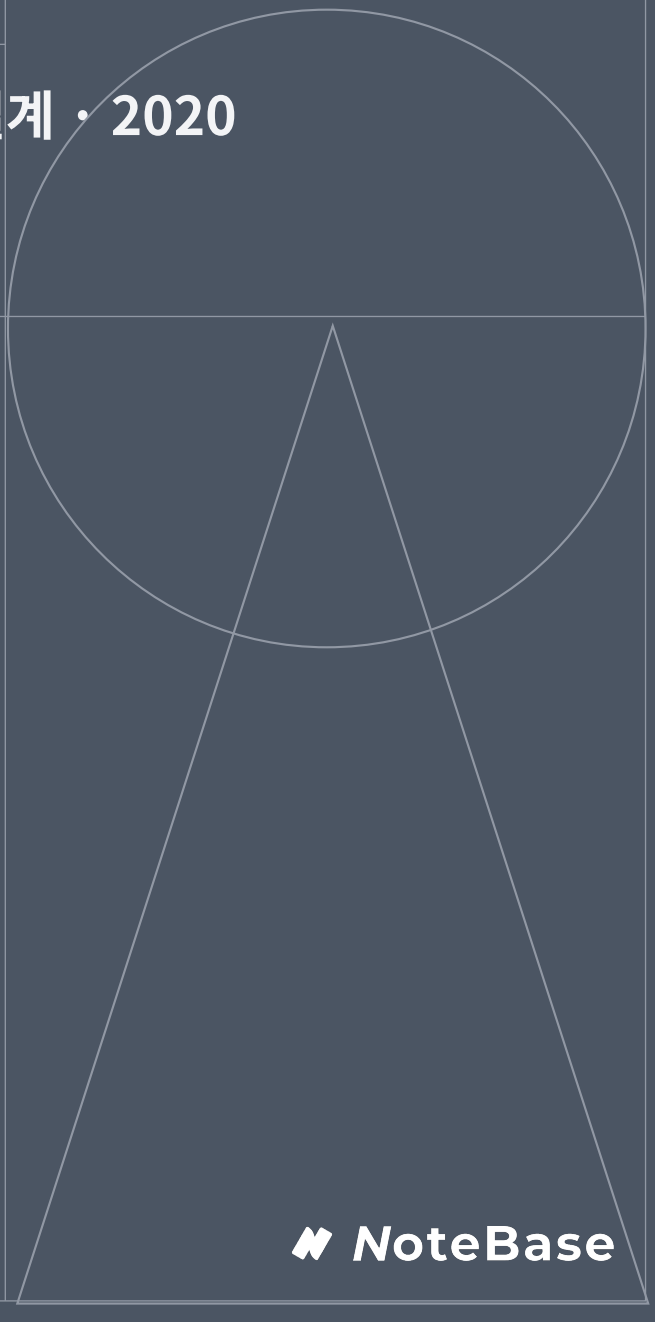
기출OX 해설집

공무원/지방직/9급 · 토목설계 · 2020



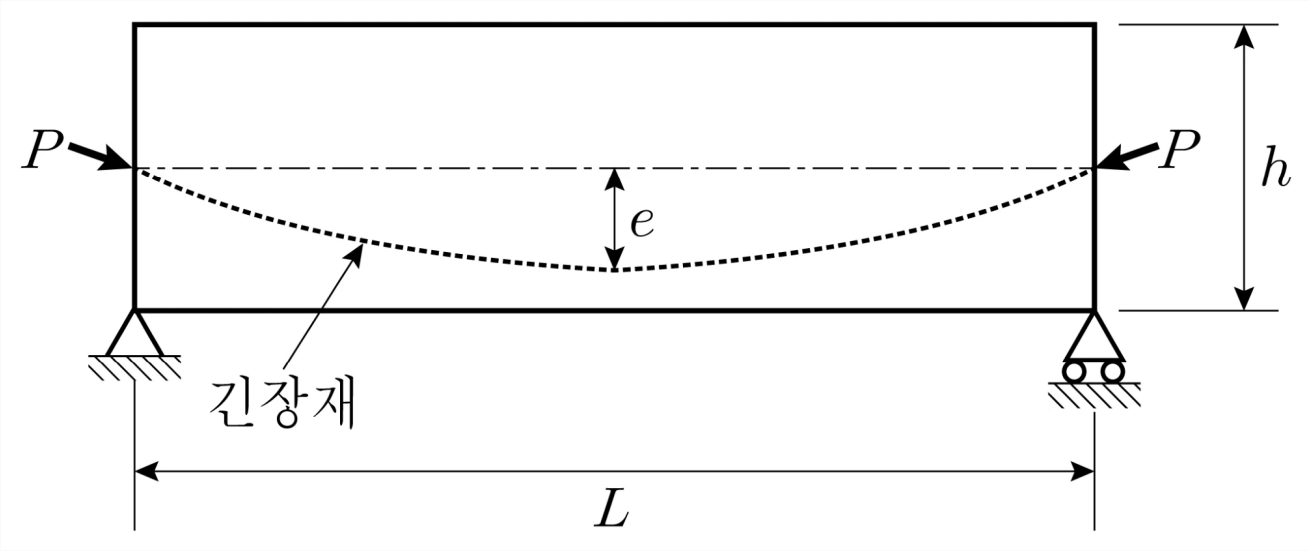
NoteBase

기출OX 해설집

공무원/지방직/9급 · 토목설계 · 2020

공무원/지방직/9급 · 토목설계 · 2020

문 1. 그림과 같이 높이(h)가 800 mm이고, 길이(L)가 20 m인 PSC 단순보에서, 긴장력(P) 8,000 kN을 작용시켰을 때, 긴장력에 의한 등가등분포 상향력 U[kN/m]는? (단, 중앙부 편심(e) 300 mm, 양 단부 편심(e) 0 mm로 2차 포물선으로 긴장재가 배치되어 있으며, 자중 및 긴장력 손실은 무시한다)



① 48

② 34

③ 20

④ 16

정답 1번

간단한 해설

양 단부 편심이 0인 **2차 포물선 긴장재**의 등가등분포 상향력은 $U = \frac{8Pe}{L^2}$이다. 중앙부 편심 300 mm를 0.3 m로 환산하여 적용하면 48 kN/m가 된다.

NoteBase

계산 과정

조건과 단위: 긴장력은 P = 8,000 kN, 경간은 L = 20 m이며, 중앙부 편심은 e = 300 mm = 0.3 m이다. 그림의 긴장재는 양 단부에서 편심이 0이고 중앙에서 아래로 처진 2차 포물선이다. 자중과 긴장력 손실을 무시하므로 주어진 긴장력으로 상향력만 계산한다.

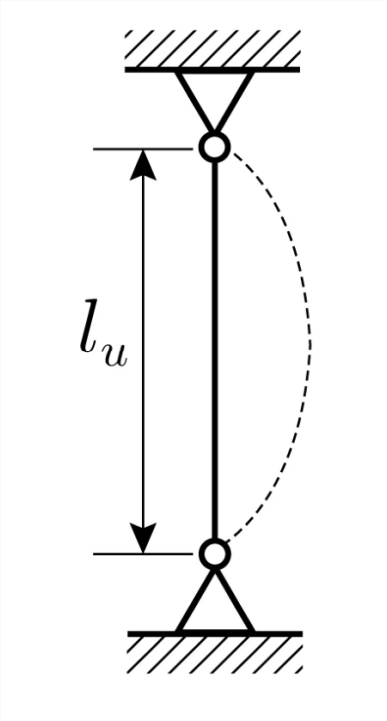
등가하중 관계: 긴장재가 곧게 펴지려는 작용으로 보에는 상향력이 전달된다. **2차 포물선 배치에서는 상향력이 등분포**하므로, 단순보 중앙에서 이 하중에 의한 휨모멘트의 크기는 $\frac{UL^2}{8}$이다. 이는 편심 긴장력에 의한 모멘트의 크기 Pe와 같으므로 $\frac{UL^2}{8} = Pe$, 즉 $U = \frac{8Pe}{L^2}$가 된다.

수치 대입: 중앙부의 편심 모멘트는 Pe = 8,000 × 0.3 = 2,400 kN·m이다. 이를 만드는 등가등분포 상향력은 $U = \frac{8 \times 8{,}000 \times 0.3}{20^2} = 48$ kN/m이다.

따라서 등가등분포 상향력은 48 kN/m이며, ①의 48에 해당한다.

NoteBase

문 2. 그림과 같이 기둥의 단부 조건이 양단 힌지이며, 비지지길이가 l_u인 기둥의 좌굴하중은? (단, E는 탄성계수, I는 단면2차모멘트이며, 탄성 좌굴로 거동한다)



① $\frac{0.25\pi^2 EI}{(l_u)^2}$
② $\frac{\pi^2 EI}{(l_u)^2}$
③ $\frac{2.04\pi^2 EI}{(l_u)^2}$
④ $\frac{4\pi^2 EI}{(l_u)^2}$

정답 2번

간단한 해설

양단 힌지 기둥은 **유효좌굴길이가 비지지길이와 같으므로**, 탄성 좌굴하중은 $P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(l_u)^2}$이다.

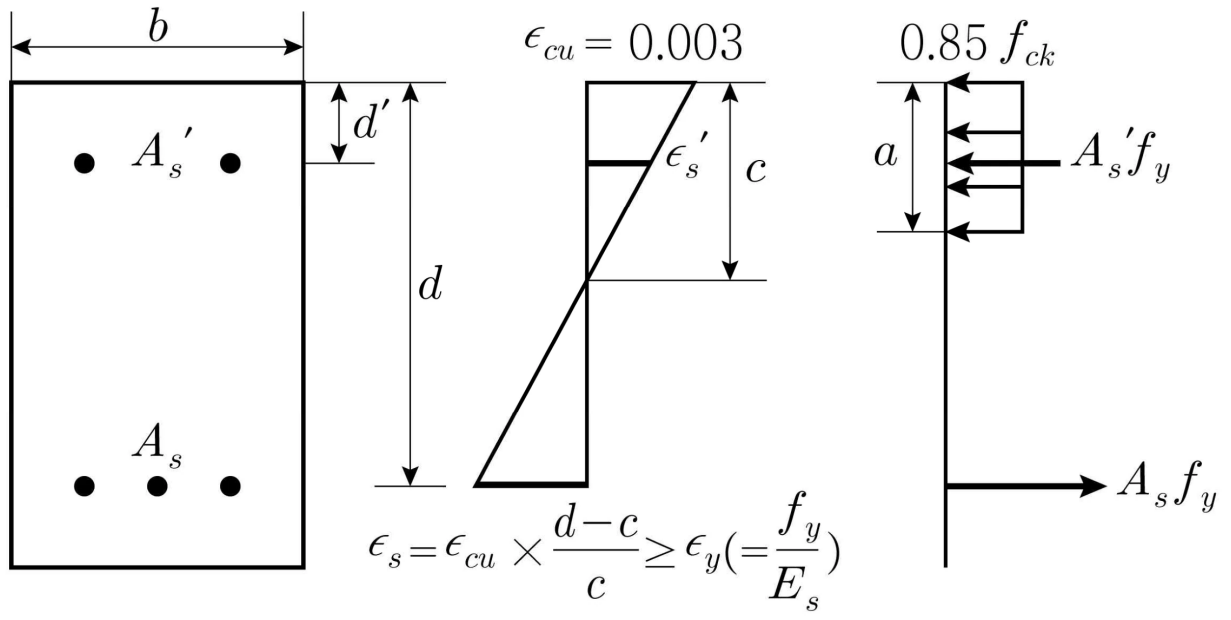
공통 해설

좌굴하중은 압축을 받는 기둥이 곧은 상태의 안정성을 잃고 옆으로 휘기 시작하는 임계하중이다. 그림의 양단 힌지는 기둥 끝의 횡방향 이동을 구속하지만 회전은 허용한다. 점선처럼 양 끝 사이에서 한 번 휘는 기본 좌굴형상이 나타나므로, **유효좌굴길이는 두 힌지 사이의 비지지길이** l_u와 같다.

탄성 좌굴에 적용하는 오일러 공식은 $P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_e^2}$이다. 여기서 L_e는 단부의 구속 조건을 반영한 유효좌굴길이이고, EI는 휨에 저항하는 휨강성이다. 양단 힌지에서는 $L_e = l_u$이므로 좌굴하중은 $P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(l_u)^2}$이다. 따라서 선지의 공통항 $\frac{\pi^2 EI}{(l_u)^2}$에 곱해지는 계수는 1이며, $0.25 \cdot 2.04 \cdot 4$는 주어진 양단 힌지 조건에 해당하지 않는다.

NoteBase

문 3. 그림과 같은 복철근 직사각형보의 공칭휨강도 M_n 및 등가직사각형 응력블록의 깊이 a를 구하는 식은? (단, 인장철근 및 압축철근은 항복하였고, 콘크리트 설계기준압축강도는 f_{ck}, 철근의 설계기준 항복강도는 f_y 이며, 콘크리트구조 휨 및 압축 설계기준(KDS 14 20 20: 2016)을 따른다)



① $M_n = A_s' f_y(d-d') + (A_s - A_s')f_y(d - \frac{a}{2})$, $a = \frac{(A_s - A_s')f_y}{0.85 f_{ck}}$

② $M_n = A_s' f_y(d-d') + (A_s - A_s')f_y(d - \frac{a}{2})$, $a = \frac{(A_s - A_s')f_{ck}}{0.85 f_y b}$

③ $M_n = A_s f_y(d-c) + (A_s - A_s')f_y(d - \frac{a}{2})$, $a = \frac{(A_s - A_s')f_y}{0.85 f_{ck} b}$

④ $M_n = A_s' f_y(d-d') + (A_s - A_s')f_y(d - \frac{a}{2})$, $a = \frac{(A_s - A_s')f_y}{0.85 f_{ck} b}$

정답 4번

간단한 해설

두 철근이 모두 항복하므로 콘크리트 압축력은 $(A_s - A_s')f_y$이며, 이를 **응력블록의 응력과 보의 폭**으로 나누면 깊이 a가 된다. 공칭휨강도는 콘크리트 압축력과 압축철근력에 각각의 지레팔을 곱해 더한 값이다.

NoteBase

공통 해설

그림에서 A_s와 A_s'는 각각 인장철근과 압축철근의 단면적이고, b는 보의 폭이다. d와 d'는 압축연단에서 각 철근 중심까지의 거리이다. 두 철근이 모두 항복하였으므로 인장력은 $T = A_s f_y$, 압축철근력은 $C_s = A_s' f_y$이다.

단면의 축방향 힘이 평형을 이루므로 콘크리트 압축력 C_c는 T에서 C_s를 뺀 값이다. 따라서 $C_c = (A_s - A_s')f_y$이다. 그림의 등가직사각형 응력블록은 응력이 $0.85f_{ck}$, 면적이 ba이므로 $C_c = 0.85f_{ck}ba$이다. 두 표현을 같게 놓으면 $a = \frac{(A_s - A_s')f_y}{0.85f_{ck}b}$를 얻는다. 분모에는 콘크리트 강도와 보의 폭이 들어가야 한다.

인장철근 중심을 기준으로 모멘트를 구하면 압축철근력의 지레팔은 $d - d'$이다. 콘크리트 압축력은 직사각형 응력블록의 중심인 압축연단 아래 $a/2$에 작용하므로 지레팔은 $d - \frac{a}{2}$이다. 따라서
$M_n = C_s(d - d') + C_c(d - \frac{a}{2})$이다.

각 압축력을 대입하면 공칭휨강도는 $A_s' f_y(d - d')$와 $(A_s - A_s')f_y(d - \frac{a}{2})$의 합이다. 첫 항에는 **압축철근력과 두 철근 사이의 거리**를 사용한다. 중립축 깊이 c는 압축철근의 위치를 나타내는 d'와 다르므로 첫 항을 $A_s f_y(d - c)$로 바꿀 수 없다.

NoteBase

문 4. 포스트텐션에 의한 프리스트레스를 도입할 때 발생 가능한 즉시 손실의 원인만을 모두 고르면?

ㄱ. 정착장치의 활동
ㄴ. 콘크리트 크리프
ㄷ. 콘크리트 탄성변형
ㄹ. 콘크리트 건조수축
ㅁ. PS강재의 릴렉세이션
ㅂ. PS강재와 쉬스 사이의 마찰

① ㄱ, ㄴ, ㅁ
② ㄱ, ㄷ, ㅂ
③ ㄴ, ㄷ, ㄹ
④ ㄴ, ㄷ, ㅂ

정답 2번

간단한 해설

즉시 손실은 **긴장·정착 과정에서 바로 발생**하는 손실이다. 정착부의 미끄러짐과 마찰뿐 아니라, 여러 긴장재를 순차적으로 긴장할 때 생기는 콘크리트 탄성수축도 이에 해당한다. 크리프·건조수축·릴렉세이션은 시간 경과에 따라 진행되는 손실이다.

NoteBase

보기별 해설

ㄱ. 즉시 손실: 정착장치의 활동은 정착부에서 생기는 **미끄러짐**을 뜻한다. 긴장한 PS강재를 정착할 때 강재가 조금 되밀리면 늘어난 길이가 줄어들어 인장력이 즉시 감소한다.

ㄴ. 시간 의존 손실: 콘크리트 크리프는 일정한 압축응력이 지속될 때 **시간에 따라 압축변형이 증가**하는 현상이다. 콘크리트가 점차 짧아지면서 PS강재의 인장력도 감소하므로 즉시 손실과 구분한다.

ㄷ. 즉시 손실: 프리스트레스에 의해 콘크리트가 탄성적으로 압축되면 부재 길이가 바로 줄어든다. 포스트텐션에서 여러 긴장재를 **순차적으로 긴장**하면, 뒤의 긴장재를 긴장할 때 콘크리트가 추가로 짧아져 앞서 긴장·정착한 강재의 인장력이 감소한다. 따라서 포스트텐션에서도 탄성변형에 의한 즉시 손실이 발생할 수 있다.

ㄹ. 시간 의존 손실: 콘크리트 건조수축은 수분이 빠져나가면서 콘크리트의 부피와 길이가 줄어드는 현상이다. **외부 하중 없이도** 발생하며, 시간 경과에 따른 콘크리트의 수축이 PS강재의 인장력을 감소시키므로 즉시 손실에 포함하지 않는다.

ㅁ. 시간 의존 손실: PS강재의 릴렉세이션은 **변형률을 일정하게 유지해도 응력이 시간에 따라 감소**하는 현상이다. 강재 자체의 시간 의존적 성질에 따른 손실이므로 긴장·정착 순간에 생기는 즉시 손실과 구분한다.

ㅂ. 즉시 손실: 쉬스는 PS강재가 통과하는 관이다. 긴장 중 강재와 쉬스 사이의 **마찰이 인장력 전달을 방해**하므로, 잭에서 가한 긴장력이 강재의 각 위치에 그대로 전달되지 않는다. 이 손실은 긴장 작업 중 바로 발생한다.

즉시 손실의 원인은 ㄱ·ㄷ·ㅂ이며, 이 조합은 ②와 일치한다.

NoteBase

문 5. 편심이 없는 중심 축하중만을 받는 I형 단면을 가진 강재 기둥 설계에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, 자중 및 국부좌굴은 고려하지 않는다)

① 하중이 임계좌굴하중에 도달하면 기둥은 세장비가 가장 작은 주축에 대해 좌굴이 발생한다.

② 지점조건, 비지지길이, 단면적이 모두 일정할 때 단면의 회전반경이 증가하면 좌굴하중은 증가한다.

③ 탄성좌굴을 유발하는 평균압축응력은 세장비의 제곱에 반비례한다.

④ 좌굴응력이 비례한계보다 작은 경우, 탄성상태에서 좌굴이 발생한다.

정답 1번

간단한 해설

①의 '세장비가 가장 작은'은 **'세장비가 가장 큰'**으로 고쳐야 한다. 세장비가 클수록 임계좌굴하중이 작아져 더 낮은 하중에서 먼저 좌굴한다.

선지별 해설

세장비는 유효좌굴길이를 단면의 회전반경으로 나눈 값으로, $\lambda = KL/r$이다. 여기서 K는 지점조건에 따른 유효길이계수, L은 비지지길이이며, 회전반경은 $r = \sqrt{I/A}$이다. I는 해당 주축에 대한 단면2차모멘트, A는 단면적이다. 탄성범위의 중심압축 기둥에는 오일러 좌굴식 $P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$을 적용한다. E는 강재의 탄성계수이다.

① X: 기둥은 각 주축에 대한 임계좌굴하중 중 가장 작은 값에 도달하면 먼저 휨좌굴한다. 같은 강재와 단면적에서 세장비가 클수록 임계좌굴하중이 작으므로, '세장비가 가장 작은 주축'은 **'세장비가 가장 큰 주축'**으로 고쳐야 한다. 두 주축에 대한 유효좌굴길이가 같다면 회전반경과 단면2차모멘트가 작은 약축이 이에 해당한다.

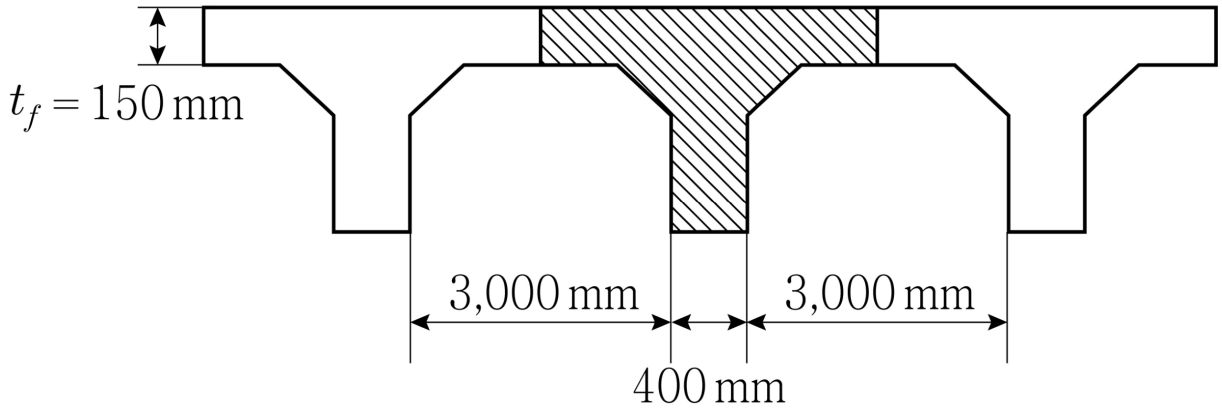
② O: 같은 강재에서 지점조건, 비지지길이, 단면적이 일정하면 회전반경이 커질수록 $I = Ar^2$에 따라 단면2차모멘트가 커진다. 오일러 좌굴하중은 단면2차모멘트에 비례하므로, **회전반경의 증가는 좌굴하중의 증가**로 이어진다.

③ O: 탄성좌굴 시 평균압축응력은 임계좌굴하중을 단면적으로 나눈 값이다. 오일러 좌굴식에 $I = Ar^2$와 $\lambda = KL/r$를 대입하면 $\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$이다. 따라서 같은 강재의 탄성좌굴응력은 **세장비의 제곱에 반비례**한다.

④ O: 비례한계는 응력과 변형률의 비례관계가 유지되는 상한이다. 좌굴응력이 **비례한계보다 작으면** 재료가 선형탄성 범위에 있는 동안 안정성을 잃으므로 탄성좌굴이 발생한다. 이 범위에서는 일정한 탄성계수 E를 사용하는 오일러 좌굴식을 적용할 수 있다.

NoteBase

문 6. 그림과 같이 슬래브와 보를 일체로 타설한 경간이 20 m인 단순지지된 철근콘크리트 보가 있다. 빗금친 T형 단면에 대한 내용으로 옳은 것은? (단, 콘크리트구조 해석과 설계 원칙(KDS 14 20 10:2016)을 따른다)



① t_f를 180 mm로 증가시키면 빗금친 T형 단면의 유효폭(b)은 증가한다.

② 경간 중앙의 T형 단면에서 종방향 휨모멘트에 의해 슬래브 콘크리트 전체 단면이 종방향 인장응력을 받는다.

③ 등가직사각형 응력블록 깊이(a)가 t_f보다 크면 직사각형 단면으로 간주하여 해석한다.

④ 빗금친 T형 단면의 유효폭(b)은 3,000 mm이다.

정답 1번

간단한 해설

이 단면에서는 슬래브 두께에 따른 **유효폭 제한**이 지배한다. 두께를 150 mm에서 180 mm로 늘리면 유효폭이 2,800 mm에서 3,280 mm로 증가하며, 다른 유효폭 제한도 넘지 않는다.

NoteBase

선지별 해설

① O: KDS 14 20 10:2016의 4.10(1)①에 따르면, 양쪽으로 플랜지가 내민 T형보의 유효폭은 플랜지 두께에 따른 한계, 양쪽 슬래브의 중심 간 거리, 보 경간의 1/4 중 가장 작은 값으로 정한다. 복부 폭을 b_w, 슬래브 두께를 t_f라 하면 두께에 따른 한계는 $b_w + 16t_f$이다. 그림에서 복부 폭은 400 mm이므로 두께 150 mm일 때 이 한계는 400 + 16 × 150 = 2,800 mm이다. 두께를 180 mm로 늘리면 400 + 16 × 180 = 3,280 mm가 된다. 다른 두 한계는 각각 3,400 mm와 5,000 mm이므로, 두 경우 모두 **두께에 따른 한계가 가장 작아** 유효폭이 2,800 mm에서 3,280 mm로 증가한다.

② X: 단순지지보가 아래쪽으로 작용하는 중력하중을 받으면 경간 중앙에는 정모멘트가 생겨 상부는 압축되고 하부는 인장된다. 따라서 상부 슬래브 콘크리트는 종방향 휨에 대해 **압축에 저항하는 플랜지** 역할을 한다. 슬래브 콘크리트 전체가 종방향 인장응력을 받는다는 설명은 압축과 인장을 바꾸어 서술한 것이다.

③ X: 등가직사각형 응력블록의 깊이 a가 **플랜지 두께 이하**인 $a \le t_f$이면, 응력블록이 플랜지 안에 있으므로 유효폭 b를 폭으로 하는 직사각형 단면처럼 휨강도를 해석할 수 있다. 반대로 $a > t_f$이면 응력블록이 복부까지 내려가므로 플랜지와 복부의 폭 차이를 반영하여 압축력을 구해야 한다.

④ X: 그림의 3,000 mm는 보 사이의 순거리이며 유효폭 자체가 아니다. 양쪽 슬래브의 중심은 각 보 사이 공간의 중앙에 있으므로, 두 중심 간 거리는 $\frac{3,000}{2} + 400 + \frac{3,000}{2} = 3,400\text{mm}$이다. 보 경간은 20 m = 20,000 mm이므로 경간에 따른 한계는 $\frac{20,000}{4} = 5,000\text{mm}$이다. 두께 150 mm에 따른 한계 2,800 mm까지 함께 비교하면 가장 작은 값은 **2,800 mm**이므로, 이 값이 주어진 단면의 유효폭이다.

NoteBase

문 7. 단면이 두꺼운 매스콘크리트 교량 확대기초 시공 시 온도균열의 방지나 제어를 위해 고려하는 방안으로 적절하지 않은 것은?

① 프리쿨링 또는 파이프쿨링을 적절히 적용한다.

② 1종 시멘트를 조강 시멘트로 대체하여 사용한다.

③ 1회당 콘크리트 타설 높이를 적절하게 나누어 시공한다.

④ 1종 시멘트 대신 중용열 시멘트 또는 저발열 시멘트를 사용한다.

정답 2번

간단한 해설

②의 조강 시멘트는 초기 강도를 빨리 발현하지만 **초기 수화열 발생이 커서** 매스콘크리트의 온도상승을 억제하는 데 불리하다. 온도균열을 줄이려면 중용열·저발열 시멘트처럼 **수화열을 줄이는 재료**를 사용하는 것이 적절하다.

선지별 해설

매스콘크리트는 단면이 두꺼워 시멘트와 물의 반응에서 생기는 수화열이 내부에 축적되기 쉽다. 내부와 표면의 온도차로 변형이 달라지거나, 온도가 내려갈 때 수축이 기초 지반이나 먼저 굳은 콘크리트에 구속되면 인장응력이 발생하여 온도균열이 생길 수 있다.

① O: 프리쿨링은 배합수나 골재 등을 미리 냉각하여 **콘크리트의 타설온도를 낮추는** 방법이다. 파이프쿨링은 콘크리트 내부에 매설한 관에 냉각수를 순환시켜 수화열을 제거한다. 두 방법 모두 내부 최고온도를 낮추는 데 도움이 되며, 냉각속도와 온도차를 관리하면서 적용한다.

② X: 1종 보통 포틀랜드 시멘트를 조강 시멘트로 대체하는 것은 온도균열 억제에 불리하다. 조강 시멘트는 초기 강도 발현이 빠른 만큼 **초기 수화열이 집중적으로 발생**하여 내부 온도상승을 키울 수 있다. 온도상승을 줄이려면 조강 시멘트가 아니라 중용열 시멘트나 저발열 시멘트 등을 사용하는 방향이 적절하다.

③ O: 1회 타설 높이를 적절하게 나누면 한 번에 두껍게 타설할 때보다 **수화열이 외부로 빠져나가기 쉬워진다**. 이에 따라 내부의 열 축적과 온도상승을 줄일 수 있다. 다만 분할 높이와 타설 간격은 구조물의 크기, 외기온도, 앞서 타설한 콘크리트의 구속 등을 함께 고려하여 정한다.

④ O: 중용열 시멘트와 저발열 시멘트는 보통 포틀랜드 시멘트보다 **수화열에 의한 온도상승을 억제**하는 데 유리하다. 따라서 단면이 두꺼워 열이 축적되기 쉬운 교량 확대기초에서 내부 최고온도와 이후 냉각에 따른 온도변화를 줄여 온도균열을 제어하는 방안이 된다.

NoteBase

문 8. 암거와 라멘 구조물의 설계에 대한 설명으로 옳은 것은?

① 토압이 작용하는 경우 측벽에 작용하는 토압은 깊이에 따라 일정한 직사각형 분포로 고려한다.

② 상자암거 설계에서 활하중을 고려하지 않는다.

③ 매설된 경우에 매설깊이는 고려할 필요가 없다.

④ 라멘 구조물의 경우 일반적으로 수평부재와 연직부재가 만나는 절점부에서 모멘트에 대한 수평부재의 위험단면은 연직부재의 전면으로 볼 수 있다.

정답 4번

간단한 해설

라멘의 절점부에서 수평부재의 휨모멘트에 대한 위험단면은 일반적으로 **연직부재의 전면**으로 본다. 이는 보나 슬래브가 기둥이나 벽에 접하는 면에서 휨에 대한 안전성을 검토한다는 뜻이다.

선지별 해설

① X: 흙의 자중에 의한 측벽 토압은 일반적으로 **깊이에 따라 증가**하므로 일정한 직사각형 분포로 볼 수 없다. 균질한 흙에서 지표면부터의 기본 분포는 삼각형이며, 토피가 있는 매설 측벽 구간에서는 사다리꼴 분포가 된다. 등분포 상재하중에 의한 추가 토압을 직사각형으로 보는 것과 구별해야 한다.

② X: 상자암거 설계에서는 구조물과 토사의 무게뿐 아니라 **작용하는 활하중도 고려**해야 한다. 도로 아래의 암거라면 차량하중이 상부 슬래브에 직접 작용하거나 토피를 통해 분산되어 전달되므로, 이를 일괄적으로 제외할 수 없다.

③ X: 매설깊이는 **토압과 하중 전달에 영향을 주므로 고려**해야 한다. 암거 위 흙의 두께가 달라지면 상부 토사의 무게와 차량하중의 분산 정도가 달라지고, 측벽의 깊이에 따라서도 토압이 달라진다.

④ O: 라멘은 보·슬래브와 기둥·벽이 강결되어 절점부를 통해 휨모멘트 등의 단면력을 전달하는 구조이다. 절점부에서 수평부재의 휨모멘트에 대한 위험단면은 일반적으로 **연직부재의 전면**, 즉 수평부재가 기둥이나 벽에 접하는 면으로 본다. 구조해석에서 사용하는 부재 중심선의 교점과 실제 휨 설계를 검토하는 단면 위치를 구별해야 한다.

NoteBase

문 9. 휨모멘트와 축력을 받는 철근콘크리트 부재의 설계를 위한 일반 가정으로 옳지 않은 것은? (단, 콘크리트구조 휨 및 압축 설계기준 (KDS 14 20 20: 2016)을 따른다)

① 인장철근이 설계기준항복강도 f_y에 대응하는 변형률에 도달하고 동시에 압축연단 콘크리트가 가정된 극한변형률인 0.003에 도달할 때, 그 단면이 균형변형률 상태에 있다고 본다.

② 압축연단 콘크리트가 가정된 극한변형률인 0.003에 도달할 때 최외단 인장철근의 순인장변형률 ε_t가 압축지배변형률 한계 이하인 단면을 압축지배단면이라고 한다.

③ 휨부재의 강도를 증가시키기 위하여 추가 인장철근과 이에 대응하는 압축철근을 사용할 수 있다.

④ 압축연단 콘크리트가 가정된 극한변형률인 0.003에 도달할 때 최외단 인장철근의 순인장변형률 ε_t가 0.003인 단면은 인장지배단면으로 분류된다.

정답 4번

간단한 해설

콘크리트 압축연단의 극한변형률 0.003과 인장철근의 **인장지배변형률 한계**는 서로 다르다. 인장지배단면이 되려면 최외단 인장철근의 순인장변형률이 항복강도 400 MPa 이하에서는 **0.005 이상**, 400 MPa 초과에서는 **철근 항복변형률의 2.5배 이상**이어야 하므로 0.003은 이 조건을 충족하지 못한다.

NoteBase

선지별 해설

① O: KDS 14 20 20:2016의 4.1.2(2)에서 균형변형률 상태는 **인장철근의 항복과 압축연단 콘크리트의 극한변형률 도달이 동시에 일어나는 상태**이다. 이때 콘크리트 압축연단 변형률은 0.003이고, 인장철근 변형률은 설계기준항복강도에 대응하는 항복변형률이다. 철근의 탄성계수를 E_s, 설계기준항복강도를 f_y라 하면 항복변형률은 $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$이다.

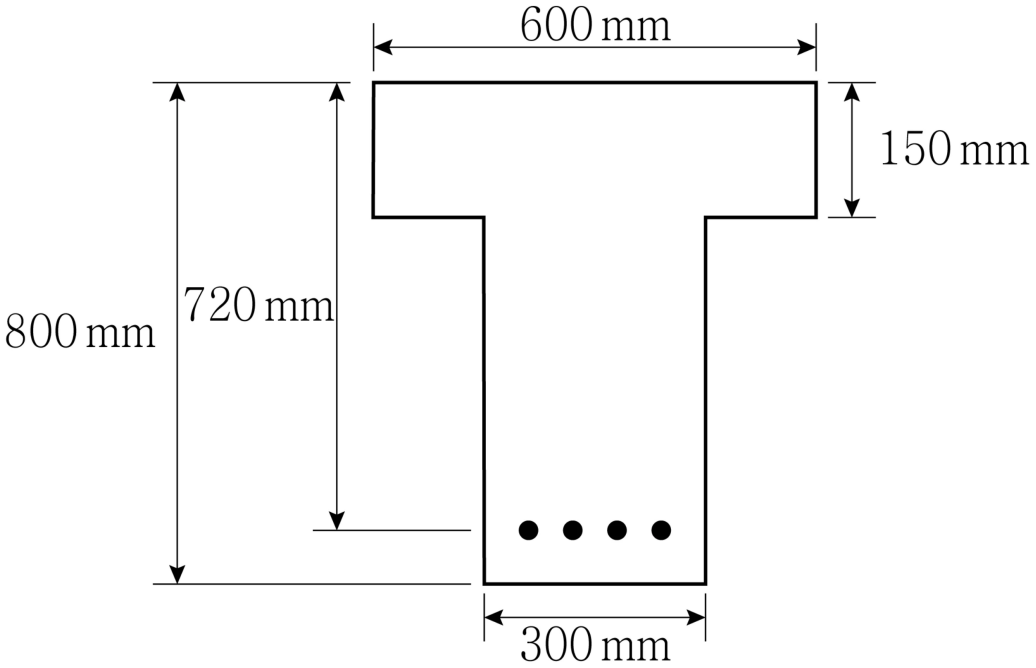
② O: 4.1.2(3)에 따라 압축연단 콘크리트의 변형률이 0.003일 때, 최외단 인장철근의 순인장변형률이 **압축지배변형률 한계 이하**이면 압축지배단면이다. 이 한계는 균형변형률 상태에서의 인장철근 순인장변형률과 같다. 따라서 철근이 항복변형률에 이르기 전 또는 막 이른 시점에 콘크리트 압축연단이 극한변형률에 도달하는 경우에 해당한다.

③ O: 4.1.2(6)은 휨강도를 증가시키기 위해 **추가 인장철근과 이에 대응하는 압축철근**을 사용하는 것을 허용한다. 휨에 저항할 때 인장력과 압축력은 짝을 이루므로, 인장측뿐 아니라 압축측에도 철근을 배치하여 추가 저항력을 확보할 수 있다. 이처럼 인장측과 압축측에 철근을 배치한 보가 복철근보이다.

④ X: 4.1.2(4)에 따르면 인장지배단면은 압축연단 콘크리트의 변형률이 0.003에 도달할 때 최외단 인장철근의 순인장변형률이 **인장지배변형률 한계 이상**인 단면이다. 철근 항복강도가 400 MPa 이하이면 그 한계는 0.005이고, 400 MPa을 초과하면 철근 항복변형률의 2.5배이다. 인장지배단면은 철근이 항복한 뒤에도 충분히 늘어난 상태를 요구한다. 따라서 순인장변형률이 0.003인 단면을 '인장지배단면으로 분류된다'고 한 부분은 '인장지배변형률 한계에 미달하여 인장지배단면이 아니다'로 고쳐야 한다.

NoteBase

문 10. 그림과 같은 단면을 가진 T형보에 정모멘트가 작용할 때 극한 상태에서의 등가직사각형 응력블록의 깊이 a가 200 mm라면 콘크리트에 작용하는 압축력의 크기[kN]는? (단, f_{ck} = 24 MPa, f_y = 400 MPa 이며, 콘크리트구조 휨 및 압축 설계기준(KDS 14 20 20: 2016)을 따른다)



① 2,142

② 2,448

③ 2,520

④ 2,880

정답 1번

간단한 해설

정모멘트에서는 상부 플랜지가 압축을 받으며, 응력블록 깊이 200 mm가 플랜지 두께 150 mm보다 크므로 **플랜지 전체와 그 아래 복부 50 mm**의 면적을 합한다. 이 면적에 등가압축응력 $0.85f_{ck}$를 곱하면 압축력은 2,142 kN이다.

NoteBase

계산 과정

압축영역의 범위: 정모멘트가 작용하므로 단면 상부가 압축을 받는다. 그림에서 플랜지 폭은 600 mm, 두께는 150 mm, 복부 폭은 300 mm이다. 주어진 응력블록 깊이 a는 200 mm이므로 **플랜지 아래 복부까지 응력블록이 내려온다**. 복부에 해당하는 깊이는 200 − 150 = 50 mm이다.

등가압축영역의 면적: 플랜지의 직사각형 면적과 그 아래 복부의 직사각형 면적을 합한다. 등가압축영역의 면적을 A_c라 하면 $A_c = 600 \cdot 150 + 300 \cdot 50$이며, 그 값은 90,000 + 15,000 = 105,000 mm^2이다. 깊이 200 mm 전체에 플랜지 폭 600 mm를 적용하면 플랜지 아래의 빈 공간까지 포함하게 된다.

등가압축응력: KDS 14 20 20: 2016의 4.1.1(7)①에 따라 등가직사각형 응력블록에는 $0.85f_{ck}$의 응력이 균일하게 작용한다고 본다. 따라서 응력은 0.85 × 24 = 20.4 MPa이다. 1 MPa = 1 N/mm^2이므로 이 응력에 면적 105,000 mm^2를 곱하면 압축력이 N 단위로 구해진다.

압축력 계산: 압축력 C는 응력과 면적의 곱이므로 $C = 0.85f_{ck}A_c$이다. 수치를 대입하면 20.4 × 105,000 = 2,142,000 N이며, 1 kN = 1,000 N이므로 2,142 kN이다. 이는 ①의 2,142에 해당한다.

NoteBase

문 11. 전단철근이 부담해야 할 전단력 $V_s = 500$ kN일 때, 전단철근(수직스터럽)의 간격 s를 240 mm로 하면 직사각형 단면에서 필요한 최소 유효깊이 d[mm]는? (단, 보통중량콘크리트이며 $f_{ck} = 36$ MPa, $f_y = 400$ MPa, b=400 mm, 전단철근의 면적 $A_v = 500$ mm^{2}이고, 콘크리트구조 전단 및 비틀림 설계기준(KDS 14 20 22: 2016)을 따른다. 또한, 전단철근 최대간격 기준을 만족한다)

① 550

② 600

③ 650

④ 700

정답 2번

간단한 해설

수직스터럽의 전단강도는 $V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$이므로, 주어진 전단력을 부담하려면 **유효깊이가 600 mm 이상**이어야 한다.

계산 과정

문제의 500 kN은 **전단철근이 부담해야 할 전단력**이다. 따라서 콘크리트의 전단강도를 더하거나 빼지 않고, 수직스터럽의 전단강도로 이 값을 확보하는 데 필요한 유효깊이를 구한다. 전단철근 최대간격 기준은 문제의 조건에 따라 만족하는 것으로 둔다.

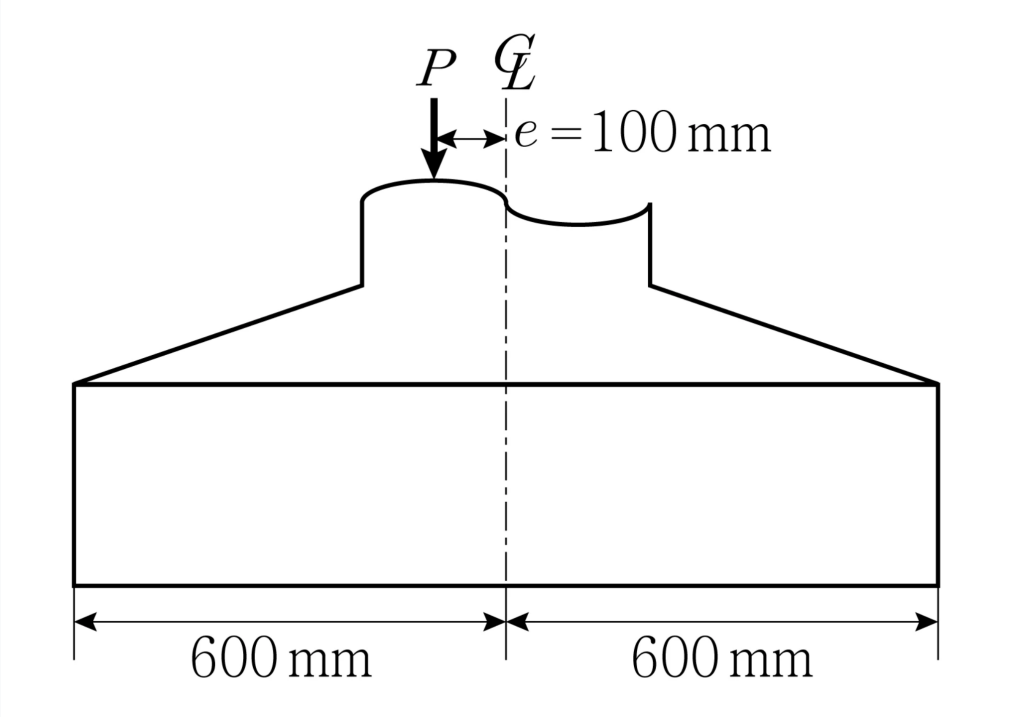
수직스터럽의 전단강도는 $V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$로 계산한다. 여기서 A_v는 간격 s 내 전단철근의 전체 단면적, f_y는 전단철근의 항복강도, d는 유효깊이이다. 같은 철근량과 항복강도에서는 유효깊이가 클수록, 배치 간격이 좁을수록 전단강도가 커진다.

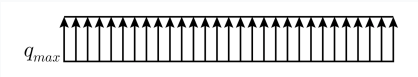
단위를 N과 mm로 통일하면 500 kN = 500,000 N이고, 400 MPa = 400 N/mm^{2}이다. 간격 240 mm 내 전단철근의 항복 시 인장력은 $A_v f_y = 500 \times 400 = 200{,}000$ N이다.

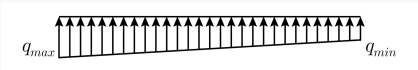
요구 전단력 이상을 부담해야 하므로 $\frac{A_v f_y d}{s} \geq 500{,}000$이다. 이를 유효깊이에 대해 정리하면 $d \geq \frac{500{,}000 \cdot 240}{500 \cdot 400} = 600$ mm가 된다. 따라서 필요한 최소 유효깊이는 600 mm이며, ②의 값에 해당한다.

NoteBase

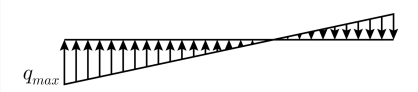
문 12. 그림과 같이 기초에 편심하중이 작용할 때 기초 저면에 생기는 응력 분포 형상은? (단, 단위폭으로 고려하고, e = 100 mm, 지반 조건은 균일하며, 자중은 무시한다)



① 

② 

③ 

④ 

정답 2번

간단한 해설

기초 폭 1,200 mm의 핵 경계는 $\frac{B}{6} = 200\text{mm}$이므로, 편심거리 100 mm에서는 **저면 전체에 압축응력이 작용**한다. 하중이 왼쪽으로 치우쳐 있어 왼쪽 응력이 더 큰 **사다리꼴 분포**가 된다.

NoteBase

계산 과정

1. 기초 폭과 편심거리: 그림에서 중심선 좌우가 각각 600 mm이므로 기초 폭 B는 600 + 600 = 1,200 mm이다. 하중 P는 중심선보다 왼쪽으로 e = 100 mm 떨어져 작용한다. 직사각형 저면에서 전 면적에 압축응력이 작용하는 편심거리의 한계는 $\frac{B}{6}$이다. $\frac{B}{6} = \frac{1200}{6} = 200\text{mm}$이고, **편심거리가 이 한계보다 작다**.

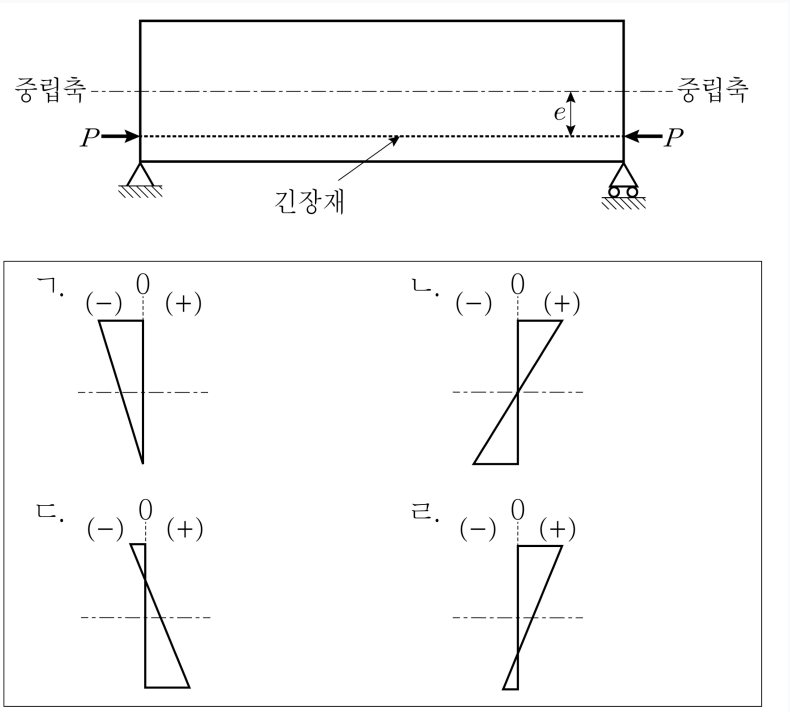
2. 응력 산정 관계: 기초를 강체로 보고 저면 응력이 선형으로 분포하는 통상적인 해석을 적용한다. 단위폭에 대한 저면적을 A, 평균 압축응력을 $q_0 = \frac{P}{A}$라 하면, 편심하중은 중심에 작용하는 P와 모멘트 $M = Pe$로 나눌 수 있다. P에 의한 균등응력에 모멘트에 의한 휨응력을 더하므로 양 끝 응력은 $q_{\max,\,\min} = q_0\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$가 된다. 하중이 치우친 왼쪽에는 +, 반대쪽인 오른쪽에는 −를 적용한다.

3. 양 끝 응력: $\frac{6e}{B} = \frac{6 \cdot 100}{1200} = \frac{1}{2}$이므로, 왼쪽은 $q_{\max} = 1.5q_0$, 오른쪽은 $q_{\min} = 0.5q_0$이다. 즉, 왼쪽 응력은 평균의 1.5배, 오른쪽 응력은 평균의 0.5배이며 **양쪽 모두 압축응력**이다. P의 크기가 주어지지 않았어도 이 상대 크기로 분포 형상을 판단할 수 있다.

4. 분포 형상: 저면 응력은 왼쪽의 큰 값에서 오른쪽의 작은 양의 값으로 직선적으로 감소한다. 따라서 한쪽 끝 응력이 0인 삼각형이 아니라, 양 끝 응력이 모두 양수인 사다리꼴이며 ②의 그림에 해당한다.

NoteBase

문 13. 그림과 같이 중립축으로부터 편심거리 e만큼 떨어진 지점에 긴장력 P를 작용시킨 프리스트레스트 콘크리트(PSC) 보의 중앙 단면에서의 응력 분포로 적절한 것은? (단, PSC 보의 프리스트레스만을 고려하고 자중은 무시하며, (+)는 압축응력, (-)는 인장응력으로 정의한다. 단면은 직사각형이며, 이외 다른 조건은 고려하지 않는다)



① ㄱ

② ㄴ

③ ㄷ

④ ㄹ

정답 3번

간단한 해설

긴장재가 단면 도심보다 아래에 있으므로 프리스트레스는 **하연의 압축을 증가시키고 상연의 압축을 감소**시킨다. 도심에서는 편심에 의한 휨응력이 0이므로, 균등 압축응력이 남아 (+)가 되어야 한다.

NoteBase

공통 해설

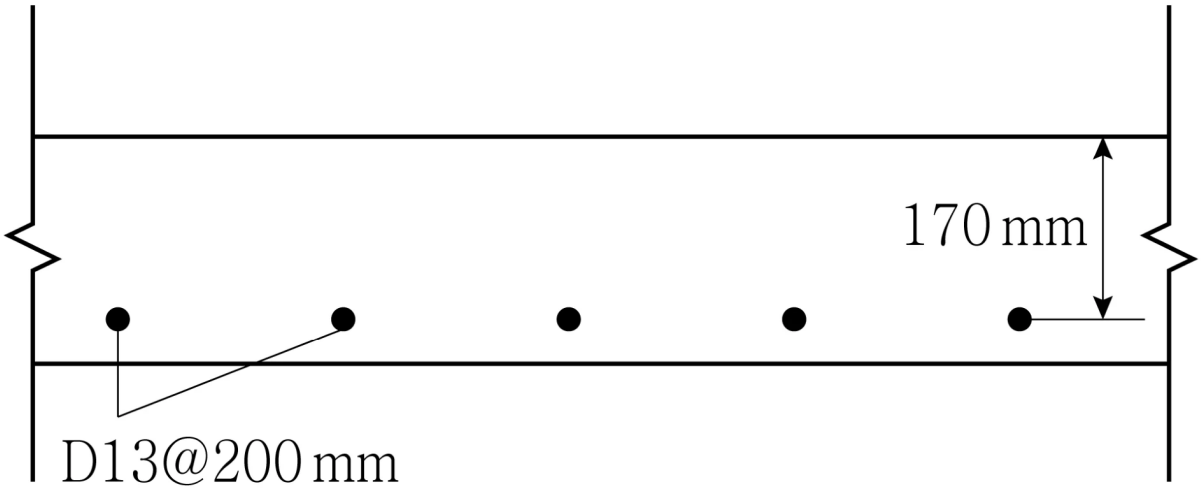
편심된 긴장력 P는 단면 도심에 작용하는 압축력 P와 크기가 Pe인 휨모멘트로 나누어 생각한다. 압축력은 단면 전체에 균등한 압축응력 P/A를 만들고, 도심 아래에 작용하는 편심력의 휨효과는 하연을 더 압축하고 상연의 압축을 줄인다. 여기서 A는 단면적이다. 자중은 무시하므로 자중에 의한 휨응력은 더하지 않는다.

도심에서 아래쪽을 양(+)의 y방향으로 잡으면, 압축을 (+)로 정의한 응력은 $\sigma(y) = \frac{P}{A} + \frac{Pe}{I}y$이다. I는 도심축에 대한 단면2차모멘트이다. 따라서 **도심에서는 압축응력이 남고, 아래로 갈수록 압축응력이 커진다**. 그림에 표시된 '중립축'은 이 편심거리를 재는 기준인 단면 도심축으로 읽어야 하며, 합성응력이 0이 되는 위치와 혼동하지 않는다.

응력도에서는 오른쪽이 압축(+)이므로 도심 높이의 응력선이 0선 오른쪽에 있고, 아래로 내려갈수록 더 오른쪽으로 향해야 한다. 도심에서 인장이거나 응력이 0인 분포, 아래로 갈수록 압축이 감소하는 분포는 이 관계에 맞지 않는다. 이 두 특징을 함께 나타내는 도식이 ㄷ이다. 상연의 인장은 편심에 의한 휨응력이 균등 압축응력보다 커질 때 나타나므로, 긴장재가 아래에 있다는 이유만으로 언제나 상연이 인장이라고 판단하지 않는다.

NoteBase

문 14. 그림과 같이 1방향 슬래브 단면에 주철근으로 D13 철근을 200 mm 간격으로 보강하여 휨설계를 하고자 할 때, 등가직사각형 응력블록의 깊이 a [mm]는? (단, D13 철근 하나의 공칭단면적은 126 mm^2로 하고, 유효깊이 d = 170 mm, f_{ck} = 21 MPa, f⊠ = 340 MPa이며, 콘크리트 구조 휨 및 압축 설계기준(KDS 14 20 20: 2016)을 따른다)



① 9.0

② 10.5

③ 12.0

④ 12.6

정답 3번

간단한 해설

슬래브 폭 1 m당 주철근 단면적은 630 mm^2이다. **철근의 인장력과 콘크리트의 압축력이 같다는 조건**을 적용하면 등가직사각형 응력블록의 깊이는 a = 12.0 mm이다.

NoteBase

계산 과정

1. 단위 폭의 철근량: 1방향 슬래브는 **폭 1 m인 띠**를 기준으로 계산한다. 단면 폭 b = 1,000 mm에서 D13 철근의 간격이 200 mm이므로, 인장철근 단면적은 $A_s = \frac{1{,}000}{200} \cdot 126 = 630\text{mm}^2$이다. 이는 슬래브 폭 1 m에 배치된 주철근의 총단면적이다.

2. 단면의 힘 평형: 문제에서 지정한 KDS 14 20 20: 2016의 등가직사각형 응력블록은 압축응력을 $0.85f_{ck}$로 본다. 폭 b, 깊이 a인 압축영역의 압축력은 $C = 0.85f_{ck}ba$이다. 콘크리트의 인장강도는 무시하고 인장철근이 항복하는 공칭강도 상태를 적용하면, 철근 인장력은 $T = A_sf_y$이다. 축력이 없는 휨단면에서는 **압축력과 인장력이 평형**을 이루므로 $0.85f_{ck}ba = A_sf_y$가 성립한다.

3. 응력블록 깊이: 위 식을 a에 대해 정리하면 $a = \frac{A_sf_y}{0.85f_{ck}b}$이다. $f_{ck} = 21\text{MPa}$, $f_y = 340\text{MPa}$를 대입하면 $a = \frac{630 \cdot 340}{0.85 \cdot 21 \cdot 1{,}000} = 12.0\text{mm}$이다. MPa는 N/mm^2이므로 계산 결과의 단위는 mm가 된다. 주어진 유효깊이 d = 170 mm는 압축연단에서 인장철근 중심까지의 거리이며, 이 힘의 평형식에는 직접 들어가지 않는다. 따라서 응력블록 깊이 12.0 mm는 ③의 값과 일치한다.

NoteBase

문 15. 철근콘크리트 구조물에서 부착 철근의 중심 간격이 $5(c_c + d_b/2)$ 이하인 경우, 설계 균열폭을 감소시킬 수 있는 방법으로 옳지 않은 것은? (단, c_c는 최외단 인장철근의 최소피복두께, d_b는 철근 공칭 지름을 의미하며, 콘크리트구조 사용성 설계기준(KDS 14 20 30: 2016)을 따른다)

① 원형철근 대신 이형철근을 사용한다.

② 철근의 순피복 두께를 크게 한다.

③ 동일한 철근비에 대해 지름이 작은 철근을 사용한다.

④ 동일한 철근 지름에 대해 철근비를 크게 한다.

정답 2번

간단한 해설

철근의 순피복 두께를 크게 하면 평균 균열간격이 커져 **설계 균열폭이 증가하는 방향**으로 작용한다. 균열폭을 줄이려면 필요한 최소피복두께를 확보하면서 피복두께를 작게 해야 한다.

선지별 해설

KDS 14 20 30: 2016 부록 3.3에 따르면, 철근 중심 간격이 $5(c_c + \frac{d_b}{2})$ 이하일 때 평균 균열간격은 $l_s = 2c_c + \frac{0.25k_1k_2d_b}{\rho_e}$이다. ρ_e는 콘크리트 유효인장면적에 대한 철근비, k_1은 부착강도에 따른 계수, k_2는 하중작용에 따른 계수이다. 설계 균열폭은 $w_d = \kappa_{st} l_s(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$이며, κ_{st}는 균열폭 평가계수, 괄호 안은 철근과 콘크리트의 평균 변형률 차이이다. 다른 조건이 같으면 평균 균열간격이 작을수록 설계 균열폭도 작아진다.

① O: 이형철근은 표면의 마디로 콘크리트와의 부착이 좋다. 부착강도 계수 k_1은 원형철근 1.6, 이형철근 0.8이므로, **이형철근을 사용하면 평균 균열간격이 감소**하여 균열폭을 줄일 수 있다.

② X: 순피복 두께 c_c가 커지면 균열간격 식의 $2c_c$가 증가한다. 따라서 피복두께 증가는 균열폭 감소 방법이 아니다. **필요한 최소피복두께를 확보하는 범위에서 피복두께를 작게 한다**로 고쳐야 한다.

③ O: 동일한 철근비에서는 철근 지름 d_b가 작을수록 균열간격 식의 두 번째 항이 작아진다. 같은 철근량을 **작은 지름의 철근으로 분산 배치**하면 균열을 분산시켜 개별 균열폭을 줄일 수 있다.

④ O: 동일한 철근 지름에서는 철근비 ρ_e가 클수록 균열간격 식의 두 번째 항이 작아진다. 따라서 **철근비를 증가시키면 평균 균열간격이 감소**하여 균열폭을 줄일 수 있다.

NoteBase

문 16. 휨부재에서 $f_{ck} = 25$ MPa, $f_y = 500$ MPa일 때 인장 이형철근 (D25)의 겹침이음 길이[mm]는? (단, 콘크리트구조 정착 및 이음 설계기준(KDS 14 20 52: 2016)을 따르며, $\lambda = 1.0$, $d_b = 25$ mm, 배근 철근량소요 철근량=1.5로 한다)

① 1,500

② 1,650

③ 1,800

④ 1,950

정답 4번

간단한 해설

배근 철근량이 소요 철근량의 1.5배이므로 **B급 겹침이음**을 적용한다. 겹침이음에서는 초과 배근에 따른 정착길이 감소를 적용하지 않으므로, 정착길이 1,500 mm의 1.3배인 1,950 mm가 필요하다.

계산 과정

1. 이음 등급 결정: KDS 14 20 52: 2016의 4.5.2(2)에 따르면 A급 이음은 배근 철근량이 소요 철근량의 2배 이상이고, 소요 겹침이음길이 내에서 이음되는 철근량이 전체의 1/2 이하일 때 적용한다. 이 문제는 배근량이 소요량의 1.5배로 **2배 미만**이므로, 이음되는 철근의 비율과 관계없이 B급이다.

2. 정착길이 계산: 같은 기준의 4.1.2(2), 식 (4.1-1)에 따른 인장 이형철근의 기본정착길이는 $l_{db} = \frac{0.6 d_b f_y}{\lambda \sqrt{f_{ck}}}$이다. 여기서 f_{ck}는 콘크리트 설계기준압축강도, f_y는 철근 설계기준항복강도, d_b는 철근 공칭지름, λ는 경량콘크리트계수이다. 별도 보정 조건이 제시되지 않았으므로 이 문제에서는 기본정착길이를 기준으로 계산한다. 주어진 MPa·mm 단위의 수치를 대입하면 $l_d = \frac{0.6 \cdot 25 \cdot 500}{1.0 \cdot \sqrt{25}} = 1{,}500$ mm이다. 이 값은 겹침이음길이를 산정하는 기준 길이이다.

3. 초과 배근에 따른 감소 여부: 4.5.2(1)은 겹침이음에 사용하는 정착길이에 4.1.2(4)의 **초과 배근 감소계수를 적용하지 않도록** 규정한다. 따라서 배근량이 소요량보다 많더라도 위 길이에 $\frac{1}{1.5}$를 곱하지 않는다.

4. 겹침이음길이 계산: 4.5.2(1)에 따른 B급 겹침이음길이는 $1.3 l_d$ 이상이며, 동시에 300 mm 이상이어야 한다. 1.3 × 1,500 = 1,950 mm로 최소길이 조건도 만족한다. 따라서 필요한 겹침이음길이는 1,950 mm이며 ④의 값에 해당한다.

NoteBase

문 17. 폭이 400 mm, 높이가 400 mm인 철근콘크리트 보에 대해 비틀림의 영향을 무시할 수 없는 계수 비틀림모멘트의 최솟값[kN · m]은? (단, $f_{ck} = 36$ MPa인 보통중량콘크리트 보이며, 콘크리트구조 전단 및 비틀림 설계기준(KDS 14 20 22: 2016)을 따르고, 비틀림모멘트만을 고려한다)

① 4

② 6

③ 8

④ 10

정답 2번

간단한 해설

철근콘크리트 보의 비틀림 무시 한계는 강도감소계수와 콘크리트 강도, 단면적 및 외부 둘레로 계산한다. 주어진 단면의 한계값은 6 kN·m이므로 **6 kN·m 이상**에서는 비틀림의 영향을 무시할 수 없다.

계산 과정

1. 적용 기준: KDS 14 20 22: 2016의 4.4.1(1)①, 식 (4.4-1)에 따르면 철근콘크리트 부재는 $T_u < T_0$일 때 비틀림의 영향을 무시할 수 있다. 여기서 T_u는 계수비틀림모멘트이며, 한계값은 $T_0 = \phi \frac{\lambda \sqrt{f_{ck}}}{12} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}$이다. 비틀림만을 고려하므로 축력에 따른 보정은 필요 없다. 비틀림의 강도감소계수는 $\phi = 0.75$, 보통중량콘크리트의 경량콘크리트계수는 $\lambda = 1.0$이다.

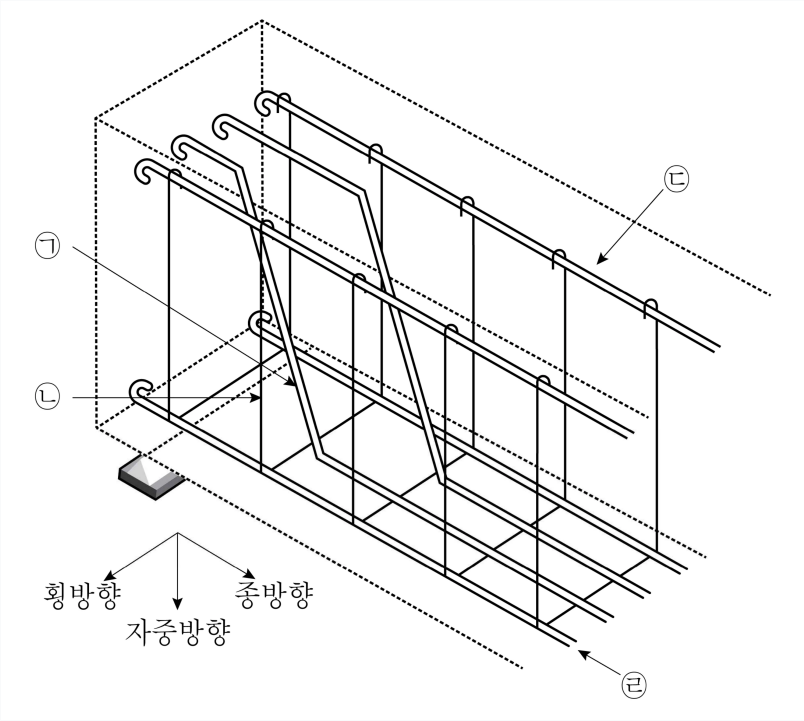
2. 단면값: A_{cp}는 **콘크리트 외부 둘레로 둘러싸인 면적**이고, p_{cp}는 그 외부 둘레길이이다. 따라서 $A_{cp} = 400 \cdot 400 = 160,000 \text{mm}^2$, $p_{cp} = 2(400 + 400) = 1,600 \text{mm}$이다. 이로부터 $\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} = \frac{160,000^2}{1,600}$이며, 그 값은 $16 \cdot 10^6 \text{mm}^3$이다.

3. 한계값 계산: 콘크리트 강도에 따른 항은 $\frac{\lambda \sqrt{f_{ck}}}{12} = \frac{1 \cdot \sqrt{36}}{12} = 0.5$이다. 강도에 MPa, 길이에 mm를 사용하면 한계 비틀림모멘트는 N·mm로 산출된다. 따라서 $T_0 = 0.75 \cdot 0.5 \cdot (16 \cdot 10^6)$이며, 계산값은 6,000,000 N·mm이다. 1 kN·m = 1,000,000 N·mm이므로 한계값은 6 kN·m이다.

4. 최솟값 판단: 무시할 수 있는 조건은 한계값보다 **작을 때**이므로, $T_u \geq 6 \text{kN} \cdot \text{m}$이면 비틀림의 영향을 고려해야 한다. 따라서 구하는 최솟값은 6 kN·m이며 ②의 값과 일치한다.

NoteBase

문 18. 그림은 철근콘크리트 단순보에서 철근 배근을 표현한 것이다. 자중의 영향만을 고려할 때 전단철근과 지간 중앙에서의 압축철근을 바르게 연결한 것은? (단, 왼쪽 하단에 지점으로 지지되어 있다)



① 전단철근: ㉠, ㉡, 압축철근: ㉢

② 전단철근: ㉠, ㉡, 압축철근: ㉣

③ 전단철근: ㉡, ㉣, 압축철근: ㉠

④ 전단철근: ㉡, ㉣, 압축철근: ㉢

정답 1번

간단한 해설

㉠의 굽힘철근과 ㉡의 스터럽은 **전단에 의한 사인장균열을 가로질러 저항**한다. 자중을 받는 단순보는 지간 중앙에서 위쪽이 압축되므로, **상부 종방향 철근인** ㉢이 압축철근이다.

NoteBase

선지별 해설

그림에서 ㉠은 지점 부근에서 비스듬히 구부린 굽힘철근이고, ㉡은 보의 단면을 둘러싸도록 배치한 스터럽이다. 두 철근은 전단력에 의해 생기는 경사 방향의 인장균열을 가로질러 전단에 저항한다. ㉢과 ㉣은 각각 상부와 하부의 종방향 철근이다. 자중이 아래로 작용하는 단순보는 지간 중앙에서 아래로 처지는 휨을 받으므로 상부는 압축되고 하부는 인장된다.

① O: 전단철근을 ㉠·㉡으로 연결한 것은 굽힘철근과 스터럽의 전단보강 역할에 부합한다. 또한 지간 중앙의 **압축측인 상부**에 있는 ㉢을 압축철근으로 연결하였으므로 두 연결 모두 성립한다.

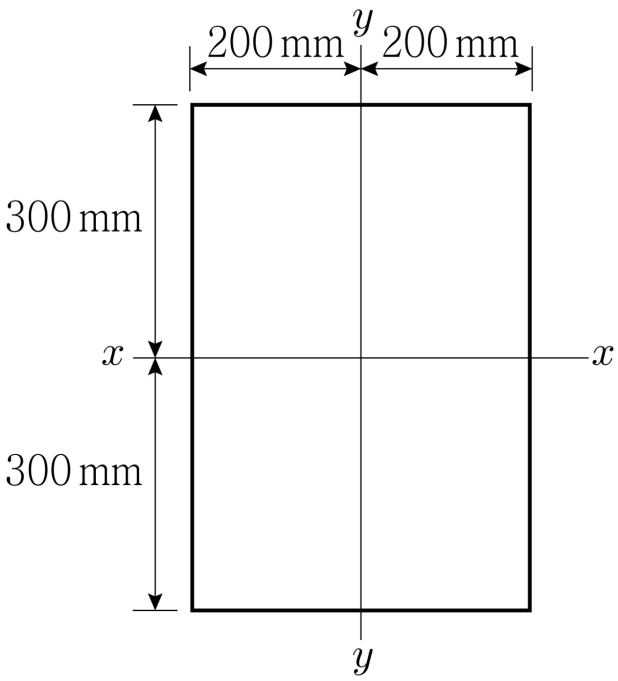
② X: ㉠·㉡은 전단철근이지만, ㉣은 지간 중앙의 하부에 있어 **휨인장을 받는 철근**이다. 압축철근은 ㉣이 아니라 상부의 ㉢으로 고쳐야 한다.

③ X: ㉡은 스터럽이지만 ㉣은 하부 종방향 인장철근이므로, 전단철근은 **㉡·㉣이 아니라 ㉠·㉡**이다. ㉠의 경사진 부분은 전단보강에 참여하며, 지간 중앙의 압축철근으로 연결해야 할 것은 상부 종방향 철근인 ㉢이다.

④ X: 압축철근을 ㉢으로 연결한 것은 상부가 압축되는 조건에 맞는다. 그러나 ㉣은 하부의 인장철근이므로 전단철근의 연결에서 제외하고, **굽힘철근인 ㉠을 포함**하여 ㉠·㉡으로 고쳐야 한다.

NoteBase

문 19. 그림과 같은 동일 재질의 강재로 만들어진 직사각형 단면에 대해 $x-x$ 축에 대한 소성단면계수[$\times 10^6$ mm^3]는? (단, 좌굴은 고려하지 않는다)



① 6

② 12

③ 24

④ 36

정답 4번

간단한 해설

소성단면계수는 **소성중립축에 대한 두 반단면의 단면1차모멘트의 합**이다. 폭 400 mm, 높이 600 mm인 직사각형에 $Z_x = \frac{bh^2}{4}$를 적용하면 36,000,000 mm^3이다.

NoteBase

계산 과정

단면 치수: 그림에서 폭은 b = 200 + 200 = 400 mm이고, 높이는 h = 300 + 300 = 600 mm이다. 좌굴은 고려하지 않으므로 주어진 직사각형 단면의 완전소성 상태를 기준으로 계산한다.

소성중립축: 완전소성 상태에서는 압축부와 인장부에 각각 항복응력이 균일하게 작용한다. 동일 재질이고 축력이 없는 휨에서는 압축력과 인장력이 같아야 하므로, 소성중립축은 **단면적을 같은 크기로 나누는 축**이다. 이 직사각형에서는 중앙의 $x-x$축과 일치한다.

반단면의 면적과 도심 거리: 위쪽과 아래쪽 반단면은 각각 폭 400 mm, 높이 300 mm이다. 각 반단면의 면적 A는 $400 \times 300 = 120{,}000\ \text{mm}^2$이고, 각 도심에서 소성중립축까지의 거리 d는 $d = \frac{300}{2} = 150\text{mm}$이다. 여기서 사용하는 거리는 **최외단까지의 300 mm가 아니라 반단면 도심까지의 150 mm**이다.

소성단면계수: 소성단면계수는 압축부와 인장부 각각의 면적에 소성중립축까지의 도심 거리를 곱한 값을 더하여 구한다. 두 반단면의 면적과 도심 거리가 같으므로 $Z_x = 2Ad$이다. 직사각형에서는 $A = \frac{bh}{2}$, $d = \frac{h}{4}$이므로 $Z_x = \frac{bh^2}{4}$가 된다. 수치를 대입하면 $Z_x = 2 \cdot 120{,}000 \cdot 150$이며, 그 값은 $36{,}000{,}000\ \text{mm}^3$이다.

선택지와의 대응: 소성단면계수는 $36 \times 10^6 \text{mm}^3$이므로, 문제에서 제시한 단위로 나타낸 수치는 36이며 ④에 해당한다.

NoteBase

문 20. 토목 철근콘크리트 구조물의 설계 방법에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 허용응력설계법은 구조물을 안전하게 설계하기 위해 하중에 의해 부재에 유발된 응력이 허용응력을 초과하였는지를 검증한다.

② 한계상태설계법은 하중과 재료에 대하여 각각 하중계수와 재료계수를 사용하여 이들의 특성을 설계에 합리적으로 반영한다.

③ 설계법은 이론, 재료, 설계 및 시공 기술 등의 발전과 더불어 강도설계법 → 허용응력설계법 → 한계상태설계법 순서로 발전되었다.

④ 강도설계법은 기본적으로 부재의 파괴상태 또는 파괴에 가까운 상태에 기초를 둔 설계법이다.

정답 3번

간단한 해설

③은 허용응력설계법과 강도설계법의 발전 순서를 뒤바꾸었다. 설계법은 **허용응력설계법 → 강도설계법 → 한계상태설계법**의 순서로 발전하였다.

선지별 해설

① O: 허용응력설계법은 사용하중에 의해 부재에 발생하는 응력을 계산하고, 그 응력이 **허용응력 이하**인지 확인한다. 허용응력은 재료의 강도에 안전율을 적용하여 정하므로, 발생응력이 이를 초과하지 않도록 부재를 설계한다.

② O: 한계상태설계법은 하중의 변동성과 재료 강도의 불확실성을 각각 고려한다. **하중에는 하중계수, 재료강도에는 재료계수**를 적용하여 설계에 사용할 하중과 재료 강도를 정하고, 구조물이 요구 성능의 한계에 이르지 않는지 검토한다.

③ X: 발전 순서는 **허용응력설계법 → 강도설계법 → 한계상태설계법**이다. 먼저 사용하중에서의 응력을 제한하는 허용응력설계법이 사용되었고, 이후 부재의 극한강도를 평가하는 강도설계법이 발전하였다. 한계상태설계법은 하중과 재료의 불확실성을 합리적으로 반영하면서 파괴에 대한 안전성과 사용성 등의 한계상태를 검토하도록 발전한 설계법이다.

④ O: 강도설계법은 부재가 **파괴상태 또는 파괴에 가까운 상태**에서 발휘하는 강도를 기준으로 한다. 하중계수를 적용한 하중에 의해 요구되는 강도가 부재의 공칭강도에 강도감소계수를 적용한 설계강도를 넘지 않도록 설계한다. 사용하중에서의 응력을 허용응력과 비교하는 허용응력설계법과 판단 기준이 다르다.

NoteBase