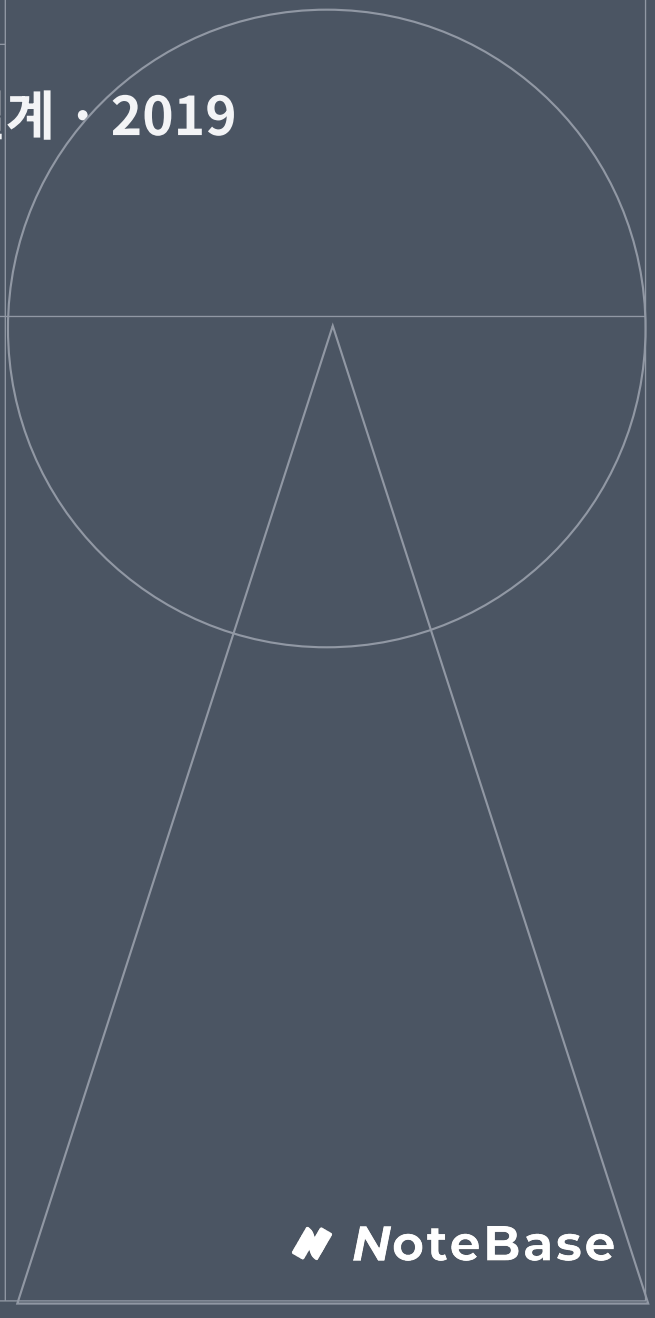
기출OX 해설집

공무원/지방직/9급 · 토목설계 · 2019



NoteBase

기출OX 해설집

공무원/지방직/9급 · 토목설계 · 2019

공무원/지방직/9급 · 토목설계 · 2019

문 1. KDS(2016) 설계기준에서 제시된 교량설계 원칙 중 한계상태에 대한 설명으로 옳은 것은?

① 사용한계상태는 극단적인 사용조건하에서 응력, 변형 및 균열폭을 제한하는 것으로 규정한다.

② 피로한계상태는 기대응력범위의 반복 횟수에서 발생하는 단일 피로설계트럭에 의한 응력범위를 제한하는 것으로 규정한다.

③ 극한한계상태는 지진 또는 홍수 발생 시, 또는 세굴된 상황에서 선박, 차량 또는 유빙에 의한 충돌 시 등의 상황에서 교량의 붕괴를 방지하는 것으로 규정한다.

④ 극단상황한계상태는 교량의 설계수명 이내에 발생할 것으로 기대되는, 통계적으로 중요하다고 규정한 하중조합에 대하여 국부적/전체적 강도와 안정성을 확보하는 것으로 규정한다.

정답 2번

간단한 해설

피로한계상태는 트럭의 반복 통행으로 생기는 피로 손상을 방지하기 위해, **예상 반복 횟수에 대해 단일 피로설계트럭에 의한 응력범위를 제한**하는 한계상태이다. 한 번의 큰 하중에 대한 강도뿐 아니라 반복되는 응력 변화가 중요하다.

NoteBase

선지별 해설

① X: 사용한계상태는 **정상적인 사용조건**에서 응력, 변형 및 균열폭을 제한하는 것이다. 교량이 일상적으로 사용될 때 과도한 변형이나 균열로 사용에 지장이 생기지 않도록 검토하므로, '극단적인 사용조건하에서'를 '정상적인 사용조건하에서'로 고쳐야 한다.

② O: 피로한계상태는 예상되는 응력범위의 반복 횟수를 고려하여 **단일 피로설계트럭에 의한 응력범위**를 제한한다. 응력범위는 하중이 반복되는 동안의 최대응력과 최소응력의 차이이다. 반복하중으로 균열이 성장하여 파괴에 이르는 것을 방지하려는 것이므로, 응력 변화의 크기와 반복 횟수를 함께 고려한다.

③ X: 지진 또는 홍수 발생 시, 또는 세굴된 상황에서 선박·차량·유빙에 의한 충돌 시 등에 교량의 붕괴를 방지하는 것은 **극단상황한계상태**의 설명이다. 따라서 선지의 '극한한계상태'를 '극단상황한계상태'로 고쳐야 한다.

④ X: 교량의 설계수명 이내에 발생할 것으로 기대되는, 통계적으로 중요하다고 규정한 하중조합에 대해 국부적·전체적 강도와 안정성을 확보하는 것은 **극한한계상태**의 설명이다. 설계수명 중 고려할 하중조합에 견딜 강도와 안정성을 확인하는 것이므로, 선지의 '극단상황한계상태'를 '극한한계상태'로 고쳐야 한다.

NoteBase

문 2. 균열폭에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 균열폭을 작게 하기 위해서는 지름이 작은 철근을 많이 사용하는 것이 지름이 큰 철근을 적게 사용하는 것보다 유리하다.

② 하중에 의한 균열을 제어하기 위해 요구되는 철근 이외에도 필요에 따라 온도변화, 건조수축 등에 의한 균열을 제어하기 위해 추가적인 보강철근을 배근할 수 있다.

③ 균열폭은 철근의 인장응력에 선형 또는 비선형적으로 비례한다.

④ 일반적으로 피복두께가 클수록 균열폭은 작아진다.

정답 4번

간단한 해설

④의 '피복두께가 클수록 균열폭은 작아진다'는 관계를 반대로 설명한 것이다. 다른 조건이 같으면 피복두께가 클수록 철근에서 콘크리트 표면까지의 거리가 멀어져 **표면 균열폭은 일반적으로 커진다**.

선지별 해설

① O: 필요한 전체 철근량이 같다면 **작은 지름의 철근을 여러 개로 분산 배근**하는 것이 균열폭 제어에 유리하다. 철근 간격을 좁혀 인장부를 고르게 보강하면 균열이 여러 곳으로 분산되어 개별 균열의 폭을 줄일 수 있다.

② O: 온도 하강이나 건조수축에 따른 콘크리트의 수축이 구속되면 인장응력이 생겨 하중과 별개로 균열이 발생할 수 있다. 따라서 하중에 필요한 철근 외에도 **온도·수축 균열을 제어하는 보강철근**을 추가로 배근할 수 있다. 이 철근은 발생한 균열이 크게 벌어지는 것을 억제한다.

③ O: 다른 조건이 같을 때 **철근의 인장응력이 커지면 균열폭도 커진다**. 인장응력 증가로 철근의 인장변형이 커지면서 균열이 더 벌어지기 때문이다. 균열폭 평가식에 따라 이 관계는 선형 또는 비선형으로 나타난다.

④ X: 피복두께는 철근 표면에서 콘크리트 표면까지의 거리이다. 다른 조건이 같다면 피복두께가 커질수록 철근이 균열의 벌어짐을 억제하는 효과가 콘크리트 표면에서 작아지므로, **표면 균열폭은 일반적으로 커진다**. 따라서 '작아진다'를 '커진다'로 고쳐야 한다. 다만 균열폭을 줄이기 위해 내구성·내화성에 필요한 최소 피복두께까지 줄여서는 안 된다.

NoteBase

문 3. KDS(2016) 설계기준에서는 휨부재의 최소 철근량으로 다음 두 가지 식으로 계산한 값 중에서 큰 값 이상을 사용한다. 이 두 가지 식을 함께 사용하는 이유는? (단, f_{ck}는 콘크리트의 설계기준 압축강도이며, f_y는 철근의 설계기준 항복강도, b_w는 단면의 폭, d는 단면의 유효높이이다)

$$A_{s,\min} = \frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_y} b_w d, \quad A_{s,\min} = \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

① 콘크리트 강도와 철근의 강도를 조절하여 가능한 한 균형단면에 가깝게 하기 위함이다.

② 철근의 강도가 커지면 인장철근량을 줄여 연성파괴를 유도하기 위함이다.

③ 사용 콘크리트의 압축강도가 커짐에 따라 취성이 증가하므로 이를 합리적으로 반영하기 위함이다.

④ 인장철근량을 가능한 한 줄여 휨부재의 연성파괴를 유도하기 위함이다.

정답 3번

간단한 해설

콘크리트의 압축강도가 커지면 **취성이 증가**하고 균열이 발생할 때까지 부담하는 인장력도 커진다. 따라서 콘크리트 강도를 반영하는 식을 함께 적용하여 **균열 직후의 급격한 파괴를 막을 최소 철근량**을 확보한다.

NoteBase

선지별 해설

최소 철근량은 콘크리트에 휨균열이 생긴 뒤에도 부재가 하중을 지탱하도록 확보하는 인장철근량의 하한이다. 철근이 지나치게 적으면 균열 전에는 견디던 하중을 균열 후에는 지탱하지 못하여 갑자기 파괴될 수 있다.

① X: 균형단면은 인장철근의 항복과 압축측 콘크리트의 극한변형률 도달이 동시에 일어나는 단면이다. 최소 철근량 규정의 목적은 이 상태에 가깝게 만드는 것이 아니라 **균열 발생 후에도 필요한 휨저항을 확보**하는 것이다.

② X: 다른 조건이 같으면 두 식 모두 철근의 항복강도 f_y가 분모에 있으므로 항복강도가 커질수록 계산되는 최소 철근량은 작아진다. 이는 철근이 같은 인장력을 더 작은 단면적으로 부담할 수 있기 때문이다. 두 식을 함께 쓰는 이유는 철근량을 줄여 연성파괴를 유도하려는 것이 아니라 **콘크리트 강도에 따른 균열 후 파괴 위험을 반영**하려는 것이다.

③ O: 콘크리트의 압축강도가 커지면 취성이 증가하며, 휨인장강도와 균열휨모멘트도 커진다. 따라서 콘크리트 강도와 무관한 $\frac{1.4}{f_y}b_w d$만으로는 고강도 콘크리트에서 균열 후의 저항능력이 부족할 수 있다. $\frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_y}b_w d$를 함께 적용하면 콘크리트 강도가 커질 때 필요한 최소 철근량도 증가한다. 두 값 중 **큰 값을 하한으로 사용**하여 기본적인 철근량과 고강도 콘크리트에 필요한 철근량을 모두 확보한다.

④ X: 인장철근량을 가능한 한 줄이는 것이 최소 철근량 규정의 목적은 아니다. 철근량을 과도하게 줄이면 균열 직후 취성적으로 파괴될 수 있으므로 **최소 철근량 이상을 확보**해야 한다. 연성적인 휨거동을 위해 철근이 지나치게 많아 압축측 콘크리트가 먼저 파괴되는 것을 막는 제한과, 철근 부족에 따른 파괴를 막는 최소 철근량 제한을 구별해야 한다.

NoteBase

문 4. 단철근 직사각형 콘크리트 보의 설계휨모멘트를 증가시키는 방법 중에서 가장 효과가 적은 것은?

① 인장철근량의 증가

② 인장철근 설계기준 항복강도의 상향

③ 단면 유효깊이의 증가

④ 콘크리트 설계기준 압축강도의 상향

정답 4번

간단한 해설

콘크리트 압축강도를 높여도 인장철근이 부담하는 힘은 그대로이고, 압축영역이 얕아져 **내부 지레팔만 조금 증가**한다. 따라서 철근량·철근 항복강도·유효깊이를 늘리는 방법보다 휨강도 증가 효과가 상대적으로 작다.

NoteBase

선지별 해설

단철근 보는 콘크리트가 압축력을, 인장철근이 인장력을 부담하며 두 힘이 이루는 모멘트로 휨에 저항한다. 인장철근이 항복하는 단면에서 설계휨모멘트는 $\phi M_n = \phi A_s f_y z$이다. 여기서 ϕ는 강도감소계수, A_s는 인장철근 단면적, f_y는 철근 항복강도, z는 두 힘 사이의 거리인 내부 지레팔이다. 등가 직사각형 압축응력블록을 쓰면 $z = d - \frac{a}{2}$, $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b}$이다. d는 압축연단에서 인장철근 중심까지의 유효깊이, a는 압축응력블록 깊이, b는 보의 폭, f_{ck}는 콘크리트 압축강도이다. 다른 조건을 고정하고, 인장지배 조건을 유지하여 강도감소계수가 같은 범위에서 각 방법의 효과를 비교한다.

① 인장철근량의 증가: 철근 단면적이 커지면 **인장력 자체가 증가**한다. 압축력과 평형을 이루기 위해 a도 커져 지레팔은 다소 줄지만, 허용 철근량 범위에서는 인장력 증가의 효과로 휨강도가 커진다.

② 인장철근 설계기준 항복강도의 상향: 같은 철근 단면적에서도 더 큰 인장력을 부담할 수 있다. 철근량을 늘릴 때처럼 a가 커지는 영향이 함께 있지만, 인장지배 조건을 유지하는 범위에서는 **철근이 부담하는 힘을 직접 늘려** 휨강도를 높인다.

③ 단면 유효깊이의 증가: 철근량과 재료강도가 같으면 인장력과 a는 변하지 않는다. d가 커진 만큼 **내부 지레팔이 직접 증가**하므로, 같은 힘으로 더 큰 휨모멘트에 저항한다.

④ 콘크리트 설계기준 압축강도의 상향: 철근량과 철근 항복강도가 같으면 인장력은 변하지 않는다. 더 높은 압축응력으로 같은 압축력을 부담하므로 a가 작아지고, 그에 따라 지레팔이 증가한다. 즉, 효과는 **지레팔의 제한적인 증가**를 통해 나타난다.

네 방법 모두 휨강도를 높일 수 있지만, 통상적인 단철근 보에서는 콘크리트 압축강도 상향의 효과가 상대적으로 작다. 따라서 증가 효과가 가장 적은 방법은 ④이다.

NoteBase

문 5. 압축철근비 $\rho' = 0.02$인 복철근 직사각형 콘크리트 보에 고정하중이 작용하여 15 mm의 순간처짐이 발생하였다. 1년 후 크리프와 건조수축에 의하여 보에 발생하는 추가 장기처짐[mm]은? (단, 활하중은 없으며, KDS(2016) 설계기준을 적용한다)

① 8.8

② 10.5

③ 15.4

④ 25.5

정답 2번

간단한 해설

1년의 시간경과계수는 1.4이며, 압축철근비를 반영한 **추가 장기처짐계수는 0.7**이다. 순간처짐 15 mm에 이를 곱하면 크리프와 건조수축에 의한 추가 처짐은 10.5 mm이다.

계산 과정

활하중이 없으므로 지속하중은 고정하중이며, 이에 의한 순간처짐은 $\Delta_i = 15\text{mm}$이다. 압축철근비는 $\rho' = 0.02$, 하중의 지속기간은 1년이다.

KDS 14 20 30:2016의 4.2.1(5)에 따르면, 엄밀한 해석에 의하지 않는 경우 크리프와 건조수축에 의한 추가 장기처짐은 **지속하중에 의한 순간처짐에 계수를 곱하여** 구한다. 즉, $\Delta_{\text{add}} = \lambda_\Delta \Delta_i$이며, 추가 장기처짐계수는 $\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$이다. 여기서 ξ는 지속하중에 대한 시간경과계수이고, ρ'는 압축철근비이다.

지속기간이 **1년, 즉 12개월**이므로 $\xi = 1.4$를 적용한다. 따라서 $\lambda_\Delta = \frac{1.4}{1 + 50 \cdot 0.02} = 0.7$이다. 이는 1년 동안 추가로 발생하는 처짐이 고정하중에 의한 순간처짐의 0.7배라는 뜻이다.

추가 장기처짐은 $\Delta_{\text{add}} = 0.7 \cdot 15 = 10.5\text{mm}$로, ②의 10.5 mm에 해당한다. 순간처짐까지 합한 전체 처짐은 15 + 10.5 = 25.5 mm이지만, 이 문항에서 구하는 것은 **추가로 발생한 처짐**이므로 순간처짐 15 mm를 다시 더하지 않는다.

NoteBase

문 6. 다발철근을 사용하여 수중에서 콘크리트를 치는 경우 최소 피복 두께[mm]는? (단, KDS(2016) 설계기준을 적용한다)

① 60
② 80
③ 100
④ 120

정답 3번

간단한 해설

다발철근을 사용하여 수중에서 콘크리트를 치는 경우에는 **피복 두께를 100 mm 이상**으로 확보해야 한다. 따라서 이 조건에서 요구되는 최소값은 100 mm이다.

공통 해설

피복 두께는 철근 표면에서 콘크리트 표면까지의 최단거리로, 철근을 덮는 콘크리트의 두께를 뜻한다. KDS 14 20 50:2016의 4.3.4는 다발철근을 사용하여 **수중에서 콘크리트를 치는 경우 100 mm 이상**의 피복 두께를 확보하도록 규정한다. 이 문항은 주어진 타설 조건에 해당하는 최소 피복 두께를 묻는 것이므로 100 mm를 적용한다.

60 mm와 80 mm는 요구되는 하한인 100 mm에 미달한다. 120 mm는 이 하한을 충족하지만, 기준에서 요구하는 **최소값은 100 mm**이다.

NoteBase

문 7. 철근의 순간격이 80 mm이고 피복두께가 40 mm인 보통중량 콘크리트를 사용한 부재에서 D32 인장철근의 A급 겹침이음길이 [mm]는? (단, 콘크리트의 설계기준 압축강도 f_{ck} = 36 MPa, 철근의 설계기준 항복강도 f_y = 400 MPa, 철근은 도막되지 않은 하부에 배치되는 이형철근으로 공칭지름은 32 mm이고, KDS(2016) 설계기준을 적용한다)

① 1,280

② 1,664

③ 1,920

④ 2,130

정답 1번

간단한 해설

순간격 80 mm와 피복두께 40 mm가 각각 철근지름의 2배와 1배 이상이므로 해당 보정 조건을 적용한다. 보통중량 콘크리트에 도막되지 않은 하부철근을 사용하므로 정착길이는 1,280 mm이며, **A급 겹침이음길이는 정착길이의 1.0배**인 1,280 mm이다.

계산 과정

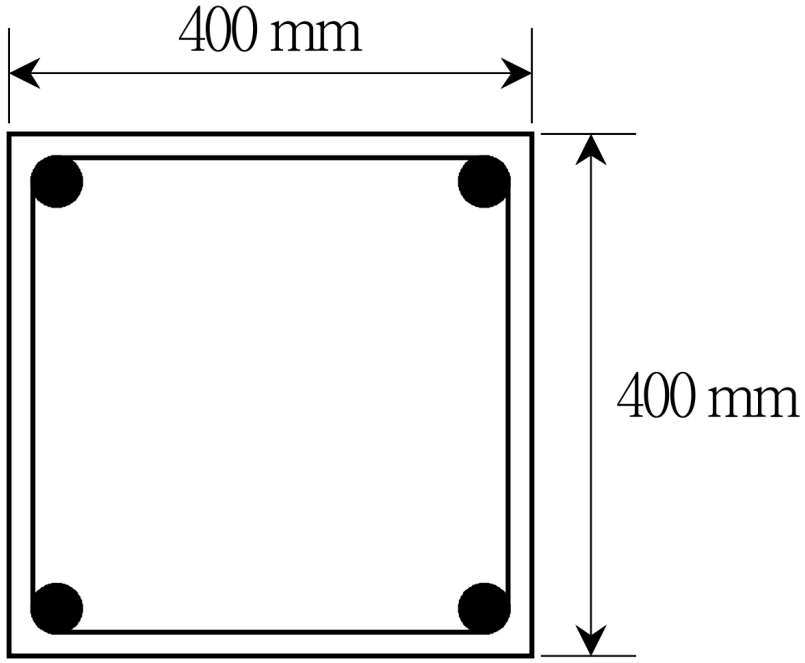
1. 간격·피복 조건 확인: 철근 공칭지름은 $d_b = 32\text{mm}$, 콘크리트 압축강도는 $f_{ck} = 36\text{MPa}$, 철근 항복강도는 $f_y = 400\text{MPa}$이다. 순간격 80 mm는 $2d_b = 64\text{mm}$ 이상이고, 피복두께 40 mm는 $d_b = 32\text{mm}$ 이상이다. 따라서 KDS 14 20 52:2016의 표 4.1-1에서 **순간격이 철근지름의 2배 이상이고 피복두께가 철근지름 이상인 조건**을 적용한다. D32는 D22 이상 철근에 해당하므로 기본정착길이에 곱할 보정계수는 $\alpha\beta$이다.

2. 인장 정착길이 계산: 보통중량 콘크리트이므로 경량콘크리트계수는 $\lambda = 1.0$, 하부철근이므로 위치계수는 $\alpha = 1.0$, 도막되지 않은 철근이므로 도막계수는 $\beta = 1.0$이다. 기준 4.1.2(2)에 따라 기본정착길이는 $l_{db} = \frac{0.6 d_b f_y}{\lambda \sqrt{f_{ck}}}$로 구한다. 수치를 대입하면 $l_{db} = \frac{0.6 \cdot 32 \cdot 400}{1.0 \cdot \sqrt{36}} = 1{,}280\text{mm}$이다. 보정계수의 곱이 1.0이므로 인장 정착길이는 $l_d = \alpha\beta l_{db} = 1{,}280\text{mm}$이다.

3. A급 겹침이음길이 결정: 기준 4.5.2(1)에 따라 A급 이음은 **인장 정착길이의 1.0배 이상이면서 300 mm 이상**이어야 한다. 따라서 필요한 길이는 $1.0 l_d = 1{,}280\text{mm}$이며, 최소길이 300 mm도 충족한다. A급 겹침이음길이는 1,280 mm로, ①의 값과 일치한다.

NoteBase

문 8. 그림과 같은 띠철근 기둥의 순수 축하중강도 P_0[kN]는? (단, 기둥은 단주로서 콘크리트 설계기준 압축강도 $f_{ck} = 30$ MPa, 철근의 설계기준 항복강도 $f_y = 400$ MPa, 종방향 철근 총단면적 $A_{st} = 3,000$ mm^{2}이며, KDS(2016) 설계기준을 적용한다)



① 3,499.8

② 4,522.4

③ 5,203.5

④ 6,177.8

정답 3번

간단한 해설

순수 축하중강도는 **콘크리트와 종방향 철근의 부담 하중을 합한 값**이다. 콘크리트 면적에서 철근 면적을 제외하여 계산하면 5,203.5 kN이다.

NoteBase

계산 과정

단면적: 그림의 기둥 단면은 가로와 세로가 각각 400 mm인 정사각형이다. 전체 단면적은 $A_g = 400 \cdot 400 = 160,000\,\text{mm}^2$이고, 콘크리트만의 면적은 **종방향 철근 면적을 뺀 값**인 $A_g - A_{st} = 160,000 - 3,000 = 157,000\,\text{mm}^2$이다.

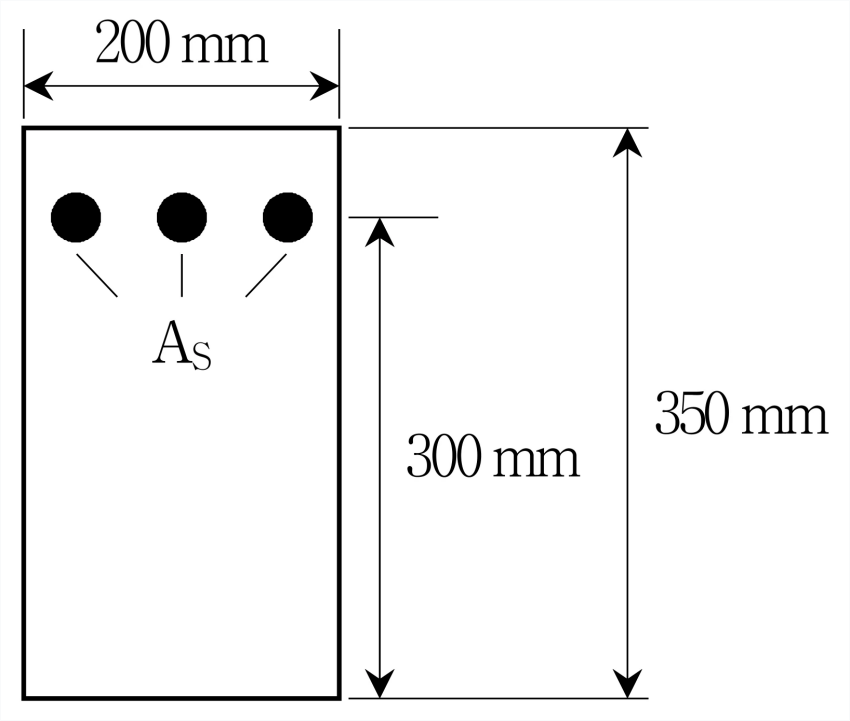
적용식: 단주가 편심 없이 축방향 압축력을 받을 때 순수 축하중강도는 $P_0 = 0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$로 구한다. 첫 항은 콘크리트가, 둘째 항은 종방향 철근이 부담하는 압축력이다. 여기서 f_{ck}는 콘크리트 설계기준 압축강도, f_y는 철근의 설계기준 항복강도이다. 구하는 값은 **순수 축하중강도**이므로 강도감소계수나 띠철근 기둥의 최대 축강도 제한계수 0.80을 추가로 곱하지 않는다.

콘크리트와 철근의 부담 하중: 1 MPa = 1 N/mm^{2}이므로 MPa 단위의 응력에 mm^2 단위의 면적을 곱하면 N 단위의 힘이 된다. 콘크리트의 부담 하중은 0.85 × 30 × 157,000 = 4,003,500 N이고, 종방향 철근의 부담 하중은 400 × 3,000 = 1,200,000 N이다.

합산과 단위 환산: 두 부담 하중을 더하면 $P_0 = 4,003,500 + 1,200,000 = 5,203,500$ N이다. 1 kN = 1,000 N이므로 $P_0 = 5,203.5$ kN이며, ③의 5,203.5에 해당한다.

NoteBase

문 9. 그림과 같은 단면의 캔틸레버 보에 자중을 포함한 등분포 계수하중 $W_u = 25$ kN/m가 작용하고 있을 때, 전단위험단면에서 전단철근이 부담해야 할 공칭전단력 V_s[kN]는? (단, 보의 지간은 3.3 m, 콘크리트의 쪼갬인장강도 $f_{sp} = 1.4$ MPa, 콘크리트의 설계기준 압축강도 $f_{ck} = 25$ MPa, 인장철근의 설계기준 항복강도 $f_y = 350$ MPa이며, KDS(2016) 설계기준을 적용한다)



① 25

② 50

③ 75

④ 100

정답 3번

간단한 해설

쪼갬인장강도를 반영한 **경량콘크리트계수는 0.5**이며, 콘크리트의 공칭전단강도는 25 kN이다. 위험단면의 계수전단력 75 kN을 강도감소계수 0.75로 나눈 요구 공칭전단강도 100 kN에서 이를 빼면, 전단철근이 부담할 공칭전단력은 **75 kN**이다.

NoteBase

계산 과정

단면 치수: 그림에서 보의 폭은 $b_w = 200$ mm, 전체 높이는 350 mm이다. 상부 인장철근 중심에서 하부 압축연단까지의 거리가 300 mm이므로 **유효깊이는 300 mm**를 사용한다.

위험단면의 계수전단력: 고정단에서 유효깊이 d만큼 떨어진 단면을 검토한다. d = 0.3 m이므로 이 단면에서 자유단까지의 길이는 3.3 − 0.3 = 3.0 m이다. 해당 구간의 등분포하중 합이 전단력이므로 $V_u = W_u(L - d)$에서 $V_u = 25 \cdot 3.0 = 75$ kN이다. 주어진 하중은 이미 자중을 포함한 계수하중이다.

경량콘크리트계수: KDS(2016)에서는 **쪼갬인장강도가 주어지면 그 값으로 계수를 계산**한다. $\lambda = \frac{f_{sp}}{0.56\sqrt{f_{ck}}} \le 1.0$이므로, $\lambda = \frac{1.4}{0.56\sqrt{25}} = 0.5$이다.

콘크리트의 공칭전단강도: 전단력과 휨모멘트를 받는 철근콘크리트 보에 대해 $V_c = \frac{1}{6}\lambda\sqrt{f_{ck}}\,b_w d$를 적용한다. $\lambda\sqrt{f_{ck}} = 0.5\sqrt{25} = 2.5$이므로 $V_c = \frac{2.5 \cdot 200 \cdot 300}{6}$에서 25,000 N, 즉 25 kN이다. MPa와 mm를 사용한 계산 결과는 N이므로 kN으로 환산한다.

전단철근의 공칭전단력: 전단 설계조건은 $\phi(V_c + V_s) \ge V_u$이며, 전단에 대한 강도감소계수는 $\phi = 0.75$이다. 따라서 필요한 최소값은 $V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$로 구한다. **계수전단력을 공칭강도로 환산한 뒤** 콘크리트의 부담분을 빼야 하므로, $V_s = \frac{75}{0.75} - 25 = 75$ kN이다. 이는 ③의 75 kN에 해당한다.

NoteBase

문 10. KDS(2016) 설계기준에서 제시된 근사해법을 적용하여 1방향 슬래브를 설계할 때 그 순서를 바르게 나열한 것은?

ㄱ. 슬래브의 두께를 결정한다.
ㄴ. 단변에 배근되는 인장철근량을 산정한다.
ㄷ. 장변에 배근되는 온도철근량을 산정한다.
ㄹ. 계수하중을 계산한다.
ㅁ. 단변 슬래브의 계수휨모멘트를 계산한다.

① ㄱ → ㄹ → ㅁ → ㄴ → ㄷ

② ㄱ → ㄹ → ㄴ → ㄷ → ㅁ

③ ㄹ → ㅁ → ㄷ → ㄴ → ㄱ

④ ㄹ → ㄱ → ㄴ → ㄷ → ㅁ

정답 1번

간단한 해설

슬래브의 **두께가 정해져야 자중을 포함한 계수하중**을 구할 수 있다. 이 하중으로 단변 방향의 계수휨모멘트를 계산한 뒤 인장철근량을 정하고, 장변 방향에는 수축·온도 변화에 따른 균열을 제어할 온도철근을 배치한다.

NoteBase

올바른 순서

ㄱ → ㄹ → ㅁ → ㄴ → ㄷ

ㄱ. 슬래브의 두께 결정: 경간과 지지조건 등을 고려하여 처짐을 제어할 수 있는 두께를 정한다. 두께는 **슬래브 자중과 단면의 유효깊이**를 결정하므로 하중 및 철근량 산정에 앞서 필요하다.

ㄹ. 계수하중 계산: 정해진 두께로 슬래브 자중을 구하고, 마감하중 등 다른 고정하중과 활하중을 고려한다. 이들 하중에 하중계수를 적용하여 강도설계에 사용할 계수하중을 산정한다.

ㅁ. 단변 슬래브의 계수휨모멘트 계산: 1방향 슬래브는 주로 단변 방향으로 하중을 전달하므로 그 방향의 휨을 설계한다. 근사해법의 적용조건을 만족하는 경우, **계수하중과 경간 및 지지조건에 따른 모멘트계수**를 이용하여 계수휨모멘트를 구한다.

ㄴ. 단변 인장철근량 산정: 앞에서 구한 계수휨모멘트를 견디도록 단변 방향의 인장철근량을 정한다. 슬래브 두께에서 피복과 철근 위치를 고려한 유효깊이, 콘크리트와 철근의 강도를 사용하여 **설계휨강도가 계수휨모멘트 이상**이 되도록 한다.

ㄷ. 장변 온도철근량 산정: 주방향 휨철근을 정한 뒤, 이에 직각인 장변 방향의 온도철근량을 정한다. 이 철근은 **건조수축과 온도 변화에 따른 균열을 제어**하기 위한 것으로, 슬래브 단면적과 철근의 설계기준항복강도에 따른 수축·온도철근 기준을 적용한다.

NoteBase

문 11. KS F 2423(콘크리트의 쪼갬인장 시험 방법)에 준하여 ϕ 100 mm × 200 mm 원주형 표준공시체에 대한 쪼갬인장강도 시험을 실시한 결과, 파괴 시 하중이 75 kN으로 측정된 경우 쪼갬인장강도[MPa]는? (단, $\pi = 3$으로 계산하며, KDS(2016) 설계기준을 적용한다)

① 1.5

② 2.0

③ 2.5

④ 5.0

정답 3번

간단한 해설

쪼갬인장강도는 $f_{sp} = \frac{2P}{\pi dL}$로 구한다. 파괴하중 75 kN을 75,000 N으로 환산하고 지름 100 mm, 길이 200 mm와 문제의 $\pi = 3$을 적용하면 **2.5 MPa**이다.

계산 과정

공식 적용: 원주형 공시체를 지름 방향으로 압축할 때 내부에 생기는 인장응력을 이용하므로, 쪼갬인장강도는 $f_{sp} = \frac{2P}{\pi dL}$로 구한다. 여기서 P는 파괴 시 하중, d는 공시체 지름, L은 공시체 길이이다. 분모에는 **지름과 공시체 길이의 곱**이 들어간다.

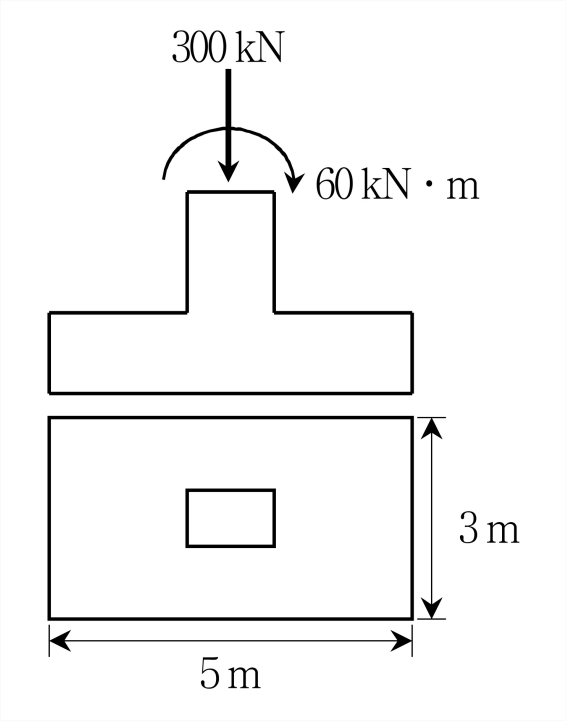
조건과 단위: P = 75 kN = 75,000 N, d = 100 mm, L = 200 mm이며, 문제에서 지정한 $\pi = 3$을 사용한다. **하중을 N, 치수를 mm**로 맞추면 강도의 단위는 N/mm^2가 되며, 1 N/mm^2 = 1 MPa이다.

수치 대입: $f_{sp} = \frac{2 \cdot 75{,}000}{3 \cdot 100 \cdot 200}$이다. 이를 정리하면 $f_{sp} = \frac{150{,}000}{60{,}000} = 2.5$이므로 쪼갬인장강도는 2.5 N/mm^2, 즉 2.5 MPa이다.

선지 연결: 계산한 2.5 MPa는 ③의 2.5에 해당한다.

NoteBase

문 12. 그림과 같이 연직하중 *P*와 휨모멘트 *M*이 바닥판과 기둥의 중심에 작용하는 철근콘크리트 확대기초의 최대 지반응력[kN/m^2]은? (단, 기초의 자중은 무시한다)



① 24.8

② 29.2

③ 34.4

④ 39.2

정답 1번

간단한 해설

최대 지반응력은 **연직하중에 의한 평균응력에 휨모멘트에 의한 가장자리 응력을 더해** 구한다. 평균응력 20 kN/m^{2}에 휨응력 4.8 kN/m^{2}를 더하면 24.8 kN/m^{2}이다.

NoteBase

계산 과정

기초 면적과 휨 방향: 그림에서 연직하중은 P = 300 kN, 휨모멘트는 M = 60 kN·m이다. 기초 바닥면은 5 m × 3 m이므로 면적 A = 15 m^2이다. 모멘트는 그림의 좌우 가장자리에서 지반응력을 증감시키므로, **응력이 변하는 방향의 길이 L = 5 m**, 그에 수직인 폭 b = 3 m로 둔다. 기초 자중은 계산에 포함하지 않는다.

전면 접촉 조건: 하중의 편심거리는 $e = \frac{M}{P} = \frac{60}{300} = 0.2$ m이다. 직사각형 기초에서 $e \le \frac{L}{6}$이면 바닥면 전체에 압축응력이 작용한다. 여기서는 $0.2 < \frac{5}{6}$이므로, 전면 접촉 상태에서 지반응력이 선형으로 분포하는 식을 적용한다.

단면계수: 모멘트에 의한 가장자리 응력은 $\frac{M}{Z}$이며, Z는 기초 바닥면의 해당 휨축에 대한 단면계수이다. 직사각형 바닥면에서는 $Z = \frac{bL^2}{6}$이므로, $Z = \frac{3 \cdot 5^2}{6} = 12.5$ m^3이다. **제곱하는 치수는 응력이 변하는 방향의 5 m**이다.

최대 지반응력: 연직하중에 의한 균등한 평균응력은 $\frac{P}{A} = \frac{300}{15} = 20$ kN/m^2이고, 모멘트에 의한 가장자리 응력의 증감량은 $\frac{M}{Z} = \frac{60}{12.5} = 4.8$ kN/m^2이다. 최대값은 두 응력이 더해지는 가장자리에서 발생하므로 $q_{max} = \frac{P}{A} + \frac{M}{Z}$이다. 따라서 최대 지반응력은 20 + 4.8 = 24.8 kN/m^2로, ①의 값과 일치한다.

NoteBase

문 13. 12 mm 두께의 강판과 10 mm 두께의 강판을 필릿용접할 때 요구되는 최소 용접치수[mm]는? (단, KDS(2016) 설계기준을 적용한다)

① 4

② 6

③ 10

④ 12

정답 2번

간단한 해설

필릿용접의 최소치수는 **두꺼운 쪽 강판**을 기준으로 정한다. 12 mm는 12 mm 이상 20 mm 미만 구간에 해당하므로 요구되는 최소 용접치수는 **6 mm**이다.

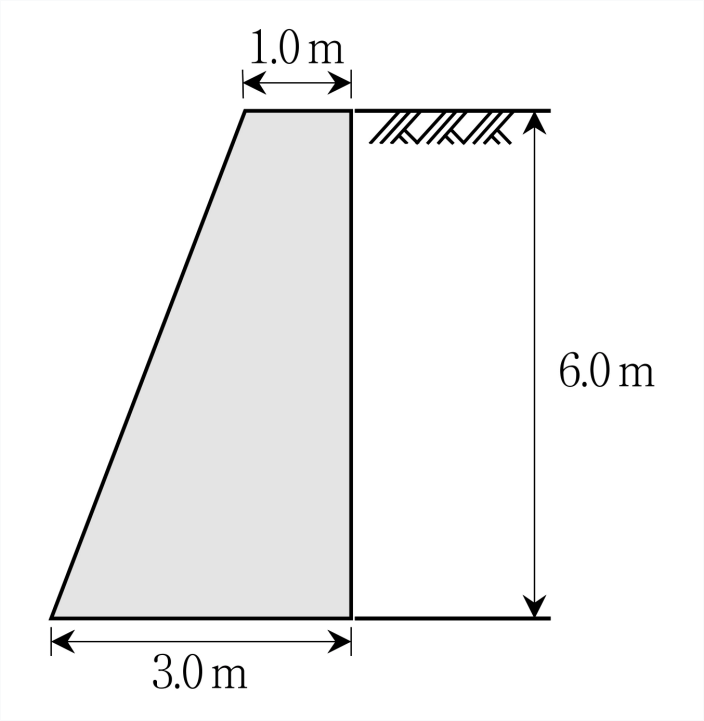
공통 해설

KDS 14 30 25:2016의 4.2.3(2), 표 4.2-2에 따르면 필릿용접의 최소치수는 접합부의 **두꺼운 쪽 소재 두께**를 기준으로 정한다. 그 두께가 12 mm 이상 20 mm 미만이면 최소 용접치수는 6 mm이다.

주어진 강판은 12 mm와 10 mm이므로 기준 두께는 12 mm이다. **12 mm는 해당 구간의 하한에 포함**되므로, 요구되는 최소 용접치수는 6 mm이다. 얇은 쪽 강판의 두께인 10 mm를 기준으로 구간을 선택하지 않는다.

NoteBase

문 14. 그림과 같은 중력식 옹벽의 전도에 대한 안전율은? (단, 콘크리트의 단위중량 $\gamma_c = 25\ \text{kN/m}^3$, 흙의 내부마찰각 $\phi = 30^\circ$, 점착력 $c = 0$, 흙의 단위중량 $\gamma_s = 20\ \text{kN/m}^3$, 옹벽 전면에 작용하는 수동토압은 무시하며, KDS(2016) 설계기준을 적용한다)



① 1.52

② 2.08

③ 2.40

④ 3.50

정답 3번

간단한 해설

전도 안전율은 **앞굽에 대한 저항모멘트를 전도모멘트로 나눈 값**이다. 옹벽 자중의 저항모멘트는 575 kN·m, 주동토압의 전도모멘트는 240 kN·m이므로 안전율은 $\frac{575}{240} \approx 2.40$이다.

NoteBase

계산 과정

1. 계산 기준: 옹벽 길이 1 m를 대상으로 하고, 그림의 왼쪽 아래 끝인 **앞굽을 회전 중심**으로 잡는다. 뒤채움흙의 주동토압은 옹벽을 왼쪽으로 넘어뜨리고, 콘크리트 자중은 이에 저항한다. 전면 수동토압은 조건에 따라 제외한다. 전도 안전율은 $F_s = \frac{M_R}{M_O}$이며, M_R은 저항모멘트, M_O는 전도모멘트이다.

2. 주동토압: 배면 지표면은 수평이고 옹벽 배면은 연직이다. 벽면마찰을 별도로 고려하지 않는 주동토압계수는 $K_a = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}$이다. $\phi = 30\,^\circ$를 대입하면 $K_a = \frac{1}{3}$이다. 점착력이 0이므로 토압은 깊이에 비례하는 삼각형 분포이고, 높이 $H = 6$ m에 대한 합력은 $P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2$이다. 따라서 $P_a = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 20 \cdot 6^2 = 120$ kN이다.

3. 전도모멘트: 삼각형 토압분포의 합력은 **바닥에서 높이의 1/3 지점**에 작용한다. 작용높이는 $\frac{H}{3} = \frac{6}{3} = 2$ m 이므로 $M_O = P_a \cdot 2 = 240$ kN · m이다.

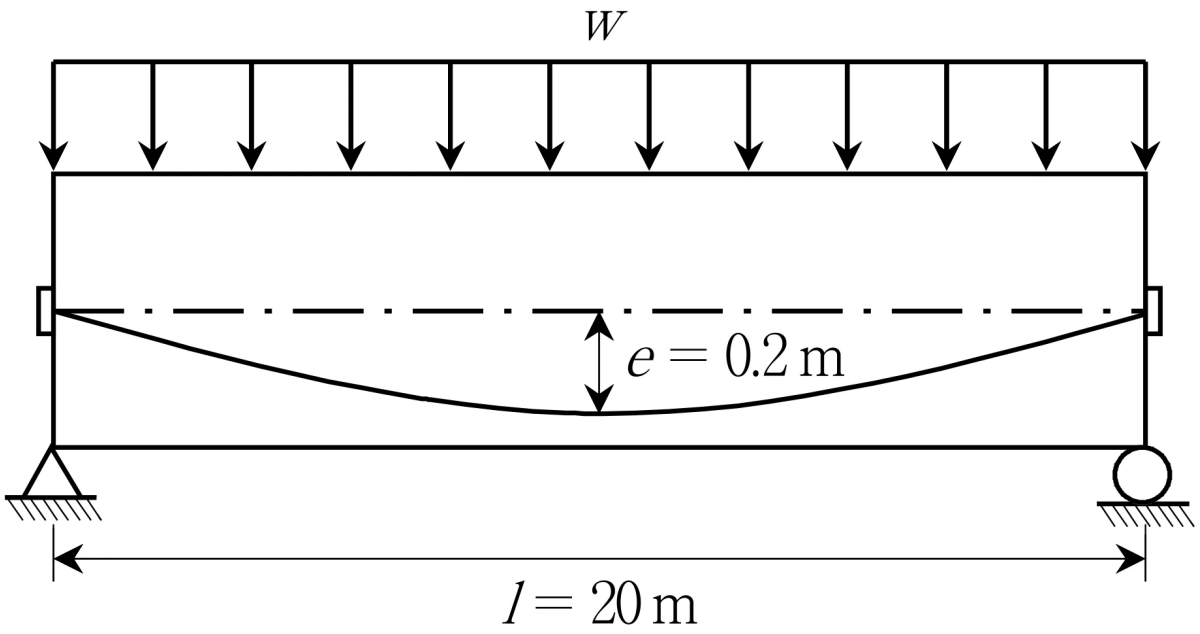
4. 직사각형 부분의 저항모멘트: 단면을 오른쪽의 폭 1 m · 높이 6 m인 직사각형과 왼쪽의 밑변 2 m · 높이 6 m인 삼각형으로 나눈다. 직사각형의 자중은 $W_1 = 1 \cdot 6 \cdot 25 = 150$ kN이다. 도심은 앞굽에서 $2 + 0.5 = 2.5$ m 떨어져 있으므로 $M_{R1} = 150 \cdot 2.5 = 375$ kN · m이다.

5. 삼각형 부분의 저항모멘트: 삼각형의 자중은 $W_2 = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 6 \cdot 25 = 150$ kN이다. 도심의 수평 위치는 **앞굽에서 밑변 길이의 2/3 지점**이므로 $x_2 = \frac{2}{3} \cdot 2 = \frac{4}{3}$ m이다. 따라서 $M_{R2} = 150 \cdot \frac{4}{3} = 200$ kN · m이고, 총 저항모멘트는 $M_R = 375 + 200 = 575$ kN · m이다.

6. 안전율: $F_s = \frac{575}{240} \approx 2.40$이다. 두 모멘트의 단위가 같으므로 안전율은 무차원이며, 선택지 ③의 2.40에 해당한다.

NoteBase

문 15. 그림과 같이 자중을 포함한 등분포하중 $w = 20$ kN/m가 재하된 프리스트레스트콘크리트 단순보에 긴장력 $P = 2{,}000$ kN이 작용할 때 보에 작용하는 순하향 하중[kN/m]은? (단, 프리스트레스의 손실은 무시한다)



① 4

② 8

③ 12

④ 16

정답 3번

간단한 해설

포물선으로 배치된 긴장재는 보에 **상향 등분포하중** 8 kN/m을 가한다. 따라서 순하향 하중은 20 − 8 = 12 kN/m이다.

NoteBase

계산 과정

조건 확인: 그림에서 경간 l은 20 m이고, 긴장재 양 끝을 잇는 선과 중앙부 긴장재 사이의 거리 e는 0.2 m이다. 긴장력 P는 2,000 kN이며, 손실을 무시하므로 이 값을 그대로 사용한다. 하향 등분포하중 w = 20 kN/m에는 **자중이 이미 포함**되어 있다.

등가하중 관계: 중앙부가 아래로 처진 포물선 긴장재를 긴장하면, 긴장재가 펴지려는 작용으로 보에 **위쪽으로 분포하는 힘**이 전달된다. 이 상향 등분포하중을 w_p라 하면, 그에 의한 중앙부 휨모멘트의 크기 $\frac{w_p l^2}{8}$은 프리스트레스에 의한 휨모멘트의 크기 Pe와 같다. 따라서 $w_p = \frac{8Pe}{l^2}$이다.

상향 하중 계산: 주어진 값을 대입하면 $w_p = \frac{8 \cdot 2000 \cdot 0.2}{20^2} = 8$ kN/m이다. 이는 외부 하향 하중 중 8 kN/m을 프리스트레스가 상쇄한다는 뜻이다.

순하향 하중 계산: 하향을 기준으로 상향 등가하중을 빼면 20 − 8 = 12 kN/m이다. 따라서 순하향 하중은 12 kN/m이며, ③의 값과 일치한다.

NoteBase

문 16. 길이 10m의 포스트텐셔닝 콘크리트 보의 긴장재에 1,500 MPa의 프리스트레스를 도입하여 일단 정착하였더니 정착부 활동이 6mm 발생하였다. 이때 프리스트레스의 손실률[%]은? (단, 긴장재는 직선으로 배치되어 긴장재와 쉬스의 마찰은 없으며, 탄성계수 $E_p = 200\text{GPa}$이다)

① 8

② 10

③ 12

④ 14

정답 1번

간단한 해설

정착부 활동으로 긴장재가 짧아지면 인장변형률이 줄어 프리스트레스가 감소한다. 마찰이 없는 조건에서 구한 **손실 응력 120 MPa**를 도입 응력 1,500 MPa로 나누면 손실률은 **8%**이다.

계산 과정

조건 정리: 긴장재 길이 L은 10 m = 10,000 mm, 정착부 활동량 δ는 6 mm이다. 도입 응력 f_{pi}는 1,500 MPa이며, 탄성계수 E_p는 200 GPa = 200,000 MPa이다.

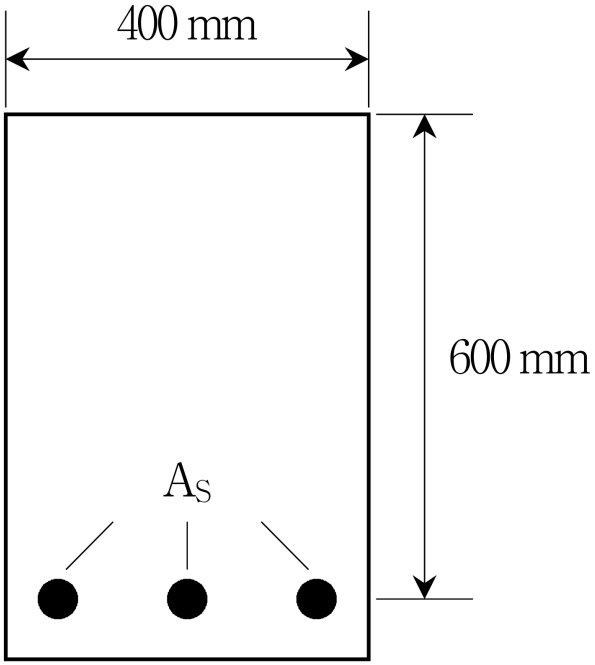
변형률 감소량: 정착부가 활동하면 긴장재가 되밀려 들어가 처음 늘어난 길이가 줄어든다. 직선 긴장재와 쉬스 사이에 **마찰이 없으므로** 응력 감소가 긴장재 전체 길이에 균일하게 발생한다. 따라서 인장변형률 감소량은 $\Delta\varepsilon_p = \frac{\delta}{L} = \frac{6}{10{,}000} = 0.0006$이다. 이는 정착으로 인해 회복된 길이를 전체 길이로 나눈 값이다.

손실 응력: 탄성 범위에서 응력 변화는 탄성계수와 변형률 변화의 곱이다. 따라서 $\Delta f_p = E_p \Delta\varepsilon_p$를 적용하면 $\Delta f_p = 200{,}000 \cdot 0.0006 = 120\text{MPa}$이다. 이 값은 정착부 활동으로 감소한 긴장재의 인장응력이다.

손실률: 손실률의 기준은 **손실 전 도입 응력**이다. 따라서 손실률은 $\frac{\Delta f_p}{f_{pi}} \cdot 100 = \frac{120}{1{,}500} \cdot 100 = 8\%$이며, ①의 8에 해당한다.

NoteBase

문 17. 그림과 같은 단철근 직사각형 콘크리트 보에 사용 가능한 최대 인장철근비 ρ_{max}는? (단, 콘크리트의 설계기준 압축강도 $f_{ck} = 35$ MPa, 인장철근의 설계기준 항복강도 $f_y = 255$ MPa, $\beta_1 = 0.8$로 하며, KDS(2016) 설계기준을 적용한다)



① 0.01

② 0.02

③ 0.03

④ 0.04

정답 4번

간단한 해설

최대 인장철근비는 콘크리트가 극한변형률 0.003에 도달할 때 인장철근의 **최소 허용변형률 0.004**를 확보하는 한계에서 구한다. 변형률 적합조건과 압축력·인장력의 평형조건을 적용하면 $\rho_{max} = 0.04$, 즉 4%이다.

NoteBase

계산 과정

그림에서 단면 폭은 b = 400 mm이고, 압축연단에서 인장철근 중심까지의 **유효깊이는 d = 600 mm**이다. 인장철근비는 $\rho = \frac{A_s}{bd}$로 정의한다. 여기서 A_s는 인장철근의 전체 단면적이다.

KDS 14 20 20:2016의 4.1.2(5)에 따라, 항복강도가 400 MPa 이하인 철근을 사용하는 비프리스트레스트 휨부재의 최소 허용 순인장변형률은 0.004이다. 이 문제의 항복강도는 255 MPa이므로 이 조건을 적용한다. 철근비가 커질수록 중립축이 깊어지고 인장철근 변형률은 작아지므로, 최대 철근비는 **인장철근 변형률이 0.004인 한계**에서 구한다.

압축연단 콘크리트의 극한변형률은 0.003이다. 중립축 깊이를 c라 하면, 선형 변형률 분포에 따른 삼각형의 닮음으로 $\frac{0.003}{c} = \frac{0.004}{d-c}$가 성립한다. 따라서 $\frac{c_{max}}{d} = \frac{0.003}{0.003+0.004} = \frac{3}{7}$이다. 이는 허용되는 최대 중립축 깊이가 유효깊이의 3/7임을 뜻한다.

등가직사각형 압축응력블록의 깊이는 $a = \beta_1 c$이고 평균 압축응력은 $0.85f_{ck}$이다. 인장철근이 항복한 상태에서 **콘크리트 압축력과 철근 인장력이 같으므로** $0.85f_{ck}b\beta_1 c = A_s f_y$이다. 이를 bdf_y로 나누면 $\rho_{max} = 0.85\frac{f_{ck}}{f_y}\beta_1\frac{c_{max}}{d}$를 얻는다. 주어진 강도와 $\beta_1 = 0.8$을 대입하면 $\rho_{max} = \frac{0.85 \cdot 35 \cdot 0.8 \cdot 3}{255 \cdot 7} = 0.04$이다. 철근비는 면적을 면적으로 나눈 무차원 값이며, 계산값 0.04는 ④와 일치한다.

NoteBase

문 18. 500 mm × 500 mm 정사각형 단면을 가진 비횡구속 띠철근 기둥의 장주효과를 무시할 수 있는 최대 비지지길이[m]는? (단, 기둥의 양단은 힌지로 지지되어 있으며, KDS(2016) 설계기준을 적용한다)

① 3.3

② 4.3

③ 6.8

④ 7.9

정답 1번

간단한 해설

비횡구속 기둥은 **세장비가 22 이하**이면 장주효과를 무시할 수 있다. 양단 힌지의 유효길이계수 1.0과 기준에서 허용하는 단면회전반지름 150 mm를 적용하면 최대 비지지길이는 3.3 m이다.

계산 과정

장주효과 무시 조건: 장주효과는 기둥의 변형으로 휨모멘트가 추가로 커지는 효과이다. KDS 14 20 20:2016의 4.4.1(1)①에 따라 **비횡구속 기둥**은 $\frac{kl_u}{r} \le 22$일 때 이를 무시할 수 있다. 여기서 k는 유효길이계수, l_u는 비지지길이, r은 단면회전반지름이다. 양단이 힌지로 지지되어 있으므로 $k = 1.0$을 적용한다.

단면회전반지름: 같은 기준 4.4.1(4)에서는 직사각형 단면의 회전반지름을 **좌굴을 검토하는 방향 단면치수의 0.3배**로 사용할 수 있다. 정사각형이므로 두 주축 방향의 단면치수는 모두 500 mm이며, $r = 0.3h$에 따라 0.3 × 500 = 150 mm이다.

최대 비지지길이: 세장비가 한계값 22에 도달할 때 비지지길이가 최대가 된다. 따라서 $l_{u,\max} = \frac{22r}{k}$이며, $l_{u,\max} = \frac{22 \times 150}{1.0} = 3300\text{mm}$이다. 3300 mm = 3.3 m이므로 선택지 ①의 3.3에 해당한다.

NoteBase

문 19. T형 프리스트레스트콘크리트 단순보에 설계하중이 작용할 때 보의 처짐은 0이었으며, 프리스트레스 도입단계부터 보의 상연에 부착된 변형률 게이지로 측정된 콘크리트 탄성변형률 $\varepsilon_c = 4.0 \times 10^{-4}$이었다. 이 경우 초기긴장력 P_i[kN]는? (단, 콘크리트의 탄성계수 $E_c = 25\text{GPa}$, T형보의 총단면적 $A_g = 170{,}000\text{mm}^2$, 프리스트레스의 유효율 $R = 0.85$이다.)

① 1,400

② 1,600

③ 1,800

④ 2,000

정답 4번

간단한 해설

설계하중과 프리스트레스에 의한 휨이 상쇄되므로, 측정 변형률에서 구한 응력은 **단면에 균일한 압축응력**이다. 이 응력에 총단면적을 곱한 유효긴장력 1,700 kN을 유효율 0.85로 나누면 초기긴장력은 2,000 kN이다.

계산 과정

1. 처짐 조건의 해석: 설계하중이 작용할 때 처짐이 0이라는 조건은 설계하중과 프리스트레스의 휨 효과가 상쇄되는 하중평형 상태를 뜻한다. 이때 콘크리트에는 **단면 전체에 균일한 축방향 압축응력**이 작용한다. 처짐이 없어도 축방향 압축변형은 남으므로, 상연에서 측정한 탄성변형률로 이 압축응력을 구할 수 있다.

2. 콘크리트 압축응력: 탄성범위에서 응력과 변형률의 관계는 $\sigma_c = E_c\varepsilon_c$이다. 탄성계수 25 GPa를 25,000 MPa로 환산하고, 주어진 변형률을 압축변형률의 크기로 적용한다. 따라서 $\sigma_c = 25{,}000 \times 4.0 \times 10^{-4}$에서 압축응력은 10 MPa이다. 1 MPa = 1 N/mm^{2}이므로 이는 10 N/mm^{2}이다.

3. 유효긴장력: 설계하중 작용 시 남아 있는 프리스트레스 힘을 P_e라 하면, 균일 압축응력은 $\sigma_c = \frac{P_e}{A_g}$이다. 따라서 $P_e = \sigma_c A_g$에 총단면적 170,000 mm^{2}를 대입하면 10 × 170,000 = 1,700,000 N, 즉 1,700 kN이다. 이 값은 **손실 후의 유효긴장력**이다.

4. 초기긴장력: 유효율은 초기긴장력 중 유효하게 남은 힘의 비율이므로 $R = \frac{P_e}{P_i}$이다. 따라서 $P_i = \frac{P_e}{R} = \frac{1{,}700}{0.85}$에서 초기긴장력은 2,000 kN이다. 이는 ④의 2,000 kN에 해당한다.

NoteBase