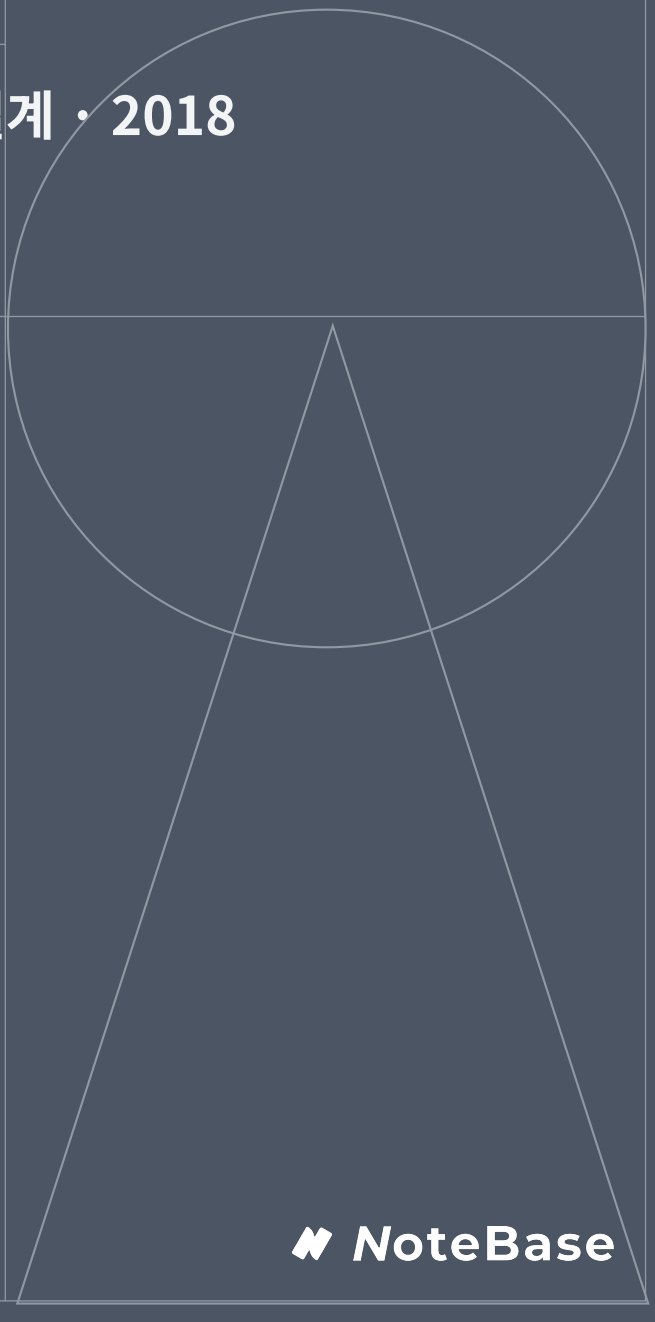
기출OX 해설집

공무원/국가직/9급 · 토목설계 · 2018



NoteBase

기출OX 해설집

공무원/국가직/9급 · 토목설계 · 2018

공무원/국가직/9급 · 토목설계 · 2018

문 1. 배합설계 과정에서 단위수량 180 kg, 단위시멘트량 315 kg, 공기량 5%가 결정되었다면 골재의 절대용적[l]은? (단, 시멘트 밀도는 0.00315 g/mm^{3}이고, 혼화재는 사용하지 않는다)

① 530

② 600

③ 670

④ 740

정답 3번

간단한 해설

콘크리트 1 m^{3}의 1,000 L에서 **물·시멘트·공기가 차지하는 용적을 빼면** 골재의 절대용적이 된다. 각각 180 L, 100 L, 50 L이므로 골재의 절대용적은 670 L이다.

계산 과정

배합설계의 단위수량과 단위시멘트량은 콘크리트 1 m^{3}를 기준으로 한 질량이다. 콘크리트 전체 용적 1,000 L는 물·시멘트·골재의 절대용적과 공기 용적의 합이다. 혼화재를 사용하지 않으므로 별도로 빼야 할 혼화재 용적은 없다.

물의 용적: 물의 밀도를 1 kg/L로 적용하면, 단위수량 180 kg이 차지하는 용적은 $\frac{180}{1} = 180$ L이다.

시멘트의 용적: 주어진 밀도 0.00315 g/mm^{3}는 3.15 kg/L이다. **질량을 밀도로 나누어** 용적으로 바꾸면, 시멘트 315 kg의 절대용적은 $\frac{315}{3.15} = 100$ L이다.

공기의 용적: 공기량 5%는 **콘크리트 전체 용적에 대한 비율**이다. 따라서 공기 용적은 1,000 × 0.05 = 50 L이다.

골재의 절대용적: 전체 용적에서 물·시멘트·공기의 용적을 빼면 1,000 − 180 − 100 − 50 = 670 L이다. 이는 선택지 ③의 670에 해당한다.

NoteBase

문 2. 폭 $b = 300$ mm, 유효깊이 $d = 500$ mm인 단철근 직사각형 철근 콘크리트 보의 단면이 균형변형률 상태에 있을 때, 압축연단에서 중립축까지의 거리 c [mm]는? (단, 콘크리트의 설계기준압축강도 $f_{ck} = 24$ MPa, 철근의 설계기준항복강도 $f_y = 400$ MPa이며, 설계코드(KDS: 2016)와 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① 250

② 275

③ 300

④ 330

정답 3번

간단한 해설

균형변형률 상태에서는 **콘크리트가 극한변형률에 도달하는 동시에 인장철근이 항복**한다. 이때 압축변형률 0.003과 인장변형률 0.002의 비를 선형 변형률 분포에 적용하면, 중립축 깊이는 유효깊이의 0.6배인 300 mm이다.

계산 과정

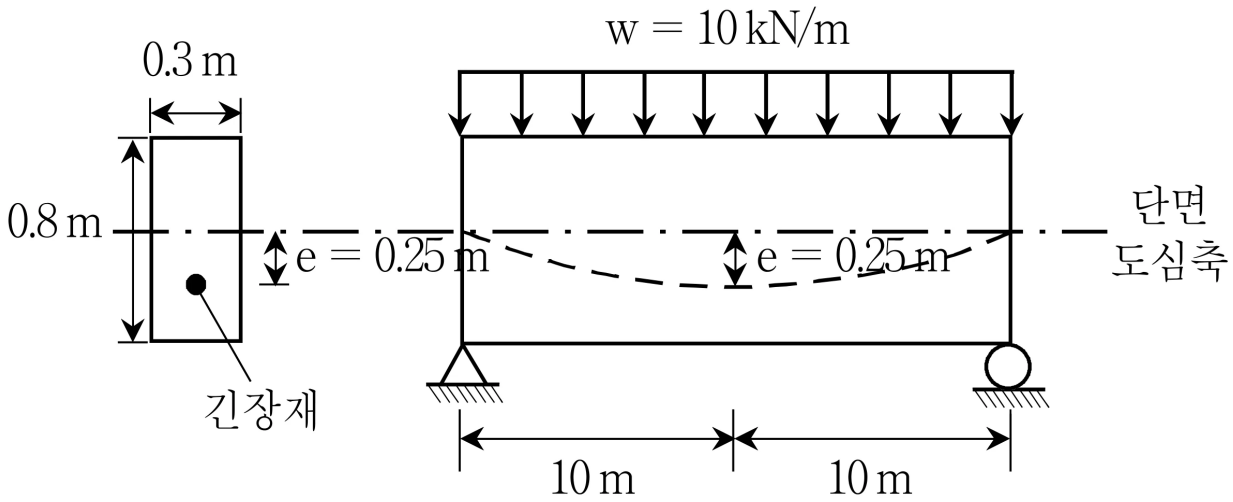
균형변형률 상태의 조건: 문제에서 지정한 2012년도 콘크리트구조기준에 따라 콘크리트 압축연단의 극한변형률은 $\varepsilon_{cu} = 0.003$이다. 균형변형률 상태에서는 **인장철근도 동시에 항복변형률에 도달**한다. 철근의 표준 탄성계수 $E_s = 200{,}000\text{MPa}$를 적용하면, 항복변형률은 $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200{,}000} = 0.002$이다. 응력과 탄성계수의 단위가 같으므로 변형률에는 단위가 없다.

변형률과 거리의 관계: 평면유지 가정에 따라 단면의 변형률은 깊이 방향으로 선형 분포하며 중립축에서 0이다. 압축연단에서 중립축까지는 c, 중립축에서 인장철근 중심까지는 $d - c$이므로, 두 변형률 삼각형의 닮음에서 $\frac{0.003}{c} = \frac{0.002}{d-c}$가 성립한다. 여기서 유효깊이 d는 **압축연단부터 인장철근 중심까지의 거리**이다.

중립축 깊이 계산: 위 비례식을 정리하면 $c = \frac{0.003}{0.003 + 0.002} d$이다. 따라서 $c = \frac{0.003}{0.005} \cdot 500 = 300\text{mm}$이다. 주어진 폭 300 mm와 콘크리트 강도 24 MPa는 이 변형률 적합조건에 직접 대입하지 않는다. 구한 중립축 깊이 300 mm는 ③의 값과 일치한다.

NoteBase

문 3. 그림과 같이 긴장재를 포물선 모양으로 배치한 PSC 단순보의 하중평형 개념에 의한 부재 중앙에서 휨모멘트[kN·m]는? (단, 자중을 포함한 등분포하중 w = 10 kN/m이며, 손실이 모두 발생한 후의 긴장력은 1,200 kN이다)



① 100

② 200

③ 240

④ 300

정답 2번

간단한 해설

긴장재가 만드는 상향 등분포하중은 6 kN/m이므로, 실제 휨을 일으키는 하중은 **아래쪽으로 4 kN/m**이다. 경간 20 m인 단순보에 이 순하중이 작용할 때 중앙 휨모멘트는 200 kN·m이다.

NoteBase

계산 과정

조건과 형상: 경간은 L = 10 + 10 = 20 m이다. 긴장재는 양 끝에서 단면 도심축을 지나고 중앙에서 그보다 0.25 m 아래에 있으므로, 포물선의 중앙 처짐 e = 0.25 m이다. 긴장력 P = 1,200 kN은 **손실을 모두 반영한 유효 긴장력**이며, 외부 등분포하중 w = 10 kN/m에는 자중이 포함되어 있다.

긴장재의 등가하중: 아래로 처진 포물선 긴장재를 긴장하면 콘크리트 보에는 위쪽 하중이 작용한다. 포물선 형상의 긴장재에 일정한 긴장력 P가 작용할 때 등가하중은 등분포하며, 양 끝을 잇는 직선에서 중앙까지의 처짐을 e라 하면 다음과 같다.

$$w_p = \frac{8Pe}{L^2}$$

$$w_p = \frac{8 \times 1{,}200 \times 0.25}{20^2} = 6\ \text{kN/m}$$

순하중: 외부하중은 아래쪽, 긴장재의 등가하중은 위쪽으로 작용하므로 **두 하중의 차이**가 휨을 일으킨다. 따라서 순하중은 10 − 6 = 4 kN/m이며 방향은 아래쪽이다. 긴장재가 양 끝에서 도심축을 지나므로 편심에 의한 단부모멘트는 없다.

중앙 휨모멘트: 전 경간에 순하중이 등분포하는 단순보이므로, 중앙 휨모멘트는 다음과 같다.

$$M = \frac{w_{\text{net}} L^2}{8}$$

$$M = \frac{4 \times 20^2}{8} = 200\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

아래쪽 순하중에 의해 보 중앙의 아래쪽이 인장되는 양의 휨모멘트가 발생한다.

따라서 부재 중앙의 휨모멘트는 200 kN·m이며, ②에 해당한다.

NoteBase

문 4. 중심축하중을 받는 길이 L = 10 m, 직사각형 단면의 크기 0.1 m × 0.12 m이고 양단 힌지인 기둥의 좌굴 임계하중 P_cr [kN]은? (단, π = 3으로 계산하며 기둥의 탄성계수 E = 20 GPa이고, 기둥 내의 응력이 비례한도 이하이다)

① 9

② 18

③ 72

④ 103.7

정답 2번

간단한 해설

양단 힌지 기둥은 유효좌굴길이가 실제 길이와 같으며, **단면2차모멘트가 작은 축**에 대해 먼저 좌굴한다. 이 축의 단면2차모멘트를 오일러 공식에 적용하면 좌굴 임계하중은 18 kN이다.

계산 과정

1. 적용 공식과 유효길이: 중심축하중을 받고 응력이 비례한도 이하이므로 탄성좌굴을 다루는 오일러 공식을 적용한다. $P_{\mathrm{cr}} = \frac{\pi^2 E I_{\min}}{L_e^2}$에서 E는 탄성계수, $I_{\min}$은 최소 단면2차모멘트, L_e는 유효좌굴길이이다. **양단 힌지**이므로 $L_e = L = 10\mathrm{m}$이다.

2. 최소 단면2차모멘트: 직사각형 단면의 도심축에 대한 단면2차모멘트는 $I = \frac{bh^3}{12}$이다. 여기서 h는 해당 축에 수직인 단면 치수이다. 두 도심축 중 **0.1 m를 세제곱하는 경우**가 더 작으므로 $I_{\min} = \frac{0.12 \cdot 0.1^3}{12}$이며, 그 값은 $1.0 \times 10^{-5}\mathrm{m}^4$이다. 다른 축의 값은 $1.44 \times 10^{-5}\mathrm{m}^4$이다. 좌굴 임계하중은 단면2차모멘트에 비례하므로 더 작은 값을 사용한다.

3. 단위 통일과 대입: 길이를 m로 사용하므로 탄성계수는 $E = 20\mathrm{GPa} = 2.0 \times 10^{10}\mathrm{N/m}^2$로 바꾼다. 따라서 휨강성은 $EI_{\min} = 2.0 \times 10^5\mathrm{N \cdot m}^2$이다. 문제에서 주어진 π = 3을 대입하면 $P_{\mathrm{cr}} = \frac{3^2 \cdot (2.0 \times 10^5)}{10^2} = 18000\mathrm{N}$이다.

4. 결과: 18000 N = 18 kN이므로 좌굴 임계하중은 ②의 18 kN에 해당한다.

NoteBase

문 5. 기초판의 최대 계수휨모멘트를 계산할 때, 그 위험단면에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, 설계코드(KDS: 2016)와 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① 강재 밑판을 갖는 기둥을 지지하는 기초판은 기둥 외측면과 강재 밑판 단부의 중간

② 콘크리트 기둥, 주각 또는 벽체를 지지하는 기초판은 기둥, 주각 또는 벽체의 외면

③ 조적조 벽체를 지지하는 기초판은 벽체 중심과 단부의 중간

④ 다각형 콘크리트 기둥은 같은 면적 원형 환산단면의 외면

정답 4번

간단한 해설

④의 '원형 환산단면'이 잘못되었다. 원형 또는 정다각형 콘크리트 기둥·주각은 위험단면의 위치를 정할 때 **같은 면적의 정사각형 부재**로 취급할 수 있다.

선지별 해설

2012년도 콘크리트구조기준 12.3.1(1)·(2)는 기초판을 수직면으로 잘랐을 때 한쪽 전체 면적에 작용하는 힘으로 휨모멘트를 계산하고, 지지하는 부재에 따라 최대 계수휨모멘트의 위험단면 위치를 정하도록 한다.

① O: 강재 밑판이 있는 기둥은 **기둥 외측면에서 밑판 끝까지 거리의 중간**을 지나는 수직면을 위험단면으로 삼는다. 밑판이 기둥보다 바깥으로 돌출되어 있으므로 기둥 외측면이나 밑판 끝 자체와 구별해야 한다.

② O: 콘크리트 기둥·주각·벽체를 지지할 때는 **해당 부재의 외면**을 지나는 수직면이 위험단면이다. 부재의 중심이 아니라 외면을 기준으로 그 바깥쪽 기초판에 작용하는 힘의 휨모멘트를 계산한다.

③ O: 조적조 벽체를 지지할 때는 **벽체 중심선과 벽체 단부 사이의 중간**을 지나는 수직면이 위험단면이다. 여기서 단부는 벽 두께 방향의 외측면을 뜻하므로, 위험단면은 벽체 중심선과 외측면 사이에 놓인다.

④ X: 2012년도 콘크리트구조기준 12.2(4)에 따르면, 위험단면 위치를 정할 때 원형 또는 정다각형 콘크리트 기둥·주각을 **면적이 같은 정사각형 부재**로 취급할 수 있다. 이 환산을 적용하면 정사각형의 외면을 기준으로 휨모멘트 위험단면을 정한다. 선지의 '같은 면적 원형 환산단면의 외면'은 '같은 면적 정사각형 환산단면의 외면'으로 고쳐야 한다.

NoteBase

문 6. 직접설계법에 의한 2방향슬래브의 내부 경간 설계에서 전체 정적 계수모멘트(M_0)가 300 kN · m일 때, 부계수휨모멘트[kN · m]는? (단, 설계코드(KDS: 2016)와 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① 105

② 150

③ 195

④ 240

정답 3번

간단한 해설

직접설계법에서 내부 경간의 부계수휨모멘트는 전체 정적 계수모멘트의 **65%**이다. 주어진 300 kN·m에 0.65를 곱하면 그 크기는 195 kN·m이다.

계산 과정

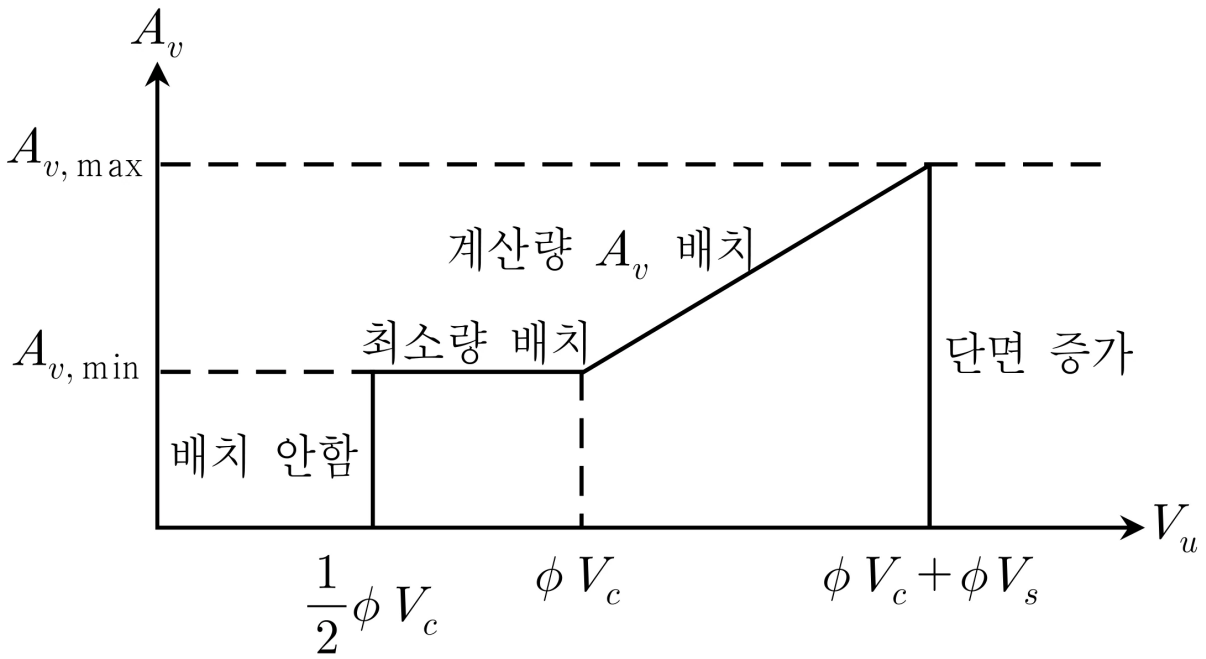
적용 기준: KDS 14 20 70:2016의 4.1.3 직접설계법 중 '정 및 부계수휨모멘트' (2)는 내부 경간의 전체 정적 계수모멘트를 **부계수휨모멘트에 0.65, 정계수휨모멘트에 0.35**의 비율로 분배하도록 한다. 문제는 내부 경간의 부계수휨모멘트를 묻고 있으므로 0.65를 적용한다.

계산: 전체 정적 계수모멘트는 $M_0 = 300$ kN·m이다. 부계수휨모멘트의 크기를 M_{-}라 하면 $M_{-} = 0.65 M_0$ 이므로, $0.65 \times 300 = 195$ kN·m이다.

결과 해석: '부'는 받침부에서 발생하는 음의 휨모멘트를 뜻하며, 이 문항의 선택지는 그 **크기**를 제시한다. 계산한 195 kN·m는 ③의 값과 일치한다.

NoteBase

문 7. 다음과 같은 수직 전단철근배치 범위에 대한 그래프에서 전단철근량 A_v 및 전단철근 전단강도 V_s의 한계치를 옳게 표시한 것은? (단, A_v: 전단철근의 단면적, V_s: 전단철근에 의한 단면의 공칭 전단강도, V_c: 콘크리트에 의한 단면의 공칭전단강도, V_u: 단면에서의 계수전단력, f_{ck}: 콘크리트의 설계기준압축강도, f_{yt}: 전단철근의 설계기준항복강도, b_w: 복부의 폭, d: 단면의 유효깊이, s: 전단철근의 간격, ϕ: 전단에 대한 강도감소계수, 설계코드 (KDS: 2016)와 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)



① $A_v = \frac{(V_u - \phi V_c)s}{\phi f_{yt} d}$, $V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \le \frac{2}{3}\sqrt{f_{ck}}\, b_w d$

② $A_v = \frac{(\phi V_u - V_c)s}{\phi f_{yt} d}$, $V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \le \frac{2}{3}\sqrt{f_{ck}}\, b_w d$

③ $A_v = \frac{(V_u - \phi V_c)s}{\phi f_{yt} d}$, $V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \le \frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}}\, b_w d$

④ $A_v = \frac{(\phi V_u - V_c)s}{\phi f_{yt} d}$, $V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \le \frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}}\, b_w d$

정답 1번

간단한 해설

전단철근은 계수전단력에서 **콘크리트의 설계전단강도를 뺀 부족분**을 부담하므로, 필요한 공칭전단강도는 $V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$이다. 수직 전단철근량은 $A_v = \frac{(V_u - \phi V_c)s}{\phi f_{yt} d}$이며, 전단철근 강도의 **상한**은 $\frac{2}{3}\sqrt{f_{ck}}\, b_w d$이다.

NoteBase

선지별 해설

그래프의 가로축은 계수전단력 V_u, 세로축은 전단철근량 A_v이다. 오른쪽 위로 증가하는 '계산량 배치' 구간은 $V_u > \phi V_c$인 경우로, 콘크리트만으로 부족한 전단강도를 전단철근이 보충한다. 설계조건은 $V_u \le \phi(V_c + V_s)$이며, 필요한 전단철근 강도를 구할 때 경계의 등식을 적용하면 $V_u - \phi V_c = \phi V_s$이다. 따라서 $V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$로 구한다.

2012년 콘크리트구조기준 7.4.4(2)의 수직 전단철근 강도식은 $V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$이다. 여기서 A_v는 간격 s 안에 배치된 전단철근의 전체 단면적이다. 이를 필요한 강도식에 대입하여 정리하면 $A_v = \frac{(V_u - \phi V_c)s}{\phi f_{yt} d}$이다. 같은 기준 7.4.4(9)에 따라 $V_s \le \frac{2}{3}\sqrt{f_{ck}}\, b_w d$이어야 한다. 그래프 오른쪽의 '단면 증가'는 **전단철근량만 늘려서는 이 상한을 넘길 수 없음**을 나타낸다.

① O: 전단철근량 식이 콘크리트의 설계전단강도 ϕV_c를 뺀 부족분으로부터 올바르게 도출되었다. V_s의 식과 상한 $\frac{2}{3}\sqrt{f_{ck}}\, b_w d$도 모두 기준에 맞는다.

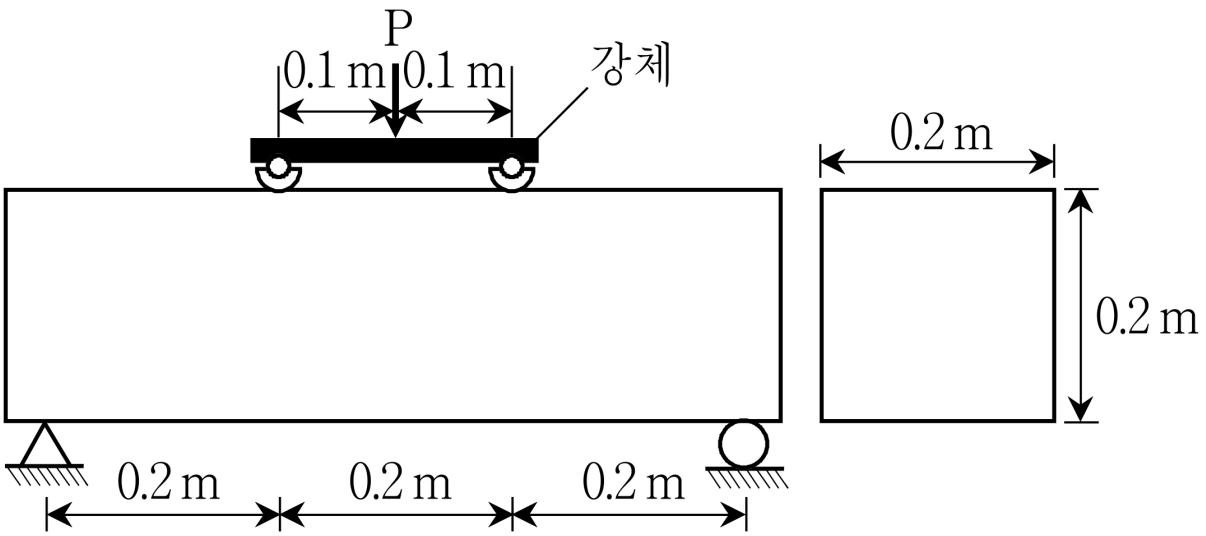
② X: **강도감소계수는 공칭강도에 곱한다**. 이미 계수하중으로 산정한 V_u에 다시 ϕ를 곱하는 것이 아니다. 전단철근량 식의 분자 $(\phi V_u - V_c)s$를 $(V_u - \phi V_c)s$로 고쳐야 한다. 뒤의 V_s 식과 상한은 맞다.

③ X: 전단철근량 식과 필요한 V_s의 식은 맞지만, **최대 전단강도의 계수가 잘못되었다**. 상한을 $\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}}\, b_w d$가 아니라 $\frac{2}{3}\sqrt{f_{ck}}\, b_w d$로 고쳐야 한다.

④ X: **전단철근량 식과 강도 상한을 모두 수정**해야 한다. 전단철근량은 $A_v = \frac{(V_u - \phi V_c)s}{\phi f_{yt} d}$로 고치고, 강도 상한은 $V_s \le \frac{2}{3}\sqrt{f_{ck}}\, b_w d$로 고쳐야 한다. 필요한 $V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$라는 식 자체는 맞다.

NoteBase

문 8. 그림과 같이 장방형 무근 콘크리트보에서 3등분점 하중법(KS F 2408)에 의해서 보가 파괴될 때까지 시험을 실시하였다. 하중 P가 100 kN에서 시편의 지간 중앙이 파괴되었을 때의 최대인장응력 [MPa]은? (단, 거동이 탄성적이고 휨응력이 단면의 중립축에서 직선으로 분포한다고 가정한다)



① 7.5

② 10.0

③ 12.5

④ 25.0

정답 1번

간단한 해설

강체를 통해 전달되는 전체 하중 P는 **두 재하점에 절반씩** 작용하므로 중앙부 휨모멘트는 10 kN·m이다. 이를 폭과 높이가 각각 0.2 m인 장방형 단면의 탄성 휨응력식에 적용하면 최대인장응력은 **7.5 MPa**이다.

NoteBase

계산 과정

하중과 치수: 그림에서 지간 L은 0.2 + 0.2 + 0.2 = 0.6 m이고, 단면 폭 b와 높이 h는 각각 0.2 m이다. 강체 중앙에 작용하는 P = 100 kN은 대칭인 두 재하점에 나뉘므로 각 재하점의 하중은 $\frac{P}{2} = 50\text{kN}$이다. 보의 양쪽 지점반력도 각각 50 kN이다.

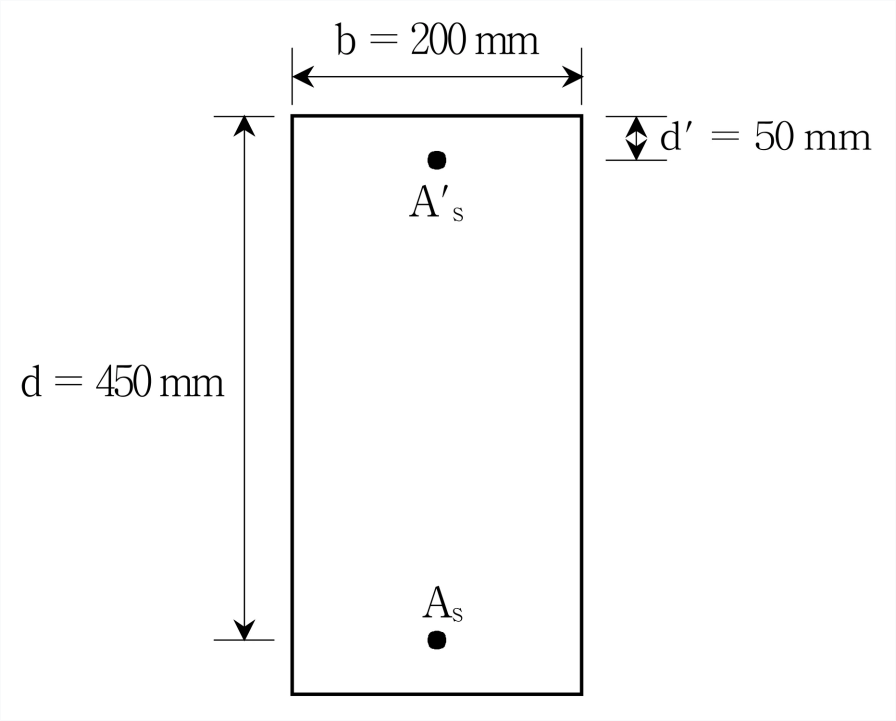
중앙부 휨모멘트: 왼쪽 지점에서 첫 재하점까지의 거리는 0.2 m이므로 그 지점의 휨모멘트는 $M = 50 \times 0.2 = 10$ kN·m이다. 두 재하점 사이에서는 지점반력과 첫 재하하중이 서로 상쇄되어 전단력이 0이므로 **휨모멘트가 일정**하다. 따라서 파괴가 일어난 지간 중앙의 휨모멘트도 10 kN·m이다.

탄성 휨응력식: 휨응력이 중립축에서 직선으로 분포하므로 $\sigma = \frac{My}{I}$를 적용한다. 여기서 y는 중립축으로부터의 거리, I는 단면2차모멘트이다. 장방형 단면에서는 $I = \frac{bh^3}{12}$이고, 최대인장응력은 **중립축에서 가장 먼 하단**인 $y = \frac{h}{2}$에서 발생한다. 이를 대입하면 $\sigma_{\max} = \frac{6M}{bh^2}$이다.

최대인장응력 계산: 단위를 N과 mm로 통일하면 $M = 10^7\,\text{N}\cdot\text{mm}$, b = h = 200 mm이다. 따라서 $\sigma_{\max} = \frac{6 \cdot 10^7}{200 \cdot 200^2} = 7.5\,\text{N/mm}^2$이다. 1 N/mm^2 = 1 MPa이므로 최대인장응력은 7.5 MPa이며, ①의 값과 일치한다.

NoteBase

문 9. 그림과 같은 복철근 직사각형 보에서 인장철근과 압축철근이 모두 항복할 때, 등가직사각형 응력블록의 깊이 a [mm]는? (단, 인장철근량 $A_s = 4,050\ \text{mm}^2$, 압축철근량 $A'_s = 1,500\ \text{mm}^2$, 콘크리트의 설계기준압축강도 $f_{ck} = 30\ \text{MPa}$, 철근의 설계기준항복강도 $f_y = 300\ \text{MPa}$이고, 설계코드(KDS: 2016)와 2012년도 콘크리트 구조기준을 적용한다)



① 125
② 150
③ 175
④ 200

정답 2번

간단한 해설

두 철근이 모두 항복하면 콘크리트가 부담할 압축력은 **인장철근의 인장력에서 압축철근의 압축력을 뺀 값**이다. 이를 등가직사각형 응력블록의 압축력과 같게 놓으면 깊이 a는 150 mm이다.

NoteBase

계산 과정

조건 확인: 그림의 단면 폭은 $b = 200$ mm이다. 인장철근과 압축철근이 **모두 항복**하므로 두 철근의 응력에 항복강도 $f_y = 300$ MPa를 적용한다. 1 MPa = 1 N/mm^{2}이므로 철근 단면적에 항복강도를 곱하면 힘의 단위는 N이 된다.

철근이 부담하는 힘: 인장철근의 인장력은 $T = A_s f_y$이므로 4,050 × 300 = 1,215,000 N이다. 압축철근의 압축력은 $C_s = A'_s f_y$이므로 1,500 × 300 = 450,000 N이다. 단면의 힘이 평형을 이루려면 $T = C_c + C_s$이므로, 콘크리트가 부담할 압축력은 1,215,000 − 450,000 = 765,000 N이다.

콘크리트의 압축력: 문제에서 지정한 기준에 따라 등가직사각형 응력블록의 응력은 $0.85f_{ck}$이며, 0.85 × 30 = 25.5 MPa이다. 응력블록의 면적은 ba이므로 콘크리트 압축력은 $C_c = 0.85f_{ck}ba$이다. 따라서 응력블록의 깊이는 **콘크리트가 부담할 압축력을 응력과 단면 폭의 곱으로 나눈 값**이다.

깊이 계산: $a = \frac{765{,}000}{25.5 \cdot 200} = 150$ mm이다. 따라서 구한 깊이 150 mm는 ②의 값에 해당한다.

NoteBase

문 10. 축방향 인장을 받는 부재 및 이음재의 설계에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, 설계코드(KDS: 2016)와 도로교설계기준(한계상태 설계법) 2015를 적용한다)

① 축방향 인장을 받는 부재의 강도는 전단면 파단을 고려하여 결정한다.

② 인장부재는 세장비 규정과 피로에 관한 규정을 만족해야 하며, 연결부 끝부분에서 블록전단강도에 관한 검토를 해야 한다.

③ 축방향 인장력과 휨모멘트를 동시에 받아 순압축응력이 작용하는 플랜지는 국부좌굴에 대한 검토가 필요하다.

④ 아이바, 봉강, 케이블 및 판을 제외한 인장부재에서 교번응력을 받지 않는 인장 주부재의 최대 세장비는 200이다.

정답 1번

간단한 해설

①의 '전단면 파단'은 **전단면 항복**으로 고쳐야 한다. 인장부재의 강도는 전단면의 항복과 **순단면의 파단**을 각각 검토하여 결정한다.

선지별 해설

① X: 인장부재는 **전단면의 항복과 순단면의 파단**을 구분하여 검토한다. 전단면은 볼트구멍 등을 공제하지 않은 전체 단면이고, 순단면은 구멍 등으로 줄어든 단면이다. 전체 단면이 항복하여 과도하게 늘어나는 한계상태와 연결부의 감소된 단면이 끊어지는 한계상태에 대한 설계강도 중 작은 값이 인장강도를 지배한다. 따라서 '전단면 파단'이라는 표현은 '전단면 항복'으로 고쳐야 한다.

② O: 인장부재도 세장비 제한과 반복하중에 대한 피로 규정을 만족해야 한다. 연결부 끝부분에서는 인장력에 평행한 면의 전단과 수직한 면의 인장이 함께 작용하여 재료가 덩어리째 뜯겨 나가는 **블록전단**이 발생할 수 있다. 따라서 부재 자체의 인장강도 검토와 별도로 연결부의 블록전단강도를 확인해야 한다.

③ O: 축방향 인장력이 작용하더라도 휨에 의한 압축응력이 더 크면 플랜지에 두 응력을 합성한 결과인 **순압축응력**이 생길 수 있다. 이 플랜지는 압축을 받는 판요소이므로 국부적으로 휘어지는 국부좌굴을 검토해야 한다. 부재 전체에 인장력이 작용한다는 사실만으로 플랜지의 국부좌굴 검토를 생략할 수는 없다.

④ O: 교량 강구조에서 아이바, 봉강, 케이블 및 판을 제외한 인장부재 중 **교번응력을 받지 않는 인장 주부재**의 최대 세장비는 200이다. 세장비는 부재 길이를 단면회전반경으로 나눈 무차원량으로, 값이 클수록 부재가 가늘고 길다는 뜻이다. 이 제한을 적용할 때는 선지에 제시된 부재 종류와 교번응력 유무의 조건을 함께 확인해야 한다.

NoteBase

문 11. 압축연단에서 압축철근까지의 거리 $d' = 50$ mm, 중립축까지의 거리 $c = 150$ mm인 복철근 철근콘크리트 직사각형보의 휨파괴 시 압축철근 변형률은? (단, 압축철근은 1단 배근되어 있고, 파괴 시 압축연단 콘크리트의 변형률은 0.003이고, 설계코드(KDS: 2016)와 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① 0.0005

② 0.001

③ 0.0015

④ 0.002

정답 4번

간단한 해설

평면유지 가정에 따라 휨변형률은 **중립축으로부터의 거리에 비례**한다. 압축철근과 압축연단의 거리 비를 적용하면 압축철근의 변형률은 0.002이다.

계산 과정

변형률 관계: 휨을 받은 단면은 변형 후에도 평면을 유지한다고 가정하므로, 단면의 변형률은 깊이에 따라 선형으로 변한다. 중립축의 변형률은 0이며, 철근과 콘크리트가 부착되어 같은 위치에서 같은 변형률을 갖는다. 따라서 압축철근 변형률은 **중립축에서 압축철근까지의 거리**에 비례한다.

거리 확인: 압축연단에서 중립축까지의 거리는 $c = 150$ mm이고, 압축연단에서 압축철근까지의 거리는 $d' = 50$ mm이다. 압축철근은 중립축보다 압축연단 쪽에 있으므로 압축을 받으며, 중립축에서 압축철근까지의 거리는 $c - d' = 150 - 50 = 100$ mm이다. 변형률 비에 사용하는 거리는 50 mm가 아니라 **100 mm**이다.

변형률 계산: 압축연단 콘크리트의 파괴 시 변형률을 $\varepsilon_{cu} = 0.003$, 압축철근 변형률을 ε'_s라 하면, 선형 변형률 분포의 닮음 관계에서 $\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu}\frac{c - d'}{c}$이다. 주어진 값을 대입하면 $\varepsilon'_s = 0.003 \cdot \frac{150 - 50}{150} = 0.002$이다. 두 거리를 모두 mm로 대입하므로 거리 비의 단위는 소거되며, 변형률은 무차원이다.

계산된 압축철근 변형률 0.002는 ④의 값과 일치한다.

NoteBase

문 12. H형강을 사용하여 길이가 4 m이고 양단이 고정인 기둥을 설계할 때, 유효좌굴길이에 대한 세장비(λ)는? (단, H형강의 단면적은 1×10^3 mm^{2}이고, 강축의 단면2차모멘트는 1×10^7 mm^4, 약축의 단면2차모멘트는 6.4×10^6 mm^{4}이다.)

① 20

② 25

③ 40

④ 50

정답 2번

간단한 해설

양단 고정 기둥의 **유효좌굴길이는 실제 길이의 0.5배**이고, 좌굴 검토에는 **단면2차반지름이 작은 약축**을 적용한다. 유효좌굴길이 2,000 mm를 약축 단면2차반지름 80 mm로 나누면 세장비는 25이다.

계산 과정

유효좌굴길이: 주어진 양단 고정 조건의 유효길이계수는 $K = 0.5$이다. 실제 길이 4 m는 4,000 mm이므로, 유효좌굴길이 $L_e = KL$은 $0.5 \times 4{,}000 = 2{,}000$ mm이다. 양단의 회전이 구속되므로 실제 길이보다 짧은 유효좌굴길이를 적용한다.

단면2차반지름: 단면적을 A, 검토 축에 대한 단면2차모멘트를 I라 하면 단면2차반지름은 $r = \sqrt{I/A}$이다. 두 축의 유효좌굴길이가 같으므로, **단면2차모멘트가 작은 약축에서 세장비가 더 크다**. 약축의 값을 적용하면 $r_{\min} = \sqrt{\frac{6.4 \times 10^6}{1 \times 10^3}} = 80$ mm이다.

세장비: 세장비는 **유효좌굴길이를 단면2차반지름으로 나눈 값**이다. 따라서 $\lambda = \frac{L_e}{r_{\min}} = \frac{2{,}000}{80} = 25$이다. 분자와 분모가 모두 길이이므로 세장비에는 단위가 없으며, 계산값 25는 ②에 해당한다.

NoteBase

문 13. 철근의 이음에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, 설계코드 (KDS: 2016)와 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① 압축부에서 이음길이 조건을 만족하면, D41과 D51 철근은 D35 이하 철근과의 겹침이음을 할 수 있다.

② 인장력을 받는 이형철근의 겹침이음길이는 A급과 B급으로 분류하며, 어느 경우에도 300 mm 이상이어야 한다.

③ 다발철근의 겹침이음에서 두 다발철근은 개개 철근처럼 겹침이음을 한다.

④ 휨부재에서 서로 접촉되지 않게 겹침이음된 철근은 횡방향으로 소요 겹침이음길이의 1/5 또는 150 mm 중 작은 값 이상 떨어지지 않아야 한다.

정답 3번

간단한 해설

두 다발철근을 각각 하나의 철근처럼 보아 **다발째 겹침이음할 수는 없다**. 다발 내 개별 철근별로 필요한 이음길이를 확보하고, 각 철근의 이음 위치가 한곳에 겹치지 않도록 해야 한다.

선지별 해설

① O: D35를 초과하는 철근은 원칙적으로 겹침이음을 할 수 없지만, **압축부에서 서로 다른 크기의 철근을 잇는 경우**에는 예외가 인정된다. D41과 D51 철근을 D35 이하 철근과 겹침이음할 수 있으며, 이음길이는 큰 철근의 정착길이와 작은 철근의 겹침이음길이 중 큰 값 이상이어야 한다.

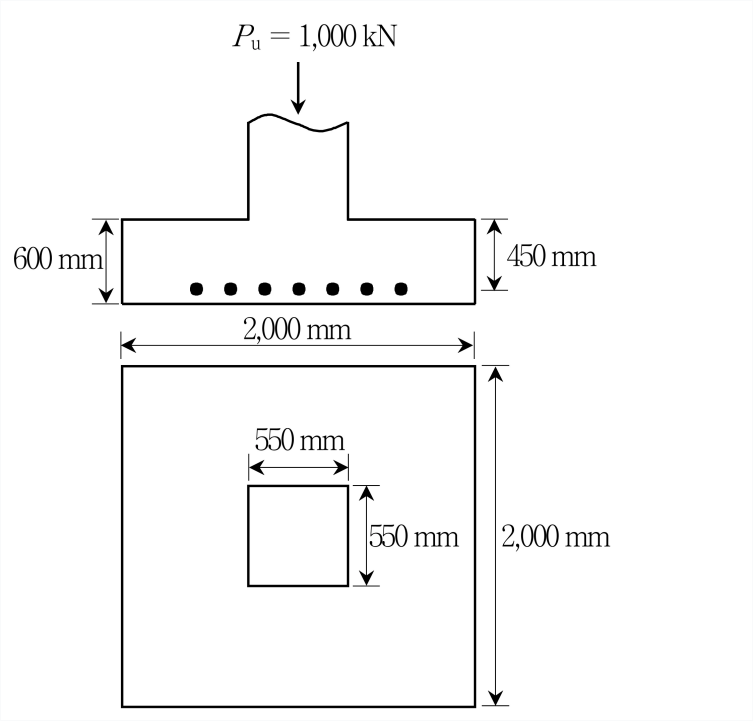
② O: 인장 이형철근의 겹침이음은 A급과 B급으로 구분한다. 인장철근의 정착길이를 l_d라 하면 A급은 $1.0l_d$ 이상, B급은 $1.3l_d$ 이상의 길이를 확보해야 하며, **두 등급 모두 최소 300 mm**를 만족해야 한다. 등급별로 산정한 길이가 300 mm보다 짧더라도 300 mm 이상으로 해야 한다.

③ X: 다발철근은 여러 철근을 묶어 사용하는 것으로, 겹침이음길이는 다발 내 개별 철근의 겹침이음길이를 기본으로 하여 다발철근의 정착 규정에 따라 증가시킨다. 한 다발 내 각 철근의 이음은 한곳에서 중복되지 않도록 해야 하며, **두 다발 전체를 개별 철근처럼 겹침이음할 수 없다**. 선지의 '겹침이음을 한다'는 '겹침이음을 할 수 없다'로 고쳐야 한다.

④ O: 휨부재에서 철근을 직접 접촉시키지 않고 겹침이음하는 경우에는 두 철근 사이의 횡방향 간격을 제한한다. 소요 겹침이음길이의 1/5과 150 mm를 비교하여 **작은 값 이상 떨어지지 않도록** 해야 한다. 이 규정은 철근 사이를 충분히 벌리라는 최소간격 조건이 아니라, 서로 지나치게 멀어지지 않도록 하는 간격 제한이다.

NoteBase

문 14. 그림과 같은 2방향 확대기초에서 계수하중 $P_u = 1{,}000$ kN이 작용할 때, 위험단면에 작용하는 계수전단력 V_u[kN]는? (단, 설계코드 (KDS: 2016)와 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)



① 750

② 800

③ 850

④ 900

정답 1번

간단한 해설

2방향 전단에서는 **기둥 면에서 유효깊이의 절반만큼 떨어진 폐합둘레**를 위험단면으로 본다. 이 둘레 안쪽의 지반반력 250 kN을 계수하중 1,000 kN에서 빼면 계수전단력은 750 kN이다.

NoteBase

계산 과정

주어진 치수: 기초 평면은 2,000 mm × 2,000 mm, 기둥 단면은 550 mm × 550 mm이다. 기초 전체 두께는 600 mm이지만, 전단 위험단면의 위치를 정할 때는 **인장철근 중심까지의 유효깊이**인 $d = 450$ mm를 사용한다. 계수하중은 $P_u = 1{,}000$ kN이다.

위험단면 안쪽 면적: 2방향 전단은 기둥 둘레로 기초가 뚫리는 작용이므로, 위험단면을 기둥 각 면에서 $d/2$만큼 떨어진 폐합둘레로 잡는다. 마주 보는 두 기둥 면에서 각각 $d/2$씩 늘어나므로, 이 둘레가 감싸는 정사각형의 한 변은 $550 + 450 = 1{,}000$ mm $= 1.0$ m이다. 따라서 안쪽 면적은 $A_0 = 1.0 \times 1.0 = 1.0$ m^{2}이다.

계수지반반력: 그림의 중심하중에 의한 지반반력을 기초 전면에 균등하게 분포하는 것으로 계산한다. 기초 면적은 $A = 2.0 \times 2.0 = 4.0$ m^{2}이므로, 단위면적당 계수지반반력은 $q_u = \frac{P_u}{A} = \frac{1{,}000}{4.0} = 250$ kN/m^{2}이다.

계수전단력: 위험단면 안쪽 부분에 작용하는 하중의 평형을 잡으면, 아래로 작용하는 기둥하중에서 **위험단면 안쪽의 상향 지반반력**을 뺀 힘이 둘레를 통해 전달된다. 안쪽 지반반력은 $q_u A_0 = 250 \times 1.0 = 250$ kN이므로, $V_u = P_u - q_u A_0 = 1{,}000 - 250 = 750$ kN이다. 이 값은 ①의 750 kN에 해당한다.

NoteBase

문 15. 보의 경간이 8m인 단순보에 등분포활하중이 20 kN/m, 자중을 포함한 등분포고정하중이 8 kN/m가 작용할 때, 휨부재를 설계하는 경우의 계수휨모멘트[kN·m]는? (단, KDS 24 12 11: 2016의 극한한계상태 하중조합 I에 따라 활하중계수는 1.8, 고정하중계수는 1.25를 적용한다)

① 312.8

② 315.2

③ 368.0

④ 432.9

정답 3번

간단한 해설

고정하중과 활하중에 각각 1.25와 1.8을 적용하면 계수등분포하중은 46 kN/m이다. 전 경간에 등분포하중을 받는 단순보의 **중앙 최대휨모멘트**를 계산하면 368.0 kN·m가 된다.

계산 과정

1. 설계에 적용할 계수하중
고정하중은 8 kN/m, 활하중은 20 kN/m이며, 각 하중에 문제에서 지정한 계수를 곱한다. 고정하중의 계수값은 1.25 × 8 = 10 kN/m, 활하중의 계수값은 1.8 × 20 = 36 kN/m이다. 따라서 두 하중을 합한 계수등분포하중은 10 + 36 = 46 kN/m이다. 고정하중에 **자중이 포함되어 있으므로** 자중을 추가하지 않는다.

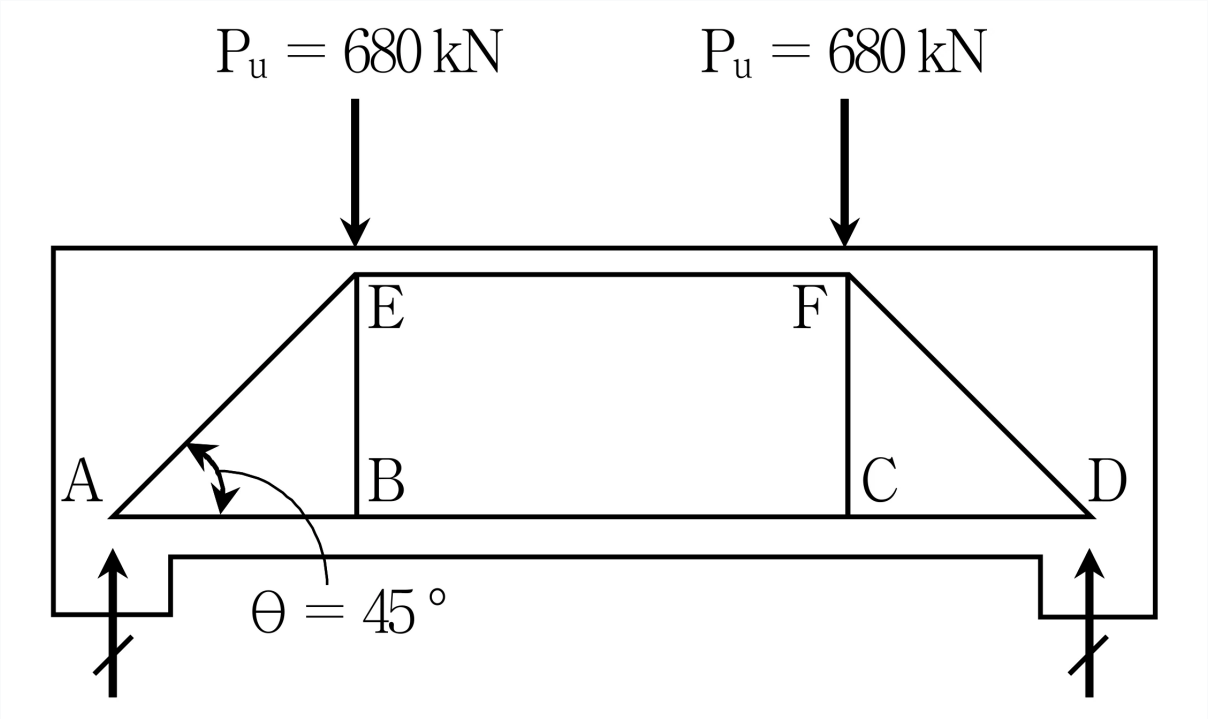
2. 단순보의 최대휨모멘트
전 경간에 일정한 등분포하중이 작용하면 양쪽 지점의 반력은 같고, 경간 중앙에서 전단력이 0이 된다. 따라서 **경간 중앙에서 최대휨모멘트**가 발생한다. 계수등분포하중을 w_u, 경간을 L이라 하면 최대 계수휨모멘트는 다음과 같다.
$M_u = \frac{w_u L^2}{8}$

3. 수치 대입
계수등분포하중 46 kN/m와 경간 8 m를 대입한다.
$M_u = \frac{46 \times 8^2}{8} = 368.0\ \text{kN·m}$

계수휨모멘트는 368.0 kN·m이므로 ③에 해당한다.

NoteBase

문 16. 그림과 같이 철근콘크리트 깊은 보를 스터럿-타이 모델에 의하여 설계할 때, 타이 BC에 필요한 휨 인장 철근면적[mm^2]은? (단, 철근의 설계기준항복강도 $f_y = 400$ MPa이고, 설계코드(KDS: 2016)와 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)



① 1,000

② 1,500

③ 1,875

④ 2,000

정답 4번

간단한 해설

45° 스트럿의 수평·수직 성분이 같아 타이 BC의 인장력은 680 kN이다. **타이의 강도감소계수 0.85**와 철근의 항복강도 400 MPa를 반영하면 필요한 철근면적은 2,000 mm^2이다.

NoteBase

계산 과정

1. 지점반력: 그림에는 E와 F에 각각 680 kN의 계수하중이 작용하며, 하중과 지점 배치가 좌우 대칭이다. 따라서 양쪽 지점반력은 같고, $R_A = R_D = \frac{680 + 680}{2} = 680\text{kN}$이다.

2. 하부 부재 AB의 인장력: A절점에서 경사 스트럿 AE의 압축력은 지점반력과 수직방향으로 평형을 이룬다. 그 수평성분은 하부 부재 AB의 인장력과 평형을 이루므로 $T_{AB} = \frac{R_A}{\tan\theta}$이다. 그림에서 **스트럿과 하부 타이가 이루는 각은 45°**이므로 $T_{AB} = \frac{680}{\tan 45^\circ} = 680\text{kN}$이다.

3. 타이 BC의 인장력: B절점에는 외력이 없고 AB와 BC가 일직선상에 있다. 따라서 수직방향 평형에 의해 BE의 부재력은 0이며, 수평방향 평형에 의해 $T_{BC} = T_{AB} = 680\text{kN}$이다. 이 값이 타이 BC가 저항해야 할 계수인장력이다.

4. 철근의 설계인장강도: 철근면적을 A_s, 항복강도를 f_y라 하면 철근 타이의 공칭인장강도는 $A_s f_y$이다. 문제에서 지정한 기준에 따른 **타이의 강도감소계수는 0.85**이므로, 설계인장강도가 계수인장력 이상이 되도록 $\phi_t A_s f_y \geq T_{BC}$를 만족시켜야 한다.

5. 필요 철근면적: 680 kN은 680,000 N이고, 400 MPa는 400 N/mm^{2}이다. 따라서 $A_s \geq \frac{680{,}000}{0.85 \cdot 400}$이며, 필요한 최소 철근면적은 2,000 mm^{2}로 ④에 해당한다.

NoteBase

문 17. 양단 정착하는 PSC 포스트텐션 부재에서 일단 정착부 활동이 4 mm 발생하였을 때, PS강재와 쉬스의 마찰이 없는 경우에 정착부 활동에 의한 프리스트레스 손실량[MPa]은? (단, PS강재의 길이 20 m, 초기 프리스트레스 $f_i = 1,200$ MPa, PS 강재 탄성계수 $E_{ps} = 200$ GPa, 콘크리트 탄성계수 $E_c = 28$ GPa이다)

① 20

② 40

③ 60

④ 80

정답 4번

간단한 해설

양단 정착에서는 **양쪽 정착부의 활동량을 합한 8 mm**만큼 PS강재의 늘어난 길이가 줄어든다. 마찰이 없으므로 이 길이 감소를 강재 전체 길이에 나누어 변형률 감소를 구하고 강재 탄성계수를 곱하면, 프리스트레스 손실량은 80 MPa이다.

계산 과정

활동량과 단위: 정착부 활동은 긴장된 PS강재가 정착 과정에서 미끄러져 되돌아오는 현상으로, 강재의 늘어난 길이를 감소시킨다. 양단 정착이므로 한쪽 정착부의 활동량 4 mm를 양쪽에 적용하면 **총 길이 감소량은 8 mm**이다. 강재 길이는 20 m = 20,000 mm이고, 강재 탄성계수는 200 GPa = 200,000 MPa이다.

변형률 감소: PS강재와 쉬스 사이에 **마찰이 없으므로 손실은 강재 전체 길이에 균일하게 발생**한다. 총 길이 감소량을 δ, 강재 길이를 L이라 하면 변형률 감소량은 $\Delta\varepsilon = \frac{\delta}{L}$이다. 따라서 $\Delta\varepsilon = \frac{8}{20,000} = 0.0004$이며, 이는 정착부 활동으로 줄어든 강재 인장변형률이다.

응력 손실: 탄성 범위에서 응력 변화는 탄성계수와 변형률 변화의 곱이므로 $\Delta f = E_{ps}\Delta\varepsilon$를 적용한다. 따라서 $\Delta f = 200,000 \cdot 0.0004 = 80$MPa이다. 이 문항에서 구하는 것은 정착부 활동에 의한 손실량이므로 초기 프리스트레스 1,200 MPa와 콘크리트 탄성계수 28 GPa는 이 계산에 사용하지 않는다.

프리스트레스 손실량은 80 MPa로, ④의 값에 해당한다.

NoteBase

문 18. 연석간의 교폭이 9m, 발주자에 의해 정해진 계획차로의 폭이 9m일 때, 차량활하중의 재하를 위한 재하차로의 수 N은? (단, 설계코드(KDS: 2016)와 도로교설계기준(한계상태설계법) 2015를 적용한다)

① 1

② 2

③ 3

④ 4

정답 2번

간단한 해설

교폭을 계획차로 폭으로 나눈 정수부는 1이지만, **기본 산정값이 1이고 교폭이 6.0m 이상이면 2차로**로 하는 예외 규정을 적용한다. 이 교량의 교폭은 9m이므로 재하차로 수는 2이다.

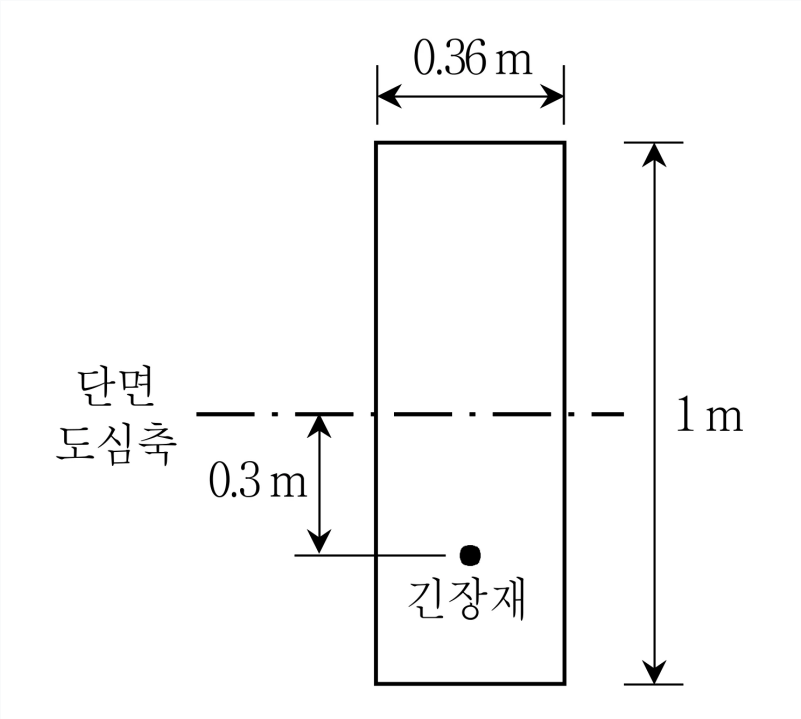
계산 과정

기본 산정: KDS 24 12 21:2016의 식 (4.3-1)은 연석 간의 교폭 W_C를 발주자가 정한 계획차로 폭 W_P로 나눈 값의 정수부를 재하차로 수로 정한다. 정수부를 취한다는 것은 소수 부분을 버린다는 뜻이다. 주어진 두 폭은 모두 9m이므로 $\frac{W_C}{W_P} = \frac{9}{9} = 1$이고, 기본 산정값은 1차로이다.

예외 적용: 위 식으로 산정한 차로 수가 1이고 교폭이 6.0m 이상이면 재하차로 수를 2로 한다. 이 문제는 **기본 산정값 1, 교폭 9m ≥ 6.0m**의 두 조건을 모두 충족한다. 따라서 최종 재하차로 수 N은 2이며, 이는 ②의 값에 해당한다.

NoteBase

문 19. 그림과 같이 폭 0.36 m, 높이 1 m인 직사각형 단면에 정모멘트가 3,000 kN·m, 긴장력이 3,600 kN이 작용하고 있다. 긴장재의 편심거리가 0.3 m일 때, 응력개념에 의한 부재 상단응력의 크기 [MPa]는? (단, 구조물의 거동은 선형탄성으로 가정한다)



① 22
② 32
③ 42
④ 52

정답 3번

간단한 해설

부재 상단에는 긴장력의 균등압축응력과 정모멘트의 압축응력이 작용하고, 도심 아래 긴장재의 편심모멘트는 인장응력을 만든다. 이를 **압축 10 + 50 − 인장 18**로 합하면 상단응력은 **42 MPa의 압축응력**이다.

NoteBase

계산 과정

1. 응력의 중첩: 선형탄성 조건이므로 축력과 휨모멘트에 의한 응력을 더한다. 그림에서 긴장재는 단면 도심축보다 0.3 m 아래에 있다. 압축을 양(+)으로 잡으면, 긴장력 P의 균등압축과 정모멘트 M의 상단 압축은 더하고 **편심모멘트 Pe의 상단 인장은 뺀다**. 따라서 상단응력은 $\sigma_t = \frac{P}{A} + \frac{M}{Z} - \frac{Pe}{Z}$이다. 여기서 A는 단면적, Z는 상단에 대한 단면계수이다.

2. 단면 성질: 폭 b = 0.36 m, 높이 h = 1 m이므로 단면적은 $A = bh = 0.36\text{m}^2$이다. 직사각형의 도심축에 대한 단면2차모멘트는 $I = \frac{bh^3}{12}$이고, 도심에서 상단까지의 거리는 h/2이므로 $Z = \frac{I}{h/2} = \frac{bh^2}{6}$이다. 따라서 $Z = \frac{0.36 \cdot 1^2}{6} = 0.06\text{m}^3$이다.

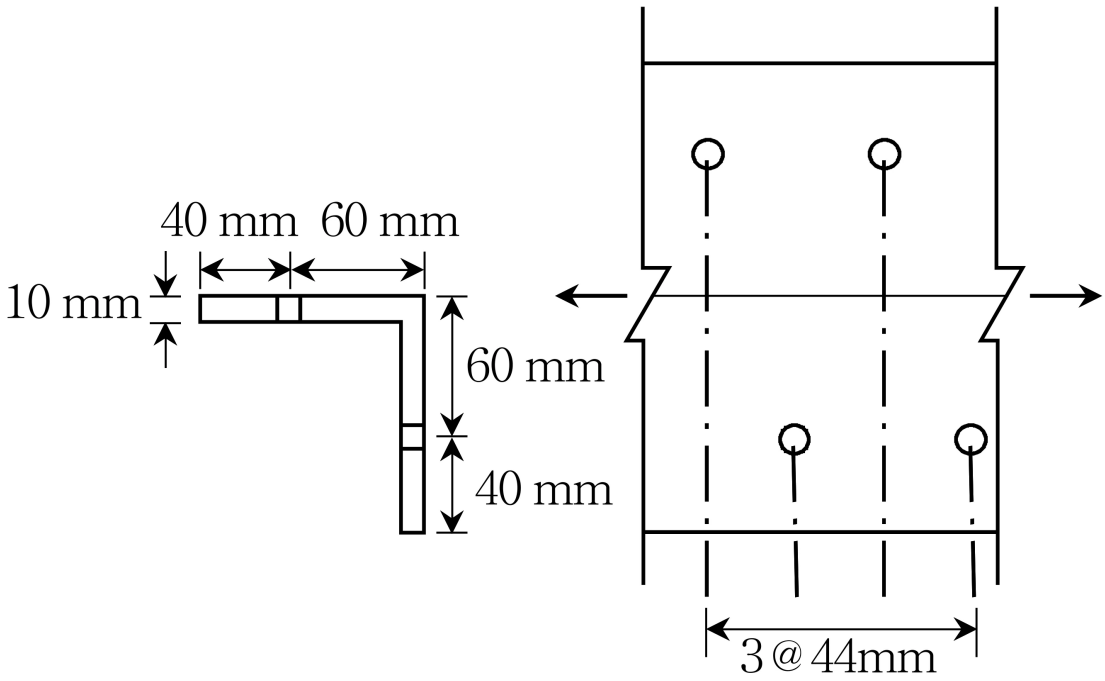
3. 균등압축응력: 긴장력 P = 3,600 kN에 의한 응력은 $\frac{P}{A} = \frac{3600}{0.36} = 10000\text{kN/m}^2$이다. 1,000 kN/$\text{m}^2$ = 1 MPa이므로 10 MPa의 압축응력이다.

4. 휨응력: 정모멘트 M = 3,000 kN·m에 의한 상단 압축응력은 $\frac{M}{Z} = \frac{3000}{0.06} = 50000\text{kN/m}^2$, 즉 50 MPa이다. 긴장력의 편심모멘트는 Pe = 3,600 × 0.3 = 1,080 kN·m이다. 이에 의한 상단 인장응력은 $\frac{Pe}{Z} = \frac{1080}{0.06} = 18000\text{kN/m}^2$, 즉 18 MPa이다. 편심 긴장력은 하단의 압축을 키우는 방향으로 작용하므로 **상단에서는 압축을 줄인다**.

5. 상단응력: 압축을 양(+)으로 정했으므로 10 + 50 − 18 = 42 MPa이다. 따라서 상단응력의 크기는 42 MPa이며, 선택지 ③의 값과 일치한다.

NoteBase

문 20. 그림과 같은 인장재 L형강의 순단면적[mm^2]은? (단, 구멍의 직경은 25 mm이고, 설계코드(KDS: 2016)와 도로교설계기준(한계상태설계법) 2015를 적용한다)



① 1,344

② 1,444

③ 1,544

④ 1,750

정답 2번

간단한 해설

L형강의 두 다리를 펼친 뒤, **엇갈린 두 구멍을 지나는 단면**에 엇모배치 보정항을 적용한다. 직선 단면보다 작은 순단면적은 **1,444 mm^2**이다.

NoteBase

계산 과정

총단면적: 두 다리의 바깥 길이는 각각 40 + 60 = 100 mm이고 두께는 10 mm이다. 두 직사각형을 더하면 모서리 부분이 중복되므로 **10 × 10 mm^{2}를 한 번 뺀다**. 따라서 총단면적은 $A_g = 100 \cdot 10 + 100 \cdot 10 - 10 \cdot 10$으로 계산하여 1,900 mm^{2}이다.

구멍 간격: 구멍 지름 d는 주어진 25 mm, 두께 t는 10 mm이다. 오른쪽 그림의 3@44 mm는 인장 방향으로 인접한 구멍 중심 사이의 간격이 44 mm씩 세 구간이라는 뜻이므로, 가까운 두 구멍의 종방향 간격 s는 44 mm이다. 서로 다른 다리에 있는 구멍의 횡방향 간격 g는 L형강을 펼쳐 계산하며, **등쪽에서 잰 두 게이지의 합에서 두께를 뺀다**. 따라서 g = 60 + 60 − 10 = 110 mm이다.

직선 파단 경로: 인장 방향에 직각인 단면은 구멍 한 개를 지난다. 순단면적은 총단면적에서 구멍 지름과 두께의 곱을 뺀 값이므로, $A_{n,1} = 1{,}900 - 25 \cdot 10$으로 계산하여 1,650 mm^{2}이다.

엇모 파단 경로: 서로 다른 다리의 구멍 두 개를 잇는 경로에는 구멍 두 개의 결손과 대각선 구간 한 개의 보정을 반영한다. 계산식은 $A_{n,2} = A_g - 2dt + \frac{s^2 t}{4g}$이다. 보정항은 구멍이 종방향으로 어긋나 있어 직선으로 나란히 놓인 경우보다 남는 순폭이 커지는 효과를 나타낸다. 보정 면적은 $\frac{44^2 \cdot 10}{4 \cdot 110} = 44\text{mm}^2$이므로, 순단면적은 1,900 − 500 + 44 = 1,444 mm^{2}이다. 같은 두 구멍 열을 잇더라도 종방향 간격이 더 큰 경로는 보정항이 커지므로 이보다 작은 값을 주지 않는다.

순단면적의 결정: 가능한 파단 경로 중 **순단면적이 가장 작은 경로**가 지배한다. 1,650 mm^{2}보다 작은 1,444 mm^{2}를 채택하며, 이는 ②의 값과 일치한다.

NoteBase