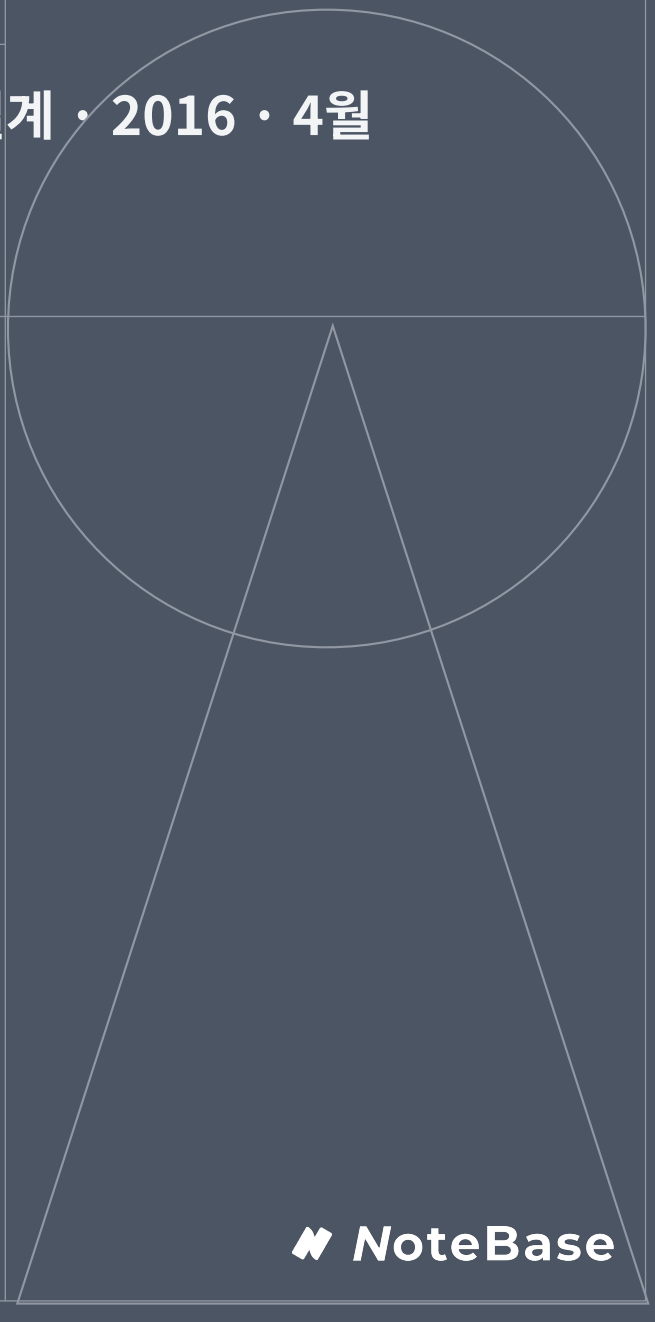
기출OX 해설집

공무원/서울시/9급 · 토목설계 · 2016 · 4월



NoteBase

기출OX 해설집

공무원/서울시/9급 · 토목설계 · 2016 · 4월

공무원/서울시/9급 · 토목설계 · 2016 · 4월

문 1. 공칭압축강도를 구하기 위한 오일러공식과 접선계수공식은 다음과 같은 가정에 근거를 두고 있다. 다음 중 옳지 않은 것은?

① 기둥은 완전한 직선이고, 초기굽힘은 없다.

② 좌굴이 일어나기 전에 부재에 휨모멘트가 발생한다.

③ 하중은 편심이 없는 축하중이다.

④ 기둥의 양단은 힌지지점이다.

정답 2번

간단한 해설

②의 '좌굴이 일어나기 전에 휨모멘트가 발생한다'는 설명이 잘못되었다. 초기굽힘이 없는 직선 기둥에 편심 없는 축하중이 작용하면 **좌굴 전에는 휨모멘트가 발생하지 않는다**.

선지별 해설

① O: 기둥은 **초기굽힘이 없는 완전한 직선**으로 가정한다. 처음부터 기둥이 휘어 있으면 압축하중의 작용선과 기둥 중심선 사이에 거리가 생겨 하중을 가할 때부터 휨모멘트가 발생하므로, 이러한 초기 결함을 제외한 이상적인 기둥을 다룬다.

② X: 완전한 직선 기둥에 편심 없는 축하중이 작용하면 좌굴 전에는 축방향 압축만 일어나며 **휨모멘트는 발생하지 않는다**. 좌굴로 기둥이 옆으로 휘면 압축하중의 작용선과 변형된 기둥 중심선 사이에 거리가 생겨 휨모멘트가 발생한다. 따라서 '좌굴이 일어나기 전에' 휨모멘트가 발생한다는 표현을 고쳐야 한다.

③ O: 하중은 **단면의 도심을 지나는 편심 없는 축하중**으로 가정한다. 하중이 도심에서 벗어나 작용하면 편심거리 때문에 좌굴 전부터 휨모멘트가 발생하므로 기본 가정에 맞지 않는다.

④ O: 두 공식의 기본 유도에서는 **양단 힌지 기둥**을 대상으로 한다. 양단에서 횡방향 이동은 구속하고 회전은 허용하며, 압축에 따른 축방향 단축은 가능하도록 한다. 다른 지지조건은 그에 맞는 유효좌굴길이를 적용하여 다룬다.

NoteBase

문 2. 내진설계에 있어 설계 가속도 산출에 사용되는 지진 구역 계수가 가장 큰 지역은 다음 중 어디인가?

① 전라남도 남서부

② 경상남도

③ 강원도 북부

④ 제주도

정답 2번

간단한 해설

이 문항이 적용한 종전 지진구역 구분에서 경상남도는 **지진구역 Ⅰ**에 속하며, 지진구역계수는 **0.11**이다.
지진구역 Ⅱ의 계수 0.07보다 크다.

선지별 해설

지진구역계수는 지역별 지진 위험을 설계에 반영하는 값이다. 이 문항에서 적용한 종전 기준에서는 지진구역 Ⅰ의 계수가 0.11, 지진구역 Ⅱ의 계수가 0.07이다.

① 전라남도 남서부: 지진구역 Ⅱ에 속하므로 지진구역계수는 0.07이다.

② 경상남도: **지진구역 Ⅰ**에 속하므로 지진구역계수는 0.11이다.

③ 강원도 북부: 지진구역 Ⅱ에 속하므로 지진구역계수는 0.07이다. 강원도는 북부와 남부의 지진구역이 다르므로 **북부라는 조건**을 구별해야 한다.

④ 제주도: 지진구역 Ⅱ에 속하므로 지진구역계수는 0.07이다.

0.11 > 0.07이므로, 제시된 지역 중 지진구역계수가 가장 큰 곳은 ② 경상남도이다.

NoteBase

문 3. 콘크리트 피복두께에 관한 규정 중 옳지 않은 것은?

① 콘크리트 피복두께는 철근의 중심과 그와 가장 가까운 콘크리트 표면 사이의 거리이다.

② 콘크리트 피복두께는 부착력의 안전한 전달, 철근의 부식 방지, 적절한 내화성을 고려해서 결정되어야 한다.

③ 콘크리트 피복두께의 설계편차 허용량은 일반적으로 10mm이다.

④ 콘크리트 공칭피복두께는 최소피복두께와 설계편차 허용량의 합으로 구한다.

정답 1번

간단한 해설

①의 '철근의 중심'은 **철근의 표면**으로 고쳐야 한다. 피복두께는 철근 표면에서 가장 가까운 콘크리트 표면까지의 거리이다.

선지별 해설

① X: 피복두께는 **철근의 표면**에서 가장 가까운 콘크리트 표면까지의 거리이다. 횡방향 철근이나 표피철근도 포함하므로, 가장 바깥쪽에 배치된 철근의 표면을 기준으로 측정한다. 철근 중심까지의 거리에는 철근 자체의 반지름까지 포함되므로 피복두께와 다르다.

② O: 피복 콘크리트는 철근과 콘크리트 사이의 부착력이 안전하게 전달되도록 하고, 외부 환경에 의한 철근 부식을 억제하며, 화재 시 철근을 열로부터 보호한다. 따라서 피복두께를 정할 때는 **부착·부식 방지·내화성**을 함께 고려해야 한다.

③ O: 설계편차 허용량은 시공 중 철근 위치 등에 편차가 생겨도 필요한 최소피복두께를 확보하도록 설계에 더하는 여유량이며, **일반적으로 10 mm**를 적용한다. 피복두께 측정을 포함한 품질보증 시스템 등 기준에서 정한 조건을 충족하면 이를 줄일 수 있으므로, 모든 경우에 반드시 10 mm로 고정되는 것은 아니다.

④ O: 도면에 명시하는 공칭피복두께는 **최소피복두께에 설계편차 허용량을 더한 값**이다. 최소피복두께는 부착·내구성 등에 필요한 두께이고, 설계편차 허용량은 시공 편차에 대비한 여유이다. 예를 들어 최소피복두께가 30 mm이고 설계편차 허용량이 10 mm라면 공칭피복두께는 30 + 10 = 40 mm이다.

NoteBase

문 4. 철근콘크리트 보에서 모멘트재분배가 가능한 경우로 옳은 것은?

① 균형철근비를 배치한 연속보

② 균형철근비를 배치한 단순보

③ 균형철근비의 50%를 배치한 연속보

④ 균형철근비의 50%를 배치한 단순보

정답 3번

간단한 해설

모멘트 재분배는 **부정정 구조**에서 일부 단면이 항복한 뒤에도 회전하며 다른 단면이 모멘트를 더 부담하는 현상이다. 균형철근비의 50%를 배치한 연속보는 인장철근이 먼저 항복하는 과소철근 단면이므로, 재분배에 필요한 **소성회전능력**을 확보할 수 있다.

선지별 해설

모멘트 재분배는 탄성해석으로 구한 모멘트 중 일부를 줄이고 다른 부분의 모멘트를 늘리면서 구조물 전체의 평형을 유지하는 것이다. 이를 위해서는 모멘트 분포가 바뀔 수 있는 부정정 구조와, 항복 후에도 휨 저항을 유지하며 회전할 수 있는 단면의 연성이 필요하다.

① X: 연속보는 부정정 구조이지만, 균형철근비 단면에서는 인장철근의 항복과 압축측 콘크리트의 극한상태 도달이 동시에 일어난다. 따라서 **항복 후의 소성회전 여유가 부족**하다. 재분배를 고려하려면 철근비를 충분히 낮추어 단면의 연성을 확보해야 한다.

② X: 균형철근비 단면은 소성회전 여유가 부족하고, 단순보는 **정정 구조**이므로 주어진 하중에 대한 반력과 모멘트가 평형조건으로 결정된다. 재분배가 가능하려면 연속보와 같은 부정정 구조에서 철근비를 충분히 낮추어 소성회전능력도 확보해야 한다.

③ O: 균형철근비의 50%를 배치하면 과소철근 단면이 되어 **콘크리트가 압괴되기 전에 인장철근이 먼저 항복**한다. 항복 후에도 단면이 회전할 수 있고, 연속보는 부정정 구조이므로 다른 단면이 추가 모멘트를 부담할 수 있다. 예를 들어 내부 지점 부근의 부모멘트를 줄이는 대신 경간의 정모멘트를 늘리면서 전체 평형을 유지할 수 있다.

④ X: 균형철근비의 50%를 배치하면 단면의 연성은 확보할 수 있지만, **단면의 연성만으로 재분배가 가능한 것은 아니다**. 단순보는 반력과 모멘트 분포가 평형조건으로 정해지므로, 소성힌지가 형성된 뒤 다른 단면으로 모멘트를 재분배하며 하중을 더 부담할 구조적 여유가 없다. 같은 철근비 조건이라면 연속보와 같은 부정정 구조여야 한다.

NoteBase

문 5. 인장재가 연결판에 단단히 용접되어 있다. 설계강도를 계산하면? (단, 단면적 $A_g = 20\text{cm}^2$, 항복강도저감계수 $\phi_t = 0.90$, 파단강도저감계수 $\phi_t = 0.75$, 항복강도 $F_y = 325\text{MPa}$, 인장강도 $F_u = 490\text{MPa}$이다.)

① 585kN

② 650kN

③ 735kN

④ 980kN

정답 1번

간단한 해설

인장재의 설계강도는 **항복과 파단에 대한 설계강도 중 작은 값**이다. 주어진 강도저감계수를 각각 적용하면 585 kN과 735 kN이므로, 항복이 지배하여 설계강도는 585 kN이다.

계산 과정

단위와 단면적: 응력에 단면적을 곱하면 인장력을 구할 수 있다. 1 MPa = 1 N/mm^{2}이므로, 주어진 단면적을 $A_g = 20\text{cm}^2 = 2{,}000\text{mm}^2$로 환산한다. 이 문제에서는 연결판에 단단히 용접되어 있고 별도의 단면 감소 조건이 없으므로, 파단 검토의 유효순단면적도 $A_e = A_g$로 두어 계산한다.

항복에 대한 설계강도: 전체 단면의 항복으로 인한 과도한 변형을 제한하기 위해 $\phi_t F_y A_g$를 계산한다. **항복강도에는 항복강도저감계수 0.90**을 적용하므로, 0.90 × 325 × 2,000 = 585,000 N = 585 kN이다.

파단에 대한 설계강도: 인장재가 끊어지는 한계상태는 $\phi_t F_u A_e$로 검토한다. **인장강도에는 파단강도저감계수 0.75**를 적용하므로, 0.75 × 490 × 2,000 = 735,000 N = 735 kN이다.

설계강도 결정: 항복과 파단을 모두 만족해야 하므로 두 설계강도를 더하지 않고 **작은 값**을 채택한다. 585 kN이 735 kN보다 작으므로 설계강도는 585 kN이며, ①의 값과 일치한다.

NoteBase

문 6. 철근콘크리트 구조물에 사용하는 긴장재를 제외한 철근의 설계기준 항복강도의 최댓값은?

① 300MPa

② 400MPa

③ 500MPa

④ 600MPa

정답 4번

간단한 해설

긴장재를 제외한 철근의 설계기준항복강도는 **600 MPa을 초과할 수 없다**. 따라서 설계에 적용할 수 있는 기준값의 상한은 600 MPa이다.

공통 해설

설계기준항복강도는 철근의 항복강도를 부재 설계에 반영할 때 사용하는 기준값이다. 콘크리트구조기준의 철근 설계강도 규정은 **긴장재를 제외한 철근**의 설계기준항복강도를 600 MPa 이하로 제한한다. 따라서 이 문항에서 묻는 최댓값은 600 MPa이다. 300 MPa, 400 MPa, 500 MPa는 모두 이 상한보다 작으므로, 허용되는 최댓값을 나타내지 않는다.

NoteBase

문 7. 단면이 60cm × 50cm인 콘크리트 단주의 설계 시 축방향 주철근 단면적의 최댓값과 최솟값은?

① 최댓값=240cm^2, 최솟값=30cm^2

② 최댓값=240cm^2, 최솟값=60cm^2

③ 최댓값=180cm^2, 최솟값=30cm^2

④ 최댓값=180cm^2, 최솟값=60cm^2

정답 1번

간단한 해설

콘크리트 단주의 축방향 주철근 단면적은 **전체 단면적의 1% 이상, 8% 이하**로 한다. 전체 단면적이 3,000 cm^{2}이므로 최댓값은 240 cm^2, 최솟값은 30 cm^{2}이다.

계산 과정

전체 단면적: 직사각형 단면의 전체 면적을 A_g라 하면, 60 × 50 = 3,000 cm^{2}이다. 철근비를 적용하는 기준은 철근 면적을 뺀 콘크리트 면적이 아니라 **철근을 포함한 전체 단면적**이다.

철근량 제한: 콘크리트 단주는 압축부재이므로 축방향 주철근의 총단면적 A_s에 압축부재의 철근량 제한을 적용한다. 그 범위는 $0.01A_g \le A_s \le 0.08A_g$이며, 하한은 전체 단면적의 1%, 상한은 8%이다.

최댓값: 상한인 **최대 철근비 0.08**을 적용한다. 주철근의 최대 단면적은 0.08 × 3,000 = 240 cm^{2}이다.

최솟값: 하한인 **최소 철근비 0.01**을 적용한다. 주철근의 최소 단면적은 0.01 × 3,000 = 30 cm^{2}이다.

따라서 최댓값 240 cm^2, 최솟값 30 cm^{2}의 조합이므로 ①과 일치한다.

NoteBase

문 8. 도로교설계기준 2015(한계상태설계법)에서 보-슬래브 합성교량 내측거더의 플랜지 유효폭에 관한 규정으로 옳지 않은 것은?

① 등가지간장의 1/4

② 내민부분(overhang)의 폭

③ 인접한 보 사이의 평균간격

④ 슬래브 평균두께의 12배+최댓값(복부두께, 주거더 상부 플랜지폭의 1/2)

정답 2번

간단한 해설

내민부분(overhang)의 폭은 **외측거더의 유효폭**을 산정할 때 고려하는 값이다. 내측거더의 유효폭은 등가지간장, 슬래브·거더의 단면 치수, 인접 보의 간격에 따른 세 제한값 중 **가장 작은 값**으로 정한다.

선지별 해설

도로교설계기준(한계상태설계법) 4.6.7.1은 거더와 합성거동을 하는 콘크리트 슬래브의 유효폭을 규정한다. 내측거더의 유효폭은 등가지간장, 단면 치수, 인접 보의 간격에 따른 세 제한값 중 **최솟값**으로 정한다.

① O: 등가지간장의 1/4은 내측거더 유효폭의 제한값이다. 등가지간장은 단순지지된 지간에서는 실제 지간장을 사용하고, 연속 지지에서는 고정하중에 의한 정모멘트 구간 또는 부모멘트 구간 중 검토 단면이 속하는 구간의 길이를 사용한다.

② X: 내민부분의 폭은 내측거더 유효폭의 제한값에 포함되지 않는다. 이는 가장 바깥 거더에서 슬래브가 바깥쪽으로 내민 부분과 관련된 값으로, **외측거더의 바깥쪽 유효폭을 제한**할 때 사용한다. 외측거더의 전체 유효폭은 인접 내측거더 유효폭의 절반에, 바깥쪽 부분에 대한 세 제한값의 최솟값을 더하여 정한다.

③ O: 인접한 보 사이의 평균간격은 내측거더 유효폭의 제한값이다. 거더 간격에 따른 제한을 적용하므로, 다른 두 제한값이 더 크더라도 유효폭을 이 평균간격보다 크게 정할 수 없다.

④ O: 슬래브 평균두께의 12배에 복부두께와 주거더 상부 플랜지폭의 1/2 중 큰 값을 더한 값도 내측거더 유효폭의 제한값이다. 괄호 안에서는 **두 치수 중 큰 값**을 고르고, 이를 슬래브 평균두께의 12배에 더한 뒤 다른 두 제한값과 비교한다.

NoteBase

문 9. 다음 중 압축재의 좌굴안정성에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 기둥의 길이가 짧으면 유리하다.

② 단면2차모멘트가 클수록 유리하다.

③ 단면 2차 반지름이 작으면 유리하다.

④ 단순지지 기둥이 같은 길이의 캔틸레버 기둥보다 유리하다.

정답 3번

간단한 해설

③의 '단면 2차 반지름이 작으면 유리하다'는 설명은 반대이다. 다른 조건이 같을 때 단면 2차 반지름이 **클수록 세장비가 작아져** 좌굴에 유리하다.

선지별 해설

좌굴은 압축재가 옆으로 휘면서 안정성을 잃는 현상이다. 중심축 압축을 받는 이상적인 장주의 탄성좌굴하중은 오일러 식 $P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$로 설명한다. 여기서 E는 탄성계수, I는 검토하는 좌굴축에 대한 단면 2차 모멘트, L은 기둥 길이, K는 지지조건에 따른 유효길이계수이며, KL은 유효길이이다. 좌굴하중이 클수록 더 큰 압축하중을 견딘다. 각 선지는 비교하는 요소 이외의 조건이 같다고 본다.

① O: 지지조건이 같으면 기둥 길이가 짧을수록 유효길이도 짧아진다. 오일러 좌굴하중은 **유효길이의 제곱에 반비례**하므로, 짧은 기둥이 좌굴에 유리하다.

② O: 단면 2차 모멘트 I가 클수록 휨강성 EI가 커져 옆으로 휘는 변형에 대한 저항이 커진다. 오일러 식에서도 좌굴하중은 **I에 비례**하므로 좌굴에 유리하다.

③ X: 단면 2차 반지름은 $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ 이며, A는 단면적이다. 세장비는 $\lambda = \frac{KL}{r}$이므로 r이 작아지면 세장비가 커진다. 탄성좌굴응력은 $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$이므로 세장비가 커지면 낮아진다. 따라서 '작으면 유리하다'를 **'클수록 유리하다'**로 고쳐야 한다.

④ O: 양단이 힌지로 지지된 단순지지 기둥은 K = 1이고, 한쪽 고정·다른 쪽 자유인 캔틸레버 기둥은 K = 2이다. 같은 길이 L에서 유효길이는 각각 L과 2L이므로, 재료와 단면도 같다면 단순지지 기둥의 탄성좌굴하중은 캔틸레버 기둥의 **4배**이다. 따라서 단순지지 기둥이 좌굴에 유리하다.

NoteBase

문 10. 다음 중 정지토압에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 수동 토압보다 작다.

② 주동 토압보다 크다.

③ 뒤채움 경사에 따라 직선적으로 변한다.

④ 지반 흙의 내부마찰각 ϕ'와 무관하다.

정답 4번

간단한 해설

정지토압계수는 **흙의 내부마찰각에 따라 달라진다**. 수평 뒤채움의 정규압밀토에 쓰는 Jaky의 경험식은 $K_0 = 1 - \sin\phi'$이므로, 내부마찰각이 커질수록 정지토압계수는 작아진다.

선지별 해설

① O: 정지토압은 벽체가 움직이지 않아 흙의 수평변형이 억제된 상태의 토압이다. 벽체가 **뒤채움 흙을 향해 이동**하면 흙이 압축되면서 토압이 증가하고, 충분한 변위가 생기면 수동토압에 도달한다. 따라서 같은 지반 조건에서 정지토압은 수동토압보다 작다.

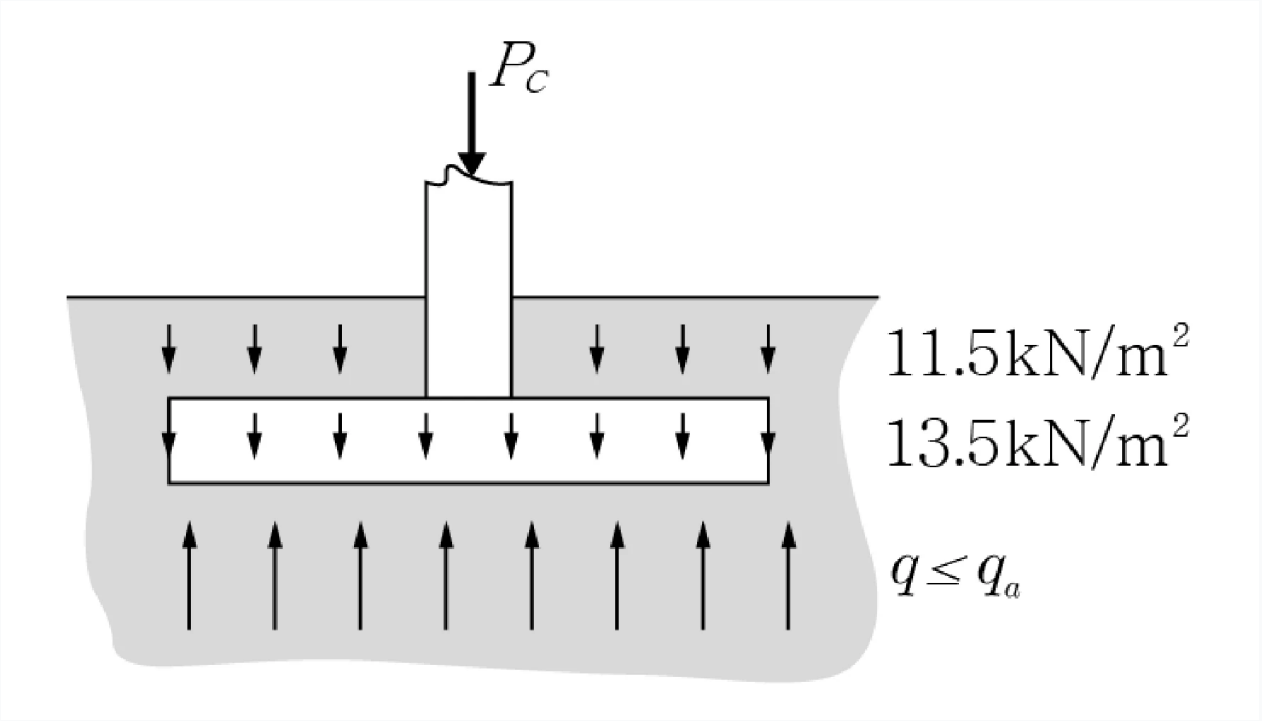
② O: 벽체가 **뒤채움 흙에서 멀어지는 방향으로 이동**하면 흙이 옆으로 팽창하면서 토압이 감소하고, 충분한 변위가 생기면 주동토압에 도달한다. 따라서 같은 지반 조건에서 정지토압은 주동토압보다 크며, 크기 관계는 주동토압 < 정지토압 < 수동토압이다.

③ O: 뒤채움 경사의 영향은 **경사각에 대한 선형 보간으로 근사**할 수 있다. Franke의 방법처럼 내부마찰각을 일정하게 두고 뒤채움 경사각에 대한 1차식으로 정지토압계수를 보정하는 방식이 있다. 선지의 직선적 변화는 이러한 설계 근사로 이해한다. 모든 경사 보정식이 경사각에 대해 정확한 직선 관계를 갖는다는 뜻은 아니다.

④ X: 정지토압은 **내부마찰각과 무관하지 않다**. 수평 뒤채움의 정규압밀토에서는 Jaky의 경험식 $K_0 = 1 - \sin\phi'$을 사용한다. 여기서 K_0는 정지토압계수, ϕ'는 유효응력에 대한 내부마찰각이다. 정지상태의 수평유효응력은 $\sigma'_h = K_0\sigma'_v$이므로, 같은 수직유효응력 σ'_v에서 내부마찰각이 커지면 정지토압계수와 수평유효응력이 작아진다.

NoteBase

문 11. 아래의 그림과 같이 기초의 자중이 13.5kN/m^2, 기초 위에 상재하중이 11.5kN/m^{2}이다. 지반의 허용지지력 $q_a = 225.0$kN/m^{2}이고, 기둥의 중심에 작용하는 축력 $P_c = 1,200.0$kN이다. 정사각형 확대기초를 설치하려한다. 필요한 최소 기초면적은 얼마인가?



① 6.0m^2
② 5.6m^2
③ 5.4m^2
④ 5.2m^2

정답 1번

간단한 해설

지반은 기둥 축력뿐 아니라 **기초 자중과 상재하중도 함께** 지지한다. 허용지지력에서 이 두 하중 25.0 kN/m^{2}를 빼면 기둥 축력을 지지할 수 있는 여유는 200.0 kN/m^{2}이므로, 필요한 최소 기초면적은 6.0 m^{2}이다.

NoteBase

계산 과정

기초면적을 A, 지반 접지압을 q라 한다. 그림처럼 기둥 축력이 기초 중심에 작용하므로 접지압을 균등하게 분포하는 것으로 계산한다. 기초 자중 13.5 kN/m^{2}와 상재하중 11.5 kN/m^{2}는 이미 **단위면적당 하중**으로 주어졌으므로, 접지압에 더할 값은 13.5 + 11.5 = 25.0 kN/m^{2}이다.

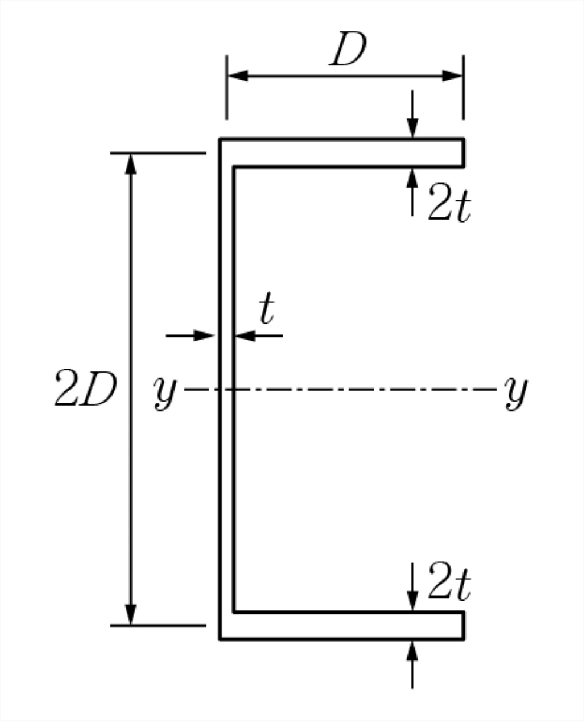
기둥 축력에 의한 접지압은 $\frac{P_c}{A}$이다. 여기에 자중과 상재하중을 더한 전체 접지압이 허용지지력을 넘지 않아야 하므로 q=(P_c)/(A)+25.0≤225.0이다. 따라서 **기둥 축력에 배분할 수 있는 접지압**은 225.0 − 25.0 = 200.0 kN/m^{2}이다.

축력 1,200.0 kN을 이 접지압 이하로 분산시켜야 하므로 $A \geq \frac{1{,}200.0}{200.0} = 6.0$ m^{2}이다. 최소면적에서는 전체 접지압이 200.0 + 25.0 = 225.0 kN/m^{2}로 허용지지력과 같아진다.

필요한 최소 기초면적은 6.0 m^{2}이며, ①의 값과 일치한다.

NoteBase

문 12. 다음 그림과 같은 단면의 중심축인 $y-y$축에 대한 소성단면계수는 얼마인가? (단, 여기서 $D \gg t$ 이다.)



① $6D^2t$

② $5D^2t$

③ $4D^2t$

④ $3D^2t$

정답 2번

간단한 해설

소성단면계수는 **소성중립축에 대한 각 부분의 면적 1차 모멘트를 합한 값**이다. 상하 대칭과 $D \gg t$ 조건을 적용하면 두 플랜지의 기여는 $4D^2t$, 웨브의 기여는 D^2t이므로 합계는 $5D^2t$이다.

NoteBase

계산 과정

소성중립축과 계산 기준: 축력이 없는 소성휨에서 소성중립축은 단면을 인장부와 압축부의 같은 면적으로 나눈다. 그림은 위아래가 대칭이므로 **소성중립축은 수평인** $y-y$**축**과 일치한다. 소성단면계수는 $Z_p=\sum A_i a_i$로 구한다. 여기서 A_i는 나눈 각 부분의 면적, a_i는 그 부분 도심에서 소성중립축까지의 거리이다. $D \gg t$이므로 두께에 따른 길이 차이와 접합부 중복의 영향은 무시한다.

플랜지의 기여: 위아래 수평판은 각각 폭이 D, 두께가 2t이므로 한 개의 면적은 $A_f=D\cdot 2t=2Dt$이다. 두 플랜지 도심 사이의 거리가 2D이므로 각 도심에서 $y-y$축까지의 거리는 D이다. 따라서 두 플랜지의 기여는 $Z_{p,f}=2(2Dt)\cdot D=4D^2t$이다.

웨브의 기여: 수직판은 높이 2D, 두께 t인 얇은 직사각형으로 본다. **중립축을 기준으로 위아래 두 부분으로 나누면** 각 부분의 면적은 Dt이고, 그 도심은 축에서 $D/2$만큼 떨어져 있다. 따라서 웨브의 기여는 $Z_{p,w}=2(Dt)\cdot\frac{D}{2}=D^2t$이다. 웨브 전체의 도심이 축 위에 있더라도 인장부와 압축부의 기여를 각각 더하므로 소성단면계수가 0이 되지는 않는다.

합계: $Z_p=4D^2t+D^2t=5D^2t$이다. 소성단면계수의 단위는 길이의 세제곱이며, 이 결과는 ②의 $5D^2t$와 일치한다.

NoteBase

문 13. 옹벽이 외력에 대하여 안정하기 위해서 만족하여야 할 조건으로 옳지 않은 것은?

① 전도(over turning)
② 활동(sliding)
③ 침하(settlement)
④ 균열(cracking)

정답 4번

간단한 해설

균열은 옹벽 부재 자체의 손상으로, 부재의 강도와 사용성을 검토할 사항이다. 이 문항에서 묻는 **외적 안정**은 옹벽 전체가 넘어지거나 미끄러지지 않고 지반에 안정적으로 지지되는지를 뜻한다.

공통 해설

옹벽의 외적 안정은 **옹벽 전체를 하나의 물체로 보아** 토압 등의 외력에 의해 위치나 자세가 불안정해지는지를 검토하는 것이다. 전도는 옹벽 전체가 회전하여 넘어지는 현상이고, 활동은 기초면을 따라 미끄러지는 현상이다. 침하는 옹벽을 지지하는 지반이 내려앉는 현상이므로, 과도한 침하가 발생하지 않는지도 확인해야 한다. 이들은 모두 옹벽 전체와 지반 사이의 안정에 관한 항목이다.

균열은 옹벽 전체의 이동·회전이 아니라 **부재 자체에 생기는 손상**이다. 콘크리트 부재의 강도와 균열폭 등 사용성을 검토할 때 다루므로, 이 문항의 외적 안정 조건에 해당하지 않는다. 다만 외적 안정 검토와 별도로 균열에 대한 검토도 필요하다.

NoteBase

문 14. 부정정구조물을 정정구조물과 비교하였을 때, 부정정구조물의 특징으로 옳지 않은 것은?

① 동일 조건에서 처짐이 작게 발생한다.

② 동일 조건에서 단면력이 작게 발생한다.

③ 지반이 연약할 때 유리하다.

④ 해석이 복잡하다.

정답 3번

간단한 해설

부정정구조물은 지점의 변위를 구속하므로, 연약지반에서 **부등침하가 발생하면 추가 단면력과 응력**이 생긴다. 따라서 지반이 연약하여 지점마다 침하량이 달라질 우려가 있는 경우에는 불리하다.

선지별 해설

부정정구조물은 반력이나 단면력을 평형방정식만으로 모두 구할 수 없는 구조물이다. 여분의 구속은 하중에 의한 변형을 줄여 주지만, 지점의 침하로 생기는 변형도 구속한다.

① O: 부정정구조물은 여분의 지지나 부재의 연속성으로 변형이 더 구속되어 **강성이 커진다**. 따라서 같은 하중·경간·부재 조건에서 일반적으로 정정구조물보다 처짐이 작다.

② O: 하중을 여러 지점과 부재가 나누어 저항하므로, 일반적으로 **최대 휨모멘트 등 설계를 지배하는 단면력**이 작아진다. 예를 들어 연속보에서는 지점부에도 휨모멘트가 발생하여 경간 중앙에 집중되는 휨모멘트를 줄인다. 모든 위치의 모든 단면력이 일률적으로 작아진다는 뜻은 아니다.

③ X: 연약지반에서는 지점마다 침하량이 달라지는 부등침하가 발생하기 쉽다. 부정정구조물은 지점 사이의 변형이 구속되므로 부등침하가 생기면 하중에 의한 것 외에 **추가 단면력과 응력**이 발생한다. 따라서 '지반이 연약할 때 유리하다'는 '부등침하가 우려되는 연약지반에서는 불리하다'로 고쳐야 한다.

④ O: 정정구조물은 평형조건만으로 반력과 단면력을 구할 수 있지만, 부정정구조물은 그것만으로 미지수를 모두 결정할 수 없다. 부재의 강성과 힘·변형 관계를 고려하고, 연결된 부재와 지점의 변위가 서로 맞아야 한다는 **변형적합조건**을 함께 적용해야 하므로 해석이 복잡하다.

NoteBase

문 15. 다음 중 1방향 슬래브에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 마주 보는 두 변에만 지지되는 슬래브는 1방향 슬래브로 해석한다.

② 4변이 지지되고 장변과 단변의 비가 2 이상이면 1방향 슬래브로 해석한다.

③ 1방향 슬래브의 최소두께는 100mm이다.

④ 1방향 슬래브의 정모멘트 철근 및 부모멘트 철근의 중심간격은 위험단면에서는 슬래브 두께의 3배 이하이어야 하고 또한 450mm 이하로 한다.

정답 4번

간단한 해설

④의 '두께의 3배 이하이면서 450 mm 이하'는 기타 단면의 기준이다. 위험단면에서는 철근의 중심간격을 **슬래브 두께의 2배 이하이면서 300 mm 이하**로 제한한다.

선지별 해설

① O: 마주 보는 두 변에만 지지되면 하중이 두 지지변 사이의 한 방향으로 전달된다. 따라서 **두 지지변을 잇는 방향**으로 휘어지는 1방향 슬래브로 해석한다.

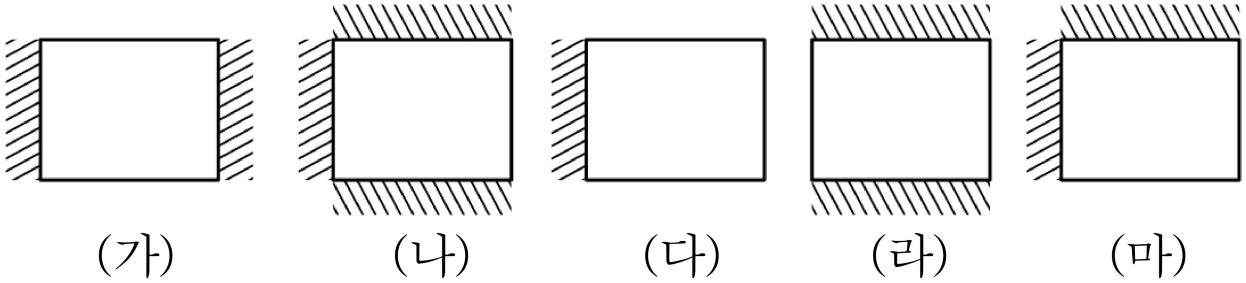
② O: 4변이 지지되어도 장변과 단변의 비가 2를 초과하면 단변방향의 휨 거동이 지배적이므로 1방향 슬래브로 해석한다. 이때 주된 하중 전달 방향과 설계에 사용하는 경간은 **단변방향**이다. 다만 콘크리트구조기준 2012의 10.2.1(2)는 '2배를 넘으면'으로 규정한다. 공식 채점에서는 ②를 옳은 것으로 취급하지만, 선지의 '2 이상'은 비가 정확히 2인 경우까지 포함하므로 당시 기준의 엄밀한 문구와 차이가 있다.

③ O: 1방향 슬래브의 두께는 **최소 100 mm 이상**이어야 한다. 이는 두께의 하한이며, 실제 설계에서는 경간과 지지조건에 따른 처짐 제한 등도 만족하도록 두께를 정해야 한다.

④ X: 정모멘트 철근 및 부모멘트 철근의 중심간격은 위험단면에서 **슬래브 두께의 2배 이하이고 동시에 300 mm 이하**이어야 한다. 즉, 두 제한 중 작은 값이 허용 최대간격이다. 기타 단면에서는 두께의 3배 이하이면서 450 mm 이하를 적용한다. 선지는 기타 단면의 간격 제한을 위험단면에 적용한 것이므로 '3배·450 mm'를 '2배·300 mm'로 고쳐야 한다.

NoteBase

문 16. 다음 그림은 슬래브 평면과 고정지지된 변(빗금 그은 부분)을 나타낸 것이다. 2방향 슬래브로 설계되어야 하는 것은? (단, 여기서 가로 길이 l_x와 세로 길이 l_y의 비율 $l_x/l_y = 1.2$이다.)



① (가), (다)

② (나), (라)

③ (다), (라)

④ (나), (마)

정답 4번

간단한 해설

(나)와 (마)는 **서로 직각인 방향의 고정지지변**으로 하중이 전달되어 두 방향의 휨 저항을 함께 고려해야 한다.
마주 보는 두 변만 지지하거나 한 변만 고정한 경우와는 지지변의 배치가 다르다.

NoteBase

보기별 해설

2방향 슬래브는 하중을 가로·세로 두 방향으로 전달하며, 두 방향의 휨 저항을 함께 고려하여 설계하는 슬래브이다. 그림의 빗금은 고정지지를 뜻한다. 주어진 길이비가 $l_x/l_y = 1.2$로 장·단변 길이가 비슷하더라도, 길이비만으로 판단하지 않고 지지변의 배치를 함께 살펴야 한다.

(가): 왼쪽과 오른쪽의 **마주 보는 두 변만 고정**되어 있다. 하중은 주로 가로 방향으로 두 고정변에 전달되므로 1방향 슬래브로 설계한다.

(나): 위·아래·왼쪽의 세 변이 고정되어 있다. 세로 방향으로는 위·아래 고정변이, 가로 방향으로는 왼쪽 고정변이 하중을 지지한다. 따라서 **가로·세로 두 방향의 휨**을 함께 고려하는 2방향 슬래브로 설계한다.

(다): 왼쪽 한 변만 고정되어 있고 나머지 세 변은 자유변이다. 왼쪽 고정변에서 가로 방향으로 내민 **캔틸레버 슬래브**로 거동하므로 1방향 슬래브로 설계한다.

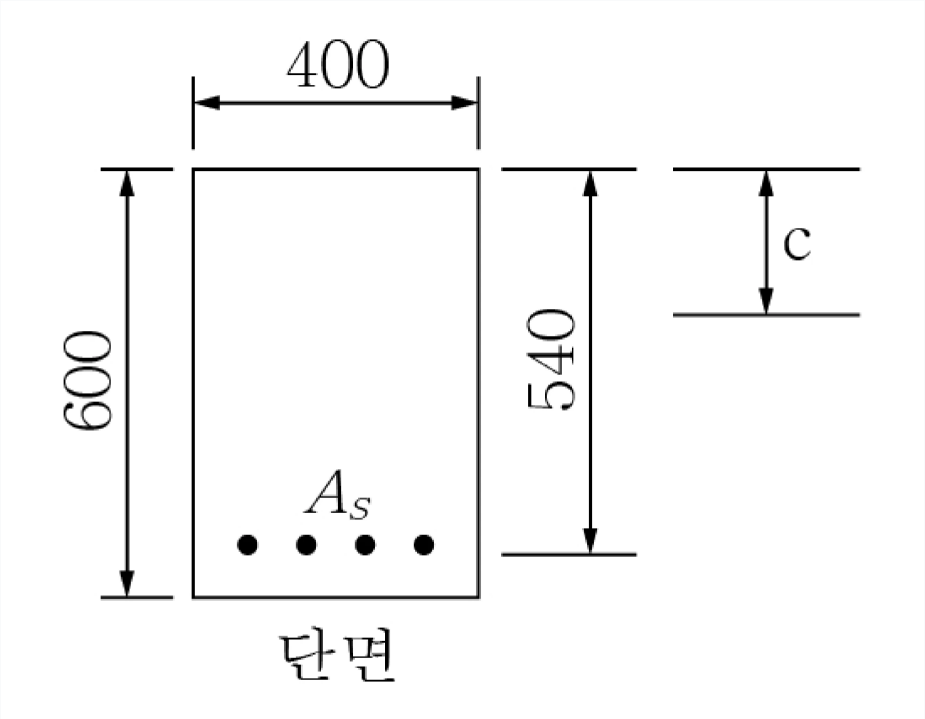
(라): 위쪽과 아래쪽의 마주 보는 두 변만 고정되어 있다. 하중은 주로 **세로 방향**으로 두 고정변에 전달되므로 1방향 슬래브로 설계한다.

(마): 위쪽과 왼쪽의 **서로 인접한 두 변이 고정**되어 있다. 위쪽 고정변으로는 세로 방향의 하중이, 왼쪽 고정변으로는 가로 방향의 하중이 전달되므로 두 방향의 휨을 함께 고려하는 2방향 슬래브로 설계한다.

2방향 슬래브로 설계할 대상은 (나), (마)이며, 이 조합은 ④에 해당한다.

NoteBase

문 17. 직사각형 단면의 균열 전 단면2차모멘트 $I_g = 7.2 \times 10^9 \text{mm}^4$이고 균열 후 단면2차모멘트 $I_{cr} = 3.1 \times 10^9 \text{mm}^4$이다. 균열 후 중립축 위치 $c = 180.0\text{mm}$일 때 균열 발생 직후 철근응력 f_{sr}에 가장 근사한 값은? (단, 여기서 콘크리트 휨인장강도 $f_{rm} = 3.0\text{MPa}$, 탄성계수비 $n = 8.0$, 유효깊이 $d = 540\text{mm}$로 한다.)



① 71.6MPa

② 70.4MPa

③ 66.8MPa

④ 63.2MPa

정답 3번

간단한 해설

균열모멘트는 **균열 전 단면**으로 구하고, 그 모멘트에서의 철근응력은 **균열 후 단면**으로 계산한다. 균열 후 중립축에서 철근까지의 거리 360 mm를 적용하면 철근응력은 약 66.9 MPa이다.

NoteBase

계산 과정

1. 단면의 기준 거리: 그림에서 전체 높이는 600 mm이다. 균열 전 직사각형 단면의 중립축은 높이의 중앙에 있으므로, 인장연단까지의 거리는 $y_t = \frac{600}{2} = 300\text{mm}$이다. 균열 후 중립축 위치는 상단에서 180 mm이므로, 중립축에서 인장철근까지의 거리는 $d - c = 540 - 180 = 360\text{mm}$이다.

2. 균열모멘트: 인장연단의 콘크리트 응력이 휨인장강도에 도달할 때 균열이 발생한다. 균열 전 휨응력 관계 $f_{rm} = \frac{M_{cr} y_t}{I_g}$를 적용한다. 따라서 $M_{cr} = \frac{f_{rm} I_g}{y_t}$이고, 수치를 대입하면 $M_{cr} = \frac{3.0 \cdot 7.2 \times 10^9}{300}$이다. 이는 $72 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$, 즉 $72\ \text{kN} \cdot \text{m}$이다.

3. 균열 직후 철근응력: 균열 단면에서는 인장측 콘크리트의 저항을 무시하고, **균열 후 단면2차모멘트**를 사용한다. 평면유지와 선형탄성을 가정하면 철근응력은 $f_{sr} = \frac{n M_{cr} (d - c)}{I_{cr}}$이다. 콘크리트를 기준으로 환산한 단면이므로 철근응력을 구할 때 탄성계수비 $n = \frac{E_s}{E_c}$을 곱한다. 수치를 대입하면 $f_{sr} = \frac{8.0 \cdot 72 \times 10^6 \cdot 360}{3.1 \times 10^9}$이며, 약 66.9 MPa이다.

계산값에 가장 가까운 것은 ③의 66.8 MPa이다.

NoteBase

문 18. 길이 $l = 20\text{m}$인 포스트텐션 PSC 보의 강선을 1,000MPa로 긴장시킨 후 정착시켰다. 정착장치에서 강선의 미끄러짐량이 10mm인 경우, 이 미끄러짐에 의한 프리스트레스 손실량은? (단, 여기서 한쪽 단에만 정착되며 긴장재의 탄성계수 $E_p = 200\text{GPa}$이다.)

① 160MPa

② 100MPa

③ 120MPa

④ 200MPa

정답 2번

간단한 해설

정착 시 강선이 미끄러지면 인장변형률이 줄어들므로, **탄성계수에 변형률 감소량을 곱하여** 손실 응력을 구한다. 길이 20 m에서 10 mm가 미끄러질 때의 프리스트레스 손실량은 100 MPa이다.

계산 과정

조건 확인: 강선의 길이는 20 m, 미끄러짐량은 10 mm, 탄성계수는 200 GPa이다. **한쪽 단에서의 미끄러짐**만 주어졌으므로 길이 감소량은 10 mm이며, 이를 두 배로 하지 않는다. 마찰에 따른 응력 분포는 고려하지 않고 이 길이 감소가 강선 전체 길이에 걸쳐 발생하는 것으로 계산한다.

손실 응력의 관계: 미끄러짐량을 δ, 강선 길이를 l이라 하면 인장변형률의 감소량은 $\Delta\varepsilon_p = \frac{\delta}{l}$이다. 탄성 범위에서 응력 변화는 탄성계수와 변형률 변화의 곱이므로, 손실 응력은 $\Delta f_p = E_p\frac{\delta}{l}$로 구한다.

단위 통일과 변형률 계산: 길이 20 m는 20,000 mm이고, 탄성계수 200 GPa는 200,000 MPa이다. 따라서 $\Delta\varepsilon_p = \frac{10}{20{,}000} = 0.0005$이다. 이 값은 미끄러짐으로 줄어든 길이가 전체 강선 길이에서 차지하는 비율이며, 단위가 없다.

손실량 계산: $\Delta f_p = 200{,}000 \times 0.0005 = 100\text{MPa}$이다. 따라서 미끄러짐에 의한 프리스트레스 손실량은 100 MPa로, ②에 해당한다. 주어진 1,000 MPa는 긴장시킨 응력이며, 여기서 구하는 값은 **미끄러짐으로 감소한 응력**이다.

NoteBase

문 19. 프리스트레스트콘크리트 구조물에서 프리스트레스의 손실 중 즉시 손실에 해당되는 것은?

① 정착장치의 활동

② 콘크리트의 크리프

③ 콘크리트의 균열

④ 긴장재의 릴랙세이션

정답 1번

간단한 해설

정착장치의 활동은 긴장재를 고정할 때 정착부에서 미끄러짐이 생기는 현상이다. 이때 긴장재의 늘어난 길이가 줄어 인장력이 곧바로 감소하므로 **즉시 손실**에 해당한다.

개념 구분

프리스트레스의 즉시 손실은 긴장·정착 또는 콘크리트에 힘을 전달하는 과정에서 바로 발생하는 손실이다.
대표적인 원인은 정착장치의 활동, 긴장재와 덕트 사이의 마찰, 콘크리트의 탄성수축이다.

① 정착장치의 활동: 긴장한 긴장재를 정착장치에 고정할 때 쐐기 등이 자리 잡으면서 긴장재가 조금 미끄러지는 현상이다. 긴장재의 늘어난 길이가 줄어 인장력이 감소하며, **정착 과정에서 바로 발생**하므로 즉시 손실이다.

② 콘크리트의 크리프: 지속적인 압축응력 아래에서 콘크리트의 압축변형이 시간에 따라 증가하는 현상이다. 콘크리트가 점차 짧아지면 긴장재의 늘어난 길이도 줄어 프리스트레스가 감소하므로 **시간에 따른 손실**에 해당한다.

③ 콘크리트의 균열: 콘크리트가 갈라지는 현상으로, 통상적인 즉시 손실 항목에 포함되지 않는다. 즉시 손실 원인인 **콘크리트의 탄성수축과 구별**해야 한다. 탄성수축은 프리스트레스가 전달될 때 콘크리트가 압축되어 즉시 짧아지는 현상이다.

④ 긴장재의 릴랙세이션: 긴장재의 변형률이 일정하게 유지되어도 시간 경과에 따라 인장응력이 감소하는 현상이다. 긴장재 자체에서 응력이 점차 감소하므로 **시간에 따른 손실**에 해당한다.

NoteBase

문 20. 프리스트레스트콘크리트 부재에서 균열제어를 위한 철근이 필요한 부재는 다음 중 어느 것인가?

① 비균열등급 부재

② 부분균열등급 부재

③ 완전균열등급 부재

④ 사용하중에 의한 연단인장응력이 0인 부재

정답 3번

간단한 해설

완전균열등급 부재는 사용하중에서 휨균열을 고려하므로, 인장측에 **균열폭을 제어할 철근**을 배치해야 한다. 이 철근은 균열 발생 자체를 없애기보다 발생한 균열이 지나치게 벌어지는 것을 억제한다.

공통 해설

프리스트레스트콘크리트 부재의 균열제어 철근 필요 여부는 **사용하중에서의 균열등급**으로 판단한다.
완전균열등급 부재는 균열이 생긴 단면으로 사용하중 응력을 계산하며, 균열단면의 콘크리트는 인장력에 저항하지 않는 것으로 본다. 이때 인장측에 부착철근을 분산 배치하면 균열이 한곳에서 크게 벌어지는 것을 억제할 수 있다. 따라서 균열제어를 위한 철근이 필요한 부재는 완전균열등급 부재이다. KDS 14 20 60(4.2.1(4))도 완전균열등급 휨부재의 인장연단 부착철근에 간격 제한을 두고 있다.

비균열등급과 부분균열등급은 사용하중 응력 계산에서 비균열단면을 사용하며, 위의 완전균열등급에 대한 균열제어 규정의 적용 대상이 아니다. 사용하중에 의한 연단인장응력이 0인 부재도 그 응력에 의한 휨균열을 제어할 대상에 해당하지 않는다. 이는 다른 설계 목적의 철근까지 필요 없다는 뜻은 아니다.

NoteBase