase

계산 과정

1. 철근의 인장력: 그림에서 철근은 오른쪽으로 $T = A_s f_y$의 힘을 받는다. 이는 철근 단면의 응력이 설계기준항복강도 f_y에 도달했을 때의 인장력이다. 공칭지름이 d_b인 원형 단면에서 $A_s = \frac{\pi d_b^2}{4}$이므로, $T = \frac{\pi d_b^2}{4} f_y$이다.

2. 정착구간의 부착저항: 그림의 왼쪽 방향 화살표는 철근이 뽑혀 나가려는 힘에 저항하는 부착력을 나타낸다. 부착력은 **철근의 원주 전체에 걸친 옆면**에 작용하므로, 정착길이 l_d 구간의 부착면적은 $\pi d_b l_d$이다. 이 면적에 극한공칭부착강도 u_u가 일정하게 작용한다고 보면 전체 부착저항은 $u_u \pi d_b l_d$이다.

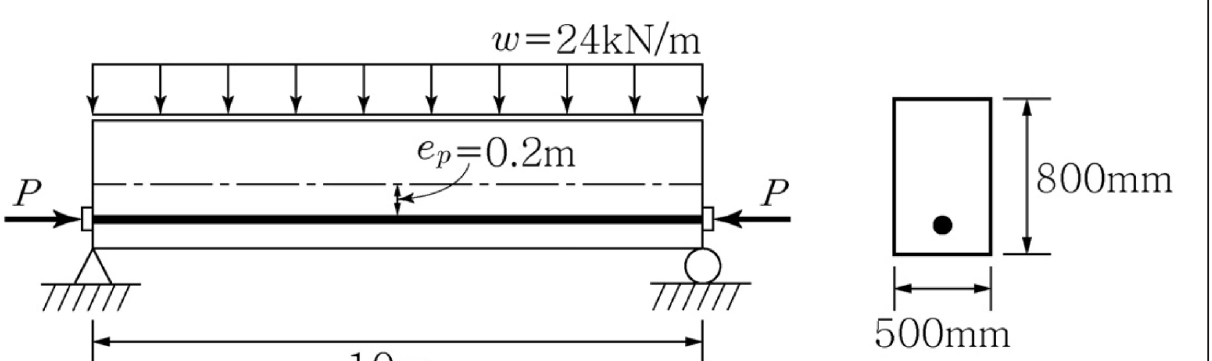
3. 힘의 평형과 정착길이: 철근이 항복인장력을 발휘할 수 있도록 인장력과 부착저항을 같게 놓으면 $\frac{\pi d_b^2}{4} f_y = u_u \pi d_b l_d$이다. 양변의 πd_b를 약분하고 l_d에 대해 정리하면 $l_d = \frac{d_b f_y}{4 u_u}$가 된다. f_y와 u_u는 모두 응력 단위이므로 그 비는 무차원이며, l_d의 단위는 d_b와 같은 길이 단위이다.

도출한 $l_d = \frac{d_b f_y}{4 u_u}$는 ①의 식과 일치한다.

NoteBase

문 20. <보기>와 같이 지간 10m의 프리스트레스트 콘크리트 단순보에 자중을 포함한 하중이 24kN/m의 등분포하중으로 작용하고 있다. 부재 단면은 폭 500mm, 높이 800mm이고 PS강선이 편심 $e = 0.2m$로 직선배치되어 있을 때 이 보의 중앙부 하단 응력이 0이 되도록 하는 프리스트레스트 힘 P의 크기는?

<보기>



① 900kN

② 1,100kN

③ 1,300kN

④ 1,500kN

정답 1번

간단한 해설

하단에서는 프리스트레스에 의한 **직접 압축응력과 편심 휨에 의한 압축응력**이 등분포하중에 의한 인장응력을 상쇄해야 한다. 이 응력의 합을 0으로 두면 필요한 프리스트레스 힘은 900 kN이다.

NoteBase

계산 과정

① 조건과 단위: 지간 L = 10 m, 등분포하중 w = 24 kN/m, 단면 폭 b = 0.5 m, 높이 h = 0.8 m로 둔다. 그림에서 PS강선은 단면 도심보다 아래에 있으며 편심거리 e = 0.2 m이다. 주어진 하중에는 **자중이 이미 포함**되어 있으므로 자중을 더하지 않는다.

② 하중에 의한 중앙 휨모멘트: 전 지간에 등분포하중을 받는 단순보의 중앙 휨모멘트는 $M = \frac{wL^2}{8}$이다. 따라서 $M = \frac{24 \times 10^2}{8} = 300\text{kN} \cdot \text{m}$이며, 이 모멘트는 중앙부 하단에 인장응력을 발생시킨다.

③ 단면 특성: 직사각형 단면의 면적은 $A = bh = 0.40\text{m}^2$, 하단에 대한 단면계수는 $Z = \frac{bh^2}{6}$이다. 따라서 $\frac{Z}{A} = \frac{h}{6}$이며, 이 관계를 이용하면 단면계수를 별도로 소수로 계산하지 않고 힘을 구할 수 있다.

④ 하단 응력의 평형: 압축을 양으로 두면 직접 압축응력은 $\frac{P}{A}$이다. 도심 아래에 작용하는 프리스트레스 힘은 하중의 휨모멘트와 반대 방향의 모멘트 Pe를 만들므로, 하단에는 **편심에 의한 압축응력도 더해진다**. 하단 응력이 0인 조건은 $\frac{P}{A} + \frac{Pe}{Z} - \frac{M}{Z} = 0$이다.

⑤ 프리스트레스 힘: 응력 평형식에 Z를 곱하면 $P\left(\frac{Z}{A} + e\right) = M$이다. 여기에 단면 특성을 대입하면 $P = \frac{M}{e + \frac{h}{6}}$이고, 수치를 넣으면 $P = \frac{300}{0.2 + \frac{0.8}{6}} = 900\text{kN}$이다. 이는 ①의 900 kN에 해당한다.

NoteBase