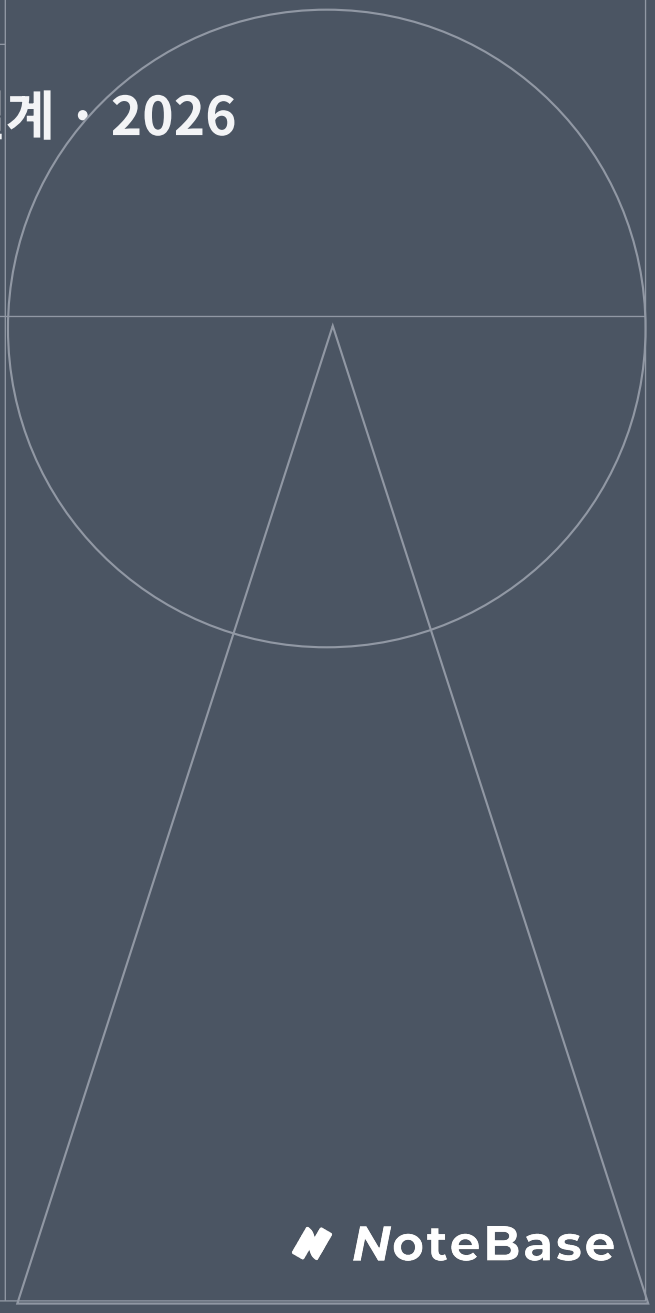
기출OX 해설집

공무원/국가직/9급 · 토목설계 · 2026



NoteBase

기출OX 해설집

공무원/국가직/9급 · 토목설계 · 2026

공무원/국가직/9급 · 토목설계 · 2026

문 1. 철근콘크리트 구조에서 배력철근의 정의로 옳은 것은?

① 철근의 정착을 위해 철근 끝을 구부려 만든 철근

② 기둥에서 종방향 철근을 나선형으로 둘러싼 철근

③ 주된 단면력이 작용하는 방향으로 휨모멘트와 축력에 저항하기 위하여 배치하는 철근

④ 하중을 분산시키거나 균열을 제어하는 목적으로 주철근과 직각 또는 직각과 가까운 방향으로 배치한 보조철근

정답 4번

간단한 해설

배력철근은 **하중 분산이나 균열 제어**를 위해 주철근과 직각 또는 직각에 가까운 방향으로 배치하는 보조철근이다.

개념 구분

배력철근: 하중을 분산시키거나 균열을 제어하기 위해 **주철근과 직각 또는 직각에 가까운 방향**으로 배치하는 보조철근이다. ④는 배력철근의 목적과 배치 방향을 모두 설명한다.

주철근과의 구분: ③처럼 주된 단면력이 작용하는 방향으로 휨모멘트와 축력에 저항하도록 배치하는 것은 주철근이다. 주철근은 **주된 휨모멘트·축력에 대한 저항**을, 배력철근은 하중 분산·균열 제어를 목적으로 한다는 점에서 구분된다.

NoteBase

문 2. 철근콘크리트 구조에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 철근과 콘크리트 사이에 충분한 부착강도를 확보해야 한다.

② 철근콘크리트 구조는 강구조에 비해 진동이 적은 편이다.

③ 강구조에 비해서 철근콘크리트 구조는 크리프(creep)에 의한 영향이 거의 없다.

④ 휨을 받는 철근콘크리트 보의 인장측 콘크리트에 인장응력으로 인한 균열이 발생할 수 있다.

정답 3번

간단한 해설

③의 '크리프에 의한 영향이 거의 없다'는 설명이 잘못되었다. 콘크리트는 **지속하중을 받으면 시간이 지날수록 변형이 증가**하므로 철근콘크리트 구조에서는 크리프에 따른 장기 처짐을 고려해야 한다.

선지별 해설

① O: 철근과 콘크리트가 하나의 부재처럼 힘을 받으려면 두 재료 사이에서 힘이 전달되어야 한다. 이를 가능하게 하는 것이 **철근과 콘크리트 사이의 부착**이다. 부착강도가 부족하면 철근이 미끄러지거나 뽑혀 두 재료가 충분히 함께 작용하지 못한다.

② O: 철근콘크리트 구조는 일반적으로 부재의 단면과 질량이 크고, 진동에너지를 소산하는 감쇠능력이 있어 강구조에 비해 진동이 적은 편이다. 다만 실제 진동의 크기는 **질량·강성·감쇠와 하중 특성**에 따라 달라지므로 모든 구조물에서 진동이 항상 작다는 뜻은 아니다.

③ X: 크리프는 **지속하중 아래에서 시간이 지남에 따라 변형이 증가하는 현상**이다. 콘크리트에는 크리프가 발생하며, 철근콘크리트 보에서는 하중이 더 늘지 않아도 장기 처짐이 증가할 수 있다. 따라서 '크리프에 의한 영향이 거의 없다'는 '크리프에 의한 장기 변형을 고려해야 한다'로 고쳐야 한다.

④ O: 보가 휨을 받으면 단면의 한쪽에는 압축응력이, 반대쪽에는 인장응력이 생긴다. 콘크리트는 인장강도가 작으므로 **인장응력이 콘크리트의 인장강도를 넘으면** 인장측에 휨균열이 발생할 수 있다. 인장철근을 배치해도 콘크리트의 인장균열 자체가 모두 방지되는 것은 아니며, 균열 후에는 인장철근이 주로 인장력을 부담한다.

NoteBase

문 3. 강도설계법에서 휨모멘트를 받는 철근콘크리트 보의 균형변형률 상태에 대한 설명으로 옳은 것은?

① 사용하중상태에서 파괴에 도달한 상태를 말한다.

② 철근이 선형탄성상태에 있는 보의 철근변형률을 말한다.

③ 콘크리트와 철근의 응력이 각각 허용응력에 대응되는 변형률에 도달한 상태를 말한다.

④ 인장철근이 설계기준항복강도에 대응하는 변형률에 도달하고 동시에 압축 콘크리트가 가정된 극한변형률에 도달한 상태를 말한다.

정답 4번

간단한 해설

균형변형률 상태는 인장철근이 설계기준항복강도에 대응하는 변형률에 도달하는 순간, 압축 콘크리트도 가정된 극한변형률에 **동시에 도달**하는 상태이다.

개념 구분

균형변형률 상태: 휨을 받는 철근콘크리트 보에서는 인장철근의 항복과 압축 콘크리트의 극한변형률 도달 시점을 함께 본다. 인장철근이 설계기준항복강도에 대응하는 변형률에 도달할 때 압축 콘크리트도 가정된 극한변형률에 도달하면 균형변형률 상태이다. 여기서 '균형'은 두 재료의 변형률 값이 같다는 뜻이 아니라 **각 재료의 기준 변형률에 동시에 도달한다**는 뜻이다.

사용하중·탄성상태·허용응력과의 구분: 사용하중에서 파괴된다는 사실은 균형변형률 상태의 정의가 아니다. 철근이 선형탄성상태에 있다는 설명만으로는 철근의 항복 여부와 콘크리트의 극한변형률 도달 여부를 알 수 없다. 또한 두 재료가 각각 허용응력에 대응하는 변형률에 도달하는 것은 **허용응력을 기준으로 한 상태**이며, 강도설계법에서 항복변형률과 극한변형률을 기준으로 정의하는 균형변형률 상태와 구별된다.

NoteBase

문 4. 장기 프리스트레스 손실량 계산 시 반드시 고려해야 하는 요소가 아닌 것은?

① 콘크리트의 크리프

② 콘크리트의 수축

③ 긴장재의 피로강도

④ 긴장재 응력의 릴랙세이션

정답 3번

간단한 해설

긴장재의 피로강도는 **반복하중에 대한 저항 성능**으로, 시간 경과에 따른 프리스트레스 손실을 계산하는 요소가 아니다.

선지별 해설

① O: 콘크리트의 크리프는 지속적인 압축응력 아래에서 **압축변형이 시간에 따라 증가**하는 현상이다.
콘크리트가 추가로 단축되면 긴장재의 인장변형과 인장응력이 감소하므로 장기 프리스트레스 손실에 고려한다.

② O: 콘크리트의 수축은 수분 손실 등으로 **하중과 무관하게 부피가 줄어드는** 현상이다. 콘크리트의 길이가 줄어들면 함께 거동하는 긴장재의 인장변형이 감소하여 긴장력이 낮아지므로 장기 손실에 고려한다.

③ X: 긴장재의 피로강도는 반복하중에 대한 저항 성능으로, 피로파괴를 검토할 때 사용하는 특성이다. **시간 경과에 따른 긴장력 감소의 원인은 아니므로** 장기 손실량의 산정 요소에 해당하지 않는다. 장기 프리스트레스 손실은 콘크리트의 크리프·수축과 긴장재 응력의 릴랙세이션을 고려하여 산정한다.

④ O: 긴장재 응력의 릴랙세이션은 **인장변형을 일정하게 유지해도 응력이 시간에 따라 감소**하는 현상이다.
긴장재 자체의 인장응력 저하로 프리스트레스가 줄어드므로 장기 손실에 고려한다.

NoteBase

문 5. 단철근 콘크리트 보의 균형철근비(ρ_b)를 $\frac{\eta(0.85f_{ck})\beta_1}{f_y} \times C$로 나타낼 때, C는? (단, η, β_1는 콘크리트 등가 직사각형 압축응력블록의 각각 크기와 깊이를 나타내는 계수, f_{ck}는 콘크리트의 설계기준압축강도, f_y는 철근의 설계기준항복강도, ε_{cu}는 콘크리트의 극한변형률, ε_y는 철근의 항복변형률이다)

① $\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}+\varepsilon_y}$
② $\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}+2\varepsilon_y}$
③ $\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}+2.5\varepsilon_y}$
④ $\frac{660}{660+f_{ck}}$

정답 1번

간단한 해설

균형상태는 콘크리트 압축연단이 극한변형률에 도달할 때 **인장철근도 동시에 항복**하는 상태이다. 변형률의 선형분포에서 균형중립축 깊이와 유효깊이의 비가 $\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}+\varepsilon_y}$가 되며, 이것이 C이다.

핵심 풀이

균형철근비는 콘크리트 압축연단의 변형률이 ε_{cu}에 도달하는 순간, 인장철근의 변형률도 **항복변형률에 도달**하게 하는 철근비이다. 이때의 중립축 깊이를 c_b, 압축연단에서 인장철근 도심까지의 유효깊이를 d라고 한다.

평면유지 가정에 따라 단면의 변형률은 깊이 방향으로 선형분포한다. 중립축의 변형률이 0이므로, 압축측과 인장측 변형률 삼각형의 닮음에서 $\frac{\varepsilon_{cu}}{c_b} = \frac{\varepsilon_y}{d-c_b}$가 성립한다. 이를 정리하면 $\frac{c_b}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}+\varepsilon_y}$이다.

등가 직사각형 압축응력블록의 깊이는 $\beta_1 c_b$이다. 압축력과 인장력의 평형을 철근비로 나타내면 $\rho_b = \frac{\eta(0.85f_{ck})\beta_1}{f_y} \cdot \frac{c_b}{d}$가 된다. 따라서 문제의 C는 **균형중립축 깊이와 유효깊이의 비**이며, $C = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}+\varepsilon_y}$로 ①의 식에 해당한다.

②와 ③은 인장철근의 변형률을 각각 $2\varepsilon_y$, $2.5\varepsilon_y$로 놓은 식이다. 균형상태에서는 철근이 막 항복하므로 ε_y를 그대로 사용한다. ④처럼 f_{ck}를 넣은 식은 철근의 항복변형률을 반영하는 위 변형률 관계와 다르다.

NoteBase

문 6. 폭 200 mm, 높이 300 mm인 직사각형 단면 철근콘크리트 보에서 휨부재의 최소철근량 산정을 위한 설계휨강도(ϕM_n)의 최솟값[kN · m]은? (단, $\phi M_n < \frac{4}{3} M_u$이고, M_u는 단면의 계수휨모멘트이며, 콘크리트 파괴계수 f_r은 3 MPa이다)

① 9.6

② 10.8

③ 12.4

④ 14.5

정답 2번

간단한 해설

최소철근량은 균열 직후의 급격한 파괴를 막도록 설계휨강도가 **균열휨모멘트의 1.2배 이상**이 되게 정한다. 이 단면의 균열휨모멘트는 9 kN·m이므로 필요한 설계휨강도의 최솟값은 10.8 kN·m이다.

계산 과정

1. 최소철근량 조건: 철근량이 지나치게 적으면 콘크리트에 휨균열이 발생한 직후 철근이 인장력을 감당하지 못하여 급격히 파괴될 수 있다. 이를 방지하기 위해 설계휨강도는 $\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$을 만족해야 한다. 여기서 M_{cr}은 균열휨모멘트이다. 문제에서는 $\phi M_n < \frac{4}{3} M_u$이므로, 해석상 필요한 철근량보다 1/3 이상 더 배치했을 때의 **최소철근량 규정 적용 예외를 사용할 수 없다**.

2. 단면계수: 폭 b = 200 mm, 전체 높이 h = 300 mm이다. 균열 발생 전 철근을 무시한 콘크리트 전체 단면의 단면2차모멘트는 $I_g = \frac{bh^3}{12}$, 중립축에서 인장연단까지의 거리는 $y_t = \frac{h}{2}$이다. 따라서 단면계수는 $Z = \frac{I_g}{y_t} = \frac{bh^2}{6}$이며, $Z = \frac{200 \cdot 300^2}{6} = 3{,}000{,}000 \text{mm}^3$이다. 이 계산에는 **전체 높이 h**를 사용한다.

3. 균열휨모멘트: 인장연단의 휨인장응력이 콘크리트 파괴계수 f_r에 도달할 때 균열이 발생하므로 $M_{cr} = f_r Z$이다. 주어진 파괴계수는 3 MPa = 3 N/mm^{2}이므로 $M_{cr} = 3 \cdot 3{,}000{,}000 = 9{,}000{,}000 \text{N} \cdot \text{mm}$이다. $1 \text{kN} \cdot \text{m} = 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$이므로 균열휨모멘트는 9 kN·m이다.

4. 설계휨강도의 최솟값: $(\phi M_n)_{\min} = 1.2 M_{cr}$이므로 $1.2 \times 9 = 10.8$ kN·m이다. 따라서 구한 값은 ②의 10.8에 해당한다.

NoteBase

문 7. 콘크리트에 초기 프리스트레스 $P_i = 600$ kN을 도입 후 다양한 원인에 의하여 120 kN의 프리스트레스가 손실되었을 때, 유효율[%]은?

① 15

② 30

③ 80

④ 90

정답 3번

간단한 해설

유효율은 초기 프리스트레스에 대한 **손실 후 남은 프리스트레스의 비율**이다. 600 kN 중 120 kN이 손실되어 480 kN이 남으므로 유효율은 80%이다.

계산 과정

유효율은 처음 도입한 프리스트레스 중 손실 후에도 유효하게 남아 있는 비율이다. 초기 프리스트레스를 P_i, 손실 후 유효 프리스트레스를 P_e라 하면, 유효율은 $\frac{P_e}{P_i} \times 100\%$로 구한다. 이때 **분모는 초기 프리스트레스**이다.

초기 프리스트레스는 600 kN이고 손실량은 120 kN이므로, 손실 후 남은 유효 프리스트레스는 $600 - 120 = 480$ kN이다.

따라서 유효율은 $\frac{480}{600} \times 100\% = 80\%$이다. 두 힘의 단위가 모두 kN이므로 비율을 구할 때 상쇄되며, 백분율로 나타낸 80%는 ③의 80에 해당한다.

NoteBase

문 8. 콘크리트 구성재료 중 굵은 골재의 최대 공칭치수 제한값이 아닌 것은? (단, 콘크리트를 공극 없이 칠 수 있는 다짐 방법을 사용하는 경우가 아니다)

① 주철근 지름 이하

② 슬래브 두께의 $\frac{1}{3}$ 이하

③ 거푸집 양 측면 사이의 최소 거리의 $\frac{1}{5}$ 이하

④ 개별 철근, 다발철근, 긴장재 또는 덕트 사이 최소 순간격의 3/4 이하

정답 1번

간단한 해설

굵은 골재의 크기는 **주철근 지름 자체를 기준으로 제한하지 않는다**. 철근과 관련된 제한값은 개별 철근·다발철근·긴장재 또는 덕트 사이 **최소 순간격의 3/4 이하**이다.

선지별 해설

굵은 골재의 최대 공칭치수 제한은 콘크리트가 거푸집 안과 철근 사이에 원활하게 채워지도록 하기 위한 것이다. 문제에서는 공극 없이 타설할 수 있는 다짐 방법에 따른 예외를 제외하였으므로, 해당하는 제한값을 모두 만족해야 한다.

① X: '주철근 지름 이하'는 굵은 골재의 최대 공칭치수에 대해 규정된 제한값이 아니다. 철근과 관련해서는 철근 자체의 지름이 아니라 **철근 등 사이의 최소 순간격의 3/4 이하**로 제한한다. 골재가 철근 사이를 통과하여 콘크리트가 빈틈없이 채워지도록 하려는 것이다.

② O: 슬래브에서는 굵은 골재의 최대 공칭치수가 **슬래브 두께의 1/3 이하**이어야 한다. 슬래브 두께에 비해 지나치게 큰 골재를 사용하면 타설과 다짐이 어려워질 수 있으므로 두께를 기준으로 크기를 제한한다.

③ O: 굵은 골재의 최대 공칭치수는 **거푸집 양 측면 사이의 최소 거리의 1/5 이하**이어야 한다. 콘크리트가 채워질 공간의 폭에 비해 골재가 지나치게 커지지 않도록 하는 제한이다.

④ O: 굵은 골재의 최대 공칭치수는 개별 철근, 다발철근, 긴장재 또는 덕트 사이 **최소 순간격의 3/4 이하**이어야 한다. 순간격은 서로 마주 보는 표면 사이의 빈 거리이며, 중심 사이의 거리가 아니다. 이 빈 공간을 기준으로 골재 크기를 제한하여 골재가 걸리는 것을 방지한다.

NoteBase

문 9. 강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)에 따른 강축 휨을 받는 2축대칭 H형강 조밀단면 강구조 휨부재에서 횡좌굴이 발생하였을 때, 원인으로 옳지 않은 것은?

① 휨모멘트가 크게 작용하는 경우

② 보의 횡방향 비지지 길이가 짧은 경우

③ 면외방향으로 압축플랜지의 횡변위가 발생한 경우

④ 휨부재의 압축플랜지가 횡지지되지 않은 경우

정답 2번

간단한 해설

보의 횡방향 비지지 길이가 짧으면 압축플랜지가 옆으로 휘어질 수 있는 구간이 줄어 **횡좌굴에 대한 저항이 커진다**. 횡좌굴을 유발하기 쉬운 조건은 다른 조건이 같을 때 비지지 길이가 긴 경우이다.

선지별 해설

횡좌굴은 강축 휨을 받는 보가 원래의 휨 평면 밖으로 휘면서 단면이 비틀리는 불안정 현상이다. 조밀단면은 판요소의 국부좌굴에 관한 구분이므로, 조밀단면이라도 횡지지가 부족하면 부재 전체의 횡좌굴이 발생할 수 있다.

① O: 강축 휨모멘트는 한쪽 플랜지에 압축력을, 반대쪽 플랜지에 인장력을 발생시킨다. 휨모멘트가 커지면 **압축플랜지의 압축력도 커져** 횡방향 불안정이 발생하기 쉬워지며, 횡좌굴에 대한 저항 한계에 도달하면 횡좌굴이 발생할 수 있다.

② X: 횡방향 비지지 길이는 압축플랜지의 횡변위나 단면의 비틀림을 구속하는 지지점 사이의 길이이다. 이 길이가 짧아지면 횡방향으로 변형할 수 있는 구간이 줄어 횡좌굴 저항이 커진다. 따라서 횡좌굴을 유발하기 쉬운 조건은 **비지지 길이가 긴 경우**로 고쳐야 한다.

③ O: 압축플랜지에 면외방향 횡변위가 생기면 압축력의 작용으로 그 변위가 증폭될 수 있다. 이때 압축플랜지가 옆으로 휘는 변형과 단면의 비틀림이 연계된다. 이러한 **횡변위와 비틀림의 결합**이 횡좌굴의 특징이다.

④ O: 압축플랜지가 횡지지되지 않으면 압축력에 의해 옆으로 휘어지는 변형을 충분히 억제하기 어렵다. 횡지지는 **압축플랜지의 횡변위를 구속**하여 횡좌굴을 억제하므로, 횡지지의 부족은 횡좌굴을 유발하는 조건이다.

NoteBase

문 10. 강구조 연결 설계기준(하중저항계수설계법)에서 제시하고 있는 이음부 설계세칙으로 옳지 않은 것은?

① 고장력볼트의 구멍중심에서 피접합재의 연단까지의 최소거리는 연단부 가공방법에 영향을 받지 않는다.

② M22 고장력볼트의 표준구멍직경은 24 mm이다.

③ 고장력볼트의 구멍중심 간의 거리는 공칭직경의 2.5배를 최소거리로 하고 3배를 표준거리로 한다.

④ 고장력볼트의 구멍중심에서 볼트머리 또는 너트가 접하는 부재의 연단까지의 최대거리는 판 두께의 12배 이하 또한 150 mm이하로 한다.

정답 1번

간단한 해설

구멍중심에서 피접합재의 연단까지의 최소거리는 **연단부 가공방법에 따라 달라진다**. 전단절단·수동가스절단과 압연형강·자동가스절단·기계가공마감에 서로 다른 기준을 적용한다.

선지별 해설

① X: KDS 14 31 25의 4.1.1.10(5)는 최소 연단거리를 **연단부 가공방법을 고려하여** 표 4.1-2에 따라 정하도록 한다. 예를 들어 M22 볼트의 최소 연단거리는 전단절단·수동가스절단에서는 38 mm, 압연형강·자동가스절단·기계가공마감에서는 28 mm이다. 같은 볼트 직경이라도 가공방법에 따라 값이 다르므로, '영향을 받지 않는다'를 '영향을 받는다'로 고쳐야 한다.

② O: 4.1.1.10(3)의 표 4.1-1에서 M22 고장력볼트의 표준구멍직경은 24 mm이다. M22의 22 mm는 **볼트의 공칭직경**이며, 표준구멍직경과 구별해야 한다.

③ O: 4.1.1.10(4)는 고장력볼트 구멍중심 간 최소거리를 공칭직경의 2.5배, 표준거리를 3배로 정한다. 여기서 배수를 적용하는 기준은 **구멍직경이 아니라 볼트의 공칭직경**이다. 최소거리는 확보해야 할 하한이고, 표준거리는 표준적으로 적용하는 간격이다.

④ O: 4.1.1.10(6)에 따라 구멍중심에서 볼트머리 또는 너트가 접하는 부재의 연단까지의 최대거리는 판 두께의 12배 이하이면서 150 mm 이하여야 한다. **두 상한을 동시에 만족**해야 하므로, 판 두께의 12배와 150 mm 중 작은 값이 허용되는 최대 연단거리가 된다.

NoteBase

문 11. 직사각형 단면의 복철근 콘크리트 보에서 압축철근량만 증가시켰을 때, 보의 거동에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, 인장 및 압축철근은 모두 항복한 것으로 가정한다)

① 단면의 공칭휨모멘트가 증가한다.

② 압축철근의 변형률이 감소한다.

③ 콘크리트의 등가 압축응력블록 깊이가 감소한다.

④ 콘크리트와 압축철근에 의한 압축 내력의 합이 증가한다.

정답 4번

간단한 해설

인장철근량이 같고 인장철근이 항복하므로 인장력은 일정하다. 힘의 평형에 따라 **콘크리트와 압축철근의 압축 내력 합도 일정**하며, 압축철근이 더 부담하는 만큼 콘크리트가 부담하는 압축력이 감소한다.

선지별 해설

인장철근 단면적을 A_s, 압축철근 단면적을 A'_s, 철근의 항복강도를 f_y라 한다. 두 철근이 모두 항복하므로 인장력은 $T = A_s f_y$, 압축철근의 압축력은 $C_s = A'_s f_y$이다. 콘크리트의 압축력을 C_c라 하면 힘의 평형식은 $C_c + C_s = T$이다. 압축철근량만 증가시키므로 인장력은 변하지 않는다.

① O: 압축철근의 압축력이 증가하고 콘크리트의 압축력이 감소하면서 압축합력의 작용점이 압축측 연단 쪽으로 이동한다. 일정한 인장력에 대해 **인장력과 압축합력 사이의 거리인 내력팔길이가 커지므로** 공칭휨모멘트가 증가한다.

② O: 압축철근량이 증가하면 콘크리트 압축력과 중립축 깊이가 감소한다. 중립축 깊이를 c, 압축측 연단에서 압축철근 중심까지의 거리를 d', 콘크리트 극한압축변형률을 ε_{cu}라 하면 압축철근 변형률은 $\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu}\frac{c-d'}{c}$이다. 따라서 c가 작아지면 압축철근 변형률도 감소한다. 이는 **변형률이 감소해도 압축철근이 항복 상태를 유지한다는 가정**에서의 설명이다.

③ O: 전체 압축력은 일정하므로 압축철근의 압축력이 증가한 만큼 콘크리트의 압축력은 감소한다. 직사각형 등가 압축응력블록의 압축력은 응력의 크기·단면 폭·블록 깊이의 곱이다. 콘크리트 강도와 단면 폭이 같으므로 **콘크리트 압축력이 줄면 블록 깊이도 감소**한다. 블록 깊이 a와 중립축 깊이 c는 $a = \beta_1 c$의 관계이므로 중립축 깊이도 함께 감소한다.

④ X: 콘크리트와 압축철근의 압축 내력 합은 **증가하지 않고 일정하다**. $C_c + C_s = A_s f_y$에서 인장철근량과 항복강도가 변하지 않으므로 우변이 일정하기 때문이다. 압축철근의 압축력 증가분은 콘크리트 압축력의 감소분으로 상쇄된다.

NoteBase

문 12. 철근콘크리트 원형 단면 기둥에서 좌굴을 방지하기 위한 방안으로 옳지 않은 것은?

① 띠철근 간격을 줄여 기둥의 횡방향 구속력을 증가시킨다.

② 기둥 단면을 증가시켜 압축강성을 향상시킨다.

③ 인장철근을 제거하여 좌굴응력 집중을 감소시킨다.

④ 나선철근을 배치하여 기둥의 연성을 증가시킨다.

정답 3번

간단한 해설

인장철근을 제거하면 기둥의 **휨 저항능력과 강성이 감소**하므로 좌굴 방지 대책이 되지 않는다. 필요한 주철근을 유지하면서 띠철근이나 나선철근으로 횡방향 지지를 확보해야 한다.

선지별 해설

① O: 띠철근은 내부 콘크리트의 횡방향 팽창을 구속하고 주철근을 옆에서 지지한다. 띠철근 간격을 줄이면 압축을 받는 주철근의 **지지되지 않는 길이가 짧아져** 주철근의 국부좌굴을 억제할 수 있다.

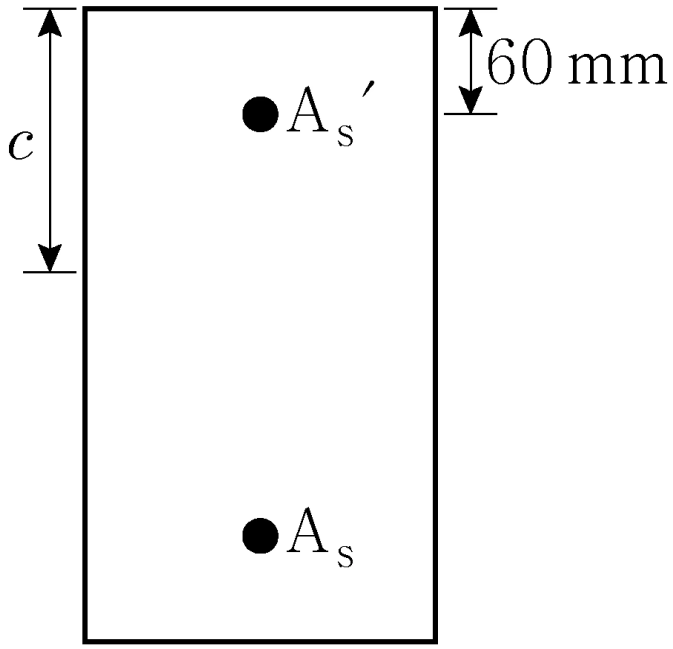
② O: 같은 재료와 기둥 길이, 지지 조건에서 원형 단면의 지름을 키우면 단면적과 단면2차모멘트가 증가한다. 이에 따라 축방향 압축강성뿐 아니라 **휨강성도 증가**하므로 기둥 전체가 휘어지는 좌굴에 대한 저항이 커진다.

③ X: 인장철근은 기둥에 휨모멘트가 작용할 때 발생하는 인장력을 부담한다. 이를 제거하면 휨 저항능력과 강성이 감소하므로, 철근 제거로 좌굴응력 집중을 줄인다는 설명은 적절하지 않다. 좌굴을 억제하려면 **필요한 주철근을 유지하고 횡철근으로 지지**해야 한다.

④ O: 나선철근은 원형 단면의 내부 콘크리트를 둘러싸 횡방향 팽창을 구속하고 압축 주철근의 좌굴을 억제한다. 이러한 구속은 콘크리트의 급격한 압괴를 늦추고 **하중을 지지하면서 변형할 수 있는 능력**인 연성을 높인다.

NoteBase

문 13. 다음과 같은 복철근 콘크리트 보에서 압축을 받는 상연 콘크리트가 극한변형률 $\varepsilon_{cu} = 0.003$에 도달했을 때, 압축철근에 발생하는 응력[MPa]은? (단, 중립축 깊이 $c = 150$ mm, 철근 탄성계수 $E_s = 2 \times 10^5$ MPa, 철근의 설계기준항복강도 $f_y = 400$ MPa이다)



① 340

② 360

③ 380

④ 400

정답 2번

간단한 해설

압축철근의 변형률은 **중립축에서 철근까지의 거리**에 비례하므로 0.0018이다. 이는 항복변형률 0.002보다 작아 철근은 아직 항복하지 않았으며, 압축응력은 360 MPa이다.

NoteBase

계산 과정

그림에서 압축측 상연부터 압축철근 중심까지의 거리 $d' = 60$ mm이고, 중립축 깊이는 $c = 150$ mm이다. 따라서 압축철근은 중립축보다 위쪽에 있으며, **중립축에서 압축철근까지의 거리**는 $150 - 60 = 90$ mm이다.

휨을 받은 뒤에도 평면 단면이 평면을 유지한다는 가정에 따라 변형률은 단면 깊이에 걸쳐 선형으로 분포한다. 철근과 콘크리트 사이에 미끄러짐이 없으면 같은 위치의 변형률도 같다. 중립축의 변형률은 0이므로, 상연의 극한변형률 $\varepsilon_{cu} = 0.003$과 거리의 비를 이용하면 압축철근의 변형률은 $\varepsilon_s' = \varepsilon_{cu}\frac{c - d'}{c}$이다. 수치를 대입하면 $\varepsilon_s' = 0.003 \cdot \frac{150 - 60}{150} = 0.0018$이다.

철근 응력을 구하기 전에 **압축철근의 항복 여부**를 확인한다. 주어진 탄성계수 $E_s = 2 \times 10^5$ MPa와 항복강도 $f_y = 400$ MPa로부터 항복변형률은 $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{2 \times 10^5} = 0.002$이다. 압축철근의 변형률 0.0018은 이보다 작으므로 아직 탄성 범위에 있다. 상연 콘크리트가 극한변형률에 도달했다고 해서 압축철근도 반드시 항복하는 것은 아니다.

탄성 범위에서는 응력이 변형률에 비례하므로 $f_s' = E_s\varepsilon_s'$를 적용한다. 따라서 $f_s' = (2 \times 10^5) \cdot 0.0018 = 360$MPa이다. 압축응력의 크기는 360 MPa로, ②의 값과 일치한다.

NoteBase

문 14. 뒷부벽식 옹벽에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 뒷부벽은 압축거동을 한다.

② 벽체는 뒷부벽으로 지지된 연속판으로 설계한다.

③ 뒷부벽은 저판에 고정된 변단면 T형 캔틸레버보로 설계한다.

④ 벽체 및 기초 슬래브의 양쪽 단부는 부벽에 지지된 캔틸레버보로 설계해야 한다.

정답 1번

간단한 해설

뒷부벽은 토압을 받는 벽체와 뒷굽판을 묶어 주는 **인장재**로 작용한다. 압축재로 작용하는 것은 **앞부벽**이다.

선지별 해설

① X: 뒷부벽은 벽체 뒤쪽의 흙이 있는 쪽에 설치되어 벽체와 뒷굽판을 연결한다. 토압으로 벽체가 앞으로 밀릴 때 이를 붙잡는 **인장거동**을 하므로, '압축거동'을 '인장거동'으로 고쳐야 한다. 이때 부벽의 경사진 바깥쪽 가장자리에 인장이 발생하므로 그 방향으로 주철근을 배치한다. 압축재로 벽체를 받치는 것은 벽체 앞쪽에 설치하는 앞부벽이다.

② O: 벽체는 일정한 간격으로 설치된 뒷부벽 사이에서 수평 방향으로 하중을 전달한다. 여러 부벽을 지점으로 하여 이어져 있으므로 **뒷부벽으로 지지된 연속판**으로 설계하며, 부벽 위치와 부벽 사이에서 발생하는 휨모멘트를 고려한다.

③ O: 벽체에서 전달된 토압은 뒷부벽을 거쳐 저판으로 전달된다. 뒷부벽과 벽체가 일체로 거동할 때 벽체의 유효폭은 플랜지, 부벽은 복부가 되어 T형 단면을 이룬다. 부벽의 깊이가 높이에 따라 달라지므로 **저판에 고정된 변단면 T형 캔틸레버보**로 설계한다.

④ O: 벽체와 기초 슬래브의 길이 방향 양쪽 끝에서 최외측 부벽 밖으로 내민 부분은 그 바깥쪽에 추가 지점이 없다. 따라서 **최외측 부벽을 고정단으로 하는 캔틸레버보**로 설계한다. 부벽 사이의 내부 구간은 연속판으로, 부벽 밖의 단부 구간은 캔틸레버로 구분한다.

NoteBase

문 15. 기둥을 지지하는 기초판에서 2방향 전단(뚫림전단)의 위험단면 위치는? (단, d는 기초판의 유효깊이이다)

① 기둥의 외면

② 기둥의 외면에서 d만큼 떨어진 주변 단면

③ 기둥의 외면에서 $d/2$만큼 떨어진 주변 단면

④ 기초판의 외단부

정답 3번

간단한 해설

2방향 전단은 **기둥을 둘러싼 주변 단면**에서 검토하며, 위험단면은 기둥 외면에서 $\frac{d}{2}$만큼 떨어진 곳에 둔다.

핵심 풀이

2방향 전단(뚫림전단)은 기둥의 집중하중에 의해 기둥 주위의 기초판이 뚫려 분리되려는 전단 작용이다. 이를 검토하는 위험단면은 **기둥 외면에서 $\frac{d}{2}$만큼 떨어진 주변 단면**이다. 여기서 거리는 기둥 중심이 아니라 기둥 외면에서 기초판 바깥쪽으로 측정하며, d는 기초판의 유효깊이이다.

기둥 외면에서 d만큼 떨어진 단면은 **1방향 전단**을 검토할 때의 위험단면이다. 기둥 외면은 휨 검토의 위험단면이며, 기초판의 외단부를 뚫림전단의 위험단면으로 잡지는 않는다.

NoteBase

문 16. 유효길이가 4.5 m이고, 300 × 600 mm인 직사각형 단면인 양단 고정 기둥의 유효세장비는?

① $\frac{10}{\sqrt{3}}$
② $\frac{20}{\sqrt{3}}$
③ $15\sqrt{3}$
④ $30\sqrt{3}$

정답 4번

간단한 해설

유효세장비는 유효길이를 **최소 단면2차반경**으로 나눈 값이다. 짧은 변 300 mm로 구한 단면2차반경과 주어진 유효길이 4.5 m를 적용하면 $30\sqrt{3}$이 된다.

계산 과정

유효세장비는 $\lambda = \frac{L_e}{r_{\min}}$으로 구한다. 여기서 L_e는 단부 구속조건을 반영한 유효길이이고, $r_{\min}$은 최소 단면2차반경이다. 문제의 4.5 m는 **이미 유효길이로 주어진 값**이므로 양단 고정에 따른 유효길이계수를 다시 곱하지 않는다. 단면 치수와 단위를 맞추면 4.5 m = 4,500 mm이다.

직사각형의 짧은 변을 b = 300 mm, 긴 변을 h = 600 mm로 둔다. 단면적은 $A = bh$이고, 약축에 대한 단면2차모멘트는 $I_{\min} = \frac{hb^3}{12}$이다. 따라서 $r_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}}$에 대입하면 $r_{\min} = \frac{b}{\sqrt{12}}$이다. **약축에 대한 단면2차반경이 작아** 그 축에 대한 유효세장비가 더 크므로 짧은 변 300 mm를 사용한다. 계산하면 $r_{\min} = \frac{300}{\sqrt{12}} = 50\sqrt{3}\,\text{mm}$이다.

유효길이를 최소 단면2차반경으로 나누면 $\lambda = \frac{4500}{50\sqrt{3}}$이다. 이를 정리하면 $\lambda = \frac{90}{\sqrt{3}} = 30\sqrt{3}$이다. 길이끼리의 비이므로 유효세장비에는 단위가 없다.

계산된 유효세장비 $30\sqrt{3}$은 ④의 값과 일치한다.

NoteBase

문 17. 강구조 부재 설계기준(하중저항계수설계법)에 따른 강재로 된 인장부재의 설계인장강도 ϕP_n [kN]은? (단, 총단면적 $A_g = 4,000\ \text{mm}^2$, 유효순단면적 $A_e = 2,500\ \text{mm}^2$, 항복강도 $F_y = 250\ \text{MPa}$, 인장강도 $F_u = 400\ \text{MPa}$이다)

① 750

② 800

③ 900

④ 1,000

정답 1번

간단한 해설

인장부재의 설계인장강도는 **총단면 항복과 유효순단면 파단에 대한 설계강도 중 작은 값**으로 정한다. 각각 900 kN과 750 kN이므로 유효순단면 파단이 지배하며, 설계인장강도는 750 kN이다.

계산 과정

인장부재는 총단면이 항복하는 한계상태와 유효순단면이 파단되는 한계상태를 모두 검토한다. 공칭인장강도 P_n에 각 한계상태의 강도저항계수 ϕ를 곱하여 설계강도를 구한다. 단위는 $1\ \text{MPa} = 1\ \text{N/mm}^2$이므로, 주어진 강도와 단면적을 곱하면 N이 되고 1,000 N = 1 kN으로 환산한다.

총단면 항복: **총단면적과 항복강도**를 사용하며 강도저항계수는 0.90이다. 공칭인장강도는 $P_n = F_y A_g$이므로, 설계강도는 $\phi P_n = 0.90 F_y A_g$이다. 수치를 대입하면 $0.90 \times 250 \times 4,000 = 900,000$ N = 900 kN이다. 이는 총단면 항복에 대해 확보되는 설계강도이다.

유효순단면 파단: **유효순단면적과 인장강도**를 사용하며 강도저항계수는 0.75이다. 공칭인장강도는 $P_n = F_u A_e$이므로, 설계강도는 $\phi P_n = 0.75 F_u A_e$이다. 수치를 대입하면 $0.75 \times 400 \times 2,500 = 750,000$ N = 750 kN이다. 이는 유효순단면 파단에 대해 확보되는 설계강도이다.

두 한계상태 중 하나라도 먼저 도달하면 부재의 설계강도가 제한되므로 작은 값을 택한다. 750 kN이 900 kN보다 작아 유효순단면 파단이 지배하며, 설계인장강도는 750 kN으로 ①의 값과 일치한다.

NoteBase

문 18. 콘크리트의 설계기준압축강도가 25 MPa, 철근의 설계기준항복강도가 400 MPa일 때, 압축을 받는 지름이 25 mm인 이형철근의 최소 겹침이음 길이[mm]는? (단, 사용된 콘크리트는 보통중량콘크리트이다)

① 560

② 720

③ 960

④ 1,320

정답 2번

간단한 해설

압축 이형철근은 항복강도가 **400 MPa 이하**일 때 $0.072 f_y d_b$로 겹침이음길이를 산정할 수 있다. 주어진 조건에서는 720 mm이며, 최소 길이 300 mm를 충족하고 콘크리트 강도에 따른 증가도 필요하지 않다.

계산 과정

1. 적용 조건: 구하는 값은 압축을 받는 이형철근의 겹침이음길이 l_s이다. 설계기준압축강도 f_{ck}는 25 MPa, 설계기준항복강도 f_y는 400 MPa, 철근 지름 d_b는 25 mm이다. 보통중량콘크리트이므로 경량콘크리트계수 $\lambda = 1$을 적용한다.

2. 기본식 계산: KDS 14 20 52의 압축 이형철근 이음 규정에 따른 기본식은 $l_s = \left(\frac{1.4 f_y}{\lambda \sqrt{f_{ck}}} - 52\right) d_b$이다. 주어진 값을 대입하면 $\frac{1.4 \cdot 400}{1 \cdot \sqrt{25}} = 112$이므로, 기본식으로 구한 길이는 $(112 - 52) \times 25 = 1{,}500$ mm이다.

3. 항복강도별 허용값 비교: 기본식으로 구한 길이가 항복강도별 식의 값보다 길면 **항복강도별 식으로 산정할 수 있다**. 이 문제는 f_y≤400 MPa에 해당하므로 $l_s = 0.072 f_y d_b$를 사용한다. 계산하면 $0.072 \times 400 \times 25 = 720$ mm이다. 기본식의 1,500 mm보다 짧으므로 720 mm를 적용할 수 있다.

4. 최소 길이와 증가 조건 확인: 겹침이음길이는 **300 mm 이상**이어야 하며, 콘크리트 설계기준압축강도가 21 MPa 미만이면 길이를 1/3 증가시켜야 한다. 여기서는 25 MPa이므로 증가시키지 않고, 720 mm는 300 mm보다 크다. 따라서 최소 겹침이음길이는 720 mm로, ②의 값에 해당한다.

NoteBase

문 19. 프리스트레스트콘크리트 휨부재의 인장구역에서 사용하중에 의한 인장연단응력(f_t)이 비균열등급으로 분류되기 위한 조건은? (단, f_{ck}는 콘크리트의 설계기준압축강도이다)

① $f_t \le 0.63\sqrt{f_{ck}}$
② $0.63\sqrt{f_{ck}} < f_t \le 1.0\sqrt{f_{ck}}$
③ $f_t > 1.0\sqrt{f_{ck}}$
④ $f_t = 0$

정답 1번

간단한 해설

비균열등급은 사용하중에 의한 인장연단응력이 $f_t \le 0.63\sqrt{f_{ck}}$인 경우이다. **인장응력이 반드시 0이어야 하는 것은 아니며**, 이 한계값과 같은 경우도 포함한다.

개념 구분

비균열등급: 미리 압축을 가한 인장구역에서 사용하중에 의한 인장연단응력 f_t가 $0.63\sqrt{f_{ck}}$ 이하이면 비균열등급으로 분류한다. 여기서 f_{ck}는 콘크리트의 설계기준압축강도이며, 응력과 강도는 MPa 단위를 사용한다. 비균열등급도 **한계값 이하의 인장응력을 허용**하므로, $f_t = 0$은 이 조건에 포함되는 한 경우일 뿐 등급 전체를 나타내는 조건은 아니다.

부분균열등급: $0.63\sqrt{f_{ck}} < f_t \le 1.0\sqrt{f_{ck}}$인 경우이다. 비균열등급의 상한값을 **초과한 구간**이며, $1.0\sqrt{f_{ck}}$와 같은 경우까지 포함한다.

완전균열등급: $f_t > 1.0\sqrt{f_{ck}}$인 경우이다. 부분균열등급의 상한값을 초과하므로 비균열등급과 구별된다.

NoteBase

문 20. 위험단면에 계수전단력 $V_u = 1,500$ kN이 작용하고 있는 철근콘크리트 보의 전단설계를 하고자 한다. 콘크리트에 의한 공칭전단강도 $V_c = 1,000$ kN일 때, 전단철근이 부담해야 할 최소 공칭전단강도 V_s [kN]는?

① 800

② 1,000

③ 1,200

④ 1,400

정답 2번

간단한 해설

전단설계에서는 공칭전단강도에 **강도감소계수 0.75**를 곱한 설계전단강도가 계수전단력 이상이어야 한다. 필요한 전체 공칭전단강도 2,000 kN에서 콘크리트 부담분 1,000 kN을 빼면, 전단철근이 부담할 최소 공칭전단강도는 1,000 kN이다.

계산 과정

설계 조건: 전체 공칭전단강도 V_n은 콘크리트 부담분 V_c와 전단철근 부담분 V_s의 합이므로 $V_n = V_c + V_s$이다. 전단설계의 강도감소계수는 $\phi = 0.75$이며, **강도감소계수를 곱한 설계강도**로 계수전단력에 저항해야 하므로 $\phi(V_c + V_s) \geq V_u$를 만족해야 한다.

필요한 전체 공칭전단강도: 계수전단력은 1,500 kN이므로 $V_n \geq \frac{V_u}{\phi}$이다. 따라서 필요한 전체 공칭전단강도의 최솟값은 $\frac{1,500}{0.75} = 2,000$ kN이다. 이는 **콘크리트와 전단철근이 함께 확보해야 할 공칭강도**이다.

전단철근 부담분: 전체 공칭전단강도에서 콘크리트의 공칭전단강도 1,000 kN을 제외한다. 따라서 $V_s \geq 2,000 - 1,000 = 1,000$ kN이며, 최소 공칭전단강도는 1,000 kN으로 ②의 값과 일치한다.

NoteBase