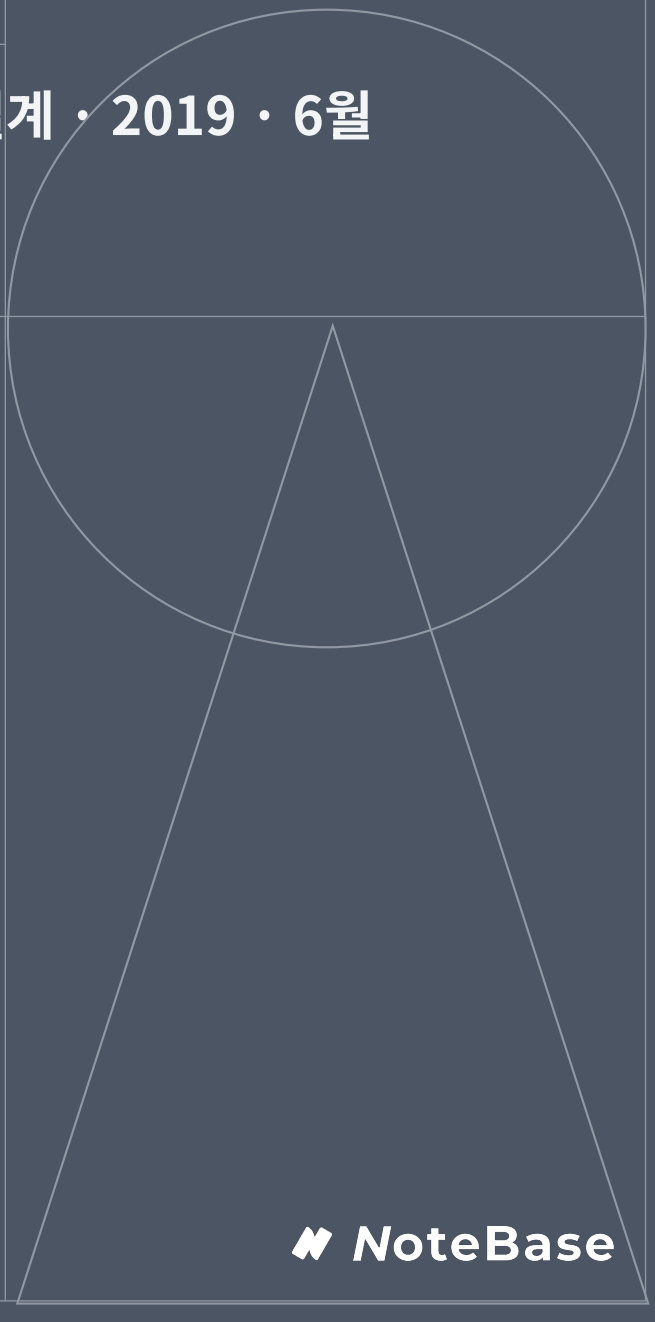
기출OX 해설집

공무원/서울시/9급 · 토목설계 · 2019 · 6월



NoteBase

기출OX 해설집

공무원/서울시/9급 · 토목설계 · 2019 · 6월

공무원/서울시/9급 · 토목설계 · 2019 · 6월

문 1. 단면이 300×500mm의 직사각형인 철근콘크리트 부재가 있다. 철근은 단면 도심에 대칭으로 배치되었으며, 철근 단면적 $A_s = 5{,}000\text{mm}^2$이다. 콘크리트의 건조수축으로 인해 철근에 발생하는 압축응력이 60MPa일 때, 건조수축에 의해 콘크리트에 발생하는 응력은? (단, 이 부재의 지점 변형은 구속되어 있지 않다.)

① 1MPa

② 2MPa

③ 3MPa

④ 4MPa

정답 2번

간단한 해설

지점 변형이 구속되지 않으므로 철근의 압축력과 콘크리트의 인장력이 **단면 내에서 평형**을 이룬다. 철근 압축력을 콘크리트 단면적으로 나누면 약 2 MPa의 **인장응력**이 발생한다.

계산 과정

건조수축으로 콘크리트는 짧아지려 하지만, 부착된 철근이 이를 방해한다. 그 결과 철근에는 압축응력이, 콘크리트에는 인장응력이 생긴다. 지점 변형이 구속되지 않아 외부의 구속 축력이 없으므로 **철근 압축력과 콘크리트 인장력의 크기가 같아야 한다**. 철근이 단면 도심에 대칭으로 배치되어 있으므로 이 축력의 평형으로 계산한다.

철근의 압축력: 응력에 단면적을 곱하면 힘이 된다. 1 MPa = 1 N/mm^{2}이므로, 철근 압축력의 크기는 $N_s = \sigma_s A_s$에서 60 × 5,000 = 300,000 N이다. 이는 콘크리트가 인장력으로 부담해야 하는 힘이다.

콘크리트 단면적: 전체 단면적은 300 × 500 = 150,000 mm^{2}이다. 이 중 철근이 차지하는 면적을 제외하면 실제 콘크리트 단면적은 $A_c = 150{,}000 - 5{,}000 = 145{,}000\text{mm}^2$이다.

콘크리트 응력: 평형식 $\sigma_c A_c = N_s$를 적용하면 $\sigma_c = \frac{300{,}000}{145{,}000} \approx 2.07\text{MPa}$이다. 콘크리트에는 **인장응력**이 발생하며, 그 크기는 선택지 ②의 약 2 MPa에 해당한다.

NoteBase

문 2. 휨을 받는 띠철근으로 보강된 직사각형 단면에서 $\frac{(d-c)}{c} = \frac{0.0035}{0.003}$일 때, 강도감소계수의 값은? (단, 인장철근은 1열로 배치되어 있으며, d는 유효깊이, c는 중립축 깊이, 철근 항복강도 $f_y = 400\text{MPa}$이고, 「콘크리트구조 기준(2012)」을 적용한다.)

① 0.65

② 0.70

③ 0.75

④ 0.85

정답 3번

간단한 해설

인장철근의 순인장변형률은 0.0035로, 압축지배 한계 0.002와 인장지배 한계 0.005 사이의 **변화구간**에 해당한다. 띠철근 단면의 강도감소계수를 0.65에서 0.85 사이로 **직선보간**하면 0.75이다.

계산 과정

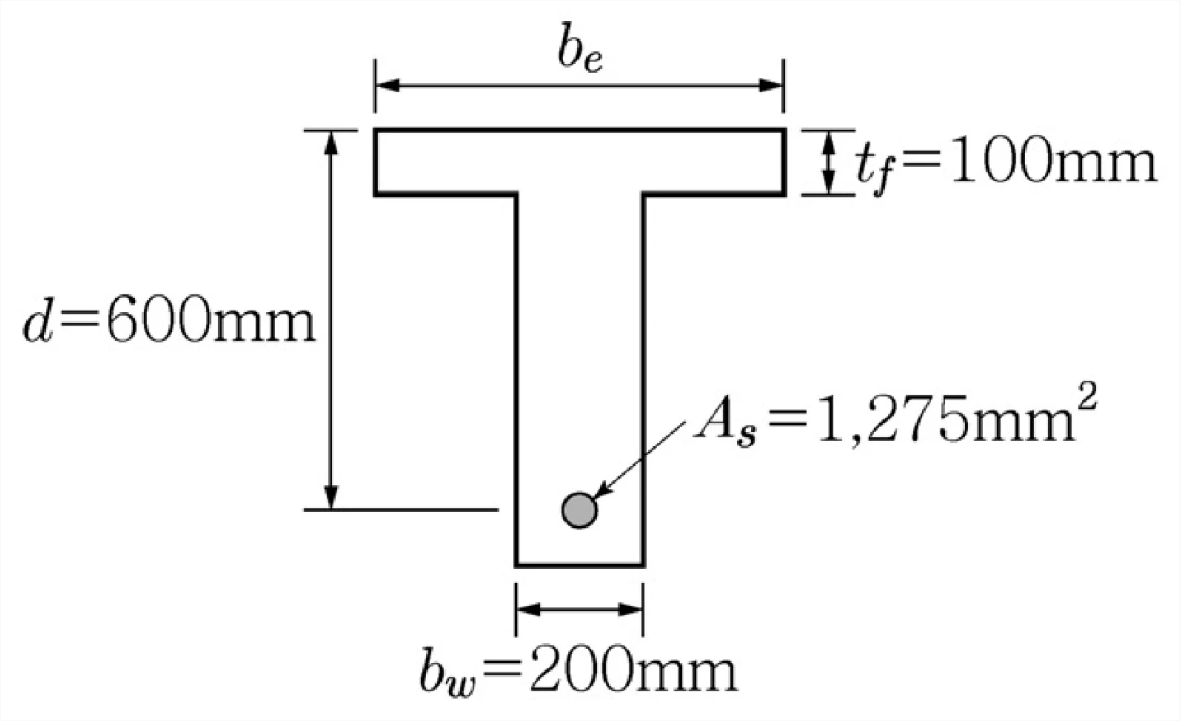
1. 인장철근의 변형률: 콘크리트 압축연단의 극한변형률은 0.003이고, 단면의 변형률은 중립축에서의 거리에 비례한다. 인장철근이 1열이므로 최외단 인장철근까지의 거리는 중립축에서 $d-c$이다. 따라서 순인장변형률은 $\varepsilon_t = 0.003\frac{d-c}{c}$이고, 주어진 비를 대입하면 $\varepsilon_t = 0.003 \cdot \frac{0.0035}{0.003} = 0.0035$이다.

2. 단면의 구간과 계수: 「콘크리트구조기준(2012)」 6.2.2(3)·(4)에 따라 압축지배변형률 한계는 철근의 항복변형률이다. $f_y = 400\text{MPa}$, 철근 탄성계수 $E_s = 200{,}000\text{MPa}$이므로 $\varepsilon_y = \frac{400}{200{,}000} = 0.002$이다. 인장지배변형률 한계는 0.005이므로 0.0035는 두 한계 사이의 변화구간에 속한다. 같은 기준 3.3.3(2)에서 **띠철근 단면의 압축지배 계수는 0.65**, 인장지배 계수는 0.85이다.

3. 직선보간: 변화구간에서는 순인장변형률이 증가한 비율만큼 강도감소계수도 증가시킨다. 구간 내 위치를 나타내는 비율을 r이라 하면 $r = \frac{0.0035-0.002}{0.005-0.002} = 0.5$이다. 즉, 주어진 변형률은 **두 한계의 중간**에 있으므로 $\phi = 0.65 + (0.85-0.65)\cdot 0.5 = 0.75$이다. 강도감소계수는 단위가 없는 값이며, ③의 0.75에 해당한다.

NoteBase

문 3. 그림과 같은 정(+)의 휨모멘트가 작용하는 T형보를 설계할 때, 유효폭 b_e를 폭으로 하는 직사각형보로 해석할 수 있는 유효폭 b_e의 최솟값은? (단, f_{ck} = 20MPa, f_y = 400MPa이고, 「콘크리트구조기준(2012)」을 적용한다.)



① 250mm

② 300mm

③ 350mm

④ 400mm

정답 2번

간단한 해설

T형보를 유효폭 전체가 압축을 받는 직사각형보로 해석하려면 **등가 압축응력블록의 깊이가 플랜지 두께 이내**여야 한다. 경계조건 $a = t_f$ = 100mm에서 콘크리트 압축력과 철근 인장력을 같게 놓으면 최소 유효폭은 300 mm이다.

NoteBase

계산 과정

1. 직사각형보로 해석하는 조건: 정(+)의 휨모멘트가 작용하면 위쪽 플랜지가 압축을 받는다. 등가직사각형 압축응력블록의 깊이를 a라 할 때, $a \le t_f$이면 압축응력블록 전체의 폭이 b_e로 일정하므로 폭 b_e인 직사각형보로 해석할 수 있다. 그림의 플랜지 두께는 100 mm이며, 최소 폭을 구하는 경계에서는 $a = t_f$이다.

2. 철근의 인장력: 그림에서 인장철근 단면적은 $A_s = 1{,}275\text{mm}^2$이다. 인장철근이 항복하는 휨강도 상태에서 인장력은 $T = A_s f_y$이므로, T = 1,275 × 400 = 510,000 N이다. 여기서 1 MPa = 1 N/mm^{2}를 적용한다.

3. 플랜지가 부담할 수 있는 압축력: 「콘크리트구조기준(2012)」 6.2.1(7)의 등가직사각형 응력블록에서 콘크리트 압축응력은 $0.85f_{ck}$이며, 이 문제에서는 0.85 × 20 = 17 MPa이다. 경계조건 $a = t_f = 100\text{mm}$에서 압축력은 $C = 0.85f_{ck}b_e t_f$이다. 따라서 **플랜지 안에서 인장력과 평형을 이루려면** $0.85f_{ck}b_e t_f \ge A_s f_y$이어야 한다.

4. 최소 유효폭: 위 조건을 폭에 대해 정리하면 $b_e \ge \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} t_f}$이다. 수치를 대입하면 $b_e \ge \frac{510{,}000}{0.85 \cdot 20 \cdot 100} = 300\text{mm}$이다. 폭이 이보다 작으면 같은 인장력을 지탱하는 데 필요한 응력블록 깊이가 플랜지 두께를 초과한다. 따라서 직사각형보로 해석할 수 있는 유효폭의 최솟값은 300 mm이며, ②의 값과 일치한다.

NoteBase

문 4. 철근콘크리트 압축부재의 장주설계에 대한 설명으로 가장 옳지 않은 것은? (단, 「콘크리트구조기준(2012)」을 적용한다.)

① 비횡구속 골조의 압축부재의 경우, $\frac{kl_u}{r} \leq 22$이면 장주효과를 무시할 수 있다.

② 횡구속 골조의 압축부재의 경우, $\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12(M_1/M_2)$이면 장주효과를 무시할 수 있다.

③ 압축부재의 비지지길이 l_u는 바닥슬래브, 보, 기타 고려하는 방향으로 횡지지할 수 있는 부재들 사이의 순길이로 한다.

④ 기둥머리나 헌치가 있는 경우의 비지지길이는 검토하고자 하는 면이 있는 기둥머리나 헌치의 최상단까지 측정된 거리로 한다.

정답 4번

간단한 해설

기둥머리나 헌치가 있으면 비지지길이는 검토하는 면에 있는 기둥머리나 헌치의 **최하단까지** 측정한다. ④의 '최상단'은 '최하단'으로 고쳐야 한다.

선지별 해설

① O: 「콘크리트구조기준(2012)」 6.5.1(1)①에 따라 비횡구속 골조에서는 (kl_u)/(r)≤22이면 장주효과를 무시할 수 있다. k는 유효길이계수, l_u는 비지지길이, r은 단면의 회전반지름이며, 이 비가 클수록 부재가 가늘고 길어 장주효과가 커진다.

② O: 6.5.1(1)②에 따라 횡구속 골조의 생략 조건은 (kl_u)/(r)≤34-12(M_1)/(M_2)이다. 다만 **우변의 한계값은 최대 40**으로 제한한다. M_1과 M_2는 각각 절댓값이 작은 쪽과 큰 쪽의 단부 계수휨모멘트이며, 모멘트비는 단일곡률일 때 양(+), 이중곡률일 때 음(−)으로 취한다.

③ O: 6.5.1(3)①에서 비지지길이는 바닥슬래브·보 등 **검토 방향으로 횡지지하는 부재 사이의 순길이**로 정한다. 지지부재 중심 사이의 거리가 아니라 실제로 횡지지되지 않은 구간의 길이를 사용한다.

④ X: 6.5.1(3)②에 따라 기둥머리나 헌치가 있으면 검토하는 면에 있는 기둥머리나 헌치의 **최하단까지 측정된 거리**를 비지지길이로 한다. 기둥머리나 헌치가 제공하는 지지를 반영하므로, 선지의 '최상단'을 '최하단'으로 고쳐야 한다.

NoteBase

문 5. 큰 처짐에 의해 손상되기 쉬운 칸막이벽이나 기타 구조물을 지지하지 않는 지간 5m의 1방향 슬래브가 단순 지지되어 있다. 처짐을 계산하지 않는 경우, 슬래브의 최소 두께는? (단, 부재는 보통중량 콘크리트와 설계기준항복강도 300MPa 철근을 사용한 리브가 없는 1방향 슬래브이고, 「콘크리트구조기준(2012)」을 적용한다.)

① 200mm

② 215mm

③ 250mm

④ 300mm

정답 2번

간단한 해설

단순 지지된 리브 없는 1방향 슬래브의 기본 최소 두께는 지간의 1/20이며, 철근의 항복강도가 300 MPa이므로 **항복강도 보정계수**를 곱해야 한다. 지간 5 m에 이를 적용하면 최소 두께는 약 214.64 mm, 즉 약 215 mm이다.

계산 과정

적용 기준: 「콘크리트구조기준(2012)」 4.3.1(1)과 표 4.3.1은 큰 처짐으로 손상되기 쉬운 칸막이벽이나 기타 구조물을 지지하지 않는 1방향 구조물에 대해, 처짐을 계산하지 않을 때의 최소 두께를 정한다. 이 문제는 **단순 지지된 리브 없는 1방향 슬래브**이므로 기본 최소 두께로 $l/20$을 적용한다. 여기서 l은 지간, h는 슬래브 두께이다.

기본 두께: 지간 5 m를 5,000 mm로 환산하면 $h_0 = \frac{5{,}000}{20} = 250\text{mm}$이다. 이 값은 보통중량 콘크리트와 **항복강도 400 MPa 철근을 기준**으로 한 두께이며, 아직 주어진 철근 강도를 반영한 값은 아니다.

항복강도 보정: 철근의 설계기준항복강도 f_y가 400 MPa과 다르면 기본 두께에 $0.43 + \frac{f_y}{700}$을 곱한다. 이때 f_y에는 MPa 단위의 수치를 넣으므로, 300 MPa 철근의 보정계수는 $0.43 + \frac{300}{700} = 0.858571\ldots$이다. 보통중량 콘크리트이므로 경량콘크리트에 대한 추가 보정은 적용하지 않는다.

최소 두께: 기본 두께 250 mm에 위 계수를 곱하면 $h_{\min} = 250 \times 0.858571\ldots$이며, 약 214.64 mm가 된다. 따라서 제시된 선택지 중 최소 두께에 해당하는 값은 ②의 215 mm이다.

NoteBase

문 6. RC 복철근 직사각형 단면의 보에서 인장철근의 단면적은 그대로인 상태로 압축철근의 단면적만 2배로 증가시켰을 때, 단면의 응력 및 변형률 분포에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, 두 경우 모두 인장 및 압축철근은 항복한 것으로 가정한다.)

① 콘크리트의 등가 압축응력 블록 깊이가 감소한다.

② 콘크리트와 압축철근에 의한 압축 내력의 합이 증가한다.

③ 휨모멘트의 팔길이가 증가한다.

④ 압축철근의 변형률이 감소한다.

정답 2번

간단한 해설

인장철근의 단면적이 같고 두 경우 모두 항복하므로 인장력은 일정하다. 힘의 평형에 따라 콘크리트와 압축철근의 **압축력 합도 일정**하며, 압축철근이 더 부담하는 만큼 콘크리트의 압축력이 감소한다.

선지별 해설

인장철근의 단면적을 A_s, 압축철근의 단면적을 A'_s, 철근의 항복강도를 f_y라 하자. 두 철근이 모두 항복하므로 인장력은 $T = A_s f_y$, 압축철근의 압축력은 $C_s = A'_s f_y$이다. 콘크리트의 압축력을 C_c라 하면 단면의 힘의 평형에 의해 $C_c + C_s = T$가 성립한다.

① O: 인장력은 일정한데 압축철근의 단면적이 2배가 되면 압축철근이 부담하는 압축력은 2배가 된다. 따라서 콘크리트가 부담하는 압축력은 감소한다. 같은 콘크리트 강도와 단면 폭에서 콘크리트 압축력은 등가 압축응력 블록 깊이 a에 비례하므로, **블록 깊이도 감소**한다.

② X: 콘크리트와 압축철근의 압축력 합은 항상 인장력과 같아야 한다. 인장철근의 단면적과 항복강도가 그대로이므로 $T = A_s f_y$는 변하지 않는다. 따라서 압축력 합은 증가하는 것이 아니라 **일정하게 유지**된다. 압축철근의 압축력 증가분은 콘크리트의 압축력 감소분과 같다.

③ O: 유효깊이 d는 압축연단에서 인장철근 중심까지의 거리이다. 콘크리트 압축합력은 압축연단에서 $\frac{a}{2}$인 위치에 작용하므로, 인장력과 이루는 모멘트의 팔길이는 $d - \frac{a}{2}$이다. a가 감소하고 d는 그대로이므로 이 **팔길이는 증가**한다. 압축철근과 인장철근 사이의 팔길이는 철근 위치가 같으므로 변하지 않는다.

④ O: 중립축 깊이를 c라 하면 $a = \beta_1 c$이고, 같은 콘크리트에서 β_1은 같으므로 a가 감소하면 c도 감소한다. 압축연단에서 압축철근 중심까지의 거리를 d', 콘크리트의 극한 압축변형률을 ε_{cu}라 하면, 평면유지 가정에 따라 압축철근의 변형률은 $\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu}\left(1 - \frac{d'}{c}\right)$이다. d'와 ε_{cu}가 같을 때 c가 감소하면 **압축철근의 변형률도 감소**한다. 문제에서는 감소한 뒤에도 압축철근이 항복한 상태라고 가정하므로, 변형률 감소와 항복응력 유지는 양립한다.

NoteBase

문 7. 프리텐션 부재에 프리스트레스를 도입하였을 때, 도입 직후 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력(f_{cs})이 7MPa로 산정되었다. 크리프 계수 $C_u = 2.0$, 탄성계수 비 $n = E_p/E_c = 6$, 콘크리트 건조수축변형률 $\varepsilon_{sh} = 20 \times 10^{-5}$, 긴장재의 탄성계수 $E_p = 2.0 \times 10^5$MPa일 때, 콘크리트의 크리프와 건조수축으로 인한 프리스트레스 손실량의 합은?

① 96MPa

② 112MPa

③ 124MPa

④ 138MPa

정답 3번

간단한 해설

콘크리트가 크리프와 건조수축으로 짧아지면 부착된 긴장재도 함께 짧아져 인장응력이 감소한다. **크리프 손실 84 MPa**와 **건조수축 손실 40 MPa**를 더하면 프리스트레스 손실량은 124 MPa이다.

계산 과정

크리프 손실: 크리프 계수 C_u는 탄성변형률에 대한 추가 크리프변형률의 비이다. 긴장재 도심 위치의 콘크리트 응력이 f_{cs}이면 크리프변형률은 $\varepsilon_{cr} = C_u\frac{f_{cs}}{E_c}$이다. 콘크리트와 부착된 긴장재가 함께 짧아지므로 긴장재의 응력 손실은 이 변형률에 긴장재 탄성계수 E_p를 곱한다. 따라서 $n = E_p/E_c$를 이용하면 $\Delta f_{p,\,cr} = nC_uf_{cs}$이고, $6 \times 2.0 \times 7 = 84$ MPa이다. 여기서 **도입 직후의 콘크리트 응력 7 MPa**를 크리프 손실 계산의 기준으로 사용한다.

건조수축 손실: 콘크리트의 건조수축변형률만큼 긴장재도 짧아지므로 $\Delta f_{p,\,sh} = E_p\varepsilon_{sh}$이다. 주어진 $E_p = 2.0 \times 10^5$ MPa와 $\varepsilon_{sh} = 20 \times 10^{-5}$를 곱하면 손실량은 40 MPa이다. 건조수축변형률은 무차원이므로 계산 결과의 단위는 **긴장재 탄성계수와 같은 MPa**이다.

손실량의 합: 두 손실은 모두 긴장재의 인장응력을 감소시키므로 손실량의 크기를 더한다. 84 + 40 = 124 MPa로, ③의 124 MPa에 해당한다.

NoteBase

문 8. 2방향 슬래브 구조를 해석하기 위한 근사적 방법인 직접설계법을 적용하기 위한 제한사항으로 옳지 않은 것은? (단, 「콘크리트구조기준(2012)」을 적용한다.)

① 연속한 기둥 중심선을 기준으로 기둥의 어긋남은 그 방향 경간의 10% 이하이어야 한다.

② 모든 하중은 슬래브 판 전체에 걸쳐 등분포된 연직 하중이어야 하며, 활하중은 고정하중의 2배 이하이어야 한다.

③ 각 방향으로 연속한 받침부 중심간 경간 길이의 차이는 긴 경간의 1/3 이하이어야 한다.

④ 슬래브 판들은 단변 경간에 대한 장변 경간의 비가 2 이상인 직사각형이어야 한다.

정답 4번

간단한 해설

④의 '2 이상'은 **'2 이하'**로 고쳐야 한다. 직접설계법의 슬래브 판은 직사각형이며, 장변 경간이 단변 경간의 2배를 넘지 않아야 한다.

선지별 해설

① O: 「콘크리트구조기준(2012)」 10.4.1(5)는 연속한 기둥 중심선에서 기둥이 어긋날 수 있는 범위를 **그 방향 경간의 10% 이하**로 제한한다. 기둥의 배열이 직선에서 벗어나는 정도에 관한 조건이다.

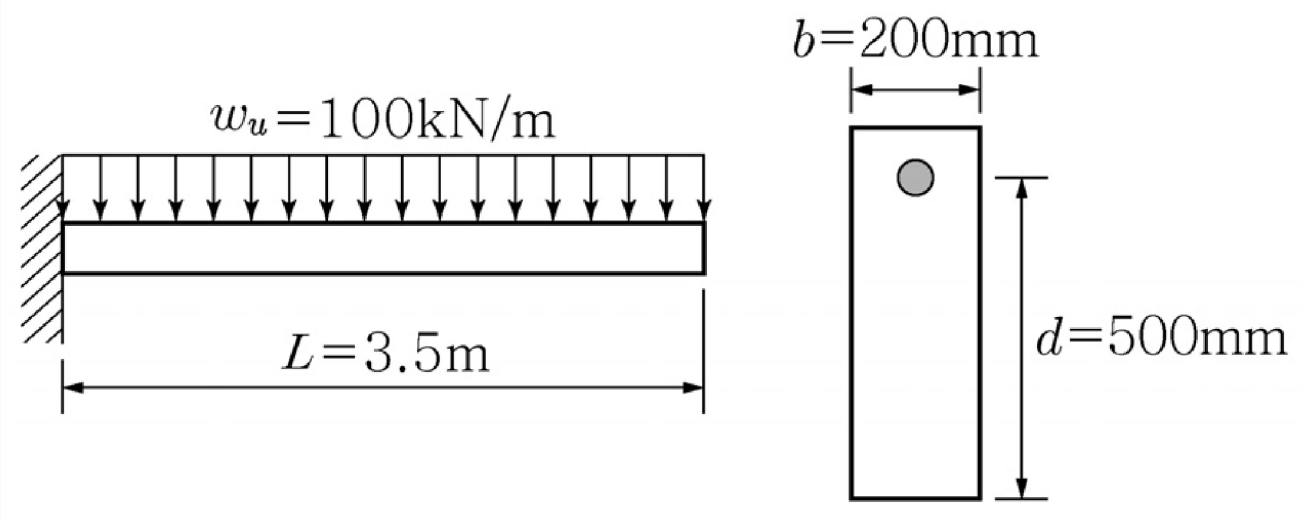
② O: 10.4.1(6)에 따르면 하중은 슬래브 판 전체에 걸친 **등분포 연직하중**이어야 하고, 활하중은 고정하중의 2배를 넘지 않아야 한다. 하중의 작용 형태와 활하중의 상대적 크기를 모두 제한한다.

③ O: 10.4.1(4)는 각 방향에서 연속한 받침부 중심간 경간 길이의 차이를 **긴 경간의 1/3 이하**로 제한한다. 여기서 비교하는 것은 같은 방향으로 이웃한 경간들이며, 차이의 기준은 짧은 경간이 아니라 긴 경간이다.

④ X: 10.4.1(3)에 따른 슬래브 판의 형상 조건은 직사각형이고, 단변 경간에 대한 장변 경간의 비는 **2 이하**이다. 즉 장변 경간이 단변 경간의 2배를 넘지 않아야 하므로, 선지의 '2 이상'은 부등호 방향을 반대로 제시한 것이다.

NoteBase

문 9. 그림과 같은 철근콘크리트 내민보에 자중을 포함한 계수등분포하중(w_u)이 100 kN/m로 작용할 때, 위험단면에서 전단보강철근이 부담해야 할 최소의 전단력(V_s)을 부담한다면 전단보강철근의 최대간격은 얼마 이하이어야 하는가?
(단, 보통중량 콘크리트를 사용하였으며, $f_{ck} = 36$MPa, 전단철근의 단면적 $A_v = 400\text{mm}^2$, $f_{yt} = 300$ MPa이며, 「콘크리트구조기준(2012)」을 적용한다.)



① 125mm
② 200mm
③ 250mm
④ 300mm

정답 1번

간단한 해설

필요한 전단철근의 공칭전단강도는 300 kN으로, 간격 제한을 강화하는 기준값 200 kN을 초과한다. 따라서 전단철근의 최대간격은 **일반 간격 제한의 절반**인 $d/4$를 적용하여 **125 mm 이하**로 한다.

NoteBase

계산 과정

1. 위험단면의 계수전단력: 그림에서 보의 길이는 3.5 m, 폭은 200 mm, 유효깊이 d는 500 mm이다. 상부에 등분포하중이 작용하고 지점과 위험단면 사이에 집중하중이 없으므로, 지점 반력이 부재 단부를 압축하는 경우의 규정에 따라 **지점면에서 d만큼 떨어진 단면**을 전단 위험단면으로 삼는다. 그 단면에서 자유단까지의 하중을 합하면 $V_u = 100 \cdot (3.5 - 0.5) = 300\text{kN}$이다. 주어진 하중은 자중을 포함한 계수하중이므로 하중계수를 다시 곱하지 않는다.

2. 콘크리트의 공칭전단강도: 보통중량 콘크리트이므로 경량콘크리트계수는 $\lambda = 1$이다. 휨과 전단을 받는 보의 콘크리트 전단강도는 $V_c = \frac{1}{6}\lambda\sqrt{f_{ck}}\,b_w d$로 구한다. MPa는 N/mm^2이므로 단면 치수를 mm로 대입하면 $V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{36} \cdot 200 \cdot 500$이며, 이는 100,000 N, 즉 100 kN이다.

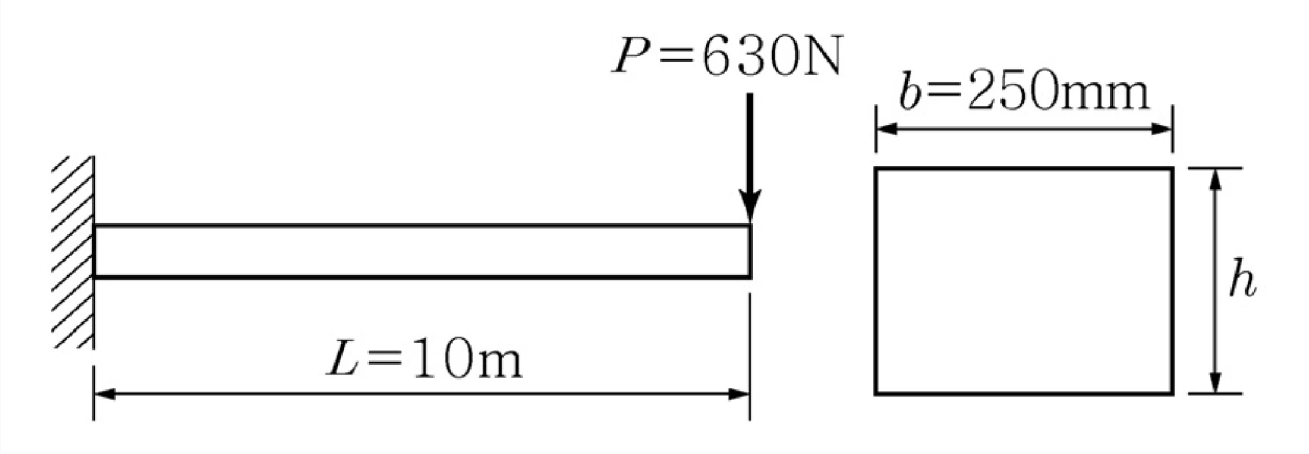
3. 전단철근에 필요한 최소 전단강도: 전단에 대한 강도감소계수는 $\phi = 0.75$이며, $\phi(V_c + V_s) \geq V_u$를 만족해야 한다. 따라서 $V_{s,\text{req}} = \frac{V_u}{\phi} - V_c$이고, $\frac{300}{0.75} - 100 = 300\text{kN}$이다. 이 값은 콘크리트의 부담분을 제외한 **전단철근의 필요 공칭전단강도**이다.

4. 전단강도로 정해지는 간격: 수직 전단철근은 $V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$로 계산한다. 주어진 $A_v = 400\text{mm}^2$를 사용하고 300 kN을 300,000 N으로 환산하면 $s \leq \frac{400 \cdot 300 \cdot 500}{300{,}000} = 200\text{mm}$이다. 다만 이 값은 **전단강도만으로 구한 간격 상한**이므로 별도의 최대간격 제한도 확인해야 한다.

5. 기준의 최대간격 제한: 「콘크리트구조기준(2012)」 7.4.2에서 수직 전단철근의 일반 최대간격은 $d/2$ 이하이면서 600 mm 이하이다. 그러나 $V_s > \frac{1}{3}\lambda\sqrt{f_{ck}}\,b_w d$이면 두 제한을 모두 절반으로 줄인다. 이 문제의 기준값은 $\frac{1}{3} \cdot \sqrt{36} \cdot 200 \cdot 500$으로 200,000 N, 즉 200 kN이다. 필요한 300 kN이 이를 초과하므로 **간격은 d/4 이하이면서 300 mm 이하**여야 한다. $\frac{d}{4} = \frac{500}{4} = 125\text{mm}$이므로 강도에 따른 200 mm, 기준에 따른 125 mm 및 300 mm 중 가장 작은 값을 적용한다. 최대간격은 125 mm 이하이며 ①의 값에 해당한다.

NoteBase

문 10. 그림과 같이 하중을 받은 무근콘크리트 내민보의 단면에서 휨균열이 발생하는 보의 최대 높이 h는? (단, 콘크리트는 보통중량 콘크리트, 설계기준강도 f_{ck} = 36MPa, 「콘크리트구조기준(2012)」을 적용한다.)



① 100mm

② 200mm

③ 300mm

④ 400mm

정답 2번

간단한 해설

휨균열은 단면의 최대 휨인장응력이 콘크리트의 **파괴계수 3.78 MPa**에 도달할 때 시작된다. 주어진 하중에서 보의 높이가 커질수록 휨인장응력이 작아지므로, 균열이 발생하는 한계 높이는 **200 mm**이다.

NoteBase

계산 과정

1. 최대 휨모멘트: 그림의 보는 왼쪽이 고정되고 오른쪽 자유단에 630 N이 작용한다. 휨모멘트의 크기는 **고정단에서 최대**이며, 길이 10 m를 10,000 mm로 환산하면 $M_{\max} = PL = 630 \cdot 10{,}000 = 6{,}300{,}000\,\text{N}\cdot\text{mm}$이다.

2. 콘크리트의 휨인장강도: 「콘크리트구조기준(2012)」 4.3.1(3)의 식 (4.3.3)에 따른 파괴계수는 $f_r = 0.63\lambda\sqrt{f_{ck}}$이다. 파괴계수는 휨균열 발생을 판단하는 콘크리트의 휨인장강도이며, 보통중량 콘크리트에서는 $\lambda = 1$이다. 따라서 $f_r = 0.63 \cdot 1 \cdot \sqrt{36} = 3.78\,\text{MPa}$이다. 응력 단위는 $1\,\text{MPa} = 1\,\text{N/mm}^2$로 환산된다.

3. 균열 발생 조건: 균열 전 직사각형 전체 단면의 단면2차모멘트는 $I_g = bh^3/12$, 중립축에서 최외단까지의 거리는 $y_t = h/2$이다. 따라서 최대 휨인장응력은 $\sigma_t = \frac{M_{\max} y_t}{I_g} = \frac{6M_{\max}}{bh^2}$이다. **휨인장응력이 파괴계수에 도달하는 상태**가 균열 시작의 한계이므로, 폭 b = 250 mm를 적용하여 $\frac{6 \cdot 6{,}300{,}000}{250h^2} = 3.78$로 놓는다.

4. 높이 계산과 최대값의 의미: 위 식을 풀면 $h^2 = \frac{6 \cdot 6{,}300{,}000}{250 \cdot 3.78} = 40{,}000\,\text{mm}^2$, $h = 200\,\text{mm}$이다. 같은 하중과 폭에서는 휨인장응력이 높이의 제곱에 반비례하므로, 균열 발생 조건 $\sigma_t \geq f_r$에 해당하는 범위는 $h \leq 200$ mm이다. 따라서 균열이 발생하는 최대 높이는 200 mm로, ②의 값과 일치한다.

NoteBase

문 11. 인장 이형철근 및 이형철선의 정착길이 l_d는 기본정착길이 l_{db}에 보정계수를 고려하는 방법이 적용될 수 있다. <보기>는 기본정착길이 l_{db}를 구하기 위한 식이다. 이 식에 적용되는 보정계수 α, β, λ에 대한 설명 중 옳지 않은 것은?

<보기>

$$l_{db} = \frac{0.6 d_b f_y}{\lambda \sqrt{f_{ck}}}$$

① 철근배치 위치계수인 α는 정착길이 또는 겹침이음부 아래 300mm를 초과되게 굳지 않은 콘크리트를 친 수평철근일 경우 1.3이다.

② 철근 도막계수인 β는 피복두께가 $3d_b$ 미만 또는 순간격이 $6d_b$ 미만인 에폭시 도막철근 또는 철선일 경우 1.5이다.

③ 에폭시 도막철근이 상부철근인 경우에 상부철근의 위치계수 α와 철근 도막계수 β의 곱, αβ가 1.8보다 클 필요는 없다.

④ 경량콘크리트계수인 λ는 경량콘크리트 사용에 따른 영향을 반영하기 위하여 사용하는 보정계수이며 전경량콘크리트의 경량콘크리트계수는 0.75이다.

정답 3번

간단한 해설

상부철근인 에폭시 도막철근의 위치계수 α와 도막계수 β를 곱할 때 적용하는 제한값은 **1.7**이다. 따라서 '1.8보다 클 필요는 없다'는 '1.7보다 클 필요는 없다'로 고친다.

NoteBase

선지별 해설

정착길이는 철근에 작용하는 힘을 콘크리트에 전달하는 데 필요한 묻힘길이이다. 배근 위치와 표면 도막, 콘크리트 종류에 따라 부착 조건이 달라지므로 이를 보정계수에 반영한다.

① O: 정착길이 또는 겹침이음부 아래에 굳지 않은 콘크리트를 **300 mm 초과**하여 타설한 수평철근은 상부철근에 해당하며, 위치계수 α는 1.3이다. 콘크리트의 침하와 블리딩으로 철근 아래의 부착 상태가 불리해지는 영향을 반영하여 정착길이를 늘리는 것이다.

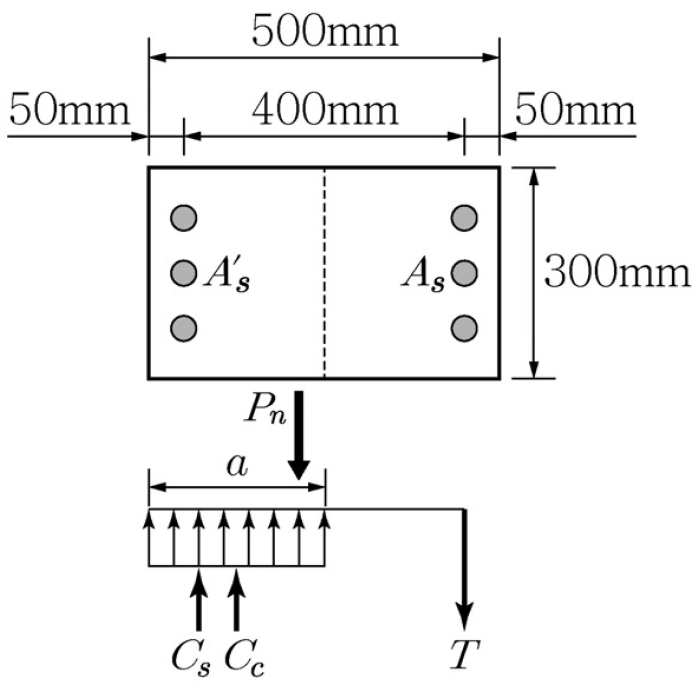
② O: 에폭시 도막은 철근과 콘크리트 사이의 부착에 영향을 주므로 도막계수 β로 이를 보정한다. 피복두께가 $3d_b$ 미만이거나 철근 사이의 순간격이 $6d_b$ 미만이면 β는 1.5이다. 두 조건을 모두 만족할 필요 없이 **어느 하나에 해당하면** 적용한다. 여기서 d_b는 철근의 공칭지름이고, 순간격은 인접 철근 표면 사이의 거리이다.

③ X: 에폭시 도막철근이 상부철근이면 α와 β를 함께 적용하되, 그 곱은 **1.7보다 크게 취할 필요가 없다**. 예를 들어 α = 1.3, β = 1.5이면 단순한 곱은 1.3 × 1.5 = 1.95이지만, 정착길이 산정에는 이 곱을 1.7로 적용할 수 있다. 선지의 제한값 '1.8'을 '1.7'로 고쳐야 한다.

④ O: 경량콘크리트계수 λ는 경량콘크리트의 사용에 따른 영향을 반영하는 보정계수이다. 별도의 쪼갬인장강도 값이 주어지지 않은 경우 **전경량콘크리트에는 λ = 0.75**를 적용한다. 제시된 기본정착길이 식에서는 λ가 분모에 있으므로, 다른 조건이 같다면 λ가 작을수록 필요한 기본정착길이는 길어진다.

NoteBase

문 12. 그림과 같은 정사각형 띠철근 기둥(단주)에 편심을 갖는 공칭 축하중 P_n이 작용하여 압축응력블록의 깊이 a가 255mm이라면 인장철근력 T의 크기는? (단,
$f_{ck} = \frac{20}{0.85}\text{MPa},\ a = 0.85 \times 300\text{mm},\ A_s = A'_s = 1{,}000\text{mm}^2,\ f_y = 400\text{MPa},\ E_s = 2 \times 10^5\text{MPa}$
이다.)



① 200kN

② 250kN

③ 300kN

④ 400kN

정답 3번

간단한 해설

중립축 깊이는 300 mm이고, 인장철근 변형률은 0.0015로 항복변형률 0.002보다 작다. 따라서 **항복 전 응력 300 MPa**를 적용하므로 인장철근력은 300 kN이다.

NoteBase

계산 과정

중립축과 철근 위치: 그림의 응력블록이 있는 왼쪽 면이 압축연단이다. 압축연단에서 오른쪽 인장철근 중심까지의 거리 d는 500 − 50 = 450 mm이다. 등가 직사각형 압축응력블록 깊이와 중립축 깊이 c의 관계는 $a = \beta_1 c$이며, 이 문항에서는 $\beta_1 = 0.85$를 적용한다. 따라서 $c = \frac{255}{0.85} = 300\text{mm}$이다. **응력블록 깊이와 중립축 깊이는 다르다.**

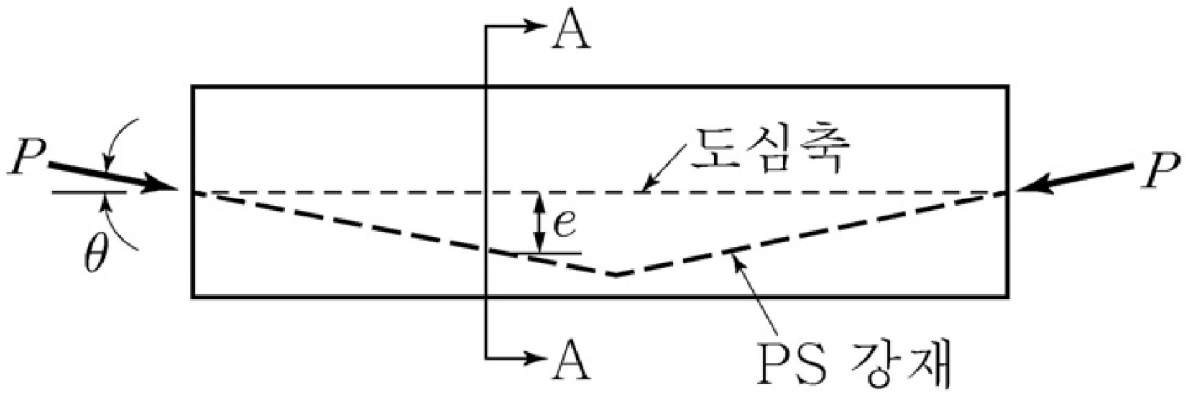
인장철근 변형률: 공칭강도 상태에서 콘크리트 압축연단의 극한변형률을 $\varepsilon_{cu} = 0.003$으로 놓는다. 평면유지 가정에 따라 변형률은 중립축으로부터의 거리에 비례하므로, 인장철근의 변형률 크기는 $\varepsilon_s = \varepsilon_{cu}\frac{d-c}{c}$이다. 여기에 대입하면 $\varepsilon_s = 0.003 \cdot \frac{450-300}{300} = 0.0015$이다. 450 − 300 = 150 mm는 중립축에서 인장철근 중심까지의 거리이다.

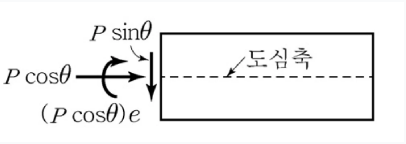
항복 여부와 철근 응력: 항복변형률은 $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{2\times10^5} = 0.002$이다. 계산된 변형률 0.0015가 이보다 작으므로 인장철근은 **아직 항복하지 않았다.** 따라서 항복강도 400 MPa 대신 탄성범위의 관계 $f_s = E_s\varepsilon_s$를 적용한다. 철근 응력은 $f_s = 2\times10^5 \cdot 0.0015 = 300\text{MPa}$이다.

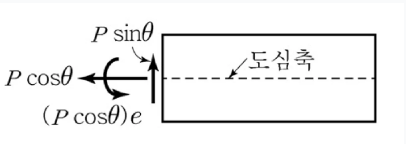
인장철근력: $T = A_s f_s$이며, 1 MPa = 1 N/mm^{2}이므로 1,000 mm^2 × 300 N/mm^2 = 300,000 N = 300 kN이다. 따라서 인장철근력은 300 kN으로, ③의 값과 일치한다.

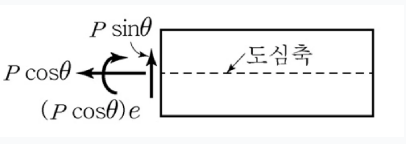
NoteBase

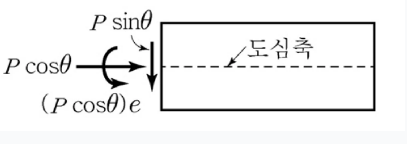
문 13. 그림과 같은 긴장재를 절곡 배치한 프리스트레스트 콘크리트 부재의 A-A 단면에서 프리스트레스 힘에 의해 작용하는 단면력이 옳은 것은?



① 

② 

③ 

④ 

정답 4번

간단한 해설

긴장재 방향의 힘을 분해하면 수평 성분은 부재를 압축하고 수직 성분은 아래로 작용한다. 도심보다 아래에서 오른쪽으로 작용하는 수평 성분은 **반시계방향 모멘트**를 만들며, 그 크기는 $M = (P\cos\theta)e$이다.

NoteBase

계산 과정

해석 기준: A-A 단면 오른쪽 부재의 왼쪽 면에 작용하는 프리스트레스 힘을 생각한다. 이 위치에서 긴장재는 오른쪽 아래로 기울어져 있고, 도심축보다 e만큼 아래에 있다. P는 긴장재 방향의 힘, θ는 긴장재와 수평축 사이의 각이다.

축력: 수평 성분의 크기는 $N = P\cos\theta$이다. 프리스트레스는 콘크리트를 압축하므로, 오른쪽 부재의 왼쪽 면에서는 **부재 안쪽인 오른쪽**으로 작용한다.

전단력: 수직 성분의 크기는 $V = P\sin\theta$이다. A-A 위치의 긴장재가 오른쪽 아래로 기울어져 있으므로 이 면에서 수직 성분은 **아래쪽**으로 작용한다.

휨모멘트: 긴장재 위치의 힘을 도심으로 옮겨 표시하려면 원래 힘의 회전 효과를 모멘트로 함께 나타내야 한다. 수평 성분은 도심 아래 e의 거리에서 오른쪽으로 작용하므로 **반시계방향**으로 회전시키며, 그 크기는 $M = (P\cos\theta)e$이다. 수직 성분의 작용선은 같은 단면의 도심을 지나므로 도심에 대한 모멘트를 만들지 않는다.

도식 대응: 오른쪽을 향하는 압축력, 아래쪽 전단력, 반시계방향 모멘트를 함께 나타낸 그림은 ④이다. ①은 모멘트 방향이 반대이고, ②·③은 축력과 전단력의 방향이 반대이다.

NoteBase

문 14. 옹벽 설계에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, 「콘크리트구조기준(2012)」을 적용한다.)

① 옹벽은 외력에 대하여 활동, 전도 및 지반침하에 대한 안정성을 가져야 하며, 이들 안정은 계수하중에 의하여 검토한다.

② 활동에 대한 저항력은 옹벽에 작용하는 수평력의 1.5배 이상이어야 한다.

③ 전도에 대한 저항 휨모멘트는 횡토압에 의한 전도 모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.

④ 지반 침하에 대한 안정성 검토 시에 최대지반반력은 지반의 허용지지력 이하가 되도록 한다. 지반의 내부마찰각, 점착력 등과 같은 특성으로부터 지반의 극한 지지력을 구할 수 있다. 다만, 이 경우에 허용지지력 q_a는 $q_u/3$이어야 한다.

정답 1번

간단한 해설

옹벽의 활동·전도·지반침하에 대한 안정성은 **사용하중**으로 검토한다. 하중계수를 적용한 계수하중은 벽체나 저판 등 부재의 강도설계에 사용하므로, 두 검토를 구분해야 한다.

선지별 해설

① X: 옹벽 전체가 미끄러지거나 넘어지지 않고 지반이 안전하게 지지하는지를 검토할 때에는 **사용하중**을 적용한다. 따라서 '계수하중에 의하여 검토한다'를 '사용하중에 의하여 검토한다'로 고쳐야 한다. 계수하중은 사용하중에 하중계수를 적용한 것으로, 벽체·저판 등 부재의 소요강도를 구하는 데 사용한다.

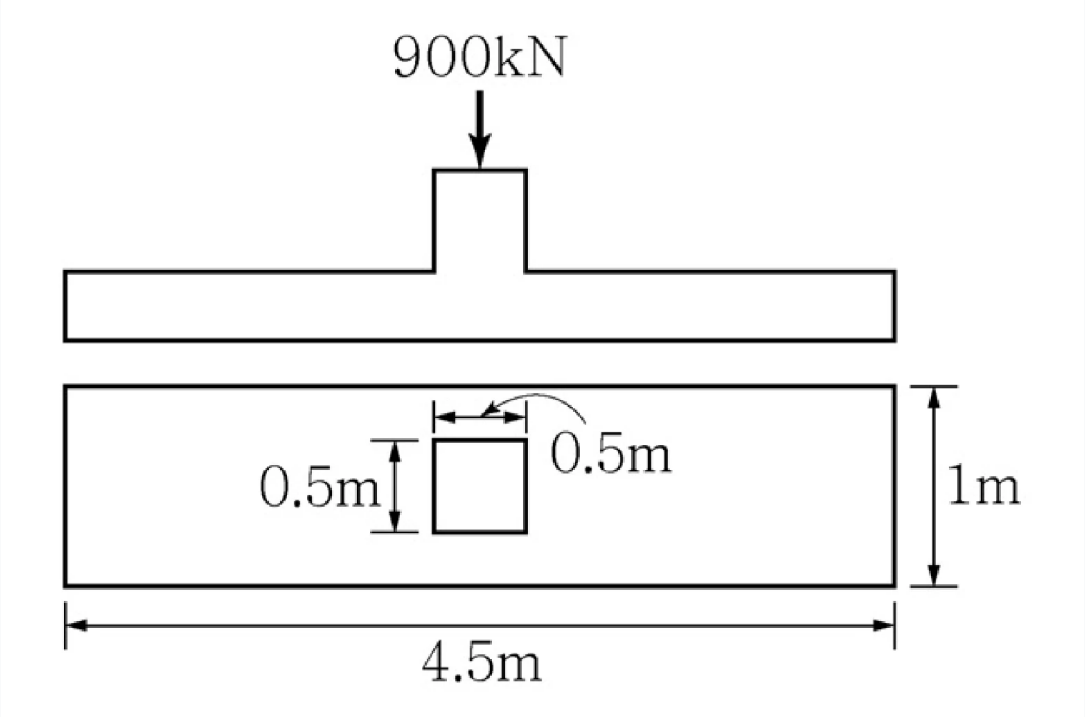
② O: 활동은 수평력에 의해 옹벽이 기초면을 따라 미끄러지는 현상이다. 「콘크리트구조기준(2012)」 13.2.2(1)에 따라 활동저항력은 작용 수평력의 **1.5배 이상**이어야 한다. 이는 활동저항력을 수평력으로 나눈 활동안전율이 1.5 이상이어야 한다는 뜻이다.

③ O: 전도는 횡토압에 의해 옹벽이 넘어지려는 현상이다. 같은 기준 13.2.2(3)에 따라 전도에 저항하는 모멘트는 횡토압에 의한 전도모멘트의 **2.0배 이상**이어야 한다. 저항모멘트와 전도모멘트는 같은 회전 기준점에 대해 구하여 비교한다.

④ O: 같은 기준 13.2.2(4)·(5)에 따라 지반에 발생하는 최대지반반력은 **허용지지력 이하**여야 한다. 내부마찰각·점착력 등 지반의 특성으로 극한지지력 q_u를 추정하는 경우에는 안전율 3을 적용하여 허용지지력을 $q_a = \frac{q_u}{3}$으로 정한다. 극한지지력은 지반이 지지할 수 있는 한계 압력이고, 허용지지력은 여기에 안전 여유를 반영한 값이다.

NoteBase

문 15. 그림과 같은 철근콘크리트 확대기초에서 긴변 방향의 위험단면에서 휨모멘트는? (단, 하중은 계수하중이다.)



① 28kN·m

② 100kN·m

③ 400kN·m

④ 800kN·m

정답 3번

간단한 해설

휨 위험단면은 **기둥면**이며, 그 바깥쪽 2 m 구간에 작용하는 지반반력의 모멘트를 구한다. 한쪽 돌출부의 반력 합력은 400 kN이고 위험단면에서 합력까지의 거리는 1 m이므로, 휨모멘트는 **400 kN·m**이다.

NoteBase

계산 과정

지반반력: 기초의 평면 크기는 4.5 m × 1 m이고, 중앙 기둥에 계수하중 900 kN이 작용한다. 중심하중을 받는 기초의 지반반력을 균등분포로 보면, 계수 지반반력은 $q_u = \frac{900}{4.5 \times 1} = 200\text{kN/m}^2$이다. 주어진 하중이 이미 계수하중이므로 **하중계수를 다시 곱하지 않는다**.

위험단면과 돌출길이: 철근콘크리트 기둥을 지지하는 확대기초의 휨 위험단면은 **기둥면을 지나는 단면**이다. 긴변 방향의 기초 길이는 4.5 m, 기둥 폭은 0.5 m이므로, 기둥면에서 기초 끝까지의 한쪽 돌출길이는 $\ell = \frac{4.5 - 0.5}{2} = 2\text{m}$이다. 이 부분을 기둥면에서 지지되는 캔틸레버로 본다.

돌출부의 반력 합력: 위험단면 바깥의 한쪽 면적은 $1 \times 2 = 2\ \text{m}^2$이다. 따라서 이 부분에 작용하는 상향 반력의 합력은 $R = q_u b \ell$에 따라 $200 \times 1 \times 2 = 400$ kN이다. 여기서 b는 긴변 방향에 직각인 기초 폭 1 m이다. 균등분포 반력의 합력은 **돌출부의 중앙**에 작용하므로, 위험단면에서 합력까지의 거리는 $\frac{\ell}{2} = 1\text{m}$이다.

휨모멘트: 위험단면에서 한쪽 돌출부의 반력이 만드는 모멘트는 $M_u = R\frac{\ell}{2}$이므로, $400 \times 1 = 400$ kN·m이다. 양쪽 돌출부는 각각의 기둥면에서 같은 크기의 모멘트를 만들며, 한 위험단면의 모멘트를 구할 때 두 값을 더하지 않는다. 계산값 400 kN·m는 ③과 일치한다.

NoteBase

문 16. 철근콘크리트 부재나 프리스트레스트 부재의 경우 <보기>의 식에 따라 최소 전단철근량을 산정하여야 한다. 최소 전단철근에 관한 설명 중 옳지 않은 것은?

<보기>

$A_{v,\min} = 0.0625\frac{b_w s}{f_{yt}}$

① 계수전단력 V_u가 콘크리트에 의한 공칭전단강도 V_c의 1/2을 초과하는 모든 철근콘크리트 및 프리스트레스트콘크리트 휨부재에 최소 전단철근을 배치하여야 한다.

② 전체 깊이가 250 mm 이하이거나 I형보, T형보에서 그 깊이가 플랜지 두께의 2.5배 또는 복부폭의 1/2 중 큰 값 이하인 보는 최소 전단철근을 배치하지 않아도 된다.

③ 교대 벽체 및 날개벽, 옹벽의 벽체, 암거 등과 같이 휨이 주거동인 판부재는 최소 전단철근을 배치하지 않아도 된다.

④ 최소 전단철근량은 $0.35b_w s/f_{yt}$보다 작지 않아야 한다. 여기서 b_w와 s의 단위는 mm이다.

정답 1번

간단한 해설

최소 전단철근의 배치 기준은 공칭전단강도가 아니라 **설계전단강도의 1/2**이다. 즉, 원칙적으로 $V_u > \frac{\phi V_c}{2}$일 때 배치하되, 깊이가 작은 보나 휨이 주거동인 판부재 등에는 면제 규정이 있다.

NoteBase

선지별 해설

① X: 배치 기준은 $V_u > \frac{V_c}{2}$가 아니라 $V_u > \frac{\phi V_c}{2}$이다. V_c는 콘크리트의 공칭전단강도이고, 여기에 강도감소계수 ϕ를 곱한 ϕV_c가 **설계전단강도**이다. 또한 기준에서 정한 면제 대상은 제외하므로, 해당 전단력을 받는 모든 휨부재에 예외 없이 배치한다는 설명도 부정확하다.

② O: **전체 깊이가 250 mm 이하인 보**는 최소 전단철근 배치의 면제 대상이다. I형보와 T형보도 전체 깊이가 '플랜지 두께의 2.5배'와 '복부폭의 1/2' 중 큰 값 이하이면 면제 대상에 해당한다. 두 값 중 작은 값이 아니라 큰 값을 깊이의 한계와 비교한다.

③ O: 교대 벽체와 날개벽, 옹벽의 벽체, 암거 등에서 **휨이 주거동인 판부재**는 최소 전단철근 배치의 면제 대상이다. 다만 이 면제는 최소량 배치 의무에 관한 것이며, 전단강도 검토 자체를 생략하거나 강도상 필요한 전단철근까지 생략해도 된다는 뜻은 아니다.

④ O: 일반 산정식을 적용하는 경우 최소 전단철근량에는 $A_{v,\min} \geq \frac{0.35 b_w s}{f_{yt}}$라는 **하한**이 있다. b_w는 복부폭, s는 전단철근 간격이며 단위는 mm이고, f_{yt}는 전단철근의 설계기준항복강도이다. 일반 기준식은 $A_{v,\min} = 0.0625\sqrt{f_{ck}}\frac{b_w s}{f_{yt}}$이며, 그 산정값이 하한보다 작으면 하한 이상으로 배근한다. 여기서 f_{ck}는 콘크리트의 설계기준압축강도이다. 보기의 인쇄식에는 기준식의 $\sqrt{f_{ck}}$ 항이 없으므로, 인쇄된 식 자체를 일반적인 설계기준식으로 사용할 수는 없다. 이 식의 한계와 ④의 하한 규정은 구별해야 한다.

NoteBase

문 17. 프리스트레스트콘크리트 설계에 관한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, 「콘크리트구조기준(2012)」을 적용한다.)

① 프리스트레스를 도입할 때, 사용하중이 작용할 때, 그리고 균열하중이 작용할 때의 응력계산은 선형탄성이론을 따른다.

② 프리스트레스트콘크리트 휨부재는 미리 압축을 가한 인장구역에서 사용하중에 의한 인장연단응력 f_t에 따라 비균열등급, 부분균열등급, 완전균열등급으로 구분된다.

③ 2방향 프리스트레스트콘크리트 슬래브는 $f_t \le 0.63\sqrt{f_{ck}}$를 만족하는 비균열등급 부재로 설계되어야 한다. (단, f_{ck}=콘크리트의 설계기준압축강도)

④ 휨부재의 설계휨강도 계산은 강도설계법에 따라야 하며, 이때 긴장재의 응력은 f_y 대신 f_{ps}를 사용한다. (단, f_y=철근의 설계기준항복강도, f_{ps}=긴장재의 인장응력)

정답 3번

간단한 해설

2방향 프리스트레스트콘크리트 슬래브에는 일반 휨부재의 비균열등급 한계보다 **더 엄격한 인장응력 한계**를 적용한다. 따라서 ③의 계수 0.63은 **0.5**로 고쳐야 하며, 만족해야 할 조건은 $f_t \le 0.5\sqrt{f_{ck}}$이다.

선지별 해설

① O: 「콘크리트구조기준(2012)」 9.2.2(2)는 프리스트레스 도입 시, 사용하중 작용 시 및 균열하중 작용 시의 응력을 **선형탄성이론**으로 계산하도록 한다. 이때 변형률은 중립축에서 떨어진 거리에 비례하며, 균열단면의 콘크리트는 인장력에 저항하지 않는다고 가정한다.

② O: 9.2.2(3)의 등급 구분 기준은 미리 압축을 가한 인장구역에서 **사용하중에 의해 생기는 인장연단응력** f_t이다. 비균열등급은 $f_t \le 0.63\sqrt{f_{ck}}$, 부분균열등급은 $0.63\sqrt{f_{ck}} < f_t \le 1.0\sqrt{f_{ck}}$, 완전균열등급은 $f_t > 1.0\sqrt{f_{ck}}$인 경우이다. 여기서 f_{ck}는 콘크리트의 설계기준압축강도이며, 응력과 강도는 MPa 단위를 사용한다.

③ X: 9.2.2(3)은 2방향 프리스트레스트콘크리트 슬래브를 $f_t \le 0.5\sqrt{f_{ck}}$인 비균열등급 부재로 설계하도록 규정한다. 선지의 $0.63\sqrt{f_{ck}}$는 일반 휨부재의 비균열등급 한계이므로, **2방향 슬래브에 적용하는 더 엄격한 한계**와 구별해야 한다.

④ O: 9.5.1(1)에 따라 설계휨강도는 **강도설계법**으로 계산한다. 이때 긴장재의 인장력은 일반 철근의 설계기준항복강도 f_y가 아니라, 공칭휨강도에 도달할 때의 긴장재 인장응력 f_{ps}를 사용하여 평가한다. 긴장재의 강도 기여를 해당 단계의 응력으로 반영하기 때문이다.

NoteBase

문 18. 단철근 직사각형보의 압축연단 콘크리트가 가정된 극한변형률인 0.003에 도달할 때 최외단 인장철근의 순인장변형률 ε_t가 인장지배한계변형률 한계 이상인 단면을 유지할 수 있는 최대철근비 ρ_t는 균형철근비 ρ_b의 몇 배인가? (단, $f_y = 600\text{MPa}$, $f_{ck} = 25\text{MPa}$, 「콘크리트구조기준(2012)」을 적용한다.)

① $\frac{3}{4}$
② $\frac{4}{7}$
③ $\frac{5}{9}$
④ $\frac{5}{7}$

정답 2번

간단한 해설

항복강도가 400 MPa를 초과하므로 **인장지배 한계변형률은 항복변형률의 2.5배**인 0.0075이다. 같은 재료의 단철근 직사각형보에서는 철근비가 중립축 깊이비에 비례하므로,
$\rho_t/\rho_b = (0.003 + 0.003)/(0.003 + 0.0075) = 4/7$이다.

NoteBase

계산 과정

1. 항복변형률과 인장지배 한계: 철근의 탄성계수 $E_s = 200{,}000\text{MPa}$를 적용하면 항복변형률은 $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{600}{200{,}000} = 0.003$이다. 「콘크리트구조기준(2012)」에서 $f_y > 400\text{MPa}$이면 인장지배 한계변형률은 $2.5\varepsilon_y$이므로, 이 문제에서는 $\varepsilon_{t,\,\text{lim}} = 2.5 \times 0.003 = 0.0075$이다. 여기서 구하는 것은 **인장지배단면을 유지하는 한계**이므로, 휨부재의 최소허용변형률과 구별해야 한다.

2. 변형률과 중립축 깊이의 관계: 압축연단에서 중립축까지의 깊이를 c, 인장철근까지의 유효깊이를 d라 한다. 평면유지 가정에 따라 변형률은 단면 깊이에 걸쳐 직선으로 분포하므로 $\frac{\varepsilon_t}{0.003} = \frac{d-c}{c}$, 따라서 $\frac{c}{d} = \frac{0.003}{0.003+\varepsilon_t}$이다. 인장변형률이 커질수록 중립축 깊이비는 작아진다.

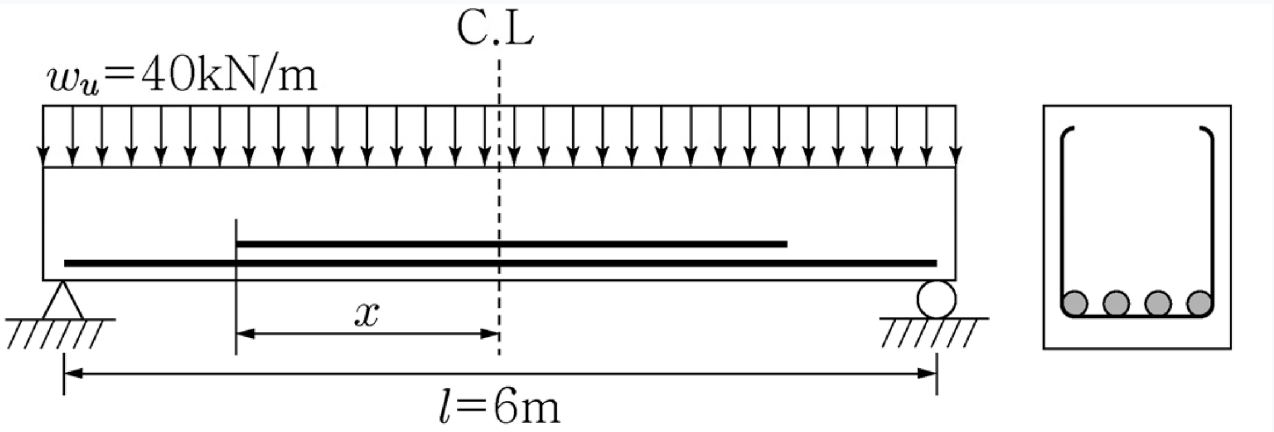
3. 철근비와 중립축 깊이비의 관계: 보의 폭을 b, 인장철근 단면적을 A_s, 등가 직사각형 압축응력블록의 깊이계수를 β_1이라 한다. 균형상태와 인장지배 한계상태 모두 인장철근이 항복하므로 힘의 평형식은 $A_s f_y = 0.85 f_{ck} b \beta_1 c$이다. 철근비 $\rho = \frac{A_s}{bd}$를 대입하면 $\rho = \frac{0.85 f_{ck} \beta_1}{f_y}\frac{c}{d}$이다. 두 상태에서 재료가 같으므로 **철근비의 비는 중립축 깊이비의 비와 같다**. 따라서 주어진 콘크리트 압축강도 25 MPa와 그에 따른 공통 계수는 비를 구할 때 소거된다.

4. 두 한계상태의 비교: 균형상태는 콘크리트 압축변형률이 0.003에 도달할 때 인장철근이 막 항복하는 상태이다. 따라서 $\frac{c_b}{d} = \frac{0.003}{0.003+0.003} = \frac{1}{2}$이다. 인장지배단면에서 철근비가 최대가 되는 때는 **인장변형률이 한계값 0.0075와 같을 때**이므로, $\frac{c_t}{d} = \frac{0.003}{0.003+0.0075} = \frac{2}{7}$이다. 철근비를 더 늘리면 중립축이 깊어지고 인장변형률이 감소하여 인장지배 조건을 벗어난다.

5. 철근비의 비: $\frac{\rho_t}{\rho_b} = \frac{c_t/d}{c_b/d} = \frac{2/7}{1/2} = \frac{4}{7}$이다. 따라서 최대철근비는 균형철근비의 $\frac{4}{7}$배이며, ②의 값과 일치한다.

NoteBase

문 19. 그림과 같은 보에서 4개의 종방향 인장철근 중 2개를 절단할 수 있는 이론적인 절단점의 길이 x는? (단, 인장철근이 2개인 단면의 설계휨모멘트 $\phi M_n = 100\text{kN} \cdot \text{m}$)



① 1,000mm

② 1,200mm

③ 1,600mm

④ 2,000mm

정답 4번

간단한 해설

이론적인 절단점은 휨모멘트가 **남기는 철근 2개의 설계휨모멘트**와 같아지는 위치이다. 그림의 길이 x는 보 중앙에서 잰 거리이므로, $180 - 20x^2 = 100$을 풀면 2,000 mm가 된다.

NoteBase

계산 과정

이론적인 절단점: 철근 4개 중 2개를 절단한 뒤에는 남은 2개가 휨모멘트를 부담한다. 따라서 이론적인 절단점에서는 작용 휨모멘트가 **남은 철근 2개의 설계휨모멘트**인 100 kN·m와 같아진다. 그 지점에서 지점 쪽으로는 휨모멘트가 더 작아지므로 철근 2개만으로 휨에 저항할 수 있다.

지점반력과 거리: 경간 6 m 전체에 40 kN/m의 등분포하중이 작용하고 하중과 지지가 대칭이므로 양쪽 지점반력은 같다. 각 지점반력은 $R = \frac{40 \cdot 6}{2} = 120\text{kN}$이다. 그림의 x는 **중앙선 C.L에서 왼쪽 절단점까지의 거리**이다. 왼쪽 지점에서 절단점까지의 거리를 s라 하면 $s = 3 - x$이며, 두 거리는 m 단위로 둔다.

절단점의 휨모멘트: 왼쪽 지점에서 거리 s까지의 등분포하중 합력은 $40s$이고, 이 합력은 해당 구간의 중앙에 작용한다. 따라서 절단점의 휨모멘트는 $M = 120s - \frac{40s^2}{2}$, 즉 $M = 120s - 20s^2$이다. 여기에 $s = 3 - x$를 대입하여 정리하면 $M = 180 - 20x^2$가 된다. 이때 M의 단위는 kN·m이고, 180 kN·m는 보 중앙의 최대 휨모멘트이다.

절단점 길이 계산: 남은 철근의 설계휨모멘트와 같게 두면 $180 - 20x^2 = 100$이다. 이를 정리하면 $20x^2 = 80$, $x^2 = 4$이고, 거리는 양수이므로 $x = 2\text{m}$이다. 따라서 구하는 길이는 2,000 mm로 ④에 해당한다.

NoteBase

문 20. 「도로교 설계기준(2015)」에 제시된 콘크리트 교량 구조의 한계상태에 대한 설명으로 가장 옳지 않은 것은?

① 사용한계상태는 사용자의 안전을 위험하게 하는 구조적 손상 또는 파괴에 관련된 것이다.

② 극한한계상태를 부재의 정역학적 평형 손실 한계상태 등에 대하여 검토한다.

③ 한계상태는 설계에서 요구하는 성능을 더 이상 발휘할 수 없는 한계이다.

④ 피로한계상태는 교량의 사용 수명 동안 작용하는 활하중에 의한 교번응력에 대하여 검토한다.

정답 1번

간단한 해설

사용자의 안전을 위험하게 하는 구조적 손상이나 파괴는 **극한한계상태**에 해당한다. 사용한계상태는 정상적인 사용 중에 기능·이용자의 안녕·외관에 관한 **사용성 요구 성능**을 더 이상 만족시키지 못하는 상태이다.

선지별 해설

① X: 5.4.2.1(2)·(3)에 따르면, 사용자의 안전을 위험하게 하는 구조적 손상 또는 파괴는 **극한한계상태**의 설명이다. 선지의 '사용한계상태'를 '극한한계상태'로 고쳐야 한다. 사용한계상태는 정상적인 사용 중에 구조적 기능, 이용자의 안녕, 구조물의 외관에 관한 사용성 요구 성능을 만족시키지 못하는 상태이다. 예를 들어 과도한 처짐이나 균열은 사용성을 검토하는 대상이다.

② O: 정역학적 평형 손실은 하중과 이를 지탱하는 힘·모멘트의 평형을 유지할 수 없게 되는 것으로, 구조계의 안전에 직접 관계한다. 따라서 **정역학적 평형의 상실** 여부는 극한한계상태에서 검토한다. 단면이나 연결부의 파괴, 과도한 변형 및 불안정도 극한한계상태의 검토 대상이다.

③ O: 5.4.2.1(1)에서 한계상태는 **설계에서 요구하는 성능을 더 이상 발휘할 수 없는 한계**로 정의한다. 여기서 요구 성능에는 붕괴에 대한 안전성뿐 아니라 정상 사용에 필요한 사용성도 포함된다. 따라서 한계상태가 모두 구조물의 붕괴를 뜻하는 것은 아니다.

④ O: 차량이 반복하여 통행하면 부재에 작용하는 응력이 주기적으로 변하며, 이러한 **반복적인 교번응력**에 의해 피로 손상이 누적될 수 있다. 피로한계상태에서는 교량의 사용 수명 동안 활하중으로 발생하는 교번응력의 영향을 검토한다. 규칙적으로 반복되는 하중을 받는 부재의 철근과 콘크리트를 각각 검토하며, 교번응력이 없거나 현저하지 않은 경우에는 피로 검토를 생략할 수 있다.

NoteBase