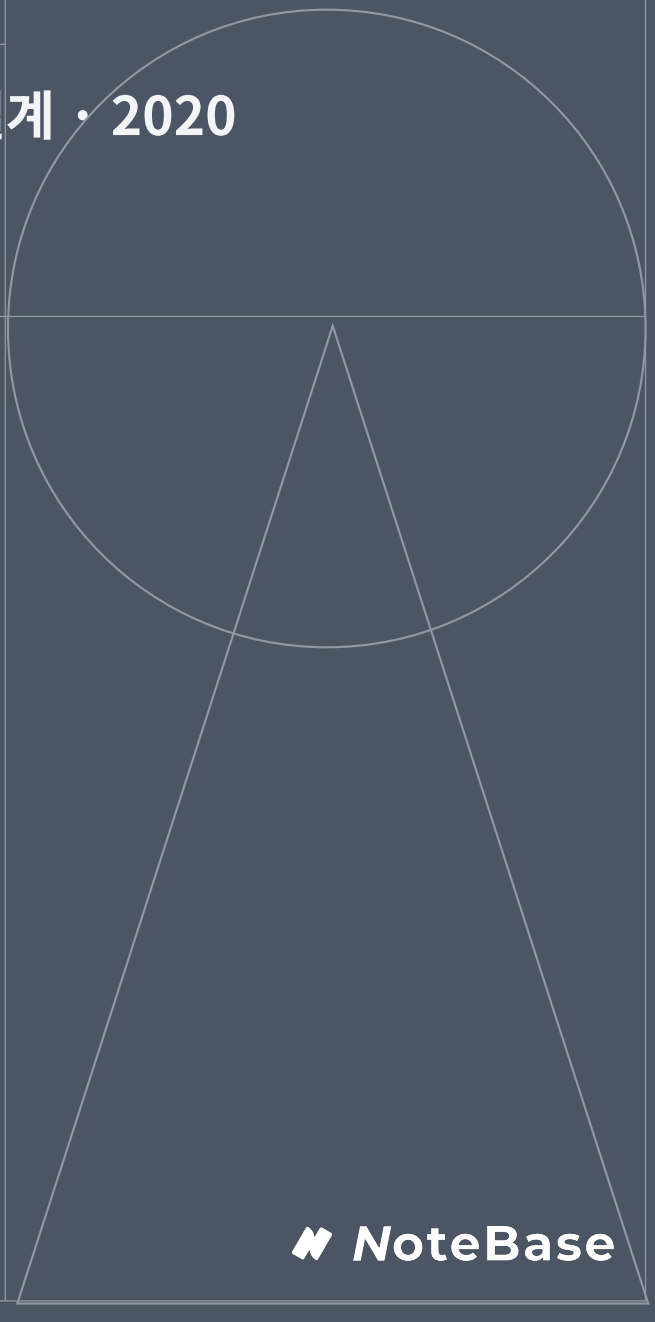
기출OX 해설집

공무원/국가직/9급 · 토목설계 · 2020



NoteBase

기출OX 해설집

공무원/국가직/9급 · 토목설계 · 2020

공무원/국가직/9급 · 토목설계 · 2020

문 1. 철근콘크리트 휨부재의 강도설계법에 대한 기본적인 요구사항을 옳게 표시한 것은? (단, M_n은 공칭휨강도, M_d는 설계휨강도, M_u는 계수휨모멘트, ϕ는 강도감소계수이며, KDS 14 20 10 및 KDS 14 20 20을 따른다)

① $M_d \le M_u (= \phi M_n)$

② $M_d \le M_n (= \phi M_u)$

③ $M_u \le M_n (= \phi M_d)$

④ $M_u \le M_d (= \phi M_n)$

정답 4번

간단한 해설

강도설계법에서는 **설계휨강도가 계수휨모멘트 이상**이어야 한다. 설계휨강도는 공칭휨강도에 강도감소계수를 곱한 값이므로 $M_u \le M_d = \phi M_n$이다.

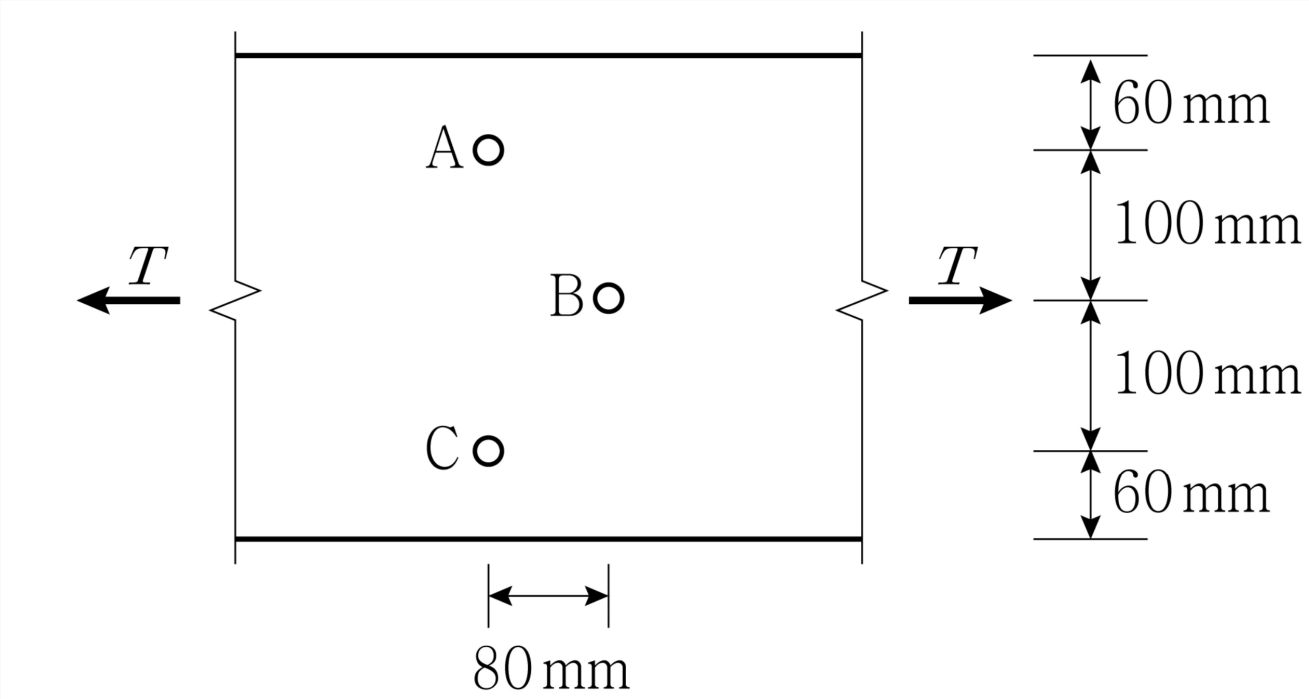
핵심 풀이

설계휨강도: 공칭휨강도 M_n은 재료 강도와 단면의 특성에 따라 산정한 부재의 휨저항 능력이다. 설계에서는 강도 산정의 불확실성 등을 고려하여 **공칭휨강도에 강도감소계수를 곱한 값**을 사용한다. 따라서 설계휨강도는 $M_d = \phi M_n$이며, ϕ를 계수휨모멘트에 곱하거나 공칭휨강도와 설계휨강도의 자리를 바꾸면 이 정의에 맞지 않는다.

강도 확보 조건: 계수휨모멘트 M_u는 하중계수를 적용한 하중으로부터 구한 휨모멘트로, 부재가 저항해야 할 소요강도에 해당한다. 부재가 설계에서 확보한 휨저항 능력이 이 요구량보다 작아서는 안 되므로 **소요강도 이하가 아니라 소요강도 이상의 설계강도**를 확보해야 한다. 즉, $M_u \le M_d$이다. 여기에 설계휨강도의 정의를 결합하면 $M_u \le M_d (= \phi M_n)$이 되어 ④의 관계와 일치한다. ①은 설계휨강도와 계수휨모멘트 사이의 부등호 방향을 반대로 표시한 것이다.

NoteBase

문 2. 그림과 같은 볼트구멍이 있는 강판에 인장력 T가 작용할 때, 순단면적[mm^2]은? (단, 볼트구멍의 직경 $d = 25$ mm, 강판의 두께 $t = 10$ mm이며, KDS 14 31 10을 따른다)



① 2,450

② 2,700

③ 2,770

④ 3,075

정답 2번

간단한 해설

순단면적은 가능한 파단 경로 중 **가장 작은 값**으로 정한다. A–C 직선 경로는 구멍 2개를 공제하여 2,700 mm^2이고, A–B–C 지그재그 경로는 엇모배치 보정 후 2,770 mm^2이므로 A–C 경로가 지배한다.

NoteBase

계산 과정

조건과 산정 원리: 강판의 폭은 60 + 100 + 100 + 60 = 320 mm이고, 두께는 10 mm이다. KDS 14 31 10의 4.1.2에 따라 각 파단 경로의 순폭에 두께를 곱하고, 그중 **최소 순단면적**을 채택한다. 문제에서 구멍의 직경을 25 mm로 주었으므로 이 값을 공제한다.

A–C 직선 경로: A와 C는 인장력에 수직인 같은 직선 위에 있으므로 구멍 2개를 공제한다. 순폭은 $320 - 2 \times 25 = 270$ mm이고, 순단면적은 $270 \times 10 = 2{,}700$ mm^2이다.

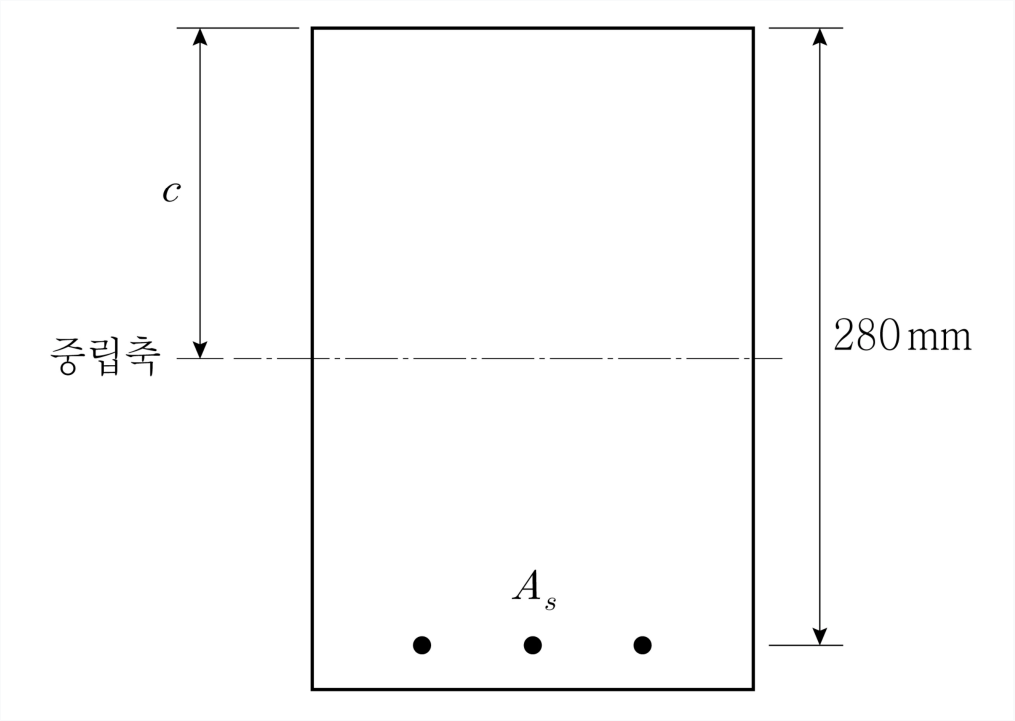
B 직선 경로: B만 지나는 인장력에 수직인 직선에서는 구멍 1개를 공제한다. 순폭은 $320 - 25 = 295$ mm이고, 순단면적은 $295 \times 10 = 2{,}950$ mm^2이다.

A–B–C 지그재그 경로: 구멍 3개를 공제하되, **엇모배치의 대각 구간마다 순폭을 보정**한다. 보정량은 $\frac{s^2}{4g}$이며, s는 인장력 방향의 구멍 중심간격, g는 인장력에 수직인 방향의 구멍 중심간격이다. A–B와 B–C에서 각각 s = 80 mm, g = 100 mm이므로 한 구간의 보정량은 $\frac{80^2}{4 \cdot 100} = 16$ mm이다. 대각 구간이 2개이므로 순폭은 $320 - 3 \times 25 + 2 \times 16 = 277$ mm이고, 순단면적은 $277 \times 10 = 2{,}770$ mm^2이다.

경로 비교: 2,700 mm^2, 2,950 mm^2, 2,770 mm^2 중 가장 작은 값은 A–C 경로의 2,700 mm^2이다. 따라서 강판의 순단면적은 2,700 mm^2로, ②의 값과 일치한다.

NoteBase

문 3. 그림과 같은 단철근 철근콘크리트 직사각형 보가 균형변형률 상태에 있을 때, 압축연단에서 중립축까지 거리 c [mm]는? (단, 콘크리트 압축연단의 극한변형률 $\varepsilon_{cu} = 0.003$, 철근의 설계기준 항복강도 $f_y = 400$ MPa, 철근의 탄성계수 $E_s = 200{,}000$ MPa, A_s는 인장철근 단면적이며, KDS 14 20 20을 따른다)



① 168

② 180

③ 192

④ 204

정답 1번

간단한 해설

균형변형률 상태에서는 콘크리트 압축연단이 극한변형률 0.003에 도달할 때 **인장철근도 항복변형률 0.002에 도달**한다. 선형 변형률 분포에서 중립축 깊이는 유효깊이 280 mm의 $\frac{0.003}{0.003 + 0.002}$배이므로 168 mm이다.

NoteBase

계산 과정

1. 유효깊이 확인: 그림 오른쪽의 280 mm는 압축연단에서 인장철근 중심까지의 거리인 유효깊이 d이다.
구하려는 c는 압축연단에서 중립축까지의 거리이므로, 중립축에서 인장철근 중심까지의 거리는 $d - c$이다.

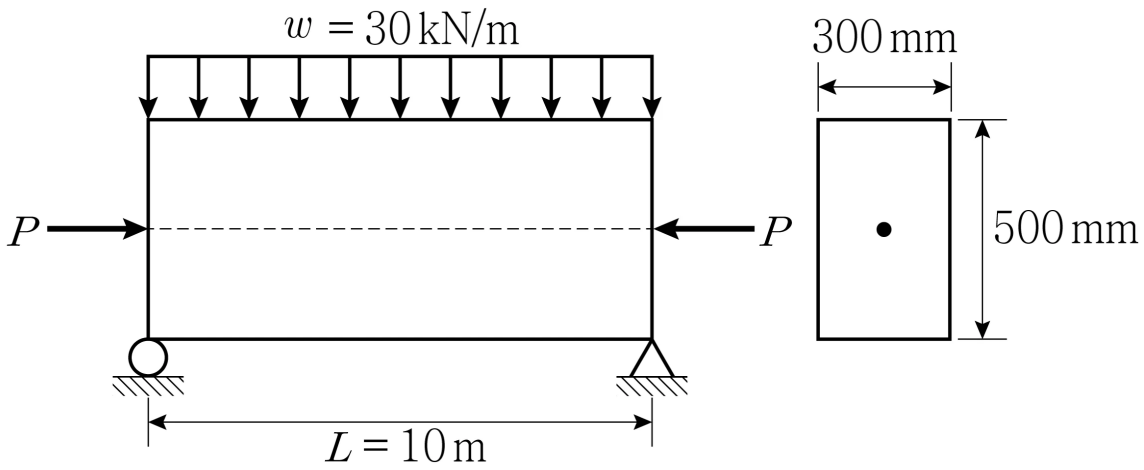
2. 철근의 항복변형률 계산: 균형변형률 상태는 **콘크리트의 극한변형률 도달과 인장철근의 항복이 동시에 일어나는 상태**이다. 따라서 철근의 인장변형률은 항복변형률 ε_y와 같고, 항복까지의 선형탄성 관계로 구한다.
$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200{,}000} = 0.002$이다. 항복강도와 탄성계수의 단위가 모두 MPa이므로 변형률에는 단위가 없다.

3. 변형률 적합조건 적용: 평면유지 가정에 따라 변형률은 중립축에서의 거리에 비례하며, 중립축에서 0이 된다.
압축과 인장의 변형률을 크기로 비교하면 $\frac{\varepsilon_{cu}}{c} = \frac{\varepsilon_y}{d-c}$이다. 즉, 압축연단과 인장철근의 **변형률 크기 비가 중립축으로부터의 거리 비와 같다**. 이를 c에 대해 정리하면 $c = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} d$가 된다.

4. 중립축 깊이 계산: 주어진 극한변형률 0.003과 철근의 항복변형률 0.002를 대입하면
$c = \frac{0.003}{0.003 + 0.002} \cdot 280 = 168$ mm이다. 이는 유효깊이의 60%에 해당하며, 선택지 ①의 168 mm와 일치한다.

NoteBase

문 4. 그림과 같은 자중을 포함한 등분포하중 w가 작용하는 단순지지된 프리스트레스트 콘크리트 보의 경간 중앙에서 단면 하단의 콘크리트 응력을 0이 되게 하는 프리스트레스 힘 P[kN]는? (단, 긴장재는 콘크리트 보의 단면도심에 배치되어 있으며, 콘크리트 보의 단면적은 긴장재를 무시한 총단면적을 사용한다)



① 3,000

② 3,500

③ 4,500

④ 6,000

정답 3번

간단한 해설

긴장재가 단면도심에 있으므로 프리스트레스는 단면에 균일한 압축응력을 만든다. 경간 중앙 하단의 **휨인장응력과 프리스트레스 압축응력이 같아지는 조건**을 적용하면 필요한 힘은 4,500 kN이다.

NoteBase

계산 과정

1. 경간 중앙의 휨모멘트: 그림에서 등분포하중은 w = 30 kN/m, 경간은 L = 10 m이다. 하중에는 자중이 포함되어 있으므로 자중을 따로 더하지 않는다. 전 경간에 등분포하중을 받는 단순지지보의 중앙 휨모멘트는 $M = \frac{wL^2}{8}$이므로, $M = \frac{30 \cdot 10^2}{8} = 375\text{kN} \cdot \text{m}$이다. 이 모멘트는 단면 하단에 인장응력을 만든다.

2. 단면적과 단면계수: 직사각형 단면의 폭 b = 0.3 m, 높이 h = 0.5 m이다. 긴장재를 무시한 총단면적은 A = 0.3 × 0.5 = 0.15 m^2이다. 하단의 휨응력 계산에 쓰는 단면계수는 $Z = \frac{I}{h/2} = \frac{bh^2}{6}$이며, I는 단면도심을 지나는 수평축에 대한 단면2차모멘트이다. 따라서 $Z = \frac{0.3 \cdot 0.5^2}{6} = 0.0125\text{m}^3$이다.

3. 하단 응력이 0이 되는 조건: 긴장재가 **단면도심에 배치되어 편심이 0**이므로 프리스트레스 힘 P는 추가 휨모멘트 없이 균일한 압축응력 $\frac{P}{A}$를 만든다. 하단의 휨인장응력 $\frac{M}{Z}$를 상쇄하려면 $\frac{P}{A} = \frac{M}{Z}$이어야 한다. 휨인장응력은 $\frac{M}{Z} = \frac{375}{0.0125} = 30{,}000\text{kN/m}^2$로, 30 MPa이다. 즉, 프리스트레스로 같은 크기의 압축응력을 주어야 한다.

4. 프리스트레스 힘: 필요한 압축응력에 단면적을 곱하면 P = 30,000 × 0.15 = 4,500 kN이다. 이는 ③의 4,500 kN에 해당한다.

NoteBase

문 5. 필릿용접에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, KDS 14 31 25를 따른다)

① 유효면적은 유효길이에 유효목두께를 곱한 것으로 한다.

② 유효길이는 필릿용접의 총길이에서 용접치수의 3배를 공제한 값으로 한다.

③ 유효목두께는 용접치수의 0.7배로 한다.

④ 단속 필릿용접의 한 세그멘트 길이는 용접치수의 4배 이상이며 최소 40 mm이어야 한다.

정답 2번

간단한 해설

②의 '용접치수의 3배를 공제'를 **'용접치수의 2배를 공제'**로 고쳐야 한다. 필릿용접의 유효길이는 이 공제량을 총길이에서 뺀 값이다.

선지별 해설

① O: KDS 14 31 25:2017의 4.1.2.2.1(1)에 따라 유효면적은 **유효길이 × 유효목두께**로 산정한다. 용접부가 힘을 전달하는 데 유효한 길이와 단면 두께를 곱하여 강도 산정에 사용할 면적을 구하는 것이다.

② X: 같은 기준의 4.1.2.2.1(2)는 유효길이를 총길이에서 **용접치수의 2배를 공제**한 값으로 정한다. 따라서 선지의 '3배'는 '2배'로 고쳐야 한다. 예를 들어 총길이가 100 mm이고 용접치수가 6 mm라면, 유효길이는 $100 - 2 \times 6 = 88$ mm이다.

③ O: 같은 기준의 4.1.2.2.1(3)에 따라 유효목두께는 용접치수의 0.7배로 한다. 이는 두 부재가 직각으로 만나고 양쪽 용접 다리의 크기가 같은 보통의 필릿용접에 적용한다. 부재 사이 각도가 90°가 아니거나 다리 크기가 서로 다르면, **용접루트를 꼭지점으로 하고 용접 외측면을 밑변으로 하는 내접 삼각형의 높이**를 유효목두께로 삼는다.

④ O: 같은 기준의 4.1.2.2.2(6)에 따라 단속 필릿용접의 한 세그멘트, 즉 띄엄띄엄 용접한 각 구간의 길이는 **용접치수의 4배 이상이면서 40 mm 이상**이어야 한다. 두 하한을 모두 만족해야 하므로 더 큰 값이 최소길이를 결정한다. 예를 들어 용접치수가 12 mm이면 4배가 48 mm이므로, 40 mm만 확보해서는 부족하고 48 mm 이상이어야 한다.

NoteBase

문 6. 옹벽의 설계에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, KDS 14 20 72 및 KDS 14 20 74를 따른다)

① 부벽식 옹벽의 전면벽은 3변 지지된 2방향 슬래브로 설계할 수 있다.

② 저판의 뒷굽판은 뒷굽판 상부에 재하되는 모든 하중을 지지하도록 설계한다.

③ 캔틸레버식 옹벽의 전면벽은 저판에 지지된 캔틸레버로 설계할 수 있다.

④ 벽체에 배근되는 수직 및 수평철근의 간격은 벽두께의 4배와 500 mm 중 큰 값으로 한다.

정답 4번

간단한 해설

④는 철근 간격의 한계값과 적용 방법을 잘못 제시했다. 수직·수평철근의 간격은 **벽두께의 3배와 450 mm 중 작은 값 이하**로 해야 한다.

선지별 해설

① O: 부벽식 옹벽의 전면벽은 아래쪽 저판과 양쪽 부벽에 의해 지지되므로 **3변 지지된 2방향 슬래브**로 설계할 수 있다. 토압에 의한 하중을 수직방향과 수평방향으로 전달하는 구조로 보는 것이다. KDS 14 20 74의 4.1.2.2(2)에 해당한다.

② O: 뒷굽판은 전면벽 뒤쪽으로 돌출된 저판으로, 그 위에 놓인 뒤채움 흙과 상재하중 등을 받는다. KDS 14 20 74의 4.1.2.1(1)에 따라, **정확한 방법을 별도로 적용하지 않는 한** 뒷굽판 상부에 재하되는 모든 하중을 지지하도록 설계한다.

③ O: 캔틸레버식 옹벽의 전면벽은 하단이 저판에 연결되고 상단은 자유로운 구조이다. 따라서 토압을 받는 전면벽을 **저판에 지지된 캔틸레버**로 설계할 수 있다. KDS 14 20 74의 4.1.2.2(1)에 해당한다.

④ X: KDS 14 20 72의 4.2(5)는 수직 및 수평철근의 간격을 벽두께의 3배 이하이면서 동시에 450 mm 이하로 제한한다. 따라서 최대 허용 간격은 **벽두께의 3배와 450 mm 중 작은 값**이며, 실제 간격은 그 이하로 정해야 한다. 선지의 '4배', '500 mm', '큰 값'을 각각 '3배', '450 mm', '작은 값 이하'로 고쳐야 한다.

NoteBase

문 7. 철근콘크리트 기초판 설계에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, KDS 14 20 70을 따른다)

① 기초판은 계수하중과 그에 의해 발생되는 반력에 견디도록 설계하여야 한다.

② 기초판의 밑면적은 기초판에 의해 지반에 전달되는 계수하중과 지반의 극한지지력을 사용하여 산정하여야 한다.

③ 기초판에서 휨모멘트, 전단력에 대한 위험단면의 위치를 정할 경우, 원형 또는 정다각형인 콘크리트 기둥은 같은 면적의 정사각형 부재로 취급할 수 있다.

④ 말뚝기초의 기초판 설계에서 말뚝의 반력은 각 말뚝의 중심에 집중된다고 가정하여 휨모멘트와 전단력을 계산할 수 있다.

정답 2번

간단한 해설

기초판의 밑면적은 하중계수를 곱하지 않은 **사용하중**과 지반의 **허용지지력**으로 산정한다. 계수하중과 그에 따른 반력은 기초판 자체의 휨·전단강도를 설계할 때 적용한다.

선지별 해설

① O: KDS 14 20 70의 4.2.1(1)에 따라 기초판 자체는 **계수하중과 그에 따른 반력**에 견디도록 설계한다. 계수하중은 사용하중에 하중계수를 적용한 하중이며, 이를 바탕으로 기초판의 휨·전단에 대한 강도를 검토한다.

② X: KDS 14 20 70의 4.2.1(2)에 따라 밑면적을 산정할 때는 **사용하중에 의한 힘·휨모멘트와 지반의 허용지지력**을 적용한다. 따라서 '계수하중'은 '하중계수를 곱하지 않은 사용하중'으로, '극한지지력'은 '허용지지력'으로 고쳐야 한다. 지반에 전달되는 압력을 허용 가능한 수준으로 제한하도록 밑면적을 정하는 과정과 기초판 자체의 강도설계를 구분해야 한다.

③ O: KDS 14 20 70의 4.2.1(4)는 휨모멘트·전단력·철근정착에 대한 위험단면의 위치를 정할 때, 원형 또는 정다각형 콘크리트 기둥이나 주각을 **같은 면적의 정사각형 부재**로 취급할 수 있도록 한다. 이는 위험단면의 위치를 결정하기 위한 계산상의 등가 취급이다.

④ O: KDS 14 20 70의 4.2.1(3)에 따라 말뚝기초의 기초판은 각 말뚝의 반력이 **말뚝 중심에 집중되어 작용**한다고 가정하여 휨모멘트와 전단력을 계산할 수 있다. 말뚝과 기초판의 접촉면에 분포하는 반력을 말뚝 중심의 집중력으로 단순화하는 것이다.

NoteBase

문 8. 1방향 철근콘크리트 슬래브의 수축·온도철근에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, KDS 14 20 50을 따른다)

① 수축·온도철근으로 배치되는 이형철근의 철근비는 어떠한 경우에도 0.0014 이상이어야 한다.

② 수축·온도철근의 간격은 슬래브 두께의 5배 이하, 또한 450 mm 이하로 하여야 한다.

③ 설계기준항복강도 f_y가 400 MPa 이하인 이형철근을 사용한 슬래브의 수축·온도철근의 철근비는 $0.002 \times \frac{200}{f_y}$ 이상이어야 한다.

④ 수축·온도철근은 설계기준항복강도 f_y를 발휘할 수 있도록 정착되어야 한다.

정답 3번

간단한 해설

설계기준항복강도 f_y가 **400 MPa 이하**인 이형철근의 수축·온도철근비는 **0.0020 이상**이어야 한다. 선지의 $0.002 \times \frac{200}{f_y}$를 적용하는 것이 아니다.

선지별 해설

① O: 수축·온도철근비는 콘크리트 전체 단면적에 대한 수축·온도철근 단면적의 비이다. KDS 14 20 50의 4.6.2(1)은 항복강도에 따른 최소 철근비를 정하면서, **어떤 경우에도 0.0014 이상**이 되도록 규정한다. 따라서 항복강도가 높아 산정 철근비가 작아지더라도 이 하한을 확인해야 한다.

② O: 철근 간격은 **슬래브 두께의 5배와 450 mm라는 두 제한을 모두** 만족해야 한다. 두 값 중 작은 값이 허용되는 최대 간격이므로, 어느 한쪽만 만족해서는 안 된다.

③ X: 설계기준항복강도 f_y가 **400 MPa 이하이면 최소 철근비는 0.0020**이다. 강도에 따라 철근비를 줄이는 $0.0020 \times \frac{400}{f_y}$는 400 MPa을 초과하는 이형철근 또는 용접철망에 적용하는 식이며, 이때도 0.0014 이상이어야 한다. 선지는 적용하는 강도 구간과 분자의 수치 200을 모두 잘못 제시했다.

④ O: 수축·온도철근은 콘크리트와 힘을 전달하면서 설계기준항복강도 f_y에 해당하는 응력을 발휘할 수 있도록 **충분히 정착**되어야 한다. 철근량과 간격을 만족하더라도 정착이 부족하면 필요한 철근 응력을 발휘하기 어렵다.

NoteBase

문 9. 단순 지지된 철근콘크리트 직사각형 보에 자중을 포함한 계수등분포하중 $w_u = 40$ kN/m가 작용한다. 콘크리트가 부담하는 공칭전단강도 $V_c = 160$ kN일 때, 전단에 대한 위험단면에서 전단설계에 대한 설명으로 옳은 것은? (단, 보의 유효깊이 $d = 500$ mm, 보의 받침부 내면 사이의 경간 길이는 8 m이며, KDS 14 20 22를 따른다.)

① 전단철근을 배치할 필요가 없다.

② 최소 전단철근을 배치해야 한다.

③ 계수전단력 $V_u = 160$ kN이다.

④ 계수전단력 V_u는 콘크리트의 설계전단강도를 초과한다.

정답 4번

간단한 해설

위험단면의 계수전단력은 $V_u = 140$kN이고, 강도감소계수 0.75를 적용한 콘크리트의 설계전단강도는 $\phi V_c = 120$kN이다. 따라서 계수전단력이 **콘크리트의 설계전단강도를 20 kN 초과**하여 전단철근의 저항이 필요하다.

선지별 해설

등분포하중을 받는 단순보의 전단 위험단면은 받침부 내면에서 유효깊이 d만큼 떨어진 곳이다. 유효깊이 500 mm를 0.5 m로 바꾸고, 받침부 내면 사이의 경간 8 m를 적용하면 $V_u = w_u\left(\frac{8}{2} - d\right) = 40(4 - 0.5) = 140$kN이다. 받침부에서 위험단면까지 작용하는 하중 $40 \times 0.5 = 20$ kN만큼 전단력이 줄어든 것이다. 전단에 대한 강도감소계수는 $\phi = 0.75$이므로, 콘크리트의 설계전단강도는 $\phi V_c = 0.75 \times 160 = 120$kN이다.

① X: 계수전단력 140 kN이 콘크리트의 설계전단강도 120 kN보다 크므로 **전단철근을 배치해야 한다**. 전단철근 없이 콘크리트의 저항만으로는 요구되는 전단강도를 확보할 수 없다.

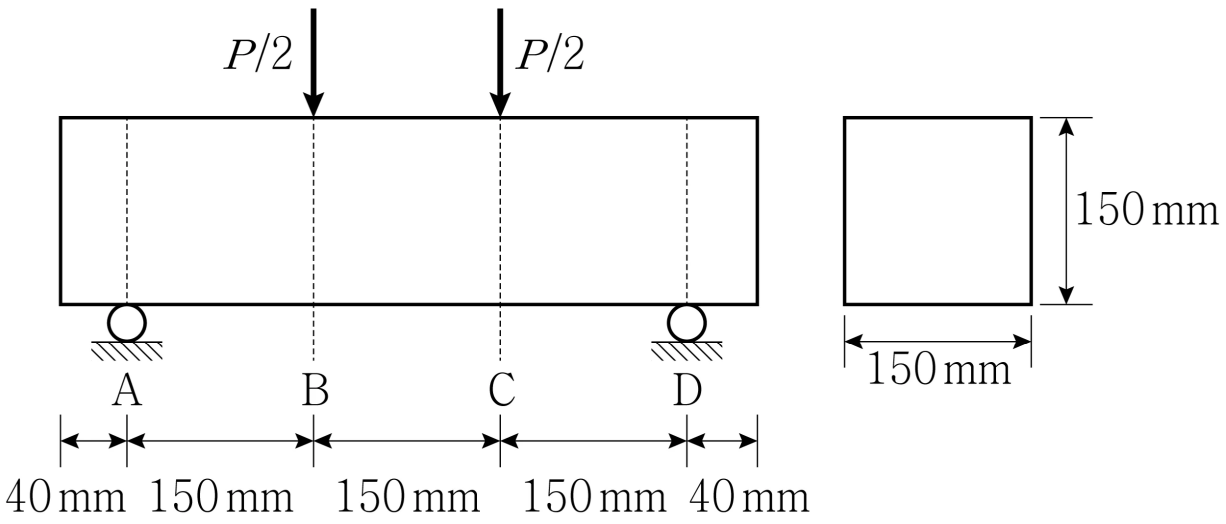
② X: 이 단면은 최소 전단철근의 배치 여부만으로 설계를 판단하는 구간이 아니다. KDS 14 20 22의 4.3.4(1)에 따라 **부족한 전단강도에 필요한 철근량을 산정**하고, 그 철근량이 최소 전단철근량도 만족하도록 배치해야 한다. 전단철근이 부담하는 공칭전단강도를 V_s라 하면 $\phi(V_c + V_s) \geq V_u$를 만족해야 하므로, 전단철근의 설계강도는 ϕ V_s≥140-120=20 kN이어야 한다.

③ X: 160 kN은 $40 \times \frac{8}{2} = 160$kN으로 구한 받침부 내면의 전단력이다. 문제에서 묻는 **유효깊이 d만큼 떨어진 위험단면**에서는 그 사이의 등분포하중 20 kN을 빼야 하므로, 계수전단력은 140 kN이다.

④ O: 위험단면의 계수전단력 140 kN은 콘크리트의 설계전단강도 120 kN을 초과한다. 계수전단력과 비교할 값은 공칭전단강도 160 kN이 아니라 **강도감소계수를 적용한 설계전단강도**이다.

NoteBase

문 10. 그림과 같은 KS F 2408에 규정된 콘크리트의 휨강도시험에서, 재하하중 $P = 22.5$ kN일 때 콘크리트 공시체가 BC 구간에서 파괴될 경우, 공시체의 휨강도[MPa]는?



① 2

② 3

③ 4

④ 5

정답 2번

간단한 해설

BC는 두 재하점 사이의 **중앙 3등분 구간**이므로 휨강도는 $f_r = \frac{PL}{bd^2}$로 구한다. 총 재하하중 22.5 kN과 지점 간 거리 450 mm를 적용하면 **3 MPa**이다.

NoteBase

계산 과정

조건과 치수: 그림에서 지점은 A와 D이므로 지간 L은 150 + 150 + 150 = 450 mm이다. 양끝의 40 mm는 지점 밖으로 나온 길이로, **지간에 포함하지 않는다**. 단면의 폭 b와 높이 d는 각각 150 mm이며, 총 재하하중 P는 22.5 kN = 22,500 N이다.

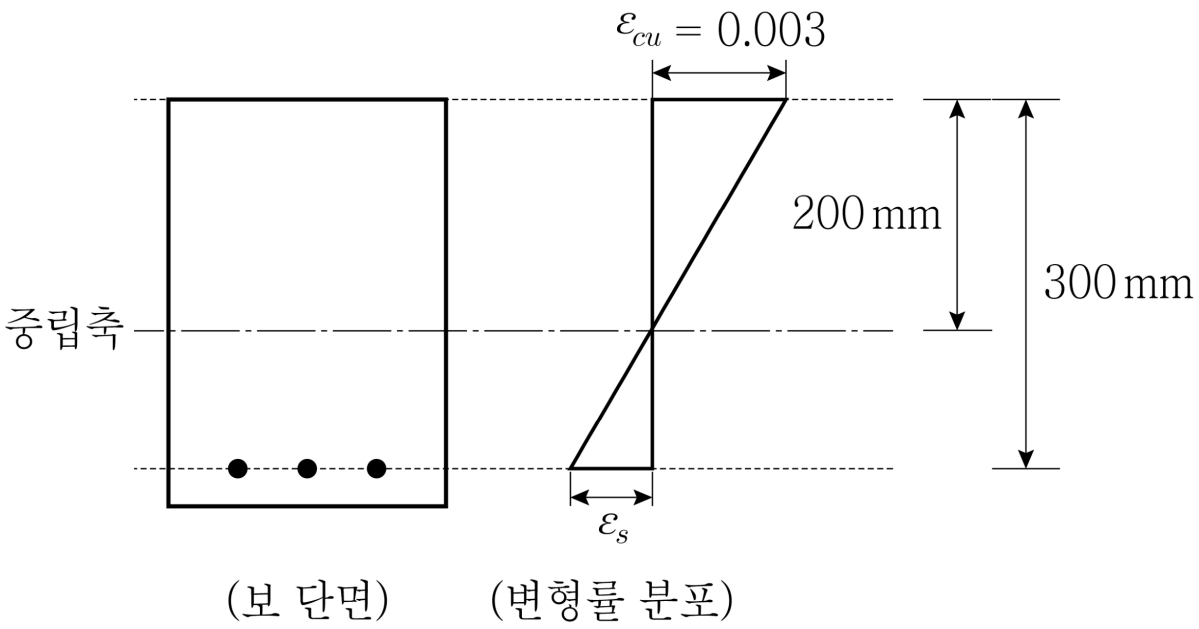
공식의 적용: B와 C에는 각각 $P/2$가 작용하며, 대칭이므로 양 지점의 반력도 각각 $P/2$이다. BC 구간에서는 전단력이 0이고 휨모멘트가 일정하며, 그 크기는 $M = \frac{P}{2} \cdot \frac{L}{3} = \frac{PL}{6}$이다. 따라서 **BC 구간에서 파괴**되면 이 휨모멘트에 해당하는 휨강도를 구한다.

휨강도 계산: 직사각형 단면의 단면계수는 $Z = \frac{bd^2}{6}$이고, 휨강도는 파괴 시의 휨모멘트를 단면계수로 나눈 값이다. 따라서 $f_r = \frac{M}{Z} = \frac{PL}{bd^2}$이다. 이 식의 P는 한 재하점의 하중이 아니라 **두 재하점 하중의 합**이다. 값을 대입하면 $f_r = \frac{22{,}500 \cdot 450}{150 \cdot 150^2} = 3\ \text{N/mm}^2$이다.

결과: 1 N/mm^2 = 1 MPa이므로 공시체의 휨강도는 3 MPa이며, ②의 3에 해당한다.

NoteBase

문 11. 그림과 같은 단철근 철근콘크리트 직사각형 보에서 인장철근의 응력 f_s [MPa]는? (단, 콘크리트의 설계기준압축강도 $f_{ck} = 21$ MPa, 철근의 설계기준항복강도 $f_y = 400$ MPa, 철근의 탄성계수 $E_s = 200,000$ MPa, ε_{cu}는 콘크리트 압축연단의 극한변형률, ε_s는 인장철근의 변형률이며, KDS 14 20 20을 따른다)



① 300

② 350

③ 400

④ 450

정답 1번

간단한 해설

인장철근의 변형률은 중립축에서의 거리비로 구하면 0.0015이며, 항복변형률 0.002보다 작아 **철근이 아직 항복하지 않았다**. 따라서 $f_s = E_s\varepsilon_s$를 적용하면 인장응력은 300 MPa이다.

NoteBase

계산 과정

그림에서 압축연단부터 중립축까지의 깊이는 $c = 200$ mm이고, 압축연단부터 인장철근 중심까지의 유효깊이는 $d = 300$ mm이다. 따라서 중립축부터 인장철근까지의 거리는 $300 - 200 = 100$ mm이다. 압축연단의 변형률은 $\varepsilon_{cu} = 0.003$이다.

변형률 분포가 직선이므로 **변형률의 크기는 중립축에서의 거리에 비례한다**. 압축 측과 인장 측의 닮은 삼각형 관계를 적용하면 $\varepsilon_s = \varepsilon_{cu}\frac{d-c}{c}$이다. 따라서 $\varepsilon_s = 0.003 \cdot \frac{100}{200} = 0.0015$이다. 변형률은 길이 변화량을 원래 길이로 나눈 값이므로 단위가 없다.

철근의 항복변형률은 $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$이므로 $\varepsilon_y = \frac{400}{200{,}000} = 0.002$이다. 구한 인장변형률 0.0015가 이보다 작으므로 **항복 전의 선형탄성 관계**를 적용한다. 콘크리트 압축연단이 극한변형률에 도달했더라도 인장철근이 반드시 항복하는 것은 아니다.

인장철근의 응력은 $f_s = E_s\varepsilon_s$이므로 $f_s = 200{,}000 \cdot 0.0015 = 300$ MPa이다. 이는 항복강도 400 MPa보다 작으며, 선택지 ①의 300 MPa와 일치한다.

NoteBase

문 12. 보통중량콘크리트를 사용한 철근콘크리트 직사각형 보에서 상세한 계산을 하지 않는 경우 콘크리트의 공칭전단강도 V_c [kN]는? (단, 보의 폭 $b = 400$ mm, 유효깊이 $d = 600$ mm, 콘크리트의 설계기준압축강도 $f_{ck} = 36$ MPa이며, KDS 14 20 22를 따른다)

① 120

② 240

③ 360

④ 480

정답 2번

간단한 해설

상세한 계산을 하지 않는 보의 콘크리트 공칭전단강도는 **간편식** $V_c = \frac{1}{6}\lambda\sqrt{f_{ck}}b_w d$로 구한다.
보통중량콘크리트이므로 $\lambda = 1$을 적용하면 240 kN이다.

계산 과정

적용식과 조건: KDS 14 20 22의 4.2.1(1)①, 식 (4.2-1)에 따라 전단력과 휨모멘트를 받는 보에서 상세한 계산을 하지 않을 때는 $V_c = \frac{1}{6}\lambda\sqrt{f_{ck}}b_w d$를 적용한다. 여기서 λ는 경량콘크리트계수이며, 보통중량콘크리트는 $\lambda = 1$이다. 직사각형 단면에서는 복부 폭 b_w가 보의 폭 b와 같으므로 400 mm이고, 유효깊이 d는 600 mm이다. 구하는 값이 **콘크리트의 공칭전단강도**이므로 강도감소계수를 곱하지 않는다.

단위 면적당 강도 계산: 설계기준압축강도 $f_{ck} = 36$ MPa를 대입하면 $\frac{1}{6} \cdot 1 \cdot \sqrt{36} = 1$ MPa이다. 이는 간편식에서 $b_w d$에 곱하는 **단위 면적당 전단강도**이다.

공칭전단강도와 단위 환산: 1 MPa = 1 N/mm^{2}이므로 폭과 유효깊이를 mm 단위로 곱하면 힘의 단위는 N이 된다. 따라서 $V_c = 1 \cdot 400 \cdot 600 = 240{,}000$ N이다. 1 kN = 1,000 N이므로 $V_c = \frac{240{,}000}{1{,}000} = 240$ kN이며, ②의 240에 해당한다.

NoteBase

문 13. 철근콘크리트 비횡구속 골조의 압축부재에서 장주효과를 무시할 수 있는 회전반지름 r의 최솟값[mm]은? (단, 압축부재의 유효좌굴길이 $kl_u = 3.3$ m이며, KDS 14 20 20을 따른다)

① 50

② 100

③ 150

④ 200

정답 3번

간단한 해설

비횡구속 골조의 압축부재는 **세장비가 22 이하**이면 장주효과를 무시할 수 있다. 유효좌굴길이가 3300 mm이므로 이 조건을 만족하는 회전반지름의 최솟값은 150 mm이다.

계산 과정

KDS 14 20 20의 4.4.1(1)①에 따라 비횡구속 골조의 압축부재는 $\frac{kl_u}{r} \le 22$일 때 장주효과를 무시할 수 있다. 여기서 kl_u는 유효좌굴길이, r은 회전반지름이다. 세장비는 두 길이의 비이므로 **분자와 분모의 길이 단위를 같게** 해야 한다.

주어진 유효좌굴길이를 바꾸면 3.3 m = 3300 mm이다. 이를 기준식에 대입하면 $\frac{3300}{r} \le 22$이며, 양수인 회전반지름에 대하여 정리하면 $r \ge \frac{3300}{22} = 150\text{mm}$이다.

회전반지름이 커질수록 세장비는 작아지므로, **세장비가 한계값 22와 같아지는 경계**에서 회전반지름이 최소가 된다. 따라서 최솟값은 150 mm이며, ③의 값에 해당한다.

NoteBase

문 14. 단철근 철근콘크리트 직사각형 보의 단면이 인장지배단면이고, 극한상태에서 단면에 발생하는 압축력이 1,190 kN일 때, 보의 공칭휨강도 M_n [kN·m]은? (단, 보의 폭 $b = 400$ mm, 유효깊이 $d = 550$ mm, 콘크리트의 설계기준압축강도 $f_{ck} = 35$ MPa이며, KDS 14 20 20을 따른다)

① 595

② 645

③ 695

④ 745

정답 1번

간단한 해설

등가 직사각형 압축응력블록의 깊이는 100 mm이므로 압축력과 인장력 사이의 **내력 팔길이는 500 mm**이다. 공칭휨강도는 압축력에 이 팔길이를 곱한 **595 kN·m**이다.

계산 과정

압축력 C = 1,190 kN, 보의 폭 b = 400 mm, 유효깊이 d = 550 mm이다. 단철근 보의 휨강도를 구할 때 압축력 C와 인장철근의 인장력 T는 평형을 이루며, 두 힘이 만드는 모멘트가 공칭휨강도이다.

1. 압축응력블록의 깊이: KDS 14 20 20의 등가 직사각형 압축응력블록에서 $f_{ck} = 35$MPa이면 계수 $\eta = 1.0$이므로 압축응력은 $0.85f_{ck}$이다. 블록 깊이를 a라 하면 압축력은 응력과 압축영역 면적의 곱이므로 $C = 0.85f_{ck}ba$이다. 1 MPa = 1 N/mm^{2}이므로 압축력을 1,190,000 N으로 바꾸어 계산한다. $a = \frac{1,190,000}{0.85 \cdot 35 \cdot 400} = 100$mm이다.

2. 내력 팔길이: **압축합력은 등가 직사각형 블록의 도심**에 작용하므로 압축연단에서 그 작용점까지의 거리는 $\frac{a}{2} = 50$mm이다. 유효깊이 d는 압축연단에서 인장철근 도심까지의 거리이므로 두 합력 사이의 팔길이는 $z = d - \frac{a}{2}$이다. 따라서 z = 550 − 50 = 500 mm = 0.500 m이다.

3. 공칭휨강도: $M_n = Cz$이므로 1,190 × 0.500 = 595 kN·m이다. 구하는 값은 **공칭휨강도**이므로 강도감소계수를 곱하지 않는다. 계산값 595 kN·m는 ①의 값과 일치한다.

NoteBase

문 15. 단철근 철근콘크리트 직사각형 보의 폭 $b = 400\text{mm}$, 유효깊이 $d = 400\text{mm}$, 콘크리트의 설계기준압축강도 $f_{ck} = 24\text{MPa}$, 철근의 설계기준항복강도 $f_y = 400\text{MPa}$, 인장철근 단면적 $A_s = 2{,}040\text{mm}^2$일 때, 보의 공칭휨강도 M_n [kN·m]은? (단, KDS 14 20 20을 따른다.)

① 240.6

② 264.2

③ 285.6

④ 359.4

정답 3번

간단한 해설

철근의 인장력은 816 kN이고, 등가 압축응력블록의 깊이는 100 mm이다. 압축력은 블록 중앙에 작용하므로 두 내력의 팔길이는 350 mm이며, **공칭휨강도는 816 × 0.350 = 285.6 kN·m**이다.

NoteBase

계산 과정

1. 단면의 내력: 단철근 직사각형 보는 콘크리트가 압축력을, 인장철근이 인장력을 부담한다. 콘크리트의 인장강도를 무시하고 철근이 항복한다고 가정하면, 인장력은 $T = A_s f_y$이다. 1 MPa = 1 N/mm^{2}이므로 T = 2,040 × 400 = 816,000 N = 816 kN이다. 이 가정의 성립 여부는 철근 변형률로 확인한다.

2. 압축응력블록 깊이: 시험 당시 기준의 등가 직사각형 압축응력은 $0.85f_{ck}$이고, 블록 깊이를 a라 하면 압축력은 $C = 0.85f_{ck}ba$이다. 축력이 없는 보에서는 **압축력과 인장력이 같아야 하므로** 다음과 같이 a를 구한다.
$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b}$
$a = \frac{2{,}040 \times 400}{0.85 \times 24 \times 400} = 100\text{mm}$
여기서 a는 등가 압축응력블록의 깊이이며, 실제 중립축 깊이 c와 구별된다.

3. 철근 항복 확인: 시험 당시 기준에서는 콘크리트 강도가 28 MPa 이하이면 $\beta_1 = 0.85$이고, 압축연단의 극한변형률은 0.003이다. $a = \beta_1 c$이므로 중립축 깊이는 다음과 같다.
$c = \frac{100}{0.85} \approx 117.65\text{mm}$
선형 변형률 분포에 따라 인장철근 변형률은 $\varepsilon_t = 0.003\frac{d-c}{c} \approx 0.0072$이다. 철근의 탄성계수 200,000 MPa를 적용한 항복변형률은 $\varepsilon_y = \frac{400}{200{,}000} = 0.002$이다. 따라서 **인장철근 변형률이 항복변형률보다 크므로** 앞에서 가정한 항복 인장력 816 kN을 사용할 수 있다.

4. 팔길이와 공칭휨강도: 균일한 압축응력블록의 합력은 압축연단에서 a/2인 위치에 작용한다. 유효깊이 d는 압축연단에서 인장철근 중심까지의 거리이므로, 두 내력 사이의 팔길이는 다음과 같다.
$z = d - \frac{a}{2} = 400 - \frac{100}{2} = 350\text{mm}$
이는 0.350 m이므로 공칭휨강도는 다음과 같다.
$M_n = Tz = 816 \times 0.350 = 285.6\text{kN} \cdot \text{m}$
구하는 값은 **공칭휨강도이므로 강도감소계수를 곱하지 않는다**.

계산 결과는 285.6 kN · m이므로 ③에 해당한다.

NoteBase

문 16. 단순 지지된 철근콘크리트 직사각형 보에서 자중을 포함한 계수등분포하중 $w_u = 48$ kN/m가 작용할 때, 전단에 대한 위험단면에서 계수전단력 V_u [kN]는? (단, 보의 유효깊이 $d = 500$ mm, 보의 받침부 내면 사이의 경간 길이는 6 m이며, KDS 14 20 22를 따른다)

① 108

② 120

③ 132

④ 144

정답 2번

간단한 해설

전단 위험단면은 **받침부 내면에서 유효깊이만큼 떨어진 위치**이므로, 경간 중앙에서 이 단면까지의 거리는 2.5 m이다. 이 구간의 계수등분포하중에 해당하는 전단력은 48 × 2.5 = 120 kN이다.

계산 과정

위험단면의 위치: KDS 14 20 22의 4.1(5)에 따르면, 받침부 반력이 보 단부를 압축하고 하중이 부재 윗면 또는 그 근처에 작용하며 받침부 내면과 위험단면 사이에 집중하중이 없는 경우, 철근콘크리트 보의 전단 위험단면은 **받침부 내면에서 유효깊이만큼 떨어진 단면**으로 잡는다. 주어진 유효깊이는 $d = 500\text{mm} = 0.5\text{m}$이다.

계산할 구간의 길이: 전 경간에 등분포하중이 작용하는 단순보는 좌우 대칭이므로 경간 중앙의 전단력이 0이다. 따라서 위험단면의 전단력 크기는 **위험단면에서 경간 중앙까지 작용하는 하중의 합**으로 구할 수 있다. 받침부 내면 사이의 경간을 $L = 6\text{m}$라 하면 이 구간의 길이는 $\frac{L}{2} - d = \frac{6}{2} - 0.5 = 2.5\text{m}$이다.

계수전단력 계산: 계수등분포하중에 위 구간의 길이를 곱하면 $V_u = w_u\left(\frac{L}{2} - d\right)$이다. 수치를 대입하면 $V_u = 48 \cdot 2.5 = 120\text{kN}$이다. 하중 48 kN/m에는 **자중이 이미 포함**되어 있으므로 자중을 별도로 더하지 않는다.

따라서 위험단면의 계수전단력은 120 kN이며, ②의 값과 일치한다.

NoteBase

문 17. 처짐량을 계산해 보지 않아도 되는 경우에 해당하는 단순 지지된 철근콘크리트 보의 최소 두께[mm]는? (단, 보의 길이 $l = 3.2m$, 보통중량콘크리트와 설계기준항복강도 $f_y = 350MPa$인 철근을 사용하며, 보는 큰 처짐에 의하여 손상되기 쉬운 칸막이벽이나 기타 구조물을 지지하지 않는 부재이며, KDS 14 20 30을 따른다)

① 149

② 160

③ 186

④ 200

정답 3번

간단한 해설

단순지지 보의 기준 최소 두께 $l/16$에 **철근의 항복강도 보정계수**를 곱한다. 350 MPa 철근의 보정계수는 0.93이므로, 처짐 계산을 생략할 수 있는 최소 두께는 186 mm이다.

계산 과정

적용 조건: KDS 14 20 30의 4.2.1 및 표 4.2-1에 따라, 큰 처짐으로 손상되기 쉬운 칸막이벽이나 기타 구조물을 지지하지 않는 단순지지 보는 최소 두께 기준을 적용하여 처짐 계산을 생략할 수 있다. 표의 단순지지 보에 대한 기준값은 $l/16$이며, 보통중량콘크리트와 설계기준항복강도 400 MPa 철근을 사용한 경우의 값이다.

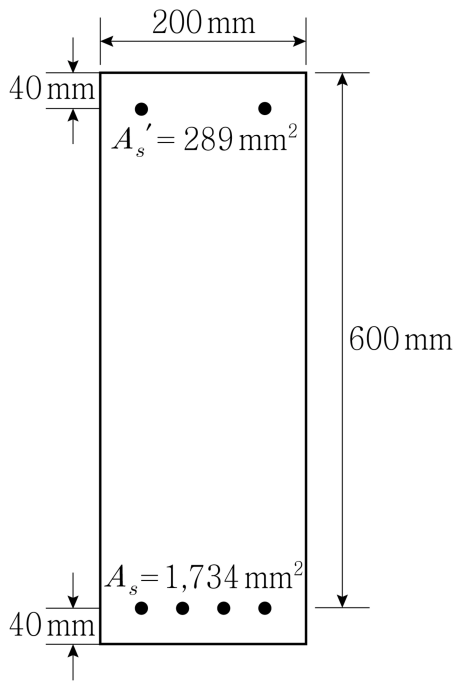
기준 두께 계산: 보의 길이 3.2 m를 3,200 mm로 바꾼다. 기준 두께를 h_0라 하면 $h_0 = \frac{l}{16} = \frac{3200}{16} = 200\text{mm}$이다. 이 값은 **400 MPa 철근을 기준으로 한 두께**이므로, 문제의 350 MPa 철근에 맞게 보정해야 한다.

항복강도 보정: 설계기준항복강도 f_y가 400 MPa이 아닌 경우에는 기준 두께에 보정계수 $k = 0.43 + \frac{f_y}{700}$을 곱한다. 여기서 f_y는 MPa 단위의 수치를 넣으므로, $k = 0.43 + \frac{350}{700} = 0.93$이다. 보통중량콘크리트이므로 경량콘크리트에 대한 추가 보정은 필요하지 않다.

최소 두께 산정: 기준 두께에 보정계수를 곱하면 200 × 0.93 = 186 mm이다. 따라서 요구되는 최소 두께는 186 mm이며, ③의 값과 일치한다.

NoteBase

문 18. 그림과 같은 복철근 철근콘크리트 직사각형 보가 극한상태에서 인장철근과 압축철근이 모두 항복할 때, 압축연단에서 중립축까지 거리 c[mm]는? (단, 철근의 설계기준항복강도 $f_y = 400$ MPa, 콘크리트의 설계기준압축강도 $f_{ck} = 20$ MPa, A_s는 인장철근 단면적, A'_s은 압축철근 단면적이며, KDS 14 20 20을 따른다)



① 140

② 160

③ 180

④ 200

정답 4번

간단한 해설

두 철근이 모두 항복하므로 콘크리트가 부담하는 압축력은 **인장철근력에서 압축철근력을 뺀 값**이다. 이 힘으로 구한 등가응력블록 깊이는 170 mm이며, 출제 당시 기준의 관계 $a = 0.85c$를 적용하면 중립축 깊이는 200 mm이다.

NoteBase

계산 과정

그림에서 보 폭은 $b = 200$ mm, 인장철근 면적은 $A_s = 1{,}734$ mm^2, 압축철근 면적은 $A'_s = 289$ mm^{2}이다. 두 철근이 **모두 항복**하므로 각각의 응력 크기는 $f_y = 400$ MPa이다. 따라서 철근 위치에 따른 변형률로 응력을 다시 구할 필요가 없다. 1 MPa = 1 N/mm^{2}이므로 철근 면적과 응력을 곱하면 힘의 단위는 N이 된다.

콘크리트 압축력 산정: 인장철근력 $T = A_s f_y$, 압축철근력 $C_s = A'_s f_y$, 콘크리트 압축력 C_c 사이에는 $T = C_c + C_s$의 평형이 성립한다. 따라서 **콘크리트가 부담할 압축력**은 $C_c = (A_s - A'_s) f_y$이다. 철근 면적의 차이는 1,734 − 289 = 1,445 mm^{2}이므로, $C_c = 1{,}445 \times 400 = 578{,}000$ N이다.

등가응력블록 깊이 산정: 이 문항에 적용된 개정 전 KDS 14 20 20:2016의 4.1.1(7)에서는 등가 직사각형 압축응력을 $0.85 f_{ck}$로 둔다. 깊이를 a라 하면 압축영역의 면적은 ba이므로 $C_c = 0.85 f_{ck} ba$이다. $f_{ck} = 20$ MPa를 대입하면 콘크리트 압축응력은 $0.85 \times 20 = 17$ MPa이고, $a = \frac{578{,}000}{17 \cdot 200} = 170$mm이다. 이 값은 **등가응력블록의 깊이**이다.

중립축 깊이 산정: 같은 기준에서 f_ck≤28 MPa이면 $\beta_1 = 0.85$이며, 등가응력블록 깊이와 중립축 깊이의 관계는 $a = \beta_1 c$이다. 따라서 $c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{170}{0.85} = 200$mm이다. 압축연단에서 중립축까지의 거리는 200 mm로, ④의 값과 일치한다.

NoteBase

문 19. 연속보 형식의 프리스트레스트 콘크리트 교량의 공법에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 캔틸레버 공법(FCM)에는 현장타설 콘크리트 공법과 프리캐스트 세그멘탈 공법을 적용할 수 있다.

② 이동식 비계공법(MSS)은 가설 중의 상부구조 중량을 이동식 비계를 통해서 지반에 직접 전달하는 공법이다.

③ 경간단위 공법(SSM)은 프리캐스트 콘크리트 세그먼트를 한 경간 단위로 가설을 진행하여 연속보를 완공하는 공법이다.

④ 연속압출공법(ILM)은 부재를 압출하는 방법으로 부재를 당기는 형식, 또는 들고 미는 형식을 사용한다.

정답 2번

간단한 해설

이동식 비계공법(MSS)은 가설 중인 상부구조의 중량을 이동식 비계를 통해 **교각에 전달**한다. '지반에 직접 전달한다'는 설명은 지상에 설치한 동바리로 지지하는 공법의 특징이다.

선지별 해설

① O: 캔틸레버 공법(FCM)은 교각을 중심으로 좌우 균형을 유지하며 세그먼트를 차례로 연장하는 공법이다. 세그먼트를 만드는 방식으로 **현장타설과 프리캐스트 방식 모두**를 적용할 수 있다. 현장타설 방식은 이동식 작업차의 거푸집에서 콘크리트를 타설하고, 프리캐스트 방식은 미리 제작한 세그먼트를 운반하여 접합한다.

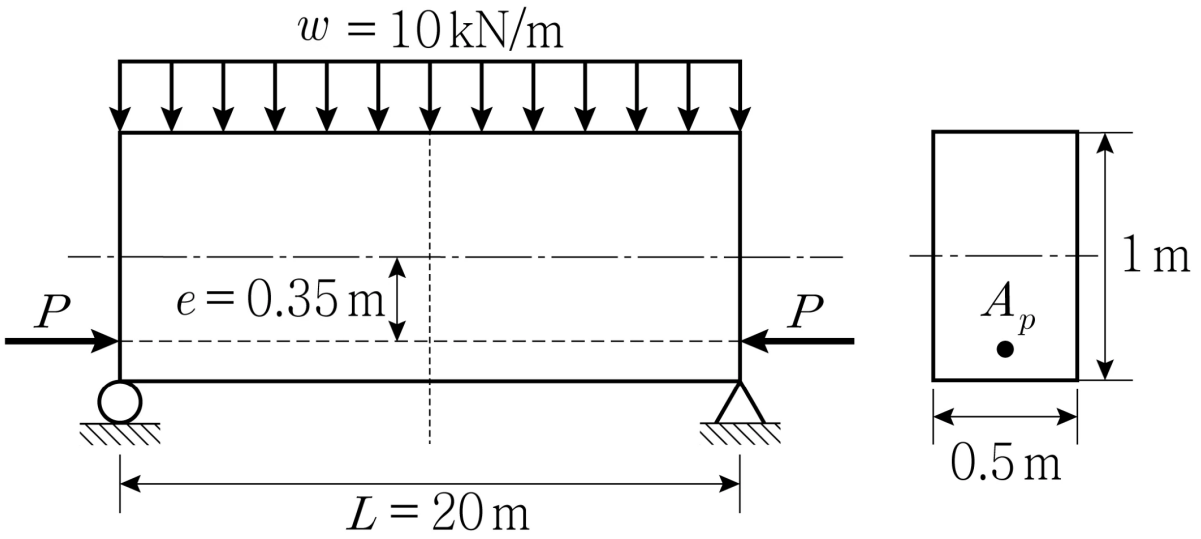
② X: 이동식 비계공법(MSS)은 교각에 지지한 비계보와 거푸집으로 상부구조를 시공하고, 이를 다음 경간으로 이동시켜 작업을 반복한다. 가설 중 상부구조의 중량은 **이동식 비계와 지지 브래킷을 거쳐 교각으로 전달**된다. 따라서 '지반에 직접 전달'을 '교각에 전달'로 고쳐야 한다. 지반에 동바리를 세워 상부구조를 지지하는 것은 동바리 공법(FSM)의 특징이다.

③ O: 경간단위 공법(SSM)은 미리 제작한 콘크리트 세그먼트를 가설장비에 지지하여 **한 경간을 구성하는 단위로 조립·긴장**하는 공법이다. 경간은 인접한 교각 등 지점 사이의 구간을 뜻한다. 한 경간의 가설을 마치면 다음 경간으로 이동하여 시공하며, 경간들을 연속화하여 연속보를 완성한다.

④ O: 연속압출공법(ILM)은 교대 뒤 제작장에서 세그먼트를 제작·연결하고, 이어진 상부구조를 교축 방향으로 조금씩 전진시키는 공법이다. 전진시키는 장치에는 잭으로 **부재를 당기는 방식**과, 수직 잭으로 부재를 들어 올린 뒤 수평 잭으로 **미는 방식**을 사용할 수 있다. 제작과 전진을 반복하여 상부구조를 최종 위치에 설치한다.

NoteBase

문 20. 그림과 같은 긴장재를 편심 배치한 프리스트레스트 콘크리트 보에 자중을 포함한 등분포하중 w가 작용한다. 내력개념에 기초하여 해석할 때, 경간 중앙 위치에서 보 단면의 도심과 단면 내 압축력 C의 작용점 사이의 거리 e' [mm] 및 하단 수직응력 f_{bot} [MPa]는? (단, 프리스트레스 힘 $P = 1{,}000$ kN이고, 콘크리트 보의 단면적은 긴장재를 무시한 총단면적을 사용한다)



① e': 150, f_{bot}: 0.2(압축)

② e': 150, f_{bot}: 3.8(압축)

③ e': 350, f_{bot}: −0.2(인장)

④ e': 350, f_{bot}: −3.8(인장)

정답 1번

간단한 해설

경간 중앙의 외력모멘트와 평형을 이루려면 콘크리트 압축력의 작용점은 **도심보다 150 mm 위**에 있어야 한다. 이 편심압축에 의한 하단의 응력 감소분을 평균 압축응력에서 빼면 f_{bot}는 **0.2 MPa의 압축응력**이다.

NoteBase

계산 과정

1. 경간 중앙의 외력모멘트: 그림에서 단순보의 경간은 20 m, 자중을 포함한 등분포하중은 10 kN/m이다. 따라서 자중을 별도로 더하지 않고 중앙의 정모멘트를 $M = \frac{wL^2}{8}$로 구한다. $M = \frac{10 \cdot 20^2}{8} = 500\ \text{kN} \cdot \text{m}$이다.

2. 압축력의 작용점: 내력개념에서는 콘크리트의 압축합력 C와 긴장재의 인장력 P가 이루는 우력으로 외력모멘트에 저항한다. 긴장재가 수평이므로 수평력 평형에서 C = P = 1,000 kN이다. 두 힘 사이의 거리는 $\frac{M}{P} = \frac{500}{1{,}000} = 0.50\ \text{m}$이다. 긴장재가 도심보다 0.35 m 아래에 있으므로, 압축합력은 **도심보다 위쪽**에 작용한다. 따라서 도심과 압축합력 사이의 거리는 $e' = 0.50 - 0.35 = 0.15\ \text{m}$, 즉 150 mm이다.

3. 단면 성질: 긴장재를 무시한 직사각형 총단면의 폭 b = 0.5 m, 높이 h = 1 m이다. 단면적은 A = 0.5 m^2이고, 도심에서 하단까지의 거리는 0.5 m이다. 하단 단면계수는 $Z = \frac{bh^2}{6}$이므로 $Z = \frac{0.5 \cdot 1^2}{6} = \frac{1}{12}\ \text{m}^3$이다.

4. 하단 수직응력: 압축을 양으로 두면 평균 압축응력은 $\frac{C}{A} = \frac{1{,}000}{0.5} = 2{,}000\ \text{kN/m}^2$, 즉 2 MPa이다. 압축합력이 도심 위에 있으므로 편심에 따른 휨은 **상단 압축을 늘리고 하단 압축을 줄인다**. 하단의 응력 감소분은 $\frac{Ce'}{Z} = \frac{1{,}000 \cdot 0.15}{1/12} = 1{,}800\ \text{kN/m}^2$, 즉 1.8 MPa이다. 따라서 $f_{bot} = \frac{C}{A} - \frac{Ce'}{Z}$이고, 계산하면 2 − 1.8 = 0.2 MPa로 압축이다.

도출한 값은 $e' = 150\ \text{mm}$, $f_{bot} = 0.2\ \text{MPa}$(압축)으로, ①의 조합과 일치한다.

NoteBase