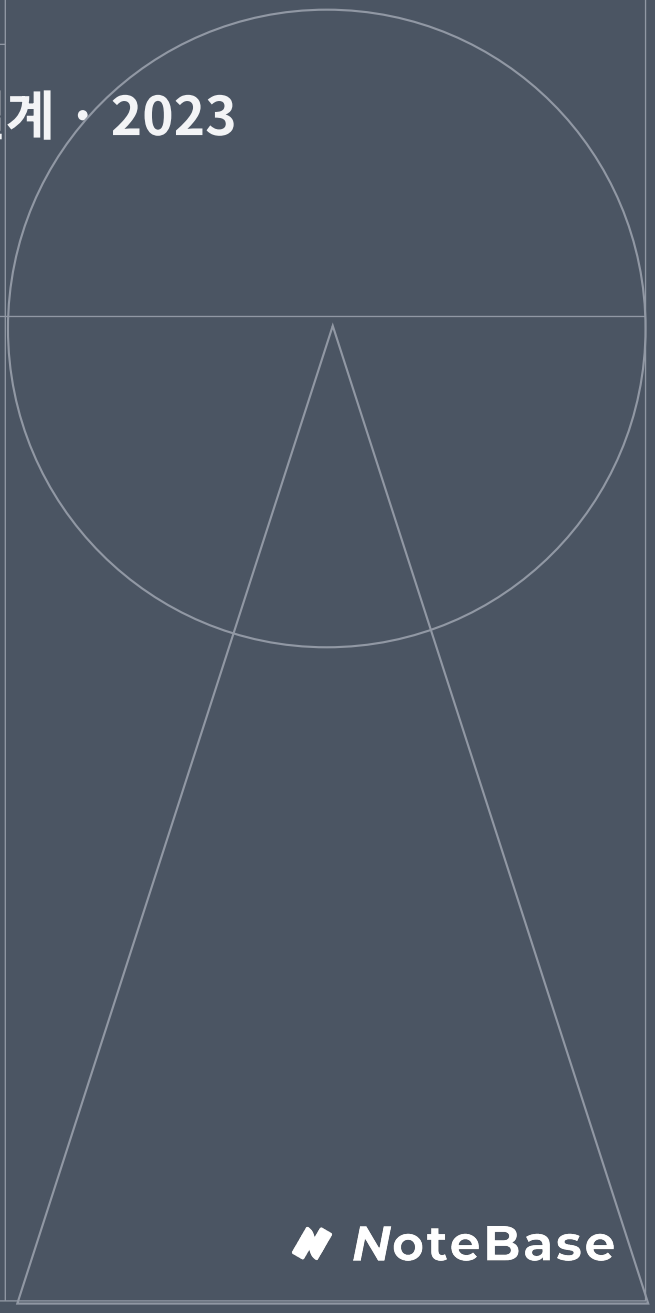
기출OX 해설집

공무원/지방직/9급 · 토목설계 · 2023



NoteBase

기출OX 해설집

공무원/지방직/9급 · 토목설계 · 2023

공무원/지방직/9급 · 토목설계 · 2023

문 1. 보통중량골재를 사용한 콘크리트에서 설계기준압축강도 $f_{ck} = 35\text{MPa}$이고 충분한 시험자료가 없는 경우, 평균 압축강도 f_{cm} [MPa]은? (단, f_{cm}은 재령 28일에서 콘크리트의 평균 압축강도이다)

① 37

② 38

③ 39

④ 40

정답 3번

간단한 해설

충분한 시험자료가 없고 설계기준압축강도가 **40 MPa 이하**이면 평균 압축강도는 설계기준압축강도에 **4 MPa를 더해** 구한다. 따라서 재령 28일의 평균 압축강도는 35 + 4 = 39 MPa이다.

계산 과정

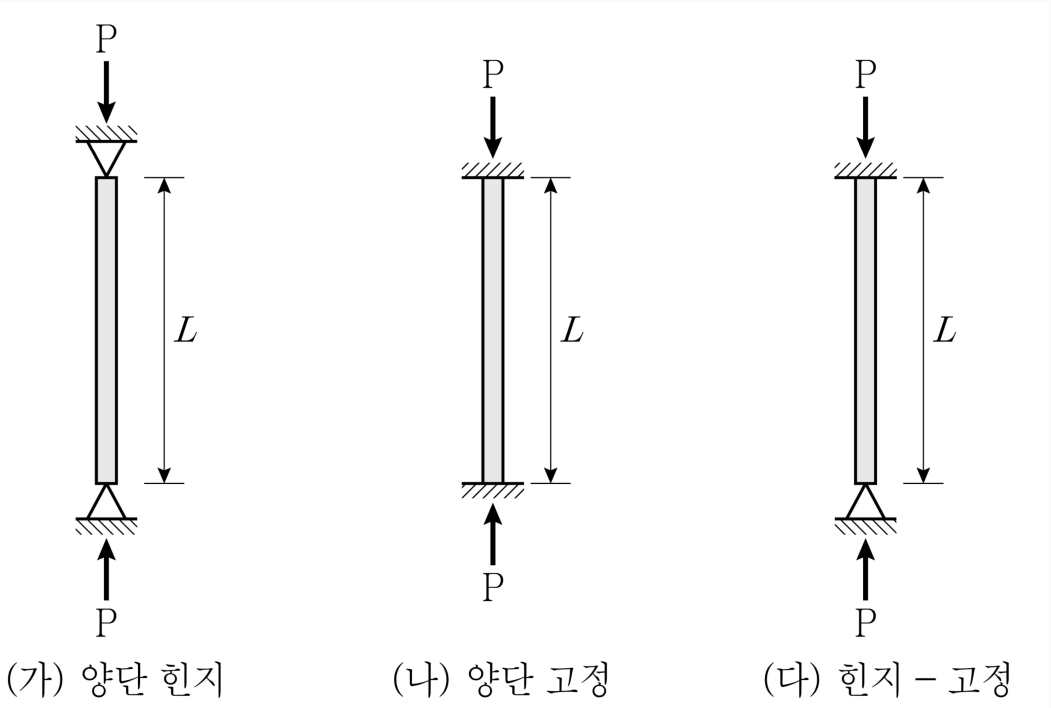
시험자료가 충분하지 않은 보통중량골재 콘크리트의 재령 28일 평균 압축강도는 $f_{cm} = f_{ck} + \Delta f$로 구한다.
여기서 f_{ck}는 설계기준압축강도이고, Δf는 평균 압축강도와 설계기준압축강도의 차이를 나타낸다.

설계기준압축강도가 **40 MPa 이하일 때** 적용하는 강도 차이는 4 MPa이다. 이 문제에서는 f_{ck}가 35 MPa이므로 Δf에 4 MPa를 적용한다.

평균 압축강도는 35 + 4 = 39 MPa이다. 이는 재령 28일에서의 평균 압축강도이며, ③의 39에 해당한다.

NoteBase

문 2. 그림과 같이 재료, 단면, 길이는 모두 같으나 서로 다른 단부 조건을 가지고 있는 3개의 압축부재에 대하여 좌굴하중(임계하중)이 큰 것부터 순서대로 바르게 나열한 것은?



① (가), (나), (다)

② (가), (다), (나)

③ (나), (가), (다)

④ (나), (다), (가)

정답 4번

간단한 해설

재료·단면·길이가 같으면 좌굴하중은 **유효좌굴길이의 제곱에 반비례**한다. 단부의 회전을 더 강하게 구속할수록 유효좌굴길이가 짧아져 더 큰 압축하중에 견딘다.

NoteBase

올바른 순서

(나) → (다) → (가)

탄성좌굴에서 오일러 좌굴하중은 $P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$이다. E는 탄성계수, I는 좌굴축에 대한 단면2차모멘트, L은 부재길이, K는 단부 조건에 따른 유효길이계수이다. 세 부재의 E, I, L이 같으므로 **K가 작을수록 좌굴하중이 크다**.

(나) 양단 고정: 두 끝의 횡변위와 회전이 모두 구속된다. 유효길이계수는 K = 0.5로, 유효좌굴길이는 0.5L이다. 세 부재 중 **회전 구속이 가장 강하고 유효좌굴길이가 가장 짧아** 좌굴하중이 가장 크다.

(다) 힌지–고정: 고정단은 회전이 구속되지만 힌지단은 회전할 수 있다. 유효길이계수는 약 K = 0.7로, 유효좌굴길이는 약 0.7L이다. **한쪽 끝에서만 회전을 구속**하므로 좌굴하중은 양단 고정보다 작고 양단 힌지보다 크다.

(가) 양단 힌지: 두 끝의 횡변위는 구속되지만 회전은 허용된다. 유효길이계수는 K = 1로, 유효좌굴길이는 부재길이 L과 같다. 세 부재 중 **유효좌굴길이가 가장 길어** 좌굴하중이 가장 작다.

NoteBase

문 3. 설계기준압축강도(f_{ck})가 30 MPa이고, 콘크리트 압축강도의 시험 횟수가 14회 이하의 조건인 경우, 콘크리트 배합강도 f_{cr} [MPa]은?

① 37.0

② 38.5

③ 40.0

④ 41.5

정답 2번

간단한 해설

압축강도 시험 횟수가 **14회 이하**이고 설계기준압축강도가 21 MPa 이상 35 MPa 이하이면, 배합강도는 설계기준압축강도에 **8.5 MPa를 더해** 정한다. 따라서 30 + 8.5 = 38.5 MPa이다.

계산 과정

배합강도 f_{cr}는 콘크리트 강도의 변동을 고려하여 배합을 정할 때 목표로 하는 평균 압축강도이다. 문제에서 설계기준압축강도 f_{ck}는 30 MPa이고, 압축강도 시험 횟수는 14회 이하이다.

시험 횟수가 **14회 이하인 경우**에는 강도 구간별로 정해진 값을 더하여 배합강도를 산정한다. 30 MPa는 **21 MPa 이상 35 MPa 이하** 구간에 해당하므로 $f_{cr} = f_{ck} + 8.5$를 적용한다. 여기서 8.5 MPa는 이 구간에서 강도 변동을 고려하여 더하는 값이다.

주어진 값을 대입하면 $f_{cr} = 30 + 8.5 = 38.5$ MPa이다. 설계기준압축강도와 더하는 값의 단위가 모두 MPa이므로 별도의 단위 환산은 필요하지 않으며, 계산값은 ②의 38.5 MPa와 일치한다.

NoteBase

문 4. 단순지지된 일반 철근콘크리트 보에서 지속하중에 의한 순간처짐이 발생하였다. 5년 후 휨부재의 크리프와 건조수축에 의한 추가 장기처짐은 순간(탄성)처짐의 몇 배인가? (단, 콘크리트 보 중앙부에서 측정된 압축철근비 $\rho' = 0.005$이다)

① 1.2

② 1.4

③ 1.6

④ 1.8

정답 3번

간단한 해설

5년의 시간경과계수 2.0에 압축철근비의 영향을 반영하면 $\lambda = \frac{2.0}{1 + 50 \cdot 0.005} = 1.6$이다. 따라서 크리프와 건조수축에 의한 **추가 장기처짐은 지속하중에 의한 순간처짐의 1.6배**이다.

계산 과정

1. 추가 장기처짐의 관계: 일반 철근콘크리트 휨부재의 크리프와 건조수축에 의한 추가 장기처짐은 지속하중에 의한 순간처짐에 계수 λ를 곱하여 구한다. 순간처짐을 Δ_i, 추가 장기처짐을 Δ_L이라 하면 $\Delta_L = \lambda \Delta_i$이며, 간편식은 $\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$이다. 여기서 ξ는 지속하중의 작용 기간에 따른 시간경과계수이고, ρ'는 압축철근비이다. 압축철근의 장기변형 억제 효과를 분모에 반영하므로, 같은 기간에는 압축철근비가 클수록 추가 처짐 계수가 작아진다.

2. 조건 대입: 지속하중의 작용 기간이 **5년 이상이면 시간경과계수는 2.0**이다. 단순지지 보에서는 보 중앙부의 압축철근비를 사용하므로, 주어진 $\rho' = 0.005$를 그대로 대입한다. 분모는 $1 + 50 \times 0.005 = 1.25$가 된다.

3. 배수 계산: $\lambda = \frac{2.0}{1.25} = 1.6$이다. 이 계수는 순간처짐에 더해지는 **추가 처짐의 비율**이며, 두 처짐의 비이므로 단위가 없다. 추가 장기처짐은 순간처짐의 1.6배이므로 ③의 1.6에 해당한다.

NoteBase

문 5. 하중저항계수설계법에 의하여 강구조물의 연결부를 설계할 때, 볼트구멍 지압강도 계산에 사용되는 저항계수 ϕ는?

① 0.70

② 0.75

③ 0.80

④ 0.85

정답 2번

간단한 해설

볼트구멍의 지압 한계상태에서는 공칭지압강도에 **저항계수 0.75**를 곱하여 설계지압강도를 구한다.

공통 해설

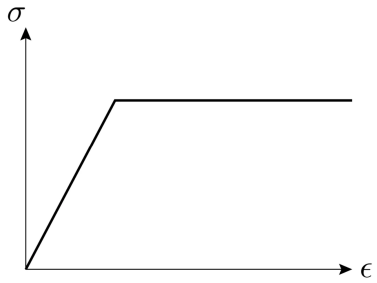
볼트구멍의 지압강도는 볼트가 구멍 벽을 누를 때 접합판이 견디는 강도이다. 하중저항계수설계법에서는 공칭강도에 저항계수를 곱한 설계강도를 사용하며, 이 값이 계수하중에 대한 소요강도 이상이 되도록 설계한다.

볼트구멍의 지압 한계상태에 적용하는 **저항계수 ϕ는 0.75**이다. 따라서 공칭지압강도를 R_n이라 하면 설계지압강도는 $\phi R_n = 0.75R_n$이 된다. 저항계수는 강도의 불확실성을 고려하여 공칭강도를 낮추는 무차원 계수이다.

NoteBase

문 6. 다음 (가)와 (나)의 값이 바르게 연결된 것은?

설계기준항복강도 $f_y = 400\,\text{MPa}$의 철근에 인장력을 가하여 인장 변형률이 0.001에 도달했을 때 철근에 작용하는 인장응력 값이 [(가)] [MPa]이고, 인장 변형률이 0.004에 도달했을 때 철근에 작용하는 인장응력 값은 [(나)] [MPa]이다. (단, 철근의 탄성계수(E_s)는 $2.0 \times 10^5\,\text{MPa}$이고, 철근의 응력−변형률 관계는 아래 그림과 같다)



① (가): 200, (나): 400

② (가): 200, (나): 800

③ (가): 250, (나): 400

④ (가): 250, (나): 800

정답 1번

간단한 해설

항복변형률은 0.002이므로 변형률 0.001에서는 **탄성구간**의 응력 200 MPa가 작용한다. 변형률 0.004에서는 그림의 수평구간에 따라 **항복응력 400 MPa를 유지**한다.

NoteBase

계산 과정

그림의 세로축은 응력 σ, 가로축은 변형률 ε이다. 원점에서 시작하는 직선구간에서는 $\sigma = E_s\varepsilon$이고, 항복 후에는 그래프가 수평이므로 **변형률이 증가해도 응력은 항복강도로 일정**하다. 주어진 탄성계수는 $E_s = 2.0 \cdot 10^5$MPa, 항복강도는 $f_y = 400$MPa이다.

항복변형률: 직선구간에서 응력이 항복강도에 도달하는 변형률을 구한다. $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$이므로 $\varepsilon_y = \frac{400}{2.0 \cdot 10^5} = 0.002$이다. 이 값이 탄성구간과 항복 후 수평구간을 나누는 기준이다.

(가): 변형률 0.001은 항복변형률 0.002보다 작으므로 **탄성계수와 변형률을 곱해** 응력을 구한다. $\sigma = E_s\varepsilon$에 대입하면 200,000 × 0.001 = 200 MPa이다. 변형률은 무차원이므로 응력의 단위는 탄성계수와 같은 MPa이다.

(나): 변형률 0.004는 항복변형률 0.002보다 크므로 **항복 후 수평구간**에 해당한다. 따라서 인장응력은 400 MPa이다. 탄성구간의 직선을 그대로 연장해 얻는 800 MPa는 주어진 그래프에 맞지 않는다.

(가) 200 MPa, (나) 400 MPa의 연결은 ①과 일치한다.

NoteBase

문 7. 보통중량콘크리트에 설치된 부재에서 압축력을 받는 D16 이형철근의 기본정착길이 l_{db} [mm]는? (단, 콘크리트의 설계기준압축강도 $f_{ck} = 25$ MPa, 철근의 설계기준항복강도 $f_y = 300$ MPa, D16 철근의 공칭지름은 16 mm로 가정한다)

① 240

② 320

③ 576

④ 768

정답 1번

간단한 해설

압축 이형철근의 기본정착길이 공식으로 계산한 240 mm가 하한값 206.4 mm보다 크므로, 기본정착길이는 **240 mm**이다.

계산 과정

주어진 철근은 압축력을 받는 이형철근이며, 공칭지름은 $d_b = 16$ mm, 항복강도는 $f_y = 300$ MPa, 콘크리트 압축강도는 $f_{ck} = 25$ MPa이다. 강도는 MPa, 지름은 mm 단위로 식에 대입한다.

보통중량콘크리트에서 **압축 이형철근의 기본정착길이**는 $l_{db} = \frac{0.25 d_b f_y}{\sqrt{f_{ck}}}$로 계산한다. 주어진 값을 대입하면 $l_{db} = \frac{0.25 \cdot 16 \cdot 300}{\sqrt{25}} = 240\text{mm}$이다.

기본정착길이는 **하한값 이상**이어야 하므로 $0.043 d_b f_y$도 확인한다. 이 값은 $0.043 \cdot 16 \cdot 300 = 206.4\text{mm}$로, 강도와 지름에 따라 확보해야 하는 기본정착길이의 하한이다.

계산값 240 mm가 하한값 206.4 mm보다 크므로 기본정착길이는 240 mm이며, ①의 값과 일치한다.

NoteBase

문 8. 옹벽의 설계에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 캔틸레버식 옹벽의 저판은 전면벽과의 접합부를 고정단으로 간주한 캔틸레버로 가정하여 단면을 설계할 수 있다.

② 캔틸레버식 옹벽의 전면벽은 저판에 지지된 캔틸레버로 설계할 수 있다.

③ 부벽식 옹벽의 전면벽은 3변 지지된 2방향 슬래브로 설계할 수 있다.

④ 부벽식 옹벽의 저판은 부벽 사이의 거리를 경간으로 가정한 직사각형보 또는 T형보로 설계할 수 있다.

정답 4번

간단한 해설

④의 '직사각형보 또는 T형보'는 저판의 지지조건을 나타내는 설계 모형과 혼동한 표현이다. 부벽식 옹벽의 저판은 정밀한 해석을 하지 않는 경우 부벽 사이의 거리를 경간으로 하는 **고정보 또는 연속보**로 설계할 수 있다.

선지별 해설

① O: 캔틸레버식 옹벽의 저판은 전면벽에서 앞뒤로 돌출되어 하중을 받는다. 전면벽과 일체로 연결된 부분에서 회전이 구속된다고 보므로, **전면벽과의 접합부를 고정단**으로 하는 캔틸레버로 가정하여 단면을 설계할 수 있다.

② O: 캔틸레버식 옹벽의 전면벽은 토압을 받아 휘며, 하단은 저판에 연결되고 상단은 자유롭게 놓인다. 따라서 **저판을 고정 지지부로 하는 연직 캔틸레버**로 설계할 수 있다.

③ O: 부벽식 옹벽의 전면벽은 하단의 저판과 양쪽 부벽에 의해 지지된다. 이처럼 세 변에서 지지되므로 토압을 수평방향과 연직방향으로 전달하는 **3변 지지된 2방향 슬래브**로 설계할 수 있다.

④ X: 부벽식 옹벽의 저판은 부벽에 의해 지지되므로, 정밀한 해석을 하지 않는 경우 부벽 사이의 거리를 경간으로 하는 **고정보 또는 연속보**로 설계할 수 있다. 고정보는 양 끝의 회전을 구속한 보이고, 연속보는 여러 지지점에 걸쳐 연속된 보이다. '직사각형보 또는 T형보'는 이러한 지지조건이 아니라 보의 단면 형상에 관한 구분이다. 옹벽에서 직사각형보로 설계하는 부재는 앞부벽이고, T형보로 설계하는 부재는 뒷부벽이다.

NoteBase

문 9. 1방향 슬래브에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 4변에 의해 지지되는 2방향 슬래브 중에서 단변에 대한 장변의 비가 2배를 넘으면 1방향 슬래브로 해석한다.

② 1방향 슬래브의 두께는 최소 100 mm 이상으로 하여야 한다.

③ 슬래브의 정모멘트 철근 및 부모멘트 철근의 중심 간격은 위험 단면에서는 슬래브 두께의 2배 이하여야 하고, 또한 300 mm 이하로 하여야 한다.

④ 슬래브의 정모멘트 철근 및 부모멘트 철근의 중심 간격은 위험 단면을 제외한 단면에서는 슬래브 두께의 2배 이하여야 하고, 또한 600 mm 이하로 하여야 한다.

정답 4번

간단한 해설

위험 단면을 제외한 단면의 정모멘트·부모멘트 철근 중심 간격은 **슬래브 두께의 3배 이하이면서 450 mm 이하**로 제한한다. ④의 '2배'와 '600 mm'는 각각 '3배'와 '450 mm'로 고쳐야 한다.

선지별 해설

① O: 4변이 지지되더라도 단변에 대한 장변의 비가 **2를 초과**하면 1방향 슬래브로 해석한다. 이때는 주로 단변 방향으로 하중을 전달하는 것으로 보아 단변 방향의 경간을 사용한다. 이는 KDS 14 20 70의 4.1.1.1(2)에 따른 설계 원칙이다.

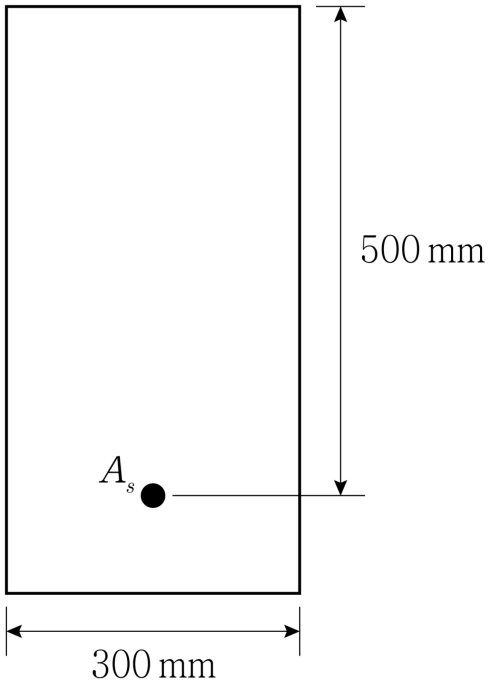
② O: KDS 14 20 70의 4.1.1.3(1)은 1방향 슬래브의 두께를 **최소 100 mm 이상**으로 규정한다. 다만, 100 mm를 확보했다는 것만으로 두께 검토가 끝나는 것은 아니며, 같은 규정에서 요구하는 KDS 14 20 30의 4.2.1에 따른 처짐 검토 조건도 만족해야 한다.

③ O: KDS 14 20 70의 4.1.1.3(2)에 따라 위험 단면의 정모멘트·부모멘트 철근 중심 간격은 슬래브 두께의 2배 이하이고, 동시에 300 mm 이하여야 한다. 즉, **두 제한값 중 작은 값**을 최대 허용 간격으로 적용한다.

④ X: KDS 14 20 70의 4.1.1.3(2)은 위험 단면 이외의 단면에서 정모멘트·부모멘트 철근의 중심 간격을 **슬래브 두께의 3배 이하이면서 450 mm 이하**로 제한한다. 따라서 선지의 '두께의 2배'는 '두께의 3배'로, '600 mm 이하'는 '450 mm 이하'로 고쳐야 한다. 이 구간도 두 제한을 동시에 적용하며, 위험 단면의 '두께의 2배 및 300 mm' 기준과 구별한다.

NoteBase

문 10. 그림과 같은 철근콘크리트 보를 설계할 때, 부재축에 직각으로 배치된 전단철근의 최대간격[mm]은? (단, 전단철근에 의한 단면의 공칭전단강도V_s 크기는 $V_s < \lambda\left(\frac{\sqrt{f_{ck}}}{3}\right)b_w d$이다)



① 250
② 300
③ 400
④ 500

정답 1번

간단한 해설

주어진 전단강도 조건에서는 전단철근의 최대간격을 **유효깊이의 절반과 600 mm 중 작은 값**으로 정한다.
유효깊이가 500 mm이므로 최대간격은 250 mm이다.

NoteBase

계산 과정

그림에서 보 상단부터 인장철근 A_s의 중심까지의 거리가 500 mm이므로, **유효깊이**는 d = 500 mm이다. 아래쪽의 300 mm는 보의 폭 b_w이며, 유효깊이와 구별한다.

KDS 14 20 22의 4.3.2(1)에 따라 철근콘크리트 보에서 부재축에 직각으로 배치된 전단철근의 간격 s는 $\frac{d}{2}$ 이하이면서 600 mm 이하이어야 한다. 따라서 **두 상한을 모두 만족하는 작은 값**을 최대간격으로 정한다.

같은 기준의 4.3.2(3)은 V_s가 $\lambda\left(\frac{\sqrt{f_{ck}}}{3}\right)b_w d$를 초과하면 최대간격을 절반으로 줄이도록 한다. 이 문제에서는 V_s가 그 값보다 작으므로 추가로 절반을 줄이지 않는다.

유효깊이에 따른 간격 상한은 $\frac{d}{2} = \frac{500}{2} = 250\text{mm}$이다. 이 값은 600 mm보다 작으므로 최대간격은 250 mm이며, ①의 값과 일치한다.

NoteBase

문 11. 설계기준항복강도 $f_y = 350$ MPa인 이형철근을 사용하는 철근콘크리트 보에서 피로를 고려하지 않아도 되는 철근의 응력 범위[MPa]는?

① 130

② 140

③ 150

④ 160

정답 2번

간단한 해설

설계기준항복강도가 350 MPa인 이형철근은 기준표상 **응력범위가 140 MPa 이하**이면 피로 검토를 생략할 수 있다. 여기서 응력범위는 반복하중에 따른 최대응력과 최소응력의 차이이다.

계산 과정

응력범위의 의미: 반복하중에 따라 철근에 생기는 최대응력을 f_{max}, 최소응력을 f_{min}이라 하면 응력범위는 $\Delta f = f_{max} - f_{min}$이다. 피로 검토에서는 **반복되는 응력의 변동 폭**을 기준으로 검토 생략 여부를 판단한다.

기준 적용: 콘크리트구조기준의 '피로를 고려하지 않아도 되는 철근과 긴장재의 응력범위' 표에서 이형철근의 설계기준항복강도와 한계 응력범위를 대응시킨다. 설계기준항복강도가 300 MPa이면 130 MPa, 350 MPa이면 140 MPa, 400 MPa 이상이면 150 MPa이다. 문제의 $f_y = 350$ MPa에 해당하는 **한계 응력범위는 140 MPa**이다.

결과: 충격을 포함한 사용 활하중에 의한 철근의 응력범위가 $\Delta f \le 140$MPa이면 피로에 대한 검토를 생략할 수 있다. 따라서 요구하는 한계값은 140 MPa이며, ②의 값과 일치한다.

NoteBase

문 12. 교량 설계하중조합(한계상태설계법)에 따라 도로교 설계 시, 교량은 경간 8 m의 단순지지 구조이고 자중을 포함한 구조부재의 등분포 고정하중 20 kN/m, 등분포 차량활하중 10 kN/m가 작용할 때, 극한 한계상태 하중조합 I에 대한 계수휨모멘트 M_u [kN · m]는? (단, KDS 24 12 11 : 2021에 따른다)

① 312

② 344

③ 388

④ 432

정답 2번

간단한 해설

극한 한계상태 하중조합 I에서 **구조부재 고정하중에는 1.25, 차량활하중에는 1.80**의 하중계수를 적용한다. 계수등분포하중은 43 kN/m이며, 경간 8 m인 단순보의 중앙에서 계수휨모멘트는 344 kN·m가 된다.

계산 과정

하중의 구분과 계수: 경간은 $L = 8\text{m}$, 구조부재의 고정하중은 $w_D = 20\text{kN/m}$, 차량활하중은 $w_L = 10\text{kN/m}$이다. 고정하중에는 자중이 이미 포함되어 있다. KDS 24 12 11 : 2021의 표 4.1-1과 표 4.1-2에 따라 극한 한계상태 하중조합 I의 차량활하중계수는 1.80이다. 두 하중이 모두 중앙의 양의 휨모멘트를 증가시키므로, 구조부재 고정하중 DC에는 **최대 하중계수 1.25**를 적용한다.

계수등분포하중: 각 하중에 해당 계수를 곱한 뒤 더하므로 $w_u = 1.25w_D + 1.80w_L$이다. 수치를 대입하면 $1.25 \times 20 + 1.80 \times 10 = 25 + 18 = 43\ \text{kN/m}$이다. 이 값은 두 하중의 설계상 효과를 합한 **단위 길이당 계수하중**이다.

최대 계수휨모멘트: 전 경간에 등분포하중을 받는 단순보는 대칭인 하중과 지지조건에 의해 중앙에서 최대 양의 휨모멘트가 발생하며, 그 값은 $M_u = \frac{w_u L^2}{8}$이다. 따라서 $M_u = \frac{43 \cdot 8^2}{8} = 344\text{kN} \cdot \text{m}$이다.

계산된 계수휨모멘트 344 kN·m는 선택지 ②의 344에 해당한다.

NoteBase

문 13. 보통중량콘크리트를 사용하고, 캔틸레버로 지지된 리브가 없는 1방향 슬래브의 처짐을 계산하지 않아도 되는 슬래브의 최소두께[mm]는? (단, 큰 처짐에 의해 손상되기 쉬운 칸막이벽이나 기타 구조물을 지지 또는 부착하지 않고, 경간의 길이는 6 m, 철근의 설계기준 항복강도 $f_y = 350\text{MPa}$이다)

① 232

② 279

③ 558

④ 697

정답 3번

간단한 해설

캔틸레버로 지지된 리브 없는 1방향 슬래브는 **경간의 1/10에 철근 항복강도 보정계수를 곱하여** 최소두께를 구한다. 항복강도가 350 MPa이므로 보정계수는 0.93이며, 경간 6 m에 대한 최소두께는 558 mm이다.

계산 과정

1. 기준 두께: KDS 14 20 30의 표 4.2-1에서 캔틸레버로 지지된 **리브 없는 1방향 슬래브**의 최소두께는 $\ell/10$이다. 이 기준은 보통중량콘크리트와 항복강도 400 MPa 철근을 사용하고, 큰 처짐에 의해 손상되기 쉬운 칸막이벽이나 기타 구조물을 지지 또는 부착하지 않는 경우에 적용한다. 문제는 이 부착물 조건을 만족하며, 경간은 $\ell = 6\text{m} = 6000\text{mm}$이므로 보정 전 기준 두께는 $h_0 = \frac{6000}{10} = 600\text{mm}$이다.

2. 항복강도 보정: 철근의 설계기준 항복강도가 **400 MPa 이외인 경우**에는 기준 두께에 $0.43 + \frac{f_y}{700}$을 곱한다. 이때 f_y에는 MPa 단위의 수치를 넣는다. 주어진 $f_y = 350\text{MPa}$를 대입하면 보정계수는 $0.43 + \frac{350}{700} = 0.93$이다. 보통중량콘크리트이므로 경량콘크리트에 대한 보정은 하지 않는다.

3. 최소두께: 기준 두께에 항복강도 보정계수를 적용하면 $h_{\min} = 600 \cdot 0.93 = 558\text{mm}$이다. 따라서 처짐을 계산하지 않아도 되는 최소두께는 558 mm이며, ③의 값과 일치한다.

NoteBase

문 14. 철근콘크리트 부재 내 사용되는 전단철근의 형태로 옳지 않은 것은?

① 원형 띠철근 또는 후프철근

② 주인장 철근에 45° 이상의 각도로 설치되는 스터럽

③ 설계기준항복강도(f_y)가 600 MPa를 초과한 나선철근

④ 주인장 철근에 30° 이상의 각도로 구부린 굽힘철근

정답 3번

①

원형 띠철근과 후프철근은 전단철근으로 사용할 수 있는 형태이다. 부재를 둘러싸는 횡방향 철근이 경사균열을 가로질러 전단력에 저항한다.

②

경사 스터럽은 경사균열을 가로질러 전단력에 저항하며, 철근콘크리트 부재에서는 **주인장 철근과 이루는 각도가 45° 이상**이면 전단철근으로 사용할 수 있다.

③

전단철근의 설계기준항복강도는 **원칙적으로 500 MPa 이하**이며, 벽체 전단철근이나 용접 이형철망도 **600 MPa를 초과할 수 없다**.

콘크리트구조 전단 및 비틀림 설계기준(KDS 14 20 22 : 2022) 4.3.1(3)
(3)전단철근의 설계기준항복강도는 500MPa을 초과할 수 없다. 다만, 벽체의 전단철근 또는 용접 이형철망을 사용할 경우 전단철근의 설계기준항복강도는 600MPa을 초과할 수 없다.

④

굽힘철근은 종방향 철근을 구부려 경사균열에 저항하게 하는 전단철근이다. 철근콘크리트 부재에서는 **주인장 철근과 이루는 각도가 30° 이상**인 굽힘철근을 사용할 수 있다.

NoteBase

문 15. 기둥 부재에 다음과 같은 하중이 작용하고 있을 때, 콘크리트구조 설계(강도설계법) 하중조합에 의한 기둥의 최대 소요강도[kN]는?

고정하중 = 100 kN
활하중 = 100 kN
지진하중 = 100 kN

① 140
② 190
③ 280
④ 320

정답 4번

간단한 해설

고정하중·활하중·지진하중을 함께 고려하는 조합은 $U = 1.2D + 1.0L + 1.0E$이다. 각 하중이 100 kN이므로 이 조합의 소요강도는 **320 kN**이며, 다른 하중조합에서 구한 값보다 크다.

계산 과정

강도설계법에서는 하중 종류별로 하중계수를 곱한 뒤 조합하여 소요강도 U를 구한다. 고정하중 D, 활하중 L, 지진하중 E는 각각 100 kN이다. 주어진 하중에 적용되는 조합들을 계산하고 **가장 큰 소요강도**를 선택한다.

고정하중만 고려하는 조합: $U = 1.4D$이므로 $1.4 \times 100 = 140$ kN이다.

고정하중과 활하중을 고려하는 조합: $U = 1.2D + 1.6L$이므로 $1.2 \times 100 + 1.6 \times 100 = 280$ kN이다.

고정하중·활하중·지진하중을 함께 고려하는 조합: $U = 1.2D + 1.0L + 1.0E$이다. 이 조합에서 **활하중계수는 1.0**이며, 앞의 조합에서 사용한 1.6을 그대로 적용하지 않는다. 따라서 $1.2 \times 100 + 1.0 \times 100 + 1.0 \times 100 = 320$ kN이다.

고정하중의 계수를 낮추어 지진하중과 조합하는 경우: $U = 0.9D + 1.0E$이므로 $0.9 \times 100 + 1.0 \times 100 = 190$ kN이다.

계산한 140 kN, 280 kN, 320 kN, 190 kN 중 최대 소요강도는 320 kN이며, ④의 값과 일치한다.

NoteBase

문 16. 슬래브의 직접설계법에 의한 정 및 부계수휨모멘트의 분배율로 옳지 않은 것은? (단, M_o는 전체 정적 계수휨모멘트이다)

① 내부 경간에서 부계수휨모멘트는 $0.65M_o$이다.

② 내부 경간에서 정계수휨모멘트는 $0.35M_o$이다.

③ 단부 경간에서 완전 구속된 외부 받침부의 부계수휨모멘트는 $0.65M_o$이다.

④ 단부 경간에서 완전 구속된 외부 받침부의 정계수휨모멘트는 $0.70M_o$이다.

정답 4번

①

직접설계법에서 내부 경간의 부계수휨모멘트에는 **전체 정적 계수휨모멘트의 65%**를 분배한다.

콘크리트 슬래브와 기초판 설계기준(KDS 14 20 70:2021) 4.1.3.3(2)
(2)내부 경간에서는 전체 정적 계수휨모멘트 M_o를 다음과 같은 비율로 분배하여야 한다.
① 부계수휨모멘트 0.65
② 정계수휨모멘트 0.35

②

직접설계법에서 내부 경간의 정계수휨모멘트에는 **전체 정적 계수휨모멘트의 35%**를 분배한다.

콘크리트 슬래브와 기초판 설계기준(KDS 14 20 70:2021) 4.1.3.3(2)
(2)내부 경간에서는 전체 정적 계수휨모멘트 M_o를 다음과 같은 비율로 분배하여야 한다.
① 부계수휨모멘트 0.65
② 정계수휨모멘트 0.35

③

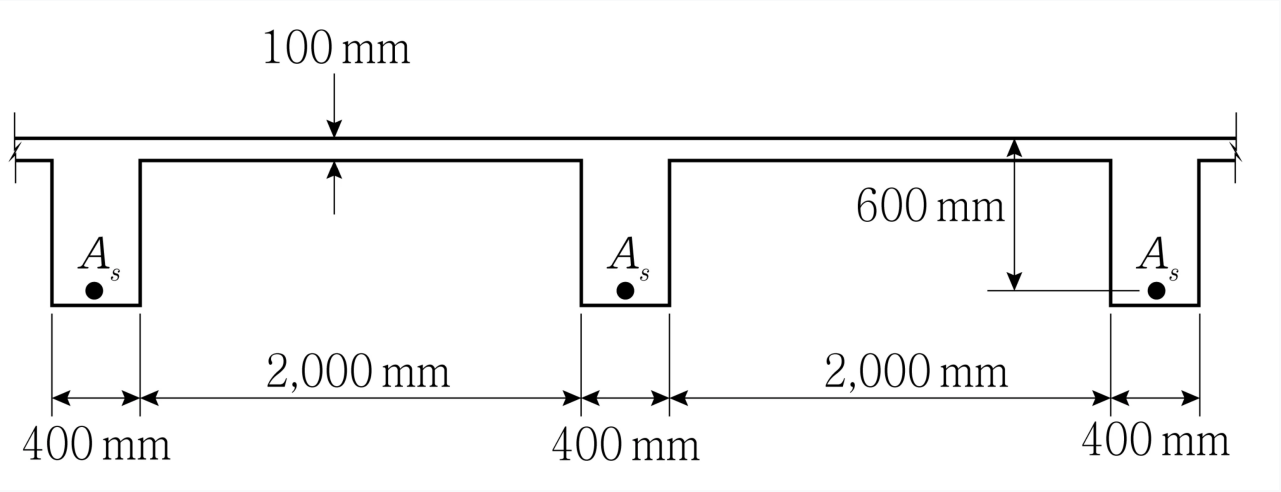
외부 받침부가 완전 구속된 단부 경간에서는 외부와 내부 받침부의 부계수휨모멘트를 각각 $0.65M_o$, 경간의 정계수휨모멘트를 $0.35M_o$로 정한다.

④

외부 받침부가 완전 구속된 단부 경간의 **정계수휨모멘트는** $0.35M_o$이다. 양쪽 받침부의 부계수휨모멘트는 각각 $0.65M_o$이며, 정계수휨모멘트의 분배율은 0.70이 아니다.

NoteBase

문 17. 그림과 같이 경간 10 m의 대칭 T형보에서 등가직사각형 응력블록의 깊이 a [mm]는? (단, 콘크리트의 설계기준압축강도 $f_{ck} = 30$ MPa, 철근의 설계기준항복강도 $f_y = 400$ MPa, 철근의 단면적 $A_s = 7,650$ mm^{2}이다)



① 60

② 80

③ 100

④ 110

정답 1번

간단한 해설

대칭 T형보의 **플랜지 유효폭은 2,000 mm**이다. 이 폭에 작용하는 콘크리트 압축력과 철근 인장력을 같게 두면 응력블록 깊이는 60 mm이며, 플랜지 두께 100 mm보다 작으므로 압축 응력블록이 플랜지 안에 들어간다.

NoteBase

계산 과정

1. 플랜지 유효폭 산정: 그림에서 플랜지 두께는 $t_f = 100$ mm, 복부 폭은 $b_w = 400$ mm이다. 인접 보 사이 순거리가 2,000 mm이므로 보 중심 간 거리는 2,000 + 400 = 2,400 mm이다. 경간은 10 m = 10,000 mm이다. 대칭 T형보의 유효폭 b는 **플랜지 두께에 따른 제한, 보 중심 간 거리, 경간의 1/4 중 최솟값**을 취한다.
플랜지 두께에 따른 제한: $16t_f + b_w = 16 \cdot 100 + 400 = 2{,}000$ mm
보 중심 간 거리: 2,400 mm
경간에 따른 제한: $\frac{10{,}000}{4} = 2{,}500$ mm
따라서 $b = 2{,}000$ mm이다.

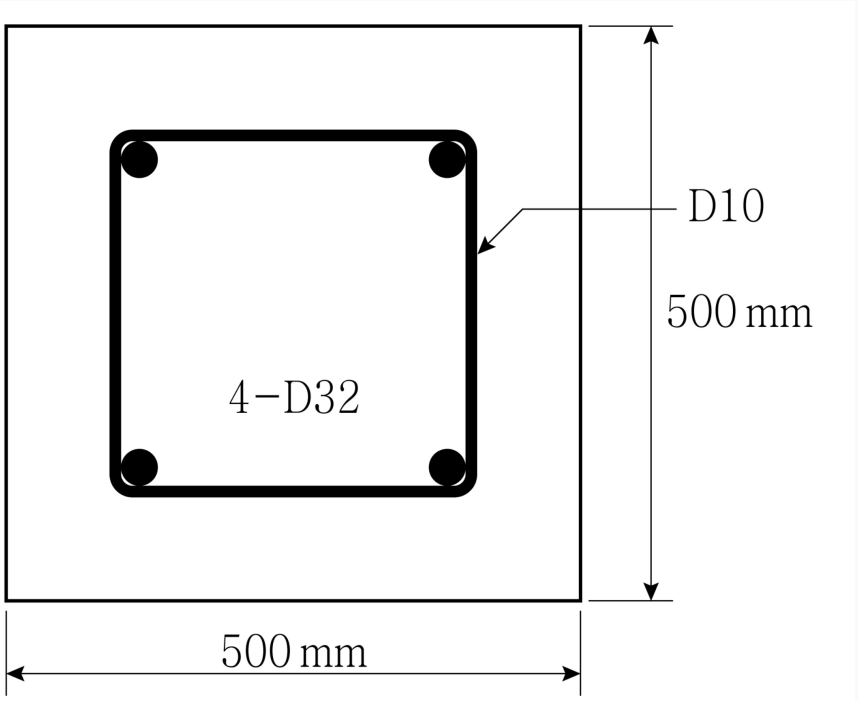
2. 철근 인장력 계산: 인장철근이 항복하는 휨강도 상태에서 철근 인장력은 $T = A_s f_y$이다. 1 MPa = 1 N/mm^{2}이므로 주어진 철근 단면적과 항복강도를 곱하면 $T = 7{,}650 \cdot 400 = 3{,}060{,}000$ N이다. 이 값이 콘크리트 압축력이 평형을 이루어야 할 인장력이다.

3. 응력블록 깊이 계산: 우선 **응력블록이 플랜지 안에 들어간다고 가정**한다. 등가직사각형 응력블록의 압축응력은 $0.85f_{ck}$이고, 압축면적은 ba이므로 압축력은 $C = 0.85f_{ck}ba$이다. 축방향 힘의 평형 $C = T$에서 $a = \frac{T}{0.85f_{ck}b}$를 얻는다. 압축응력은 $0.85 \cdot 30 = 25.5$ MPa이므로 $a = \frac{3{,}060{,}000}{25.5 \cdot 2{,}000} = 60$ mm이다.

4. 가정 확인 및 선지 연결: 계산한 깊이 60 mm는 플랜지 두께 100 mm보다 작다. 따라서 **압축 응력블록 전체가 플랜지 내부**에 있으므로 유효폭 2,000 mm인 직사각형 단면으로 계산한 가정이 성립한다. 구하는 깊이는 60 mm로 ①에 해당한다.

NoteBase

문 18. 그림과 같은 압축부재에 사용되는 띠철근기둥에서 띠철근의 최대 수직간격[mm]은? (단, D10 철근의 공칭지름은 10 mm, D32 철근의 공칭지름은 32 mm로 가정한다)



① 480

② 500

③ 512

④ 550

정답 1번

간단한 해설

띠철근의 수직간격은 축방향 철근지름의 16배, 띠철근지름의 48배, 기둥단면의 최소 치수를 모두 넘지 않아야 한다. 세 상한 512 mm, 480 mm, 500 mm 중 **가장 작은 480 mm**가 최대 수직간격이다.

NoteBase

계산 과정

주어진 조건: 그림의 축방향 철근은 4-D32이고, 이를 둘러싼 띠철근은 D10이다. 문제에서 정한 공칭지름을 적용하면 축방향 철근지름은 32 mm, 띠철근지름은 10 mm이다. 기둥단면은 500 mm × 500 mm이므로 최소 치수는 500 mm이다.

간격 제한 기준: 압축부재에 사용하는 띠철근의 수직간격은 축방향 철근지름의 16배 이하, 띠철근지름의 48배 이하, 기둥단면의 최소 치수 이하이어야 한다. 이 세 조건은 선택해서 적용하는 것이 아니라 **동시에 만족**해야 하므로 각각의 상한을 계산한다.

축방향 철근 기준: 16 × 32 = 512 mm이다. 이는 축방향 철근의 굵기에 따라 정해지는 간격 상한이다.

띠철근 기준: 48 × 10 = 480 mm이다. 이는 기둥을 둘러싼 **D10 띠철근의 지름**으로 계산한 간격 상한이다.

단면치수 기준: 기둥단면의 두 변이 모두 500 mm이므로 단면치수에 따른 간격 상한은 500 mm이다.

최대 수직간격: 512 mm, 480 mm, 500 mm를 모두 넘지 않는 가장 큰 간격은 480 mm이다. 따라서 띠철근의 최대 수직간격은 480 mm이며, ①의 값과 일치한다.

NoteBase

문 19. 프리스트레스트 콘크리트구조의 긴장재 허용응력 기준에서 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력[MPa]은? (단, 긴장재의 설계기준인장강도 $f_{pu} = 2,400$ MPa, 긴장재의 설계기준항복강도 $f_{py} = 2,000$ MPa이다)

① 1,480

② 1,640

③ 2,000

④ 2,400

정답 2번

간단한 해설

프리스트레스 도입 직후에는 $0.74f_{pu}$와 $0.82f_{py}$ 중 **작은 값**을 허용응력으로 적용한다. 이 문제에서는 항복강도에 따른 제한값인 1,640 MPa이 지배한다.

계산 과정

주어진 설계기준인장강도는 $f_{pu} = 2,400$ MPa, 설계기준항복강도는 $f_{py} = 2,000$ MPa이다. 구하려는 값은 프리스트레스 도입 직후 긴장재 인장응력의 허용한계이다.

콘크리트구조기준 9.3.2(2)에 따르면, 도입 직후 긴장재의 인장응력은 $0.74f_{pu}$와 $0.82f_{py}$를 모두 넘지 않아야 한다. 따라서 **두 제한값 중 작은 값**이 허용한계가 된다.

인장강도에 따른 제한값: $0.74f_{pu} = 0.74 \times 2,400 = 1,776$ MPa이다.

항복강도에 따른 제한값: $0.82f_{py} = 0.82 \times 2,000 = 1,640$ MPa이다.

1,640 MPa이 1,776 MPa보다 작으므로, 긴장재의 인장응력은 **1,640 MPa 이하**이어야 한다. 이 허용한계는 ②의 1,640 MPa에 해당한다.

NoteBase

문 20. 프리스트레스트 콘크리트 휨부재는 미리 압축을 가한 인장구역에서 사용하중에 의한 인장연단응력 f_t에 따라 균열등급이 구분된다. 콘크리트의 설계기준압축강도가 $f_{ck} = 36\text{MPa}$이라면 비균열등급의 한계[MPa]는?

① 3.78

② 4.80

③ 5.10

④ 6.00

정답 1번

간단한 해설

비균열등급은 사용하중에 의한 인장연단응력이 $0.63\sqrt{f_{ck}}$ 이하인 경우이다. 설계기준압축강도 36 MPa를 적용하면 **한계 인장연단응력은 3.78 MPa**이다.

계산 과정

프리스트레스트 콘크리트 휨부재의 비균열등급은 미리 압축을 가한 인장구역에서 **사용하중에 의한 인장연단응력**을 기준으로 판단한다. 인장연단응력을 f_t, 설계기준압축강도를 f_{ck}라 하면 비균열등급의 조건은 $f_t \le 0.63\sqrt{f_{ck}}$이다. 이 식에는 압축강도를 MPa 단위의 수치로 대입하며, 계산된 응력의 단위도 MPa이다.

주어진 $f_{ck} = 36\text{MPa}$를 대입하면 $\sqrt{36} = 6$이다. 여기에 비균열등급의 한계를 정하는 계수 0.63을 곱하므로, 한계 인장연단응력은 $0.63 \times 6 = 3.78$ MPa이다.

따라서 $f_t \le 3.78\text{MPa}$일 때 비균열등급에 해당하며, 구한 한계값 3.78 MPa는 ①의 3.78에 해당한다.

NoteBase