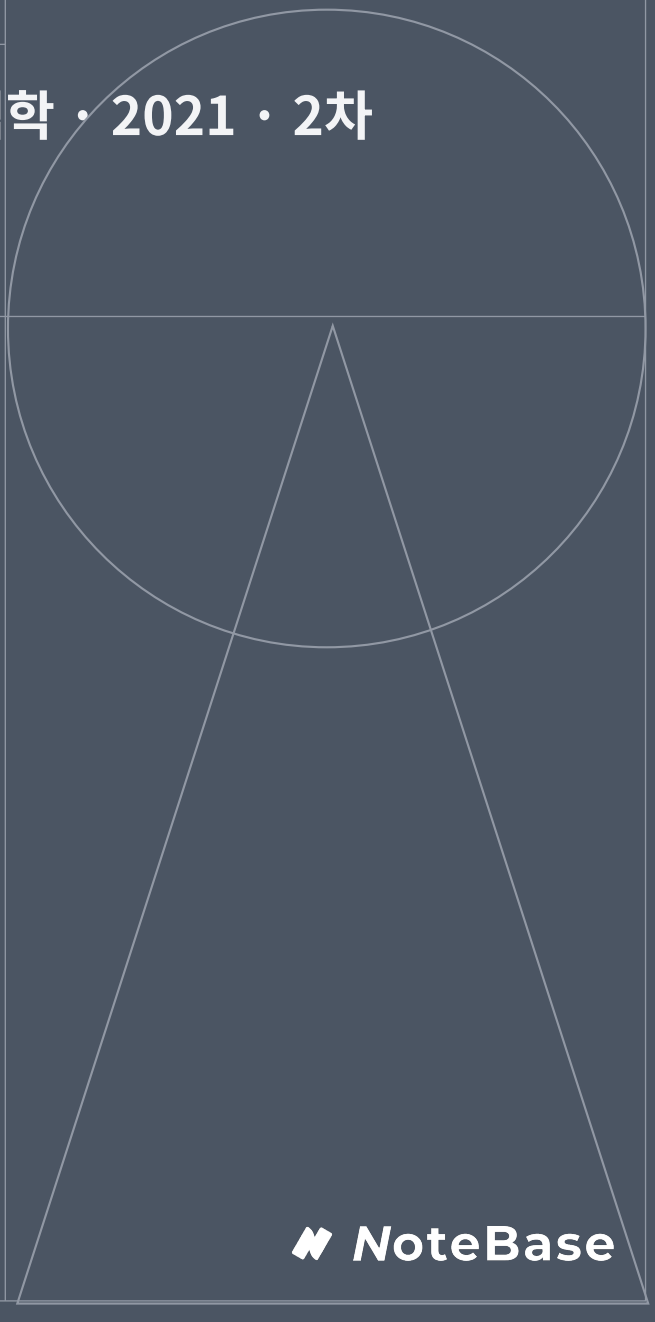
기출OX 해설집

공무원/국가직/7급 · 토질역학 · 2021 · 2차



NoteBase

기출OX 해설집

공무원/국가직/7급 · 토질역학 · 2021 · 2차

공무원/국가직/7급 · 토질역학 · 2021 · 2차

문 1. 상부와 하부의 모래층 사이에 있는 포화점토층이 90% 압밀되는 데 소요된 시간이 1년이었다. 같은 배수조건하에서 이 점토층보다 두께가 2배, 체적변화계수가 3배, 투수계수가 4배인 포화점토지반에 2배의 하중이 재하되었을 때 90% 압밀되는 데 필요한 시간[년]은?

① 2

② 3

③ 4

④ 5

정답 2번

출제 포인트

압밀시간과 배수거리(층 두께), 압밀계수의 관계를 다루는 문제이다. 압밀도(90%)가 같을 때 소요시간은 시간계수 T_v가 일정하다는 사실에서 출발하여, 층 두께비·체적변화계수비·투수계수비가 주어졌을 때 압밀계수 c_v의 변화와 소요시간의 변화를 비례식으로 계산하는 능력을 확인한다. 하중의 크기는 압밀도(90%)에 도달하는 시간과 무관하다는 점을 알아야 함정에 빠지지 않는다.

조건 정리

기존 점토층: 두께 H_1, 체적변화계수 m_{v1}, 투수계수 k_1, 90% 압밀에 소요된 시간 $t_1 = 1$년, 배수조건은 상하 모래층 사이의 양면배수이다.
새로운 점토지반: 두께 $H_2 = 2H_1$, 체적변화계수 $m_{v2} = 3m_{v1}$, 투수계수 $k_2 = 4k_1$, 배수조건은 동일(양면배수), 재하하중은 2배이나 90% 압밀에 걸리는 시간에는 영향을 주지 않는다.
구하는 값: 새 지반이 90% 압밀되는 데 필요한 시간 t_2.

NoteBase

사용할 공식

압밀도 U(%)에 대응하는 시간계수 T_v는 배수조건이 같으면 U가 같을 때 동일한 값을 갖는다. 시간계수의 정의는 다음과 같다.

$T_v = \frac{c_v t}{H^2}$

여기서 H는 배수거리(양면배수 시 층 두께의 1/2이지만, 두 경우 모두 양면배수이므로 층 두께 비로 대체 가능), c_v는 압밀계수이다.

압밀계수는 다음과 같이 정의된다.

$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$

같은 압밀도(90%)에서 T_v가 같으므로 두 경우에 대해 다음 비례식이 성립한다.

$\frac{t_2}{t_1} = \left(\frac{H_2}{H_1}\right)^2 \times \frac{c_{v1}}{c_{v2}}$

계산 과정

먼저 압밀계수의 비를 구한다.

$\frac{c_{v2}}{c_{v1}} = \frac{k_2/m_{v2}}{k_1/m_{v1}} = \frac{k_2}{k_1} \times \frac{m_{v1}}{m_{v2}} = 4 \times \frac{1}{3} = \frac{4}{3}$

따라서 $c_{v1}/c_{v2} = 3/4$이다.

다음으로 두께비의 제곱을 구한다.

$\left(\frac{H_2}{H_1}\right)^2 = 2^2 = 4$

이를 시간비 공식에 대입한다.

$\frac{t_2}{t_1} = 4 \times \frac{3}{4} = 3$

따라서

t_2 = 3 × t_1 = 3 × 1년 = 3년

2배의 하중이 재하되었다는 조건은 압밀도(퍼센트)에 도달하는 시간에는 영향을 주지 않으므로 계산에 반영하지 않는다(하중 크기는 최종 압밀침하량에는 영향을 주지만, 시간계수-압밀도 관계식에는 나타나지 않는다).

선지 판단

① 2 → X, 두께비의 제곱(4배)만 반영하고 체적변화계수·투수계수 변화로 인한 압밀계수 증가(4/3배)를 반영하지 않거나 잘못 반영한 경우 나올 수 있는 값으로, 올바른 계산 결과인 3년과 다르다.

② 3 → O, $t_2 = (H_2/H_1)^2 \times (c_{v1}/c_{v2}) \times t_1 = 4 \times (3/4) \times 1 = 3$년으로 계산되며, 이는 정답이다.

③ 4 → X, 두께비의 제곱(4배)을 압밀계수 변화 없이 그대로 적용하면 나오는 값으로, 압밀계수가 4/3배 커진다는 점을 누락한 오류이다.

④ 5 → X, 두께비·체적변화계수비·투수계수비를 단순히 더하거나 잘못된 비례관계로 조합했을 때 나올 수 있는 값으로, 올바른 공식 적용 결과가 아니다.

NoteBase

오답 포인트

이 문제의 핵심 함정은 두 가지이다. 첫째, 재하하중이 2배라는 조건은 최종 압밀침하량(압밀량)에는 영향을 주지만, 90%라는 압밀도에 도달하는 데 걸리는 시간에는 영향을 주지 않는다. 시간계수 T_v는 압밀도만의 함수이므로 하중 크기와 무관하다. 둘째, 압밀계수 c_v는 투수계수에 비례하고 체적변화계수에 반비례하므로, 투수계수와 체적변화계수가 동시에 커지면 두 효과가 상쇄되어 c_v의 순증가율은 두 배율을 그대로 곱한 것이 아니라 나눈 것(4/3배)이 된다는 점을 놓치기 쉽다.

다시 나오면 이렇게 판단

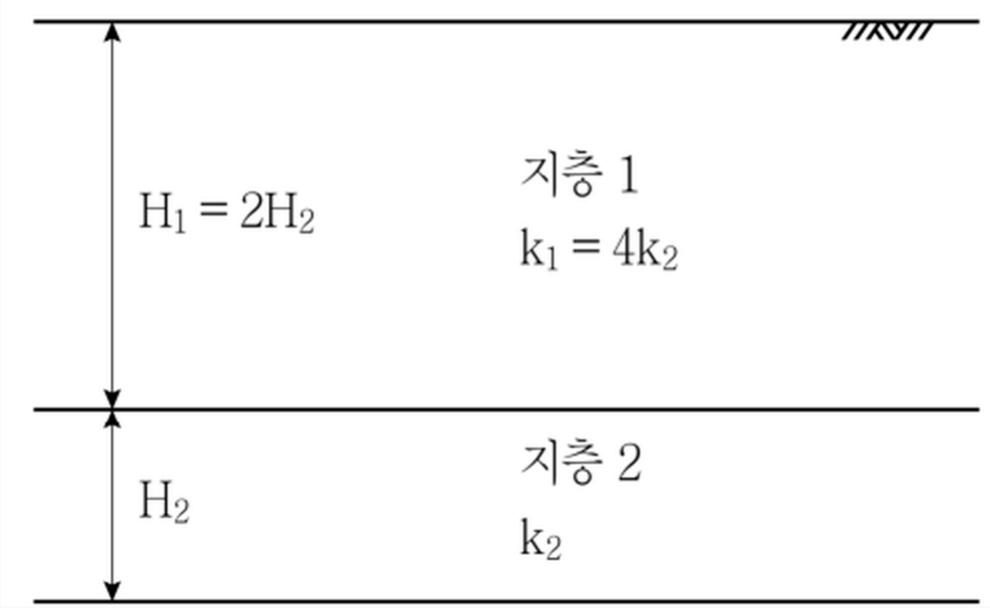
압밀시간 비교 문제는 항상 $t \propto H^2/c_v$, $c_v \propto k/m_v$의 두 관계식을 먼저 세운 뒤, 주어진 배율들을 각각 대입해 비례식으로 정리한다. 하중(응력) 배율이 제시되어도 90% 압밀에 걸리는 시간 계산에는 사용하지 않는다는 점을 매 문제마다 확인한다.

암기 포인트

$t = \frac{T_v H^2}{c_v}$, $c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$: 압밀시간은 배수거리(두께)의 제곱에 비례하고, 압밀계수에 반비례하며, 압밀계수는 투수계수에 비례·체적변화계수에 반비례한다. 하중의 크기는 압밀도 도달 시간과 무관하다.

NoteBase

문 2. 그림과 같은 지층에서 수직방향 등가투수계수(k_v)에 대한 수평방향 등가투수계수(k_h)의 비(k_h/k_v)는? (단, k_1과 k_2는 각각 지층 1과 지층 2의 투수계수이다)



① 0.5

② 1.5

③ 4.0

④ 8.0

정답 2번

출제 포인트

수평 성층지반(층상 지반)에서 수평방향 등가투수계수와 수직방향 등가투수계수를 구하는 공식을 각각 적용한 뒤 그 비를 계산할 수 있는지를 묻는다. 지층에 평행한 흐름(수평방향)은 병렬 결합, 지층에 수직한 흐름(수직방향)은 직렬 결합으로 처리하는 것이 핵심이다.

조건 정리

지층 2의 두께를 H_2, 투수계수를 k_2라 하면, 지층 1은 두께 $H_1 = 2H_2$, 투수계수 $k_1 = 4k_2$이다. 계산 편의를 위해 $H_2 = 1$, $k_2 = 1$로 두면 $H_1 = 2$, $k_1 = 4$가 된다.

사용할 공식

수평방향(층에 평행) 등가투수계수: $k_h = \frac{k_1 H_1 + k_2 H_2}{H_1 + H_2}$
수직방향(층에 수직) 등가투수계수: $k_v = \frac{H_1 + H_2}{\frac{H_1}{k_1} + \frac{H_2}{k_2}}$

NoteBase

계산 과정

수평방향: $k_h = \frac{(4)(2)+(1)(1)}{2+1} = \frac{8+1}{3} = 3$
수직방향: $k_v = \frac{2+1}{\frac{2}{4}+\frac{1}{1}} = \frac{3}{0.5+1} = \frac{3}{1.5} = 2$
비: $\frac{k_h}{k_v} = \frac{3}{2} = 1.5$

선지 판단

① 0.5 → k_h/k_v를 반대로(즉 k_v/k_h를 뒤집어) 계산하거나 병렬·직렬 공식을 바꿔 적용했을 때 나올 수 있는 값으로 오답이다.
② 1.5 → 병렬 결합 공식으로 $k_h = 3$, 직렬 결합 공식으로 $k_v = 2$를 구하면 $k_h/k_v = 1.5$가 되므로 옳다.
③ 4.0 → 단순히 $k_1/k_2 = 4$를 그대로 답으로 착각한 경우 나올 수 있는 값으로, 두께 비를 반영하지 않은 오답이다.
④ 8.0 → k_h를 두께 가중 없이 $k_1 \times k_2$ 형태로 잘못 계산하거나 다른 값을 곱해 얻을 수 있는 값으로 오답이다.

오답 포인트

이 문제의 함정은 수평방향과 수직방향의 등가투수계수 공식을 혼동하는 데 있다. 수평방향(지층에 평행한 흐름)은 각 층의 유량이 합쳐지므로 두께로 가중평균한 병렬식(산술평균 형태)을 쓰고, 수직방향(지층에 수직한 흐름)은 물이 저투수층을 통과하는 데 걸리는 시간이 지배하므로 조화평균 형태의 직렬식을 쓴다. 두 공식을 서로 바꿔 적용하면 답이 뒤집히거나(0.5) 두께 비를 빠뜨리면 단순 투수계수비(4.0)가 나오므로 주의한다.

다시 나오면 이렇게 판단

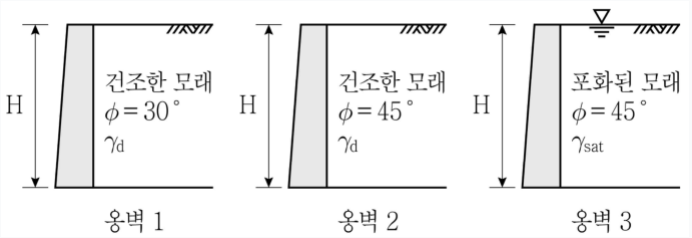
성층지반 등가투수계수 문제는 먼저 각 지층의 두께비와 투수계수비를 단순한 숫자(예: $H_2 = 1$, $k_2 = 1$)로 치환해 계산을 쉽게 만든다. 그 다음 수평방향은 병렬식, 수직방향은 직렬식을 각각 적용해 k_h와 k_v를 따로 구한 뒤 비를 취하면 실수를 줄일 수 있다.

암기 포인트

수평(평행)방향: $k_h = \frac{\sum k_i H_i}{\sum H_i}$(두께 가중 산술평균). 수직(직교)방향: $k_v = \frac{\sum H_i}{\sum (H_i/k_i)}$(두께 가중 조화평균). 항상 $k_h \geq k_v$라는 사실도 검산에 활용한다.

NoteBase

문 3. 그림과 같이 건조한 모래(옹벽 1, 옹벽 2)와 포화된 모래(옹벽 3)로 뒤채움된 옹벽에 작용하는 주동토압(수압포함)의 합력의 크기가 가장 작은 것은? (단, ϕ는 뒤채움 모래의 내부마찰각, γ_d는 건조단위중량, γ_{sat}은 포화단위중량이며, 물의 단위중량 $\gamma_w = 10\text{kN/m}^3$, $\gamma_d = 0.8\gamma_{sat}$이고 Rankine 토압이론을 이용한다)



① 옹벽 1

② 옹벽 2

③ 옹벽 3

④ 모두 같다.

정답 2번

출제 포인트

Rankine 주동토압계수 $K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$는 내부마찰각 ϕ가 클수록 작아진다는 점과, 지하수위가 있는 옹벽은 유효토압에 정수압(수압)을 더해야 한다는 점을 함께 다루는 문제이다. 세 옹벽의 조건(흙의 종류·ϕ·지하수위 유무)이 각각 달라 세 경우의 합력을 모두 구해 크기를 비교해야 한다.

조건 정리

옹벽 1: 건조한 모래, ϕ = 30°, 단위중량 γd, 지하수위 없음.
옹벽 2: 건조한 모래, ϕ = 45°, 단위중량 γd, 지하수위 없음.
옹벽 3: 포화된 모래, ϕ = 45°, 단위중량 γsat, 지하수위가 지표면까지 차 있음.
공통조건: γw = 10 kN/m^3, γd = 0.8γsat이므로 γsat = 1.25γd이고 유효(수중) 단위중량 γ′ = γsat − γw이다. 계산의 편의를 위해 실제 시험에서 흔히 쓰이는 값인 γd = 16 kN/m^3을 대입하면 γsat = 20 kN/m^3, γ′ = 10 kN/m^3이 되며, 세 옹벽의 높이는 모두 H로 같다.

사용할 공식

주동토압계수 $K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$.
지하수위가 없는 경우 주동토압 합력 $P_a = \frac{1}{2}K_a\gamma H^2$.
지하수위가 지표면까지 있는 경우(수압 포함) 합력 $P_a = \frac{1}{2}K_a(\gamma_{sat} - \gamma_w)H^2 + \frac{1}{2}\gamma_w H^2$이며, 앞항은 유효토압, 뒷항은 정수압이다.

NoteBase

계산 과정

옹벽 1($\phi = 30°$): $K_{a1} = \tan^2 30^\circ = \frac{1}{3} \approx 0.333$. $P_{a1} = \frac{1}{2} \times 0.333 \times 16 \times H^2 \approx 2.667H^2$.
옹벽 2($\phi = 45°$): $K_{a2} = \tan^2 22.5^\circ \approx 0.172$. $P_{a2} = \frac{1}{2} \times 0.172 \times 16 \times H^2 \approx 1.373H^2$.
옹벽 3($\phi = 45°$, 포화·수위 지표면): $K_{a3} = K_{a2} \approx 0.172$. 유효토압 $\frac{1}{2} \times 0.172 \times (20 - 10) \times H^2 \approx 0.858H^2$, 정수압 $\frac{1}{2} \times 10 \times H^2 = 5H^2$. 합하면 $P_{a3} \approx 0.858H^2 + 5H^2 = 5.858H^2$.
세 값을 비교하면 $P_{a3}(5.858H^2) > P_{a1}(2.667H^2) > P_{a2}(1.373H^2)$이다.

선지 판단

① 옹벽 1: 약 $2.667H^2$로 세 값 중 중간이다 → X(가장 작지 않음).
② 옹벽 2: 약 $1.373H^2$로 세 값 중 가장 작다 → O(정답).
③ 옹벽 3: 약 $5.858H^2$로 세 값 중 가장 크다(지하수위로 인한 정수압이 더해지기 때문) → X.
④ 모두 같다: 세 값이 서로 다르므로 성립하지 않는다 → X.

오답 포인트

ϕ가 클수록 Ka가 작아진다는 사실을 놓치고 옹벽 1과 2를 같은 크기로 착각하기 쉽다. 같은 건조 단위중량이라도 $\phi = 45°$(옹벽 2)가 $\phi = 30°$(옹벽 1)보다 Ka가 작아 토압이 작아진다. 또한 옹벽 3은 ϕ가 옹벽 2와 같아 유효토압 자체는 옹벽 2와 비슷한 수준이지만, 지하수위로 인한 정수압 항 $\frac{1}{2}\gamma_w H^2$이 더해지면서 합력이 크게 증가한다는 점을 빠뜨리면 옹벽 3을 가장 작다고 오판할 수 있다.

다시 나오면 이렇게 판단

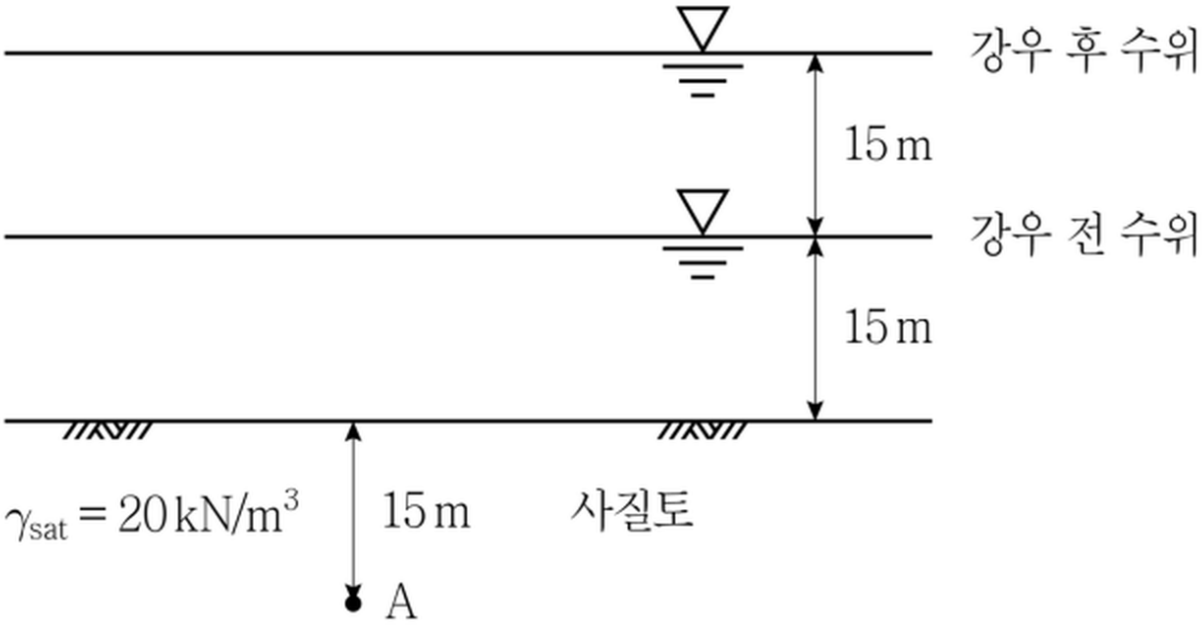
지하수위 유무가 다른 옹벽들의 토압을 비교하는 문제는, 먼저 각 옹벽의 Ka를 ϕ로부터 구해 흙 자체의 토압 크기(건조 조건)를 비교하고, 지하수위가 있는 경우에는 유효단위중량으로 계산한 유효토압에 정수압 항을 별도로 더해 합력을 구한다. 정수압 항은 ϕ와 무관하게 항상 더해지는 값이므로, 지하수위가 있는 옹벽은 다른 조건이 같거나 유리해도 합력이 커질 가능성이 크다는 점을 염두에 둔다.

암기 포인트

$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$는 ϕ가 클수록 작아진다(ϕ 30°→Ka 1/3, ϕ 45°→Ka 약 0.172). 지하수위가 있는 옹벽의 주동토압(수압 포함) 합력은 유효토압 $\frac{1}{2}K_a\gamma' H^2$에 정수압 $\frac{1}{2}\gamma_w H^2$을 더해서 구한다.

NoteBase

문 4. 그림과 같이 강우로 인하여 수위가 GL + 15m에서 GL + 30m로 상승하였을 때, GL - 15m에 위치한 점 A에서의 유효수직응력의 증가량$[kN/m^2]$은? (단, 흙의 포화단위중량 $\gamma_{sat} = 20kN/m^3$, 물의 단위중량 $\gamma_w = 10kN/m^3$이고, 물의 흐름은 없다고 가정한다)



① 0

② 150

③ 300

④ -150

정답 1번

출제 포인트

지하수위가 지표면(GL)보다 위에 위치한 상태에서 그 수위가 상승하는 경우, 지반 내 한 점에서의 유효수직응력이 어떻게 변하는지를 묻는 문항이다. 수위가 지표면 위에 있을 때는 흙이 이미 완전히 포화된 상태이므로, 수위 상승이 일으키는 전응력 증가분과 간극수압 증가분이 서로 상쇄되어 유효응력이 변하지 않는다는 점을 이해하는 것이 핵심이다.

NoteBase

조건 정리

강우 전 수위: GL+15m / 강우 후 수위: GL+30m(상승량 15m). 점 A의 위치: GL-15m(지표면 아래 15m). 지반은 지표면(GL)부터 A까지 사질토이고 $\gamma_{sat} = 20\text{kN/m}^3$이다. 지표면 위의 수위 구간은 물만 존재하며 물의 흐름은 없다고 가정하므로 정수압 상태이고, 물의 단위중량은 $\gamma_w = 10\text{kN/m}^3$이다. 지반은 지표면 아래에서 항상 포화 상태이므로(수위가 이미 지표면보다 위에 있음), 강우로 인한 수위 상승은 지표면 위쪽 물기둥의 두께만 늘릴 뿐 지반 내부의 포화 상태 자체는 바뀌지 않는다.

사용할 공식

유효응력의 정의: $\sigma' = \sigma - u$. 전응력은 상부에 있는 물기둥과 흙기둥의 무게의 합, 간극수압은 정수압 조건에서 수위면으로부터 그 점까지의 깊이에 물의 단위중량을 곱한 값이다: $u = \gamma_w \cdot h_w$, $\sigma = \gamma_w \cdot h_{watercolumn} + \gamma_{sat} \cdot h_{soil}$.

계산 과정

강우 전(수위 GL+15m): 점 A는 수위면으로부터 $15 + 15 = 30\text{m}$ 아래에 있으므로 $u_1 = 10 \times 30 = 300\text{kN/m}^2$. 전응력은 물기둥 15m와 흙기둥 15m의 합이므로 $\sigma_1 = 10 \times 15 + 20 \times 15 = 150 + 300 = 450\text{kN/m}^2$. 따라서 $\sigma'_1 = 450 - 300 = 150\text{kN/m}^2$.
강우 후(수위 GL+30m): 점 A는 수위면으로부터 $30 + 15 = 45\text{m}$ 아래에 있으므로 $u_2 = 10 \times 45 = 450\text{kN/m}^2$. 전응력은 물기둥 30m와 흙기둥 15m의 합이므로 $\sigma_2 = 10 \times 30 + 20 \times 15 = 300 + 300 = 600\text{kN/m}^2$. 따라서 $\sigma'_2 = 600 - 450 = 150\text{kN/m}^2$.
유효응력 증가량은 $\Delta\sigma' = \sigma'_2 - \sigma'_1 = 150 - 150 = 0\text{kN/m}^2$이다. 수위 상승분 15m가 전응력과 간극수압을 똑같이 $10 \times 15 = 150\text{kN/m}^2$씩 증가시키므로 서로 상쇄된 것이다.

선지 판단

① 0: 옳다. 위 계산과 같이 지표면 위 수위 상승은 전응력과 간극수압을 동일하게 증가시켜 유효응력 변화가 없다.
② 150: 틀린 표현 → 이는 강우 전(또는 후) 어느 한 시점의 유효응력 값(150kN/m^2)이지 그 변화량(증가량)이 아니다. 변화량은 두 시점 값의 차이인 0이다.
③ 300: 틀린 표현 → 전응력 증가량($10 \times 15 = 150\text{kN/m}^2$)이나 간극수압 값 등을 혼동하여 임의로 더한 값으로, 유효응력 증가량과는 무관하다.
④ -150: 틀린 표현 → 유효응력이 감소한다고 잘못 계산한 경우이며, 실제로는 전응력 증가분과 간극수압 증가분이 같은 크기(150kN/m^2)로 상쇄되어 변화가 없다.

NoteBase

오답 포인트

지표면보다 높은 위치에 수위가 있는 상태(피압 또는 침수 지반)에서 그 수위가 상승하는 경우, 지반 내부는 이미 포화되어 있으므로 흙의 유효단위중량이 바뀌지 않는다. 이때 수위 상승분만큼 전응력과 간극수압이 똑같이 늘어나므로 유효응력은 변하지 않는다는 점을 놓치면 ②나 ③처럼 전응력 증가량이나 간극수압 값을 유효응력 증가량으로 착각하기 쉽다.

다시 나오면 이렇게 판단

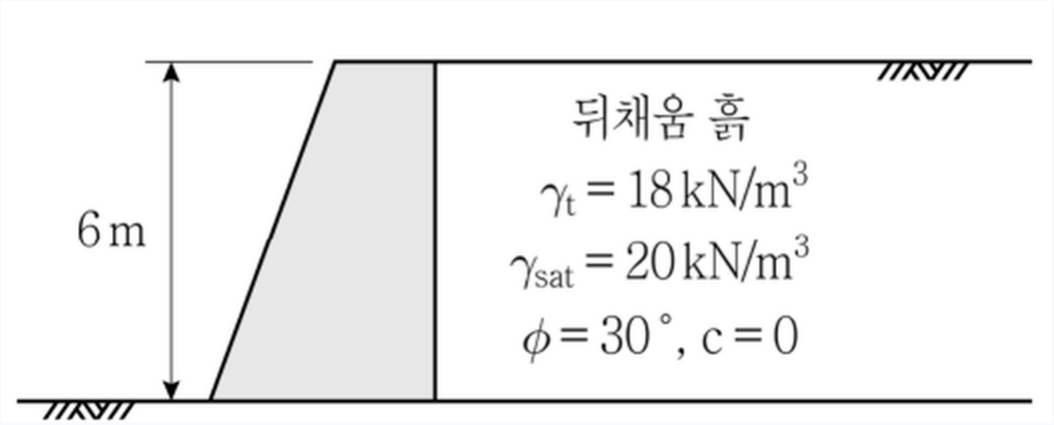
지하수위가 지표면 아래에서 상승·하강하는 일반적인 경우와, 지하수위가 지표면보다 위(침수·담수 상태)에서 변동하는 경우를 구분해서 접근한다. 후자의 경우에는 수위 변동이 전응력과 간극수압을 동일하게 변화시키므로 유효응력 증가량은 항상 0이 된다는 결론을 바로 적용할 수 있다. 계산으로 확인할 때는 반드시 두 시점(전/후)의 전응력과 간극수압을 각각 구한 뒤 유효응력을 계산하고, 그 차이를 취해야 한다.

암기 포인트

지표면 위 수위 상승(지반이 이미 완전 포화 상태)은 유효응력에 영향을 주지 않는다:
$\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta u = \gamma_w \Delta h - \gamma_w \Delta h = 0$. 반대로 지표면 아래에서 수위가 오르내리며 흙의 포화·불포화 상태 자체가 바뀌는 경우에는 유효응력이 실제로 변화한다는 점과 대비해서 기억해 둔다.

NoteBase

문 5. 그림과 같이 높이 $6m$의 옹벽 뒤채움 흙이 습윤상태에서 포화상태로 될 때 옹벽에 작용하는 주동토압(수압포함) 합력의 증가량 $[kN/m]$은? (단, Rankine 토압이론을 이용하고, γ_t는 습윤단위중량, γ_{sat}은 포화단위중량, ϕ는 내부마찰각, c는 점착력이며, 물의 단위중량 $\gamma_w = 10[kN/m^3]$이다)



① 54

② 108

③ 132

④ 240

정답 3번

출제 포인트

Rankine 주동토압 이론에서 뒤채움 흙이 습윤상태일 때와 포화상태(지하수 존재, 수압 포함)일 때 옹벽에 작용하는 주동토압 합력을 각각 구하고 그 증가량을 계산하는 문제이다. 포화 시에는 흙의 유효응력에 의한 토압과 별도로 정수압이 추가된다는 점이 핵심이다.

조건 정리

옹벽 높이 $H = 6\mathrm{m}$, $\gamma_t = 18\mathrm{kN/m^3}$(습윤단위중량), $\gamma_{sat} = 20\mathrm{kN/m^3}$(포화단위중량), $\phi = 30^\circ$, $c = 0$, $\gamma_w = 10\mathrm{kN/m^3}$. 점착력이 0이므로 주동토압계수만으로 계산하며, 포화상태에서는 지하수위가 지표까지 차올라 흙에는 유효(수중)단위중량이 작용하고 별도로 정수압이 더해진다.

사용할 공식

주동토압계수 $K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$. 습윤상태(수압 없음)의 주동토압 합력 $P_{a1} = \frac{1}{2}K_a\gamma_t H^2$. 포화상태의 주동토압 합력은 유효단위중량에 의한 토압과 정수압의 합이다: $P_{a2} = \frac{1}{2}K_a\gamma' H^2 + \frac{1}{2}\gamma_w H^2$, 여기서 $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$이다.

NoteBase

계산 과정

① 주동토압계수: $K_a = \tan^2(45^\circ - 15^\circ) = \tan^2 30^\circ = \frac{1}{3}$.
② 습윤상태 주동토압 합력: $P_{a1} = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 18 \times 6^2 = \frac{1}{2} \times 6 \times 36 = 108\text{kN/m}$.
③ 포화상태 유효단위중량: $\gamma' = 20 - 10 = 10\text{kN/m}^3$.
④ 포화상태의 흙에 의한 토압: $\frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 10 \times 36 = 60\text{kN/m}$.
⑤ 정수압: $\frac{1}{2} \times 10 \times 36 = 180\text{kN/m}$.
⑥ 포화상태 총 주동토압(수압 포함) 합력: $P_{a2} = 60 + 180 = 240\text{kN/m}$.
⑦ 증가량: $\Delta P = P_{a2} - P_{a1} = 240 - 108 = 132\text{kN/m}$.

선지 판단

① 54 → X. 습윤상태 토압 108의 절반에 해당하는 값으로, 계산 과정에서 어느 한 항만 반영하거나 계수를 잘못 적용했을 때 나오는 값이며 실제 증가량이 아니다.
② 108 → X. 이는 습윤상태의 주동토압 합력 P_{a1} 자체 값이지 증가량이 아니다.
③ 132 → O. 포화상태 합력 240에서 습윤상태 합력 108을 뺀 증가량과 일치한다.
④ 240 → X. 이는 포화상태의 주동토압(수압 포함) 합력 P_{a2} 자체 값이지 증가량이 아니다.

오답 포인트

이 문제는 '합력'과 '합력의 증가량'을 혼동하면 오답을 고르기 쉽다. 108(①의 절반이 아니라 습윤상태 합력)이나 240(포화상태 합력)을 그대로 답으로 고르면 틀리며, 반드시 두 상태의 합력을 각각 구한 뒤 차이를 구해야 한다. 또한 포화상태 계산에서 흙의 유효단위중량에 의한 토압만 구하고 정수압을 빠뜨리면 60을 108과 비교해 오답이 나오므로, 포화상태에서는 반드시 정수압 항을 더해야 한다.

다시 나오면 이렇게 판단

지하수위 변화(습윤→포화) 문제가 나오면 먼저 두 상태의 주동토압 합력을 각각 따로 계산한 뒤 차이를 구하는 순서로 접근한다. 포화상태에서는 흙 자체는 유효(수중)단위중량 $\gamma_{sat} - \gamma_w$을 사용해 토압을 구하고, 별도로 정수압 $\frac{1}{2}\gamma_w H^2$을 더한다는 점을 항상 확인한다.

암기 포인트

$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$, $\phi = 30^\circ$이면 $K_a = 1/3$이라는 값을 바로 떠올린다. 지하수위 아래 흙은 유효단위중량 $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$으로 토압을 구하고, 수압은 항상 $\frac{1}{2}\gamma_w H^2$으로 별도 가산한다는 원칙을 기억해 둔다.

문 6. A와 B의 두 가지 흙시료에 대한 기본 물성치 시험결과가 다음과 같을 때 두 시료 물성치에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

물성치	A 시료	B 시료
액성한계	0.62	0.34
소성한계	0.26	0.19
함수비	0.38	0.25
비중	2.72	2.67
포화도	1.00	1.00

① A 시료의 소성지수가 B 시료의 소성지수보다 크다.

② A 시료의 건조단위중량이 B 시료의 건조단위중량보다 작다.

③ A 시료의 습윤단위중량이 B 시료의 습윤단위중량보다 크다.

④ A 시료의 간극비가 B 시료의 간극비보다 크다.

정답 3번

출제 포인트

액성한계·소성한계·함수비·비중·포화도라는 기본 물성치만 주고,
소성지수·간극비·건조단위중량·습윤(포화)단위중량을 직접 계산해 두 시료를 비교하는 문제이다. 포화도가 1.00이므로 $S = 1$일 때 성립하는 관계식 $Se = wG_s$를 이용해 간극비를 먼저 구하고, 이를 단위중량 공식에 대입하는 순서가 핵심이다.

조건 정리

A 시료: 액성한계 $LL = 0.62$, 소성한계 $PL = 0.26$, 함수비 $w = 0.38$, 비중 $G_s = 2.72$, 포화도 $S = 1.00$.
B 시료: 액성한계 $LL = 0.34$, 소성한계 $PL = 0.19$, 함수비 $w = 0.25$, 비중 $G_s = 2.67$, 포화도 $S = 1.00$.
두 시료 모두 완전포화 상태이므로 간극이 전부 물로 채워져 있다.

NoteBase

사용할 공식

소성지수: $PI = LL - PL$.
포화도 관계식(완전포화 시): $Se = wG_s \Rightarrow e = wG_s$ ($S = 1$이므로).
건조단위중량: $\gamma_d = \frac{G_s\gamma_w}{1+e}$.
포화(습윤)단위중량: $\gamma_{sat} = \frac{(G_s+Se)\gamma_w}{1+e} = \frac{(G_s+e)\gamma_w}{1+e}$ ($S = 1$일 때).

계산 과정

1) 소성지수: $PI_A = 0.62 - 0.26 = 0.36$, $PI_B = 0.34 - 0.19 = 0.15 \rightarrow PI_A > PI_B$.
2) 간극비: $e_A = w_A G_{sA} = 0.38 \times 2.72 = 1.034$, $e_B = w_B G_{sB} = 0.25 \times 2.67 = 0.668 \rightarrow e_A > e_B$.
3) 건조단위중량($\gamma_w = 9.81\text{kN/m}^3$ 기준): $\gamma_{dA} = \frac{2.72 \times 9.81}{1+1.034} = 13.12\text{kN/m}^3$,
$\gamma_{dB} = \frac{2.67 \times 9.81}{1+0.668} = 15.71\text{kN/m}^3 \rightarrow \gamma_{dA} < \gamma_{dB}$.
4) 포화단위중량: $\gamma_{satA} = \frac{(2.72+1.034) \times 9.81}{1+1.034} = 18.10\text{kN/m}^3$, $\gamma_{satB} = \frac{(2.67+0.668) \times 9.81}{1+0.668} = 19.63\text{kN/m}^3 \rightarrow$ $\gamma_{satA} < \gamma_{satB}$, 즉 A의 습윤(포화)단위중량이 B보다 작다.

선지 판단

① A 시료의 소성지수가 B 시료의 소성지수보다 크다 → O. $PI_A = 0.36 > PI_B = 0.15$로 계산과 일치한다.
② A 시료의 건조단위중량이 B 시료의 건조단위중량보다 작다 → O. $\gamma_{dA} = 13.12 < \gamma_{dB} = 15.71\text{kN/m}^3$로 계산과 일치한다.
③ A 시료의 습윤단위중량이 B 시료의 습윤단위중량보다 크다 → X. 계산 결과는 반대로 $\gamma_{satA} = 18.10 < \gamma_{satB} = 19.63\text{kN/m}^3$이므로 A의 습윤단위중량이 B보다 작다. 틀린 표현 → 올바른 표현: "A 시료의 습윤단위중량이 B 시료의 습윤단위중량보다 작다."
④ A 시료의 간극비가 B 시료의 간극비보다 크다 → O. $e_A = 1.034 > e_B = 0.668$로 계산과 일치한다.

오답 포인트

①·②·④는 모두 계산값과 방향이 일치하므로 정답이 될 수 없다. ③에서 오답을 고르는 학생은 흔히 "함수비와 비중이 A가 더 크니 단위중량도 A가 더 클 것"이라고 직관적으로 판단하는데, 실제로는 간극비 e가 분모에 함께 커지기 때문에 분자(고체+물의 무게)가 커도 전체 단위중량은 오히려 작아질 수 있다. 반드시 e를 먼저 구한 뒤 단위중량 공식에 대입해서 비교해야 한다.

다시 나오면 이렇게 판단

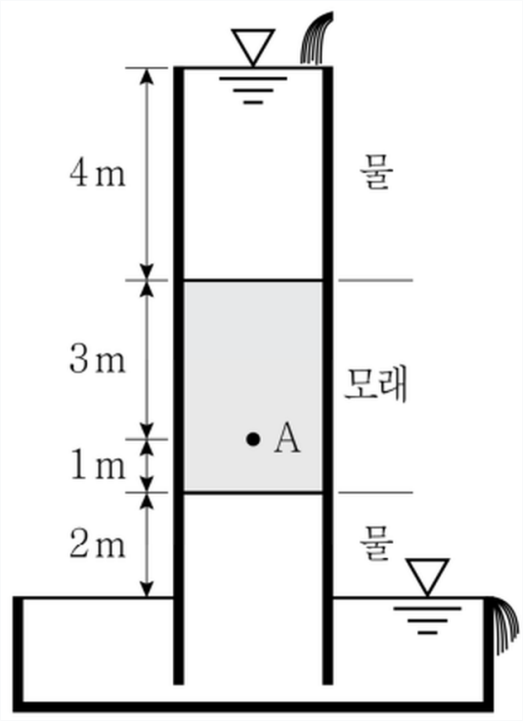
포화도가 1.00으로 주어지면 가장 먼저 $e = wG_s$로 간극비를 구한다. 이후 소성지수는 액성한계와 소성한계의 차, 건조단위중량은 $G_s\gamma_w/(1+e)$, 포화단위중량은 $(G_s+e)\gamma_w/(1+e)$로 각각 계산해 두 시료를 직접 비교한다. 함수비·비중이 크다고 단위중량도 무조건 크다고 단정하지 않는다.

암기 포인트

완전포화 시 $e = wG_s$. 건조단위중량 $\gamma_d = \frac{G_s\gamma_w}{1+e}$, 포화단위중량 $\gamma_{sat} = \frac{(G_s+e)\gamma_w}{1+e}$, 소성지수 $PI = LL - PL$.

NoteBase

문 7. 그림과 같이 물이 모래층을 통과하여 아래쪽으로 흐를 때, A점에서의 전응력, 간극수압, 유효응력은? (단, 모래의 비중은 2.60, 간극비는 0.6, 물의 단위중량은 10kN/m^3으로 가정한다)



① 전응력: 100kN/m^2, 간극수압: -5kN/m^2, 유효응력: 105kN/m^2

② 전응력: 100kN/m^2, 간극수압: 5kN/m^2, 유효응력: 95kN/m^2

③ 전응력: 120kN/m^2, 간극수압: -10kN/m^2, 유효응력: 130kN/m^2

④ 전응력: 120kN/m^2, 간극수압: 10kN/m^2, 유효응력: 110kN/m^2

정답 1번

출제 포인트

물이 모래층을 아래 방향으로 통과하는 하향 침투(downward seepage) 상태에서 특정 점의 전응력·간극수압·유효응력을 구하는 문제이다. 정지된 지하수와 달리 침투가 있으면 간극수압이 정수압과 달라지므로, 전수두(total head)의 손실을 이용해 간극수압을 구해야 한다는 점이 핵심이다.

NoteBase

조건 정리

전체 관은 위에서부터 물 4m, 모래 3m, 모래 1m, 물 2m로 구성되며 A점은 위쪽 모래 3m와 아래쪽 모래 1m의 경계, 즉 모래층 상단에서 3m 아래(=모래층 하단에서 1m 위)에 위치한다. 물은 상부 자유수면에서 유입되어 모래층을 통과한 뒤 하부로 빠져나가며, 배출측 자유수면(오른쪽 관)은 그림상 바닥면과 같은 높이에 있다. 즉 전체 관 높이 10m(4+3+1+2) 중 유입 자유수면은 맨 위(높이 10m 지점), 유출 자유수면은 맨 아래(높이 0m 지점)에 있어, 모래층(두께 4m)을 통과하며 손실되는 전수두 차이는 10m가 된다. 모래의 비중 $G_s = 2.60$, 간극비 $e = 0.6$, 물의 단위중량 $\gamma_w = 10\text{kN/m}^3$이 주어졌다.

사용할 공식

포화단위중량 $\gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1 + e}\gamma_w$. 전응력 $\sigma = \sum \gamma_i h_i$(각 층의 단위중량과 두께의 곱의 합). 동수경사 $i = \frac{\Delta h}{L}$(전체 수두손실을 모래층 두께로 나눈 값). A점의 전수두 h_A=h_top-i×(모래층 상단에서 A까지 거리). 압력수두 $h_p = h_A - z_A$(전수두에서 위치수두를 뺀 값), 간극수압 $u = \gamma_w h_p$. 유효응력 $\sigma' = \sigma - u$.

계산 과정

① 포화단위중량: $\gamma_{sat} = \frac{2.60 + 0.6}{1 + 0.6} \times 10 = \frac{3.2}{1.6} \times 10 = 20\text{kN/m}^3$.
② 전응력(총응력): A점 위에는 물 4m와 모래 3m가 있으므로
$\sigma = 10 \times 4 + 20 \times 3 = 40 + 60 = 100\text{kN/m}^2$.
③ 동수경사: 바닥을 기준면(높이 0)으로 잡으면 유입측 자유수면 높이는 10m, 유출측(오른쪽 관) 자유수면 높이는 0m이므로 모래층(두께 4m)에서 손실되는 전수두는 $10 - 0 = 10\text{m}$이고, 동수경사는 $i = \frac{10}{4} = 2.5$.
④ A점의 전수두: 모래층 상단(높이 6m 지점, 전수두 10m)에서 A점까지는 모래 3m를 지나므로 수두손실은 $2.5 \times 3 = 7.5\text{m}$이고, A점의 전수두는 $10 - 7.5 = 2.5\text{m}$.
⑤ A점의 위치수두: 바닥 기준으로 A점 높이는 2m(하부 물)+1m(하부 모래)=3m.
⑥ 압력수두: $2.5 - 3 = -0.5\text{m}$ → 간극수압 $u = 10 \times (-0.5) = -5\text{kN/m}^2$(부(-)의 간극수압, 즉 정수압보다 낮은 상태).
⑦ 유효응력: $\sigma' = 100 - (-5) = 105\text{kN/m}^2$.

선지 판단

① 100, -5, 105 → O. 위 계산 과정과 정확히 일치한다.
② 100, 5, 95 → X. 전응력 100은 맞지만 간극수압의 부호가 반대이다. 하향 침투로 인해 A점의 간극수압은 정수압보다 작아지는 부(-)의 값이 되어야 하는데, 이 선지는 양(+)의 값을 취해 유효응력을 오히려 감소시켰다.
③ 120, -10, 130 → X. 전응력 120은 A점을 모래층 하단(모래 4m 전부가 A 위에 있다고 잘못 본 경우)으로 잘못 위치시킨 값이며, A점은 모래 3m 지점에 있으므로 전응력은 100이 되어야 한다.
④ 120, 10, 110 → X. ③과 같은 이유로 전응력 산정 위치가 틀렸고, 간극수압 부호도 반대로 되어 있다.

NoteBase

오답 포인트

이 문제에서 가장 흔한 실수는 두 가지이다. 첫째, A점의 위치를 모래층 상단에서 3m 지점(경계)이 아니라 모래층 전체(4m) 아래로 잘못 잡아 전응력을 120으로 계산하는 경우이다. 둘째, 물이 아래로 흐르는(하향 침투) 상황에서 간극수압이 정수압보다 오히려 감소한다는 사실을 놓치고 정수압처럼 계산해 양(+)의 간극수압을 구하는 경우이다. 하향 침투는 유효응력을 증가시키는 방향(간극수압 감소)으로 작용한다는 점을 기억해야 한다.

다시 나오면 이렇게 판단

침투가 있는 지반의 응력 문제는 항상 다음 순서로 접근한다. 먼저 전응력은 침투 여부와 무관하게 각 층의 단위중량과 두께를 곱해 더한다. 다음으로 유입측과 유출측 자유수면의 높이 차이로 전체 수두손실을 구하고, 이를 침투가 일어나는 층의 두께로 나누어 동수경사를 구한다. 그 다음 목표 지점까지의 거리에 동수경사를 곱해 수두손실을 구하고, 유입측 전수두에서 빼서 목표 지점의 전수두를 얻는다. 마지막으로 전수두에서 위치수두를 빼 압력수두(간극수압)를 얻고, 전응력에서 빼 유효응력을 구한다. 흐름의 방향(상향/하향)을 먼저 확인하면 간극수압이 정수압보다 커질지 작아질지를 미리 가늠할 수 있다.

암기 포인트

포화단위중량 $\gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1 + e}\gamma_w$을 공식처럼 외워 둔다. 하향 침투는 간극수압을 감소(부(-)의 초과간극수압 유발 가능)시켜 유효응력을 증가시키고, 상향 침투는 반대로 간극수압을 증가시켜 유효응력을 감소(분사 현상의 원인)시킨다는 방향성을 함께 기억해 둔다.

NoteBase

문 8. 암석은 형성과정에 따라 화성암, 퇴적암, 변성암으로 구분하는데, 이 중 퇴적과정을 통해 형성되는 퇴적암이 아닌 것은?

① 각력암(Breccia)

② 응회암(Tuff)

③ 석탄(Coal)

④ 점판암(Slate)

정답 4번

출제 포인트

암석은 생성 원인에 따라 화성암, 퇴적암, 변성암으로 크게 나뉜다. 이 문제는 보기로 제시된 암석 각각이 퇴적작용(풍화·운반·퇴적·다짐·고결)으로 만들어진 퇴적암인지, 아니면 다른 과정(변성작용 등)으로 만들어진 암석인지를 구분할 수 있는지를 묻는다.

핵심 개념

퇴적암은 형성 방식에 따라 크게 세 가지로 나눌 수 있다. 쇄설성 퇴적암은 기존 암석이 풍화·침식되어 생긴 자갈, 모래, 점토 등의 쇄설물이 쌓이고 다져져 만들어지며 각력암, 역암, 사암, 셰일 등이 해당한다. 화학적 퇴적암은 물에 녹아 있던 성분이 침전·결정화되어 만들어지며 석회암, 암염 등이 해당한다. 유기적 퇴적암은 생물의 유해나 식물 잔해가 쌓여 만들어지며 석탄, 일부 석회암이 해당한다. 응회암은 화산이 분출한 화산재(쇄설물)가 쌓이고 다져져 만들어진 암석으로, 화산쇄설성 퇴적암으로 분류된다. 반면 변성암은 기존의 화성암, 퇴적암, 변성암이 높은 열과 압력을 받아 광물 조성과 조직이 변화하여 만들어진 암석이다. 점판암은 셰일(퇴적암)이 저변성작용을 받아 얇은 판 모양으로 쪼개지는 성질(벽개, 판상 벽개)을 갖게 된 변성암이다.

선지별 해설

① 각력암(Breccia) - X, 정답 아님: 모난 자갈과 암편이 쌓이고 다져져 만들어진 쇄설성 퇴적암이므로 퇴적과정을 통해 형성된 퇴적암에 해당한다.
② 응회암(Tuff) - X, 정답 아님: 화산 폭발로 분출된 화산재 등의 화산쇄설물이 쌓이고 다져져 만들어진 암석으로, 화산쇄설성 퇴적암으로 분류되어 퇴적과정을 통해 형성된 퇴적암에 해당한다.
③ 석탄(Coal) - X, 정답 아님: 식물 유해가 오랜 시간 쌓이고 매몰되어 만들어진 유기적 퇴적암이므로 퇴적과정을 통해 형성된 퇴적암에 해당한다.
④ 점판암(Slate) - O, 정답: 셰일과 같은 퇴적암이 열과 압력을 받아 광물이 재배열되면서 얇은 판 모양으로 쪼개지는 변성암이다. 퇴적작용이 아니라 변성작용으로 만들어진 암석이므로 퇴적과정을 통해 형성된 퇴적암이 아니다.

NoteBase

오답 포인트

응회암을 화성암으로 착각해 정답으로 고르는 실수가 잦다. 응회암은 화산에서 나온 물질이라는 점에서 화성암과 관련이 있어 보이지만, 실제로는 화산재가 지표에 쌓이고 다져지는 퇴적작용을 거쳐 만들어지므로 퇴적암(화산쇄설성 퇴적암)으로 분류된다. 반대로 점판암은 이름에 '암'이 들어가고 셰일에서 유래했다는 점 때문에 퇴적암으로 오인하기 쉬우나, 열과 압력에 의한 변성작용의 결과물이므로 변성암이다. 즉 기원 물질이 아니라 마지막에 암석을 만든 작용(퇴적작용인지 변성작용인지)이 분류 기준이다.

다시 나오면 이렇게 판단

보기에 나온 암석을 각각 '무엇이 쌓여서(퇴적)' 만들어졌는지 '무엇이 눌리고 데워져서(변성)' 만들어졌는지로 나누어 본다. 각력암·역암·사암·셰일·석회암·암염·석탄·응회암처럼 쌓임의 결과인 암석은 퇴적암이고, 점판암·편암·편마암·규암·대리암처럼 기존 암석이 변성작용을 받아 만들어진 암석은 변성암이다. 이름에 '암'이 붙어 있다고 무조건 화성암이나 퇴적암으로 판단하지 않는다.

암기 포인트

퇴적암(쇄설성): 각력암, 역암, 사암, 셰일 / 퇴적암(화학적): 석회암, 암염 / 퇴적암(유기적): 석탄 / 퇴적암(화산쇄설성): 응회암 / 변성암: 점판암(셰일→변성), 편암, 편마암, 규암(사암→변성), 대리암(석회암→변성).

NoteBase

문 9. 간극비가 0.6인 토취장 흙으로 간극비 0.25, 체적 $3{,}000\text{m}^3$의 제방을 축조하려고 할 때 토취장에서 채취해야 할 흙의 체적$[\text{m}^3]$은?

① 3,680

② 3,840

③ 3,960

④ 4,240

정답 2번

출제 포인트

간극비가 다른 두 상태(토취장 원지반과 제방 다짐 상태) 사이에서 흙의 체적이 변할 때, 흙 입자만의 체적(토립자 체적)은 변하지 않는다는 원리를 이용해 필요한 채취 체적을 구하는 문제이다. 간극비 정의와 전체 체적-토립자 체적 관계식을 세울 수 있는지를 묻는다.

조건 정리

토취장 흙의 간극비 $e_1 = 0.6$, 제방(완성 상태) 흙의 간극비 $e_2 = 0.25$, 제방의 완성 체적 $V_2 = 3{,}000\ \text{m}^3$이다. 구하는 값은 토취장에서 채취해야 할 흙의 체적 V_1이다. 흙을 파내어 다지는 과정에서 토립자(흙 입자) 자체의 체적 V_s는 변하지 않고, 간극(공극)의 부피만 압축되어 줄어든다.

사용할 공식

간극비의 정의는 $e = \frac{V_v}{V_s}$이므로 전체 체적은 $V = V_s + V_v = V_s(1 + e)$로 쓸 수 있다. 토립자 체적 V_s가 두 상태에서 동일하므로 $V_s = \frac{V_1}{1 + e_1} = \frac{V_2}{1 + e_2}$가 성립하고, 이를 정리하면 $V_1 = V_2 \cdot \frac{1 + e_1}{1 + e_2}$이다.

계산 과정

먼저 제방 상태의 토립자 체적을 구하면 $V_s = \frac{V_2}{1 + e_2} = \frac{3{,}000}{1 + 0.25} = \frac{3{,}000}{1.25} = 2{,}400\ \text{m}^3$이다. 이 토립자 체적은 토취장 상태에서도 동일하므로 토취장에서 채취해야 할 흙의 체적은
$V_1 = V_s(1 + e_1) = 2{,}400 \times 1.6 = 3{,}840\ \text{m}^3$이다.

선지 판단

① 3,680 → 계산값 3,840과 불일치, 틀림.
② 3,840 → 계산 과정과 정확히 일치, 옳음.
③ 3,960 → 계산값보다 큰 값으로 불일치, 틀림.
④ 4,240 → 간극비를 반대로 적용하거나 계산을 잘못한 경우 나올 수 있는 값으로, 실제 계산값과 불일치, 틀림.

NoteBase

오답 포인트

이 문제의 함정은 간극비가 커진 쪽(토취장, $e_1 = 0.6$)과 작아진 쪽(제방, $e_2 = 0.25$)을 반대로 적용해 $V_1 = V_2 \times \frac{1+e_2}{1+e_1}$로 계산하면 3,000보다 작은 값이 나와 답이 뒤바뀐다는 점이다. 다져서 완성된 제방은 간극비가 작고(흙이 조밀), 파낸 원지반인 토취장은 간극비가 크므로(흙이 성긴 상태) 같은 토립자량이라도 토취장에서는 더 큰 체적으로 존재한다는 방향을 먼저 잡아야 한다.

다시 나오면 이렇게 판단

간극비가 서로 다른 두 상태 사이의 체적 변환 문제는 항상 토립자 체적 V_s가 불변량이라는 점에서 출발한다. $V = V_s(1+e)$ 식을 세운 뒤, 알고 있는 쪽(여기서는 제방 완성 체적)으로 먼저 V_s를 구하고, 구하려는 쪽의 간극비를 곱해 체적을 환산하면 방향을 헷갈리지 않는다.

암기 포인트

간극비 정의 $e = \frac{V_v}{V_s}$, 전체 체적 $V = V_s(1+e)$, 두 상태 간 변환식 $V_1(1+e_1)^{-1} = V_2(1+e_2)^{-1}$(즉 V_s 동일)를 기억해 둔다. 간극비가 클수록 같은 토립자량에 대한 전체 체적이 크다는 점도 함께 익혀 둔다.

NoteBase

문 10. 점성토 다짐에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 함수비가 낮은 건조측에서 다지면 면모구조를 형성하게 된다.

② 소성이 높으면 소성이 낮은 흙보다 최대건조단위중량은 작고 최적함수비는 크다.

③ 건조측 다짐에 비해 습윤측 다짐이 다짐에너지 증가에 따른 건조단위중량 변화에 대한 영향을 크게 받는다.

④ 최적함수비보다 약간 큰 함수비로 다지면 투수성이 최소가 된다.

정답 3번

출제 포인트

이 문항은 점성토의 다짐 특성을 다짐곡선(함수비-건조단위중량 곡선)과 관련지어 이해하고 있는지 묻는다. 건조측 다짐과 습윤측 다짐에서 흙 구조(면모구조/이산구조)가 어떻게 달라지는지, 소성이 다짐 특성에 미치는 영향, 그리고 다짐에너지 변화에 대한 건조측과 습윤측의 민감도 차이를 정확히 구분할 수 있어야 한다.

핵심 개념

건조측 다짐은 흙입자가 모서리-면 접촉을 이루는 면모구조(flocculated structure)를 형성하고, 습윤측 다짐은 흙입자가 평행 배열에 가까운 이산구조(dispersed structure)를 형성한다. 소성이 높은(고소성) 점성토는 비표면적이 크고 물을 많이 머금어, 같은 다짐에너지에서도 최대건조단위중량은 작고 최적함수비는 크게 나타난다. 한편 다짐에너지를 증가시켰을 때 건조단위중량의 변화 폭은 건조측이 습윤측보다 훨씬 크다. 습윤측에서는 함수비가 이미 높아 간극수압이 다짐에너지 증가 효과를 상쇄시키므로, 다짐곡선이 영공극곡선(포화도 100% 곡선)에 점점 가까워지며 건조단위중량 증가폭이 작아진다. 즉 다짐에너지 변화에 대한 민감도는 건조측이 크고 습윤측이 작다.

선지별 해설

① O — 함수비가 낮은 건조측에서 다지면 흙입자 사이 반발력보다 인력이 우세해 모서리와 면이 맞닿는 면모구조가 형성된다. 이는 다짐이론의 기본 사실과 일치한다.

② O — 소성이 높은 흙은 세립분과 결합수량이 많아 다짐 시 물이 골고루 배어들기 어렵고 간극이 잘 줄어들지 않으므로, 소성이 낮은 흙에 비해 최대건조단위중량은 작고 최적함수비는 크게 나타난다.

③ X — 실제로는 그 반대다. 건조측 다짐이 습윤측 다짐보다 다짐에너지 증가에 따른 건조단위중량 변화(민감도)가 더 크다. 습윤측에서는 다짐곡선이 영공극곡선에 점근하면서 에너지를 더 가해도 건조단위중량 증가폭이 작아지기 때문이다. → 옳은 진술은 "습윤측 다짐에 비해 건조측 다짐이 다짐에너지 증가에 따른 건조단위중량 변화에 대한 영향을 크게 받는다"이다.

④ O — 최적함수비보다 약간 큰 함수비(습윤측)로 다지면 흙입자가 이산구조로 배열되어 간극이 얇고 편평한 형태로 정렬되므로 물이 통과하기 어려워져 투수계수가 최소가 된다.

NoteBase

오답 포인트

건조측과 습윤측 다짐 중 어느 쪽이 다짐에너지 증가에 더 민감하게 반응하는지를 반대로 암기하기 쉽다. "건조측=구조가 불안정해 에너지에 민감, 습윤측=영공극곡선에 근접해 에너지에 둔감"으로 방향을 고정해서 기억해야 한다.

다시 나오면 이렇게 판단

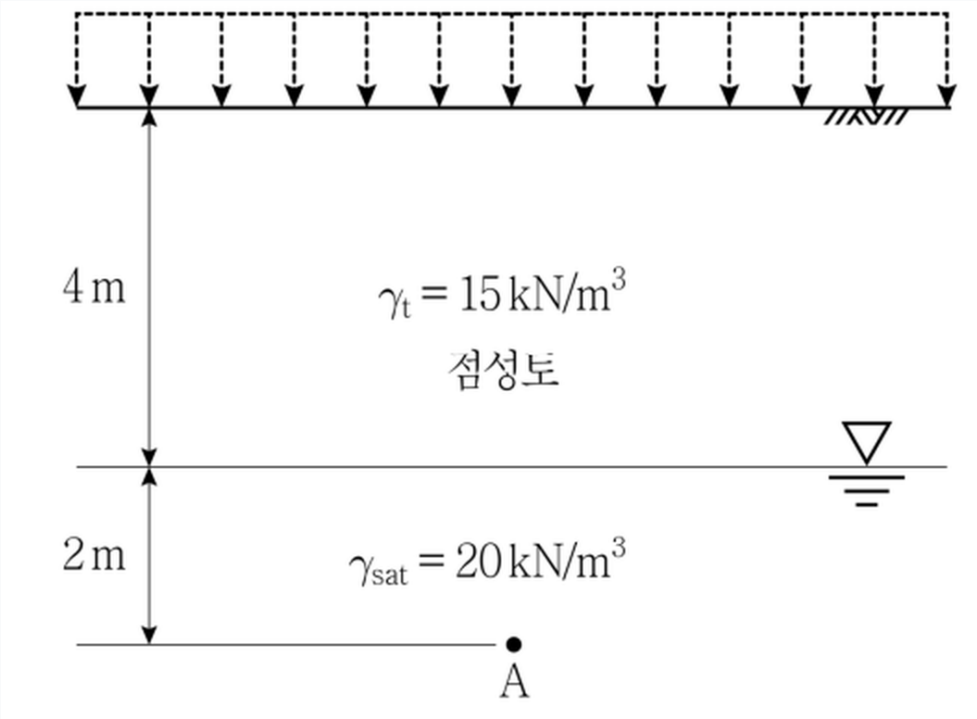
다짐곡선을 머릿속에 그려본다. 건조측 곡선은 완만하게 상승하다가 최적함수비 부근에서 정점을 찍고, 습윤측은 영공극곡선에 점근하며 완만해진다. 다짐에너지를 높이면 건조측 정점은 크게 상승하지만 습윤측 부분은 영공극곡선의 제약 때문에 거의 움직이지 않는다는 점을 기준으로 삼는다.

암기 포인트

건조측=면모구조·에너지 민감, 습윤측=이산구조·영공극곡선 근접·에너지 둔감·투수성 최소, 고소성=최대건조단위중량↓·최적함수비↑ 로 짝지어 정리한다.

NoteBase

문 11. 그림과 같이 지하수위가 GL - $4m$에 위치한 점성토 지반 위에 $30kN/m^2$의 무한 등분포하중 재하 직후, 점 A에서의 유효수직응력 $[kN/m^2]$은? (단, 습윤단위중량 $\gamma_t = 15kN/m^3$, 포화단위중량 $\gamma_{sat} = 20kN/m^3$, 물의 단위중량 $\gamma_w = 10kN/m^3$이며, 비배수상태로 가정한다)



① 80

② 100

③ 110

④ 130

정답 1번

출제 포인트

무한 등분포하중이 포화 점성토 지반에 재하된 직후(비배수 상태)의 유효응력 변화를 묻는 문제이다. 재하 직후에는 지반이 물을 배출할 시간이 없으므로, 하중 증가분이 흙 골격이 아니라 간극수압으로 전가된다는 원리(즉시침하 단계의 유효응력 불변)를 이해하는지가 핵심이다.

조건 정리

지표면에서 깊이 4m까지는 지하수위 위의 점성토(습윤단위중량 $\gamma_t = 15kN/m^3$)이고, 지하수위부터 2m 더 내려간 지점에 점 A가 있으며 이 구간은 포화단위중량 $\gamma_{sat} = 20kN/m^3$이다. 물의 단위중량은 $\gamma_w = 10kN/m^3$이다. 지표에 $30kN/m^2$의 무한 등분포하중이 재하되며, 재하 '직후'이므로 비배수(undrained) 조건이다.

NoteBase

사용할 공식

유효응력의 정의: $\sigma' = \sigma - u$. 재하 전 연직 총응력은 $\sigma_{v0} = \gamma_t \cdot 4 + \gamma_{sat} \cdot 2$, 정수압은 $u_0 = \gamma_w \cdot 2$이다. 무한 등분포하중이 재하되면 그 하중은 감소 없이 모든 깊이에 그대로 전달되므로 총응력 증가분은 $\Delta\sigma_v = \Delta q$이다. 포화 점성토가 비배수 상태일 때는 간극수의 비압축성으로 인해 하중 증가분이 전부 초과간극수압으로 나타난다: $\Delta u = \Delta\sigma_v$. 따라서 재하 직후의 유효응력 증가분은 $\Delta\sigma' = \Delta\sigma_v - \Delta u = 0$이 되어, 유효응력은 재하 전과 동일하게 유지된다.

계산 과정

재하 전 점 A의 총연직응력: $\sigma_{v0} = 15 \times 4 + 20 \times 2 = 60 + 40 = 100\text{kN/m}^2$. 재하 전 간극수압: $u_0 = 10 \times 2 = 20\text{kN/m}^2$. 재하 전 유효응력: $\sigma'_0 = 100 - 20 = 80\text{kN/m}^2$. 재하 직후: 총응력은 $\sigma_{v1} = 100 + 30 = 130\text{kN/m}^2$로 증가하지만, 비배수 상태이므로 초과간극수압 $\Delta u = 30\text{kN/m}^2$이 그대로 발생해 $u_1 = 20 + 30 = 50\text{kN/m}^2$이 된다. 따라서 재하 직후 유효응력은 $\sigma'_1 = 130 - 50 = 80\text{kN/m}^2$로, 재하 전과 같다.

선지 판단

① 80 → O. 재하 직후는 비배수 상태이므로 하중 증가분이 전부 간극수압으로 전이되고 유효응력은 재하 전 값 그대로 80kN/m2로 유지된다.
② 100 → X. 이는 재하 전(하중이 없을 때) 점 A의 총연직응력 값이며, 유효응력이 아니다.
③ 110 → X. 계산 과정 어디에서도 도출되지 않는 값으로, 응력 성분을 서로 혼동하거나 잘못 더한 값에 해당한다.
④ 130 → X. 이는 재하 직후 점 A의 총연직응력 값(간극수압을 빼기 전 값)이며, 유효응력이 아니다.

오답 포인트

가장 흔한 오답은 '하중이 늘었으니 유효응력도 늘어난다'고 생각해 130(④)을 고르는 경우인데, 이는 총응력과 유효응력을 혼동한 것이다. 또한 재하 자체를 무시하고 재하 전 값인 100(②)을 그대로 답하는 경우도 있다. 이 문제의 핵심은 '재하 직후'라는 표현이 배수가 전혀 일어나지 않은 순간을 의미한다는 점이며, 이 순간에는 포화 점성토의 비압축성 간극수가 하중을 전부 떠안기 때문에 흙 골격이 느끼는 유효응력은 변하지 않는다.

다시 나오면 이렇게 판단

'재하 직후' 또는 '비배수 상태'라는 조건이 나오면 우선 유효응력이 재하 전과 같은지부터 확인한다. 무한 등분포하중은 깊이에 따라 감소하지 않고 전 깊이에 그대로 전달되므로 $\Delta\sigma_v = \Delta q$이고, 포화 점성토의 비배수 조건에서는 $\Delta u = \Delta\sigma_v$가 성립해 $\Delta\sigma' = 0$이 된다는 관계를 기계적으로 적용한다. 시간이 충분히 지나 압밀이 완료된 상태를 묻는 문제와 혼동하지 않도록 발문의 시점(재하 직후 vs 압밀 완료 후)을 먼저 확인한다.

NoteBase

암기 포인트

포화 점성토 + 무한 등분포하중 + 재하 직후(비배수) → 유효응력 변화 없음($\Delta\sigma' = 0$), 하중 증가분은 전부 초과간극수압으로 전환($\Delta u = \Delta\sigma_v$). 반대로 압밀이 완료된 장기 상태라면 초과간극수압이 소산되어 유효응력이 하중 증가분만큼 그대로 증가한다.

NoteBase

문 12. 비탈면의 안전율을 증가시키는 방법으로 옳지 않은 것은?

① 비탈면 기울기 증가

② 옹벽 설치

③ 소일네일링

④ 억지말뚝 설치

정답 1번

출제 포인트

비탈면(사면)의 안전율을 높이는 보강·시공 방법과, 오히려 안전율을 낮추는 요인을 구분하는 문제이다. 사면의 안전율은 활동에 저항하는 힘과 활동을 일으키는 힘(또는 저항모멘트와 활동모멘트)의 비로 정의되므로, 저항력을 키우거나 활동력을 줄이는 조치는 안전율을 높이고, 반대로 활동력을 키우는 조치는 안전율을 낮춘다.

조건 정리

비탈면 안전율(Fs)은 전단강도(저항력)와 활동면에 작용하는 전단응력(활동력)의 비로 표현된다. 비탈면의 기울기(경사각 β)가 커지면 활동력(활동모멘트) 쪽이 커지는 방향으로 작용하고, 옹벽·소일네일링·억지말뚝은 모두 사면에 외부 저항력을 추가하는 보강 공법이다.

사용할 공식

안전율은 다음과 같이 정의된다. F_s = (_f)/(_d) = 저항력(전단강도)활동력(활동응력) 무한사면의 경우 활동력은 경사각 β가 커질수록 증가하므로 F_s는 감소하는 관계에 있다.

계산 과정

① 비탈면 기울기를 증가시키면 경사각 β가 커져 활동을 일으키는 힘(전단응력, 활동모멘트)이 커진다. 저항력은 그대로이거나 오히려 불리해지므로 F_s의 분모가 커져 안전율은 감소한다. 따라서 이는 안전율을 증가시키는 방법이 아니다. ② 옹벽을 설치하면 사면 하단에 외력 저항체가 추가되어 활동에 저항하는 힘이 커지므로 F_s가 증가한다. ③ 소일네일링은 사면 내부에 보강재(네일)를 삽입해 지반의 인장·전단 저항을 보강하는 공법으로 저항력을 키워 F_s가 증가한다. ④ 억지말뚝은 활동면을 관통하도록 말뚝을 설치해 말뚝의 전단저항으로 활동력에 저항하게 하는 공법으로 역시 F_s가 증가한다.

NoteBase

선지 판단

① 비탈면 기울기 증가 → X, 경사(기울기)를 키우면 활동력이 커져 안전율이 오히려 감소하므로 안전율을 증가시키는 방법이 아니다. 이 문제의 정답이다.
② 옹벽 설치 → O, 사면 하단에 저항체를 설치해 활동에 저항하는 힘을 키우므로 안전율이 증가한다.
③ 소일네일링 → O, 지반을 보강재로 보강해 전단저항을 키우는 공법으로 안전율이 증가한다.
④ 억지말뚝 설치 → O, 활동면을 관통하는 말뚝의 저항으로 사면 활동을 억제해 안전율이 증가한다.

오답 포인트

옹벽 설치, 소일네일링, 억지말뚝은 모두 사면에 저항력을 추가로 부여하는 보강 공법이라는 공통점을 놓치면 셋 중 하나를 정답으로 잘못 고르기 쉽다. 반면 비탈면 기울기(경사) 증가는 보강 공법이 아니라 오히려 사면 형상을 불리하게 만드는 조건 변화라는 점을 구분해야 한다.

다시 나오면 이렇게 판단

선택지가 '보강 공법(옹벽, 네일링, 말뚝, 앵커, 배수 등)'인지 '사면 형상·하중 조건의 변화(기울기 증가, 사면 상부 재하, 함수비 증가 등)'인지를 먼저 나눈다. 전자는 저항력을 늘려 안전율을 높이는 쪽, 후자 중 기울기 증가·상재하중 증가·간극수압 증가 등은 활동력을 늘려 안전율을 낮추는 쪽으로 분류하면 빠르게 판단할 수 있다.

암기 포인트

안전율 증가 방법: 옹벽·억지말뚝·소일네일링·앵커(그라운드 앵커)·배수시설(지하수위 저하)처럼 저항력을 늘리거나 활동력을 줄이는 조치. 안전율 감소 요인: 비탈면 기울기 증가, 사면 상부 성토·재하, 강우로 인한 간극수압 증가·함수비 상승처럼 활동력을 늘리는 조치로 구분해 기억해 둔다.

NoteBase

문 13. 액상화(liquefaction) 현상에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 지진과 같은 매우 강한 진동하중에 의해 발생한다.

② 진동으로 인해 흙의 유효응력이 0이 되어 마치 액체처럼 거동하는 현상을 의미한다.

③ 모래지반 내 과잉간극수압의 소산으로 인해 발생하는 현상이다.

④ 액상화 방지를 위해서는 지층의 간극비를 한계간극비보다 작도록 개량해야 한다.

정답 3번

출제 포인트

액상화(liquefaction) 현상의 발생 원리와 방지 대책을 정확히 이해하고 있는지 묻는 문제이다. 특히 과잉간극수압이 '축적(증가)'되는 것과 '소산'되는 것을 구분하지 못하면 틀리기 쉽다.

핵심 개념

액상화는 포화된 느슨한 모래지반이 지진과 같은 반복적인 진동하중을 받을 때, 흙 입자 사이의 간극수가 배수되지 못한 상태(비배수 조건)에서 과잉간극수압이 계속 축적되어 발생한다. 과잉간극수압이 커질수록 흙의 유효응력 $\sigma' = \sigma - u$은 점점 작아지고, 결국 유효응력이 0에 도달하면 모래 입자들이 서로 맞물려 하중을 지지하는 능력을 완전히 잃어 액체처럼 거동하게 된다. 이것이 액상화의 본질이다. 반대로 '소산'은 과잉간극수압이 시간이 지나며 빠져나가 사라지는 압밀 과정을 가리키는 용어로, 이는 오히려 지반이 안정화(다짐)되는 방향이지 액상화가 일어나는 원인이 아니다. 액상화를 방지하려면 지반을 다져서 간극비를 한계간극비(임계간극비)보다 작게, 즉 더 조밀한 상태로 만들어야 한다. 간극비가 한계간극비보다 작은 조밀한 모래는 전단 시 체적이 팽창(dilative)하려는 경향을 보여 과잉간극수압이 오히려 감소하므로 액상화 저항성이 커진다.

선지별 해설

① O — 액상화는 지진과 같이 짧은 시간에 반복적으로 작용하는 매우 강한 진동(동적)하중에 의해 발생하는 현상이 맞다.
② O — 진동으로 인해 과잉간극수압이 축적되면서 흙의 유효응력이 0에 이르러, 입자 간 접촉에 의한 전단저항을 상실하고 마치 액체처럼 거동하게 되는 것이 액상화의 정의이다.
③ X — 틀린 표현: '모래지반 내 과잉간극수압의 소산으로 인해 발생하는 현상이다' → 올바른 표현: '모래지반 내 과잉간극수압의 축적(증가)으로 인해 발생하는 현상이다'. 소산은 과잉간극수압이 빠져나가 사라지는 것으로, 이는 압밀·안정화 과정이지 액상화의 발생 원인이 아니다.
④ O — 액상화를 방지하려면 다짐 등의 지반개량을 통해 지층의 간극비를 한계간극비(임계간극비)보다 작게 만들어야 한다. 간극비가 작아 조밀해진 모래는 전단 시 체적이 팽창하려는 성질을 가져 과잉간극수압이 쉽게 쌓이지 않는다.

NoteBase

오답 포인트

'과잉간극수압의 소산'이라는 표현만 보고 무심코 맞는 설명으로 넘기기 쉬운데, '소산(dissipation)'은 압밀이 진행되며 과잉간극수압이 빠져나가 없어지는 것을 의미하므로 액상화의 발생 원인과는 반대 방향의 현상이다. 액상화는 과잉간극수압이 '빠져나가지 못하고 쌓이는' 비배수 조건에서 일어난다는 점을 혼동하지 않아야 한다.

다시 나오면 이렇게 판단

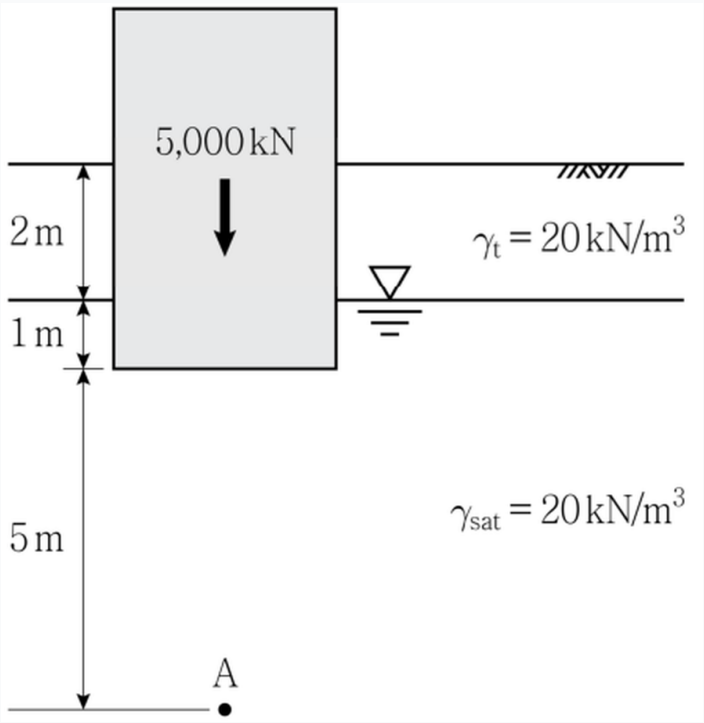
선지에 '과잉간극수압'이라는 단어가 나오면 그 뒤에 붙은 동사가 '축적/증가/발생'인지 '소산/감소/배출'인지부터 확인한다. 액상화 관련 문제에서는 항상 축적 쪽이 원인이고, 소산 쪽은 압밀·안정화와 연결된다는 것을 기준으로 즉시 판별한다.

암기 포인트

액상화 = 비배수 반복하중 → 과잉간극수압 축적 → 유효응력 0 → 액체처럼 거동. 방지 = 다짐으로 간극비를 한계간극비보다 작게(조밀하게) 개량. '소산'은 액상화의 원인이 아니라 압밀(안정화)의 개념임을 기억해 둔다.

NoteBase

문 14. 그림과 같이 지반을 $3m$ 굴착한 후 바닥면이 $5m \times 5m$이고 자중이 $5{,}000kN$인 구조물을 설치하였을 때, 구조물 하부에 위치한 점 A에서의 수직 전응력 증가량$[kN/m^2]$은? (단, 지반의 습윤단위중량 $\gamma_t = 20kN/m^3$, 포화단위중량 $\gamma_{sat} = 20kN/m^3$, 물의 단위중량 $\gamma_w = 10kN/m^3$이며, 응력증분 계산은 2:1법을 사용한다)



① 32.5

② 35

③ 37.5

④ 40

정답 2번

출제 포인트

굴착 후 구조물을 설치하는 경우 점 A에서의 수직 전응력 증가량을 구하는 문제이다. 단순히 구조물 자중을 그대로 하중으로 쓰는 것이 아니라, 굴착으로 제거된 흙 무게만큼을 자중에서 빼서 순증가하중(net load)을 구한 다음 2:1법으로 깊이에 따라 분산시켜야 한다는 점이 핵심이다.

NoteBase

조건 정리

굴착 깊이는 3 m이며, 그중 지표에서 2 m는 지하수위 위(습윤단위중량 γt = 20 kN/m^3), 나머지 1 m는 지하수위 아래(포화단위중량 γsat = 20 kN/m^3)이다. 구조물 바닥면은 5 m×5 m(면적 25 m^2)이고 구조물 자중은 5,000 kN이며, 굴착 바닥면(구조물 설치면)에서 5 m 더 아래에 점 A가 있다. 전응력 증가량을 구하는 것이므로 굴착 제거 흙의 무게는 부력을 고려하지 않은 총단위중량으로 계산한다.

사용할 공식

굴착으로 제거된 흙의 총무게: $W_{removed} = (\gamma_t \cdot h_1 + \gamma_{sat} \cdot h_2) \times A$. 순증가하중: $Q_{net} = W_{structure} - W_{removed}$. 2:1법에 의한 깊이 z에서의 수직응력 증가량: $\Delta\sigma_z = \frac{Q_{net}}{(B+z)(L+z)}$.

계산 과정

굴착으로 제거된 흙의 무게를 먼저 구하면, $W_{removed} = (20 \times 2 + 20 \times 1) \times 25 = 60 \times 25 = 1{,}500$ kN이다. 구조물 자중 5,000 kN에서 이를 빼면 순증가하중은 $Q_{net} = 5{,}000 - 1{,}500 = 3{,}500$ kN이다. 점 A는 구조물 바닥면(굴착 바닥)으로부터 5 m 아래에 있으므로 $z = 5$ m, $B = L = 5$ m이다. 2:1법을 적용하면 $\Delta\sigma_A = \frac{3{,}500}{(5+5)(5+5)} = \frac{3{,}500}{100} = 35$ kN/m^{2}이다.

선지 판단

① 32.5 — X. 순증가하중이나 분산 면적 산정 중 어느 한 값을 다르게 잡았을 때 나올 수 있는 값으로, 굴착 제거 흙 무게 반영과 2:1법 계산이 정확히 맞지 않는다.
② 35 — O. 굴착으로 제거된 흙의 무게 1,500 kN을 구조물 자중 5,000 kN에서 뺀 순증가하중 3,500 kN을 2:1법으로 분산시키면 정확히 35 kN/m^2가 된다.
③ 37.5 — X. 만약 굴착 제거 흙의 무게를 고려하지 않거나 일부만 반영하면 순증가하중이 커져 이 값에 가까워질 수 있으나, 이는 굴착에 의한 응력 해방을 온전히 반영하지 못한 계산이다.
④ 40 — X. 구조물 자중 5,000 kN을 그대로 2:1법에 대입하면 5,000/100 = 50이 되고, 이보다 작은 40은 순증가하중을 다르게(예: 부분적으로만) 뺐을 때 나올 수 있는 값으로 굴착 제거 흙 무게를 정확히 반영하지 않은 결과이다.

오답 포인트

가장 흔한 실수는 구조물 자중 5,000 kN을 굴착으로 제거된 흙의 무게를 빼지 않고 그대로 2:1법에 대입하는 것이다. 이 경우 5,000/100 = 50 kN/m^{2}이 나와 어느 선지와도 맞지 않는다. 또한 굴착 제거 흙의 무게를 구할 때 지하수위 아래 부분(1 m)에 대해 총단위중량이 아니라 부력을 뺀 유효단위중량을 쓰는 실수도 주의해야 한다. 전응력 증가량을 구하는 문제이므로 굴착 제거 흙의 무게도 총단위중량(γt, γsat)으로 계산해야 한다.

NoteBase

다시 나오면 이렇게 판단

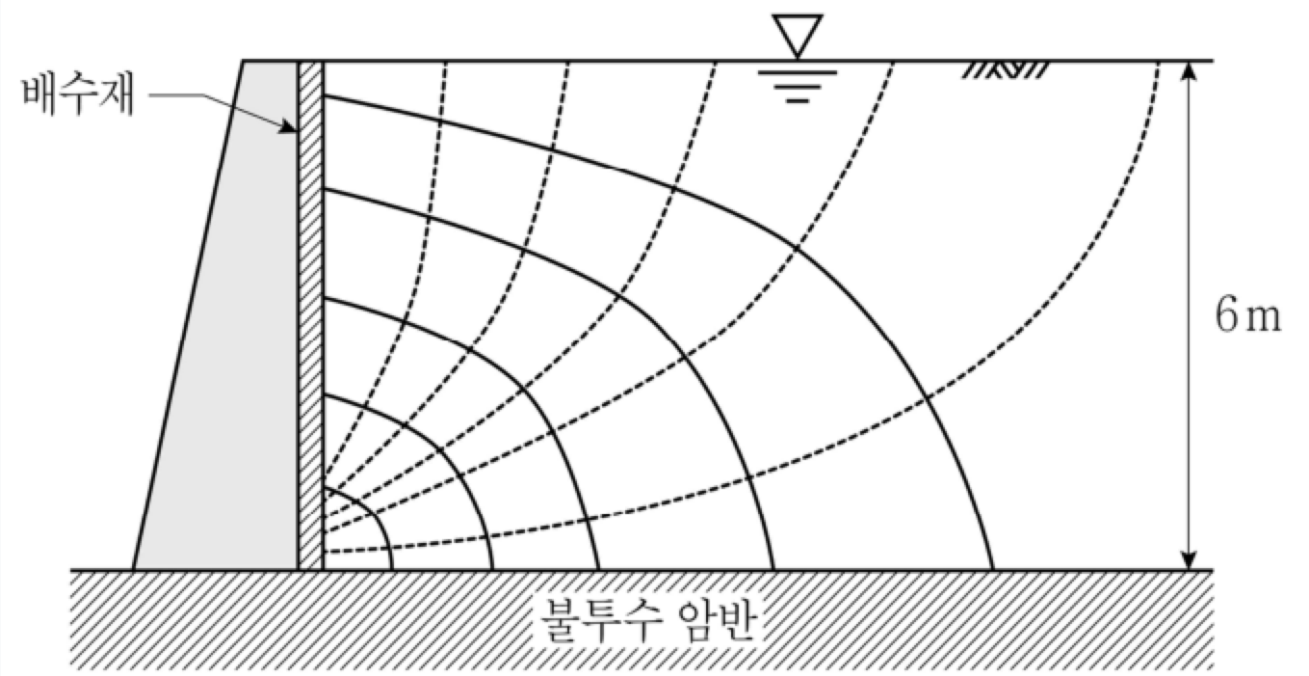
굴착 후 구조물을 설치하는 유형에서는 항상 순증가하중부터 구한다. 순증가하중 = 구조물 자중 − 굴착으로 제거된 흙의 무게(단위중량×깊이×면적, 지하수위 위아래를 구간별로 합산)이다. 이후 점의 위치가 구조물 바닥면에서 얼마나 깊은지(z)를 확인하고, 2:1법 공식 $\Delta\sigma = Q_{net}/[(B+z)(L+z)]$에 대입한다. 전응력 증가량을 묻는지 유효응력 증가량을 묻는지에 따라 굴착 제거 흙 무게 산정 시 부력 반영 여부가 달라지므로 발문을 먼저 확인한다.

암기 포인트

굴착 후 구조물 설치 문제의 순서: (1) 굴착으로 제거된 흙 무게 계산 → (2) 구조물 자중에서 차감해 순증가하중 산정 → (3) 2:1법 $\Delta\sigma = Q_{net}/[(B+z)(L+z)]$ 적용. 전응력 증가량이면 총단위중량, 유효응력 증가량이면 수중단위중량(포화단위중량−물의 단위중량)으로 제거 흙 무게를 계산한다는 점을 함께 기억해 둔다.

NoteBase

문 15. 투수계수가 1×10^{-4}m/sec인 옹벽 배면 지반 내 유선망이 그림과 같을 때, 배수재로 침투되는 유량 [m^3/sec/m]은?



① 5.0×10^{-4}

② 6.0×10^{-4}

③ 7.2×10^{-4}

④ 8.4×10^{-4}

정답 2번

출제 포인트

유선망(flow net)이 주어졌을 때 침투유량을 구하는 문제이다. 유선망 해석의 핵심은 그림에서 유로(유선으로 나뉘는 통로)의 개수 N_f와 등수두면 사이의 손실 구간(등수두선으로 나뉘는 구간) 개수 N_d를 세어 유량 공식에 대입하는 것이다.

조건 정리

투수계수 $k = 1 \times 10^{-4}$ m/sec, 옹벽 배면 지하수위와 배수재(하류측) 사이의 전체 수두차 $H = 6$ m이다. 그림의 유선망은 배수재 쪽에서 시작해 지표면 쪽으로 부채꼴 형태로 퍼지는 실선(유선) 4개와, 이와 직교하는 점선(등수두선)이 유로를 4등분하는 형태로 그려져 있다. 즉 유로 수 $N_f = 4$, 등수두면 사이 구간 수(등수두 강하 횟수) $N_d = 4$로 유선과 등수두선이 서로 직교하는 정사각형에 가까운 유선망(정형 유선망)을 이루고 있다.

NoteBase

사용할 공식

단위 폭당 침투유량은 다음과 같이 구한다. $q = kH\frac{N_f}{N_d}$ 여기서 N_f는 유로의 수, N_d는 등수두선 사이의 전체 수두 강하 횟수이다.

계산 과정

그림에서 $N_f = 4$, $N_d = 4$이므로 $\frac{N_f}{N_d} = 1$이다. 따라서
$q = kH\frac{N_f}{N_d} = (1 \times 10^{-4}) \times 6 \times 1 = 6.0 \times 10^{-4}$ $m^3/sec/m$ 이 된다. 유로 수와 등수두 강하 횟수가 같은 정형 유선망에서는 비율이 1이 되어 유량이 단순히 kH와 같아진다는 점이 이 문제의 핵심이다.

선지 판단

① 5.0×10^{-4} → 틀린 표현. N_f/N_d를 1보다 작게(예: 5/6) 잘못 세었을 때 나오는 값이다. 유선망에서 유로와 등수두 구간의 개수를 다시 세면 서로 같음을 확인할 수 있다.
② 6.0×10^{-4} → 옳은 표현. $N_f = N_d = 4$로 비율이 1이 되어 $q = kH = 6.0 \times 10^{-4}$ $m^3/sec/m$이다.
③ 7.2×10^{-4} → 틀린 표현. N_f/N_d를 1.2로 잘못 산정(예: 6/5)했을 때 나오는 값으로, 실제 유선망의 유로·등수두 구간 개수와 맞지 않는다.
④ 8.4×10^{-4} → 틀린 표현. N_f/N_d를 1.4로 과대 산정했을 때 나오는 값으로, 유선망에서 유로 수가 등수두 구간 수보다 많다고 잘못 판단한 경우에 해당한다.

오답 포인트

이 문제의 함정은 유선망을 정확히 세지 않고 유로 수와 등수두 구간 수를 다르게 어림하는 데 있다. 유선망을 그릴 때는 유선과 등수두선이 서로 직교하고 각 격자가 가급적 정사각형에 가깝게 되도록 그리므로, 완성된 정형 유선망에서는 유로 수와 등수두 구간 수가 일치하는 경우가 많다. 이 경우 비율이 1이 되어 유량은 k와 H의 곱만으로 결정된다.

다시 나오면 이렇게 판단

유선망 문제를 만나면 먼저 실선(유선)의 개수를 세어 유로 수 N_f를 정하고, 점선(등수두선)이 만드는 구간의 개수를 세어 등수두 강하 횟수 N_d를 정한다. 그 다음 전체 수두차 H와 투수계수 k를 곱하고 N_f/N_d를 곱해 유량을 구한다. 유로와 등수두 구간 수가 같아 보이면 계산 없이 바로 $q = kH$로 답을 확인할 수 있다.

암기 포인트

유선망 침투유량 공식 $q = kH\frac{N_f}{N_d}$를 기억해 둔다. 정형 유선망(유로 수=등수두 구간 수)에서는 $N_f/N_d = 1$이 되어 유량이 kH와 같아진다는 점을 함께 기억해 둔다.

NoteBase

문 16. 앵커나 버팀보로 지지되는 토류벽에 작용하는 토압분포가 옹벽에 작용하는 Rankine, Coulomb 토압분포와 다른 주된 이유는?

① 다일러턴시(dilatancy) - 벽체 변형에 따른 배면지반의 부피팽창

② 리칭(leaching) - 배면지반의 부착력 저하

③ 틱소트로피(thixotropy) - 벽체 변형 후 시간에 따른 배면지반의 강도회복

④ 아칭(arching) - 벽체 변형에 따른 토압재분배

정답 4번

출제 포인트

옹벽(중력식·캔틸레버식)은 벽체 하단을 중심으로 강체 회전하는 변위 형태를 보이므로 배면 지반에 삼각형 분포의 Rankine·Coulomb 토압이 그대로 성립한다. 반면 앵커나 버팀보(strut)로 여러 지점을 지지하는 굴착 흙막이벽(토류벽)은 굴착이 진행됨에 따라 각 지지점 사이에서 벽체 변형 형태가 균일하지 않고(상부는 앵커·버팀보에 구속되어 변위가 작고, 지점 사이 구간은 상대적으로 변위가 크다), 이 때문에 지반 내에서 응력이 상대적으로 덜 움직인 부분(구속점 부근)으로 몰리는 현상이 발생한다. 이 문항은 이 현상의 이름과 정의를 정확히 아는지를 묻는다.

핵심 개념

아칭(arching)이란 흙 속에서 국부적으로 변위가 큰 부분의 응력이 변위가 작은 인접 부분(상대적으로 강성이 큰 지지점)으로 전이·재분배되는 현상이다. 토류벽은 굴착 단계마다 지지점(앵커·버팀보) 위치의 변형이 억제되고 지지점 사이 벽체의 변형이 상대적으로 크게 나타나므로, 아칭에 의해 실제 작용 토압이 삼각형이 아닌 사다리꼴(등분포에 가까운) 형태로 재분배되어 나타난다. 이는 Terzaghi·Peck의 겉보기 토압분포(apparent pressure diagram)가 옹벽의 삼각형 분포와 다르게 사다리꼴로 제시되는 근거이기도 하다. 다일러턴시는 전단 시 흙 입자의 재배열로 인한 체적 팽창, 리칭은 지하수에 의한 염분·교결물질 용탈로 인한 강도 저하, 틱소트로피는 흐트러진 점성토가 시간이 지나며 강도를 회복하는 현상으로, 모두 실제로 존재하는 지반공학적 현상이지만 토류벽과 옹벽의 토압분포 형태 차이를 설명하는 주된 원인은 아니다.

NoteBase

선지별 해설

① X. 다일러턴시는 조밀한 모래 등이 전단을 받을 때 체적이 팽창하는 현상으로, 흙의 강도·체적 거동과 관련된 개념일 뿐 토류벽의 지지 구조(앵커·버팀보에 의한 다점 지지)로 인한 토압분포 형태 변화와는 직접 관련이 없다.
② X. 리칭은 배면지반 내 지하수 흐름에 의해 흙 입자 사이의 부착력·교결력이 용탈되어 강도가 저하되는 현상으로, 이는 흙의 강도 저하 문제이지 토압분포의 형태(삼각형 vs 사다리꼴)가 달라지는 이유가 아니다.
③ X. 틱소트로피는 흐트러진 점성토가 시간 경과에 따라 강도를 회복하는 현상으로, 벽체의 변형 형태나 토압 재분배와는 무관하다.
④ O. 아칭은 앵커·버팀보 지지점에서 벽체 변형이 구속되고 지지점 사이 구간에서 변형이 상대적으로 커짐에 따라 응력이 변형이 작은 지지점 쪽으로 재분배되는 현상이며, 이것이 토류벽 토압분포가 옹벽의 Rankine·Coulomb 삼각형 분포와 달리 사다리꼴 형태로 나타나는 주된 원인이다.

오답 포인트

다일러턴시·리칭·틱소트로피는 모두 흙의 강도나 체적 변화에 관한 실제 지반공학 용어이므로 그럴듯하게 느껴지지만, 이 문항이 묻는 것은 '토압분포의 형태(모양)가 달라지는 이유'이지 '흙의 강도가 변하는 이유'가 아니라는 점을 놓치면 오답을 고르기 쉽다. 질문의 핵심 키워드인 '토압분포가 다른 이유'와 '벽체 변형에 따른 응력 재분배'라는 아칭의 정의를 정확히 연결해야 한다.

다시 나오면 이렇게 판단

문제에 '토류벽·흙막이벽의 토압분포가 옹벽의 Rankine·Coulomb 분포와 다른 이유'가 나오면 곧바로 아칭(arching)과 앵커·버팀보에 의한 다점 지지·구속을 떠올린다. 반대로 흙의 강도 저하나 체적 변화를 묻는 문제라면 리칭(용탈)이나 다일러턴시(체적팽창), 예민비·틱소트로피(강도회복) 쪽으로 구분해서 접근한다.

암기 포인트

옹벽=강체 회전=Rankine·Coulomb 삼각형 분포, 토류벽(앵커·버팀보)=다점 지지·불균일 변형=아칭에 의한 사다리꼴(재분배) 분포로 짝지어 외워 둔다. 다일러턴시=체적팽창, 리칭=부착력(강도) 저하, 틱소트로피=시간에 따른 강도회복으로 각각 구분해 둔다.

NoteBase

문 17. 두께가 10m인 포화점토층에서 1m의 1차 압밀침하량이 발생하였을 때의 함수비[%]는? (단, 점토층의 비중은 2.5, 초기 함수비는 40%이다)

① 32

② 36

③ 40

④ 48

정답 1번

출제 포인트

포화점토의 압밀침하량으로부터 간극비 변화량을 구하고, 이를 이용해 압밀 후(침하 후) 함수비를 구하는 문제이다. 포화 상태에서는 간극비 e와 함수비 w, 비중 G_s 사이에 $e = wG_s$의 관계가 성립한다는 점이 핵심이다.

조건 정리

점토층 두께 $H = 10\text{m}$, 1차 압밀침하량 $\Delta H = 1\text{m}$, 비중 $G_s = 2.5$, 초기 함수비 $w_0 = 40\%$이며 점토층은 포화 상태(포화도 $S = 100\%$)이다.

사용할 공식

포화토의 간극비-함수비 관계: $e = wG_s$.
압밀에 따른 두께 변화: $\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$.

계산 과정

초기 간극비를 구하면 $e_0 = w_0 G_s = 0.4 \times 2.5 = 1.0$이다.
압밀침하량 식에 대입하면 $\frac{1}{10} = \frac{\Delta e}{1 + 1.0}$이므로 $\Delta e = 0.1 \times 2 = 0.2$이다.
압밀 후 간극비는 $e_1 = e_0 - \Delta e = 1.0 - 0.2 = 0.8$이다(압밀로 간극비는 감소한다).
포화 상태가 유지되므로 압밀 후 함수비는 $w_1 = \frac{e_1}{G_s} = \frac{0.8}{2.5} = 0.32$, 즉 32%이다.

선지 판단

① 32 → O: 위 계산과 일치한다.
② 36 → X: Δe를 절반으로 잘못 계산하거나 두께 변화 공식의 분모를 잘못 적용하면 나오는 값으로, 실제 계산값과 다르다.
③ 40 → X: 초기 함수비 그대로이며, 압밀로 간극비가 줄어 함수비가 감소한다는 사실을 반영하지 않은 값이다.
④ 48 → X: 함수비가 오히려 증가한 것으로 계산한 경우에 해당하며, 압밀침하는 간극(물)이 빠져나가는 과정이므로 함수비는 감소해야 한다는 사실과 어긋난다.

NoteBase

오답 포인트

압밀침하는 점토 속 물이 빠져나가면서 간극비가 줄어드는 현상이므로, 압밀 후 함수비는 항상 초기 함수비보다 작아져야 한다. 이 문제에서는 두께 변화 공식 $\Delta H/H = \Delta e/(1 + e_0)$에서 분모에 초기 간극비를 그대로 사용해야 하는데, 이를 누락하거나 최종 간극비를 넣는 실수를 하면 Δe 값이 달라져 오답이 나온다. 또한 포화 상태이므로 $e = wG_s$ 관계를 침하 전후 모두에 동일하게 적용해야 한다는 점도 놓치기 쉽다.

다시 나오면 이렇게 판단

포화점토의 압밀 문제에서는 먼저 초기 간극비 $e_0 = w_0 G_s$를 구하고, 두께 변화 공식으로 Δe를 구한 뒤, 압밀 후 간극비 $e_1 = e_0 - \Delta e$를 계산하고, 마지막으로 같은 관계식 $w_1 = e_1/G_s$로 함수비를 되돌려 구하는 순서를 지킨다. 계산 후에는 함수비가 초기값보다 작아졌는지로 답의 방향성을 검산한다.

암기 포인트

포화토의 3대 관계식 $e = wG_s$ (포화도 100%일 때)와 압밀 두께 변화식 $\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$를 짝지어 기억해 둔다. 압밀=간극비 감소=함수비 감소라는 방향성도 함께 외워 둔다.

NoteBase

문 18. 사질토의 첨두내부마찰각(ϕ_p)에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 조밀한 사질토에서 구속압이 커질수록 ϕ_p는 커진다.

② 상대밀도가 커질수록 ϕ_p는 커진다.

③ 일반적으로 흙입자가 원형에 가까울수록 ϕ_p는 작아진다.

④ 일반적으로 삼축압축시험으로부터 구한 ϕ_p는 직접전단시험으로부터 구한 ϕ_p보다 작다.

정답 1번

출제 포인트

사질토의 첨두내부마찰각(ϕ_p)이 구속압, 상대밀도, 입자 형상, 시험 방법(삼축압축 vs 직접전단)에 따라 어떻게 변하는지를 묻는 문제이다. ϕ_p는 전단 과정에서 흙이 최대로 발휘하는 저항각으로, 조밀한 사질토가 전단 초기 체적 팽창(dilatancy)을 일으킬 때 나타나는 값이며, 이 dilatancy의 크기가 구속압과 밀도에 따라 달라진다는 점이 핵심이다.

핵심 개념

사질토의 전단강도는 크게 두 성분으로 이루어진다: 입자 사이의 마찰에 의한 순수 마찰각(일정한 한계값, 잔류마찰각에 해당)과 조밀한 흙이 전단 시 서로 맞물린 입자를 타고 넘으며 부피가 팽창하는 dilatancy 성분이다. 첨두내부마찰각 ϕ_p는 이 둘의 합으로 나타나므로, dilatancy가 커지는 조건일수록 ϕ_p는 커진다. 구속압(연직·측방 구속응력)이 커지면 입자가 서로 맞물린 상태를 타고 넘기 어려워져 dilatancy가 억제되므로, 조밀한 사질토라도 구속압이 커질수록 오히려 ϕ_p는 작아진다. 반대로 상대밀도가 커질수록 입자 맞물림이 강해져 dilatancy가 커지고 ϕ_p는 커진다. 입자가 각지고 거칠수록 맞물림과 마찰이 커져 ϕ_p가 커지고, 원형(둥근 입자)에 가까울수록 맞물림이 작아 ϕ_p는 작아진다. 시험 방법의 경우, 직접전단시험은 전단면이 강제되는 평면변형(plane strain) 조건에 가까워 삼축압축시험(축대칭 조건)보다 dilatancy가 더 크게 구속·발현되어 일반적으로 더 큰 ϕ_p를 준다.

NoteBase

선지별 해설

① 조밀한 사질토에서 구속압이 커질수록 ϕ_p는 커진다. → X. 구속압이 커지면 입자의 맞물림을 타고 넘는 체적 팽창(dilatancy)이 억제되므로, 조밀한 사질토라도 구속압이 커질수록 ϕ_p는 오히려 작아진다. 옳지 않은 설명이며 이것이 정답이다.
② 상대밀도가 커질수록 ϕ_p는 커진다. → O. 상대밀도가 클수록 입자 맞물림과 dilatancy가 커져 첨두강도가 증가하므로 옳은 설명이다.
③ 일반적으로 흙입자가 원형에 가까울수록 ϕ_p는 작아진다. → O. 입자가 둥글수록 서로 맞물리는 정도와 표면 마찰이 작아 첨두내부마찰각이 작아지므로 옳은 설명이다.
④ 일반적으로 삼축압축시험으로부터 구한 ϕ_p는 직접전단시험으로부터 구한 ϕ_p보다 작다. → O. 직접전단시험은 평면변형에 가까운 조건에서 전단면을 강제해 dilatancy가 더 크게 발현되므로 삼축압축시험보다 큰 ϕ_p가 나오는 것이 일반적이며, 옳은 설명이다.

오답 포인트

구속압과 ϕ_p의 관계를 상대밀도와 ϕ_p의 관계와 혼동하기 쉽다. 상대밀도(조밀함)는 커질수록 ϕ_p를 키우는 요인이지만, 구속압은 커질수록 오히려 dilatancy를 억제해 ϕ_p를 낮추는 요인이라는 점에서 두 변수의 작용 방향이 서로 반대임을 놓치면 ①을 옳은 설명으로 착각하게 된다.

다시 나오면 이렇게 판단

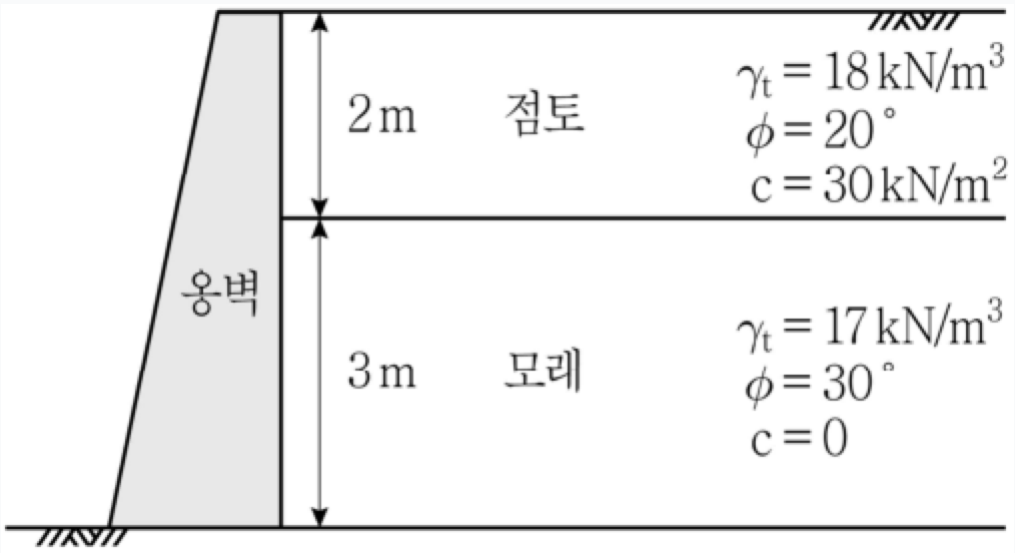
ϕ_p에 영향을 주는 조건이 나오면 우선 '이 조건이 dilatancy(체적 팽창)를 키우는가, 억제하는가'로 판단한다. 조밀함(상대밀도)·각진 입자·평면변형에 가까운 시험(직접전단)은 dilatancy를 키워 ϕ_p를 크게 하고, 구속압 증가·원형 입자는 dilatancy를 억제해 ϕ_p를 작게 한다는 방향성만 기억하면 선지 판별이 가능하다.

암기 포인트

구속압 ↑ → dilatancy 억제 → ϕ_p ↓ (상대밀도·각진 입자·직접전단시험과는 반대 방향).

NoteBase

문 19. 그림과 같은 높이 5m의 옹벽 배면지반에 인장균열이 발생하였을 때 옹벽에 작용하는 주동토압의 합력 [kN/m]은? (단, Rankine 토압이론을 이용하고, $\tan(55^\circ) = 1.43$, γ_t는 습윤단위중량, ϕ는 내부마찰각, c는 점착력이다)



① 51.5

② 61.5

③ 71.5

④ 81.5

정답 2번

출제 포인트

점착력이 있는 점토층과 점착력이 없는 모래층이 위아래로 놓인 2층 지반에서 Rankine 주동토압을 구하는 문제이다. 점토층은 점착력 때문에 상부에서 주동토압이 음(-)의 값, 즉 인장 상태가 되는데 문제에서 이미 인장균열이 발생했다고 알려 주었으므로, 인장 구간(음의 압력이 나오는 구간)은 토압 산정에서 제외하고 나머지 구간만으로 합력을 구해야 한다.

조건 정리

옹벽 높이 5 m = 점토 2 m + 모래 3 m. 점토: $\gamma t = 18\ kN/m^3$, $\phi = 20^\circ$, $c = 30\ kN/m^2$. 모래: $\gamma t = 17\ kN/m^3$, $\phi = 30^\circ$, $c = 0$. $\tan(55^\circ) = 1.43$가 주어졌는데, $55^\circ = 45^\circ + 20^\circ/2$이므로 이는 점토층 수동토압계수 계산용 값이 아니라, $45^\circ - 20^\circ/2 = 35^\circ$와 55°가 서로 여각($35^\circ+55^\circ=90^\circ$) 관계라는 점을 이용해 $\tan(35^\circ) = 1/\tan(55^\circ) = 1/1.43$을 구하라는 힌트이다.

NoteBase

사용할 공식

주동토압계수 $K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$. 점착력이 있는 지반의 주동토압(깊이 z에서 연직응력 σ_v 기준) $\sigma_a = K_a\sigma_v - 2c\sqrt{K_a}$. 인장균열 발생 깊이(이론상 $\sigma_a = 0$이 되는 깊이) $z_0 = \frac{2c}{\gamma_t\sqrt{K_a}}$. 토압 합력은 유효(양의) 압력분포의 면적(사다리꼴)이다.

계산 과정

점토층 $K_a = \tan^2 35^\circ = \left(\frac{1}{1.43}\right)^2 \approx 0.489$, $\sqrt{K_a} \approx 0.699$.
점토층 상단(z=0)의 주동토압: $\sigma_a = 0 - 2(30)(0.699) \approx -41.9$ kN/m^2 (음수, 인장).
점토층 하단(z=2 m)의 주동토압: $\sigma_a = 0.489(18)(2) - 2(30)(0.699) \approx 17.6 - 41.9 = -24.3$ kN/m^2 (여전히 음수).
인장균열이 0이 되는 이론 깊이 $z_0 = \frac{2(30)}{18 \times 0.699} \approx 4.77$ m로, 점토층 두께 2 m보다 크다. 즉 점토층 전 구간에서 주동토압이 음(인장)이므로 점토층 전체가 인장균열 구간이 되어 토압 산정에서 제외한다(점토층의 토압 기여는 0으로 본다).
모래층은 c=0이므로 인장이 생기지 않고, 모래층에 작용하는 연직응력은 위에 놓인 점토층의 자중(상재하중)까지 포함해서 계산한다.
모래층 $K_a = \tan^2 30^\circ = 1/3$.
모래층 상단(z=2 m, 상재하중 = 18×2 = 36 kN/m^2): $\sigma_a = \frac{1}{3}(36) - 0 = 12.0$ kN/m^2.
모래층 하단(z=5 m, 연직응력 = 36 + 17×3 = 87 kN/m^2): $\sigma_a = \frac{1}{3}(87) - 0 = 29.0$ kN/m^2.
모래층 구간(3 m)만 사다리꼴로 적분한 합력: $P_a = \frac{12.0 + 29.0}{2} \times 3 = 20.5 \times 3 = 61.5$ kN/m.

선지 판단

① 51.5 → X, 점토층 인장구간을 제외하지 않고 다른 방식으로 축소 계산하거나 모래층 압력값을 낮게 잘못 산정한 값이다.
② 61.5 → O, 점토층 전체를 인장균열 구간으로 제외하고 모래층(상재하중 36~87 kN/m^2)만으로 사다리꼴 면적을 구하면 61.5 kN/m가 된다.
③ 71.5 → X, 점토층의 일부(음수가 아닌 구간이 있다고 잘못 보고)를 합산에 포함하면 나오는 과대 값이다.
④ 81.5 → X, 점토층의 인장 부분을 제외하지 않고 절댓값으로 더하거나 부호를 잘못 처리했을 때 나오는 과대 값이다.

오답 포인트

이 문제의 함정은 점토층 상단(z=0)만 음수인지 확인하고 끝내는 것이다. 반드시 점토층 하단(z=2 m)에서도 압력을 계산해 보아야 하며, 여기서도 음수가 나오면 점토층 전 구간이 인장 상태라는 뜻이다. 또한 인장균열 이론 깊이 z_0를 구해 층 두께와 비교하는 습관을 들여야 한다. z_0가 층 두께보다 크면 그 층 전체가 인장 구간이 되어 토압에 기여하지 않는다. 모래층의 압력을 계산할 때 모래층 자체의 자중만 쓰지 않고, 위에 있는 점토층의 상재하중(자중)을 반드시 더해서 연직응력을 구해야 한다는 점도 놓치기 쉽다.

NoteBase

다시 나오면 이렇게 판단

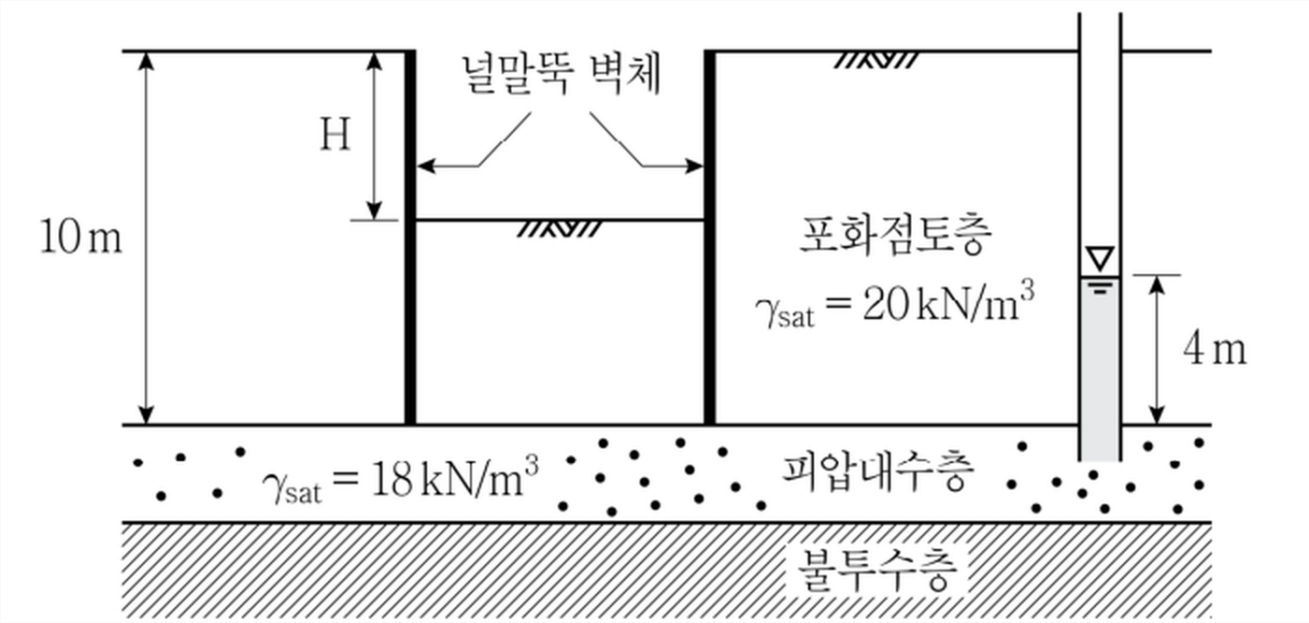
인장균열이 언급되는 2층(또는 다층) 지반 문제는 항상 다음 순서로 접근한다. 먼저 점착력이 있는 층의 상단과 하단에서 각각 주동토압을 계산해 부호를 확인한다. 하단까지 음수이면 그 층 전체를 인장구간으로 보고 제외한다. 다음으로 인장이 없는 층(보통 모래층)은 그 위에 있는 층들의 자중을 상재하중으로 포함한 연직응력을 기준으로 사다리꼴 압력분포를 그리고, 그 구간의 면적만 합력으로 계산한다.

암기 포인트

점착력이 있는 지반의 주동토압 공식은 $\sigma_a = K_a\sigma_v - 2c\sqrt{K_a}$이고, 인장균열 깊이는 $z_0 = \frac{2c}{\gamma_t\sqrt{K_a}}$이다. z_0가 그 층의 두께보다 크거나 같으면 층 전체가 인장구간이므로 토압 산정에서 제외한다. 아래층의 토압은 반드시 위층의 상재하중을 포함해서 계산한다.

NoteBase

문 20. 그림과 같이 피압대수층 상부 포화점토층에 널말뚝 벽체를 설치하고 굴착하려고 할 때, 히빙이 발생하지 않고 굴착할 수 있는 최대 깊이 H[m]는? (단, 물의 단위중량은 10kN/m^{3}이고, 히빙은 벽체와 토사 사이 마찰 및 부착의 영향을 받지 않는다고 가정한다)



① 2

② 4

③ 6

④ 8

정답 4번

출제 포인트

피압대수층 위에 놓인 점토층을 굴착할 때 발생하는 히빙(heaving)을 벽체 마찰을 무시하고 순수한 연직 응력 평형만으로 판단하는 문제이다. 굴착 저면 아래에 남은 점토층의 자중(전응력)이 피압대수층의 수압(양압력)을 지지하지 못하면 저면이 들려 올라가는 히빙이 발생한다. 따라서 남은 점토층 두께가 만드는 전응력과 피압수두가 만드는 수압을 같게 놓는 한계 상태에서 최대 굴착깊이 H를 구하는 계산 문제이다.

조건 정리

전체 점토층 두께는 10 m이고 점토층의 포화단위중량은 $\gamma_{sat} = 20$ kN/m^{3}이다. 굴착깊이를 H라 하면 굴착 저면 아래에 남는 점토층 두께는 $10 - H$이다. 피압대수층의 피압수두는 점토층 하단(굴착 저면이 도달할 수 있는 최하단, 즉 점토층과 피압대수층의 경계면) 기준으로 4 m 높게 나타나며, 물의 단위중량은 $\gamma_w = 10$ kN/m^{3}이다. 벽체와 토사 사이의 마찰 및 부착은 무시하므로, 히빙 여부는 오직 남은 점토층의 자중과 피압수에 의한 양압력의 크기 비교만으로 결정된다.

NoteBase

사용할 공식

히빙이 발생하지 않을 조건은 굴착 저면(점토층과 피압대수층의 경계면)에서 남은 점토층에 의한 전응력이 피압수에 의한 양압력 이상이어야 한다는 것이다.
$\gamma_{sat,\,clay}(10-H) \geq \gamma_w h_p$
여기서 h_p는 경계면 기준 피압수두(=4 m)이다. 등호가 성립하는 순간이 히빙이 막 시작되는 한계 상태이므로, 굴착 가능한 최대 깊이 H는 등호를 이용해 구한다.

계산 과정

한계 상태 조건을 세우면 다음과 같다.
$20(10-H) = 10 \times 4$
$20(10-H) = 40$
$10-H = \frac{40}{20} = 2$
$H = 10-2 = 8$ m
따라서 히빙이 발생하지 않고 굴착할 수 있는 최대 깊이는 8 m이다.

선지 판단

① 2 → X: 남은 점토층 두께를 $10-H=8$로 잘못 두거나 수두와 단위중량을 뒤바꿔 계산한 값으로, 실제 한계식 $20(10-H)=40$을 만족하지 않는다.
② 4 → X: 피압수두 4 m를 그대로 H로 오인한 값이다. 이 값은 남은 점토층의 자중-양압력 평형식을 만족하지 못한다.
③ 6 → X: $10-H=4$로 잘못 대입한 경우에 해당하며, 이때는 $20\times4=80\neq40$이 되어 평형이 성립하지 않는다.
④ 8 → O: $10-H=2$일 때 $20\times2=40=10\times4$로 남은 점토층의 자중과 피압수의 양압력이 정확히 같아지는 한계 깊이이며, 마찰을 무시한 히빙 안정조건을 만족하는 최대값이다.

오답 포인트

이 문제에서 가장 흔한 실수는 전체 점토층 두께 10 m에서 굴착깊이 H를 빼는 것을 잊고 H 자체를 양압력과 바로 비교하는 것이다. 히빙 판단은 항상 '굴착 저면 아래 남아 있는 지층의 두께'를 기준으로 자중을 계산해야 한다. 또한 피압수두 4 m는 지표 기준이 아니라 점토층 하단(경계면) 기준으로 주어진 값이므로, 별도의 기준면 보정 없이 그대로 양압력 계산에 사용한다.

다시 나오면 이렇게 판단

피압대수층 위 점토층 굴착 히빙 문제는 항상 '굴착 저면 아래 남은 지층 두께 × 지층의 포화단위중량 = 피압수두 × 물의 단위중량' 형태의 한계 평형식을 세운다. 남은 두께는 전체 지층 두께에서 굴착깊이를 뺀 값이며, 벽체 마찰을 무시한다는 조건이 주어지면 마찰저항 항은 넣지 않는다.

NoteBase

암기 포인트

피압대수층 상부 점토 굴착 히빙 한계식: $\gamma_{sat}(D-H)=\gamma_w h_p$ (D=전체 지층두께, H=굴착깊이, h_p=경계면 기준 피압수두). 이 식에서 H를 구하는 순서로 접근한다.

NoteBase

문 21. 항타말뚝에 적용할 수 없는 재하시험은?

① 정동재하 시험(Statnamic test)

② 간편 말뚝재하시험(Simple pile load test)

③ 정재하 시험(Static load test)

④ 오스터버그셀 시험(Osterberg cell test)

정답 4번

출제 포인트

말뚝 재하시험은 시공된 말뚝의 지지력을 확인하는 시험으로, 시험 방식에 따라 정재하시험·동재하시험(급속재하시험 포함)·양방향재하시험(오스터버그셀 시험)으로 나뉜다. 이 문제는 각 시험법이 말뚝의 시공 방식(항타말뚝인가, 현장타설말뚝인가)에 따라 적용 가능 여부가 달라진다는 점을 묻는다. 오스터버그셀 시험은 말뚝 몸체 내부에 하중을 가하는 셀(O-cell)을 미리 매설해 두어야 하므로, 콘크리트를 타설하기 전에 셀을 삽입할 수 있는 현장타설말뚝(매입말뚝, 굴착말뚝)에서는 가능하지만, 이미 제작되어 지반에 항타(해머로 타격)하여 관입시키는 기성말뚝(항타말뚝)에는 사후에 셀을 넣을 수 없어 적용할 수 없다.

핵심 개념

정재하시험(Static load test)은 말뚝 두부에 실제 하중을 단계적으로 재하하여 침하를 측정하는 가장 전통적인 방법으로, 항타말뚝·현장타설말뚝 구분 없이 적용된다.
정동재하시험(Statnamic test)은 연료의 순간 연소 반력으로 말뚝에 짧은 시간 동안 큰 하중을 가하는 급속재하시험으로, 항타말뚝에도 널리 적용된다.
간편 말뚝재하시험(Simple pile load test)도 소규모 하중 장비로 항타말뚝에 시행 가능한 약식 정재하시험이다.
오스터버그셀 시험(Osterberg cell test)은 말뚝 내부(대개 선단부 부근)에 유압 셀을 매설하고 셀을 팽창시켜 상향·하향으로 동시에 하중을 가하는 양방향 재하시험으로, 셀을 말뚝 제작(타설) 단계에서 미리 삽입해야 하므로 현장타설말뚝에만 적용되고, 공장에서 제작된 뒤 항타로 박아 넣는 항타말뚝에는 적용할 수 없다.

NoteBase

선지별 해설

① 정동재하 시험(Statnamic test) — X, 이는 항타말뚝에 적용할 수 없는 시험이 아니다. 순간 반력을 이용한 급속재하시험으로 항타말뚝에도 시행할 수 있다.
② 간편 말뚝재하시험(Simple pile load test) — X, 이는 항타말뚝에 적용할 수 없는 시험이 아니다. 소규모 정재하 방식으로 항타말뚝에 적용 가능하다.
③ 정재하 시험(Static load test) — X, 이는 항타말뚝에 적용할 수 없는 시험이 아니다. 말뚝 종류와 무관하게 시행되는 기본적인 재하시험이다.
④ 오스터버그셀 시험(Osterberg cell test) — O, 이것이 항타말뚝에 적용할 수 없는 시험이다. 셀을 말뚝 내부에 미리 매설해야 하는 구조상 현장타설말뚝에만 적용되고, 이미 제작되어 항타로 관입되는 항타말뚝에는 사후 설치가 불가능하여 적용할 수 없다.

오답 포인트

정동재하시험과 간편 말뚝재하시험을 '간이·약식'이라는 이름만 보고 적용 범위가 제한적일 것으로 오해하기 쉬우나, 이들은 모두 말뚝 두부에서 외부적으로 하중이나 충격을 가하는 방식이라 말뚝 시공 방식과 무관하게 적용된다. 반대로 오스터버그셀 시험은 이름에 특수 장비가 들어가 오히려 만능처럼 보일 수 있지만, 셀을 말뚝 제작 단계에 매설해야 하는 시공상 제약 때문에 적용 범위가 가장 좁다는 점이 이 문제의 핵심 반전이다.

다시 나오면 이렇게 판단

재하시험 종류가 보기로 나오면 우선 '하중을 어디서, 어떻게 가하는가'를 기준으로 분류한다. 말뚝 두부 외부에서 하중·충격을 가하는 방식(정재하, 정동재하, 간편재하)은 말뚝 종류와 무관하게 적용 가능하고, 말뚝 내부에 장치를 매설해 양방향으로 하중을 가하는 방식(오스터버그셀)은 매설이 가능한 현장타설말뚝에서만 가능하다는 원칙을 적용하면 빠르게 판단할 수 있다.

암기 포인트

오스터버그셀(O-cell) 시험은 '말뚝 속에 셀을 미리 심어야 하는 시험'이므로 현장타설말뚝 전용이고, 항타(기성)말뚝에는 적용할 수 없다는 점을 대표 예외로 기억해 둔다.

NoteBase

문 22. 삼축압축 전단시험에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 점토의 내부마찰각을 구하기 위해 압밀비배수(CU) 삼축압축시험과 압밀배수(CD) 삼축압축시험 모두 사용 가능하다.

② 사질토의 내부마찰각은 일반적으로 압밀배수(CD) 삼축압축시험을 수행하여 결정한다.

③ 정규압밀점토를 대상으로 압밀배수(CD) 삼축압축시험을 실시할 경우 점착력은 일반적으로 0으로 측정된다.

④ 암석시료의 길이/지름의 비가 작아질수록, 일축압축강도(구속압=0)는 증가하고 점차 취성파괴 모드로 바뀌게 된다.

정답 4번

출제 포인트

삼축압축 전단시험(UU·CU·CD)의 배수 조건별 용도와, 시료 형상비(길이/지름)가 강도·파괴모드에 미치는 영향을 함께 묻는 문제이다. 흙에서는 배수조건에 따라 어떤 정수(내부마찰각·점착력)를 얻는지가 핵심이고, 암석시료에서는 시료 형상비가 강도값과 파괴 양상을 어떻게 바꾸는지가 핵심이다.

핵심 개념

압밀비배수(CU) 시험은 압밀은 시키되 전단 중에는 배수를 막아 간극수압을 측정하면서 전단하므로, 유효응력 기준 내부마찰각을 구할 수 있다. 압밀배수(CD) 시험은 전단 중에도 배수를 허용해 과잉간극수압이 발생하지 않도록 아주 느린 속도로 전단하므로, 역시 유효응력 기준 정수(내부마찰각·점착력)를 직접 얻는다. 사질토는 투수성이 커서 시공 중에도 빠르게 배수되므로 실무에서는 CD 조건에 해당하는 거동을 그대로 나타내며, 점토는 정규압밀 상태이면 선행하중 이력이 없어 입자 간 겉보기 점착력이 거의 없어 CD 시험에서 점착력이 0에 가깝게 측정된다. 한편 암석의 일축압축강도 시험에서는 표준 형상비(길이/지름 약 2~2.5)를 벗어나 시료가 짧아질수록(길이/지름비가 작아질수록) 상하 가압판과 시료 단면 사이의 마찰 구속 효과가 커져 측정되는 압축강도값 자체는 커지는 것이 일반적이다. 다만 이 구속 효과 때문에 파괴 양상은 오히려 상하 단부에서 원뿔(콘) 모양의 쐐기가 형성되며 여러 방향의 균열이 함께 발생하는 복합적·점진적 파괴에 가까워지고, 시료가 가늘고 길 때 나타나는 것과 같은 단일 전단면을 따라 순간적으로 쪼개지는 전형적인 취성파괴 모드와는 거리가 멀어진다.

NoteBase

선지별 해설

① O — 점토의 내부마찰각(유효응력 정수)은 전단 중 간극수압을 측정하는 CU 시험이나 배수를 허용하는 CD 시험 어느 쪽으로도 구할 수 있다.
② O — 사질토는 투수계수가 커서 재하 속도에 비해 배수가 빨리 이루어지므로, 내부마찰각은 통상 CD 삼축압축시험으로 결정한다.
③ O — 정규압밀점토는 과압밀 이력이 없어 겉보기 점착력이 거의 발생하지 않으므로, CD 시험에서 측정되는 점착력은 일반적으로 0에 가깝다.
④ X — 길이/지름의 비가 작아질수록(시료가 짧아질수록) 단부 마찰 구속의 영향으로 측정 압축강도가 커지는 것은 맞지만, 이때 파괴 모드는 취성파괴로 바뀌는 것이 아니라 단부의 콘 형성과 복합균열을 동반하는 파괴 양상으로 바뀐다 → 옳은 진술이 되려면 '취성파괴 모드로 바뀌게 된다'가 아니라 '복합적(콘형) 파괴 양상으로 바뀌게 된다'가 되어야 한다.

오답 포인트

①~③을 헷갈리는 경우는 대개 CU와 CD의 용도를 뒤바꿔 암기했을 때다. 점토는 두 시험 모두로 내부마찰각을 구할 수 있다는 점, 사질토는 실무상 CD가 기준이라는 점, 정규압밀점토의 CD 점착력은 0에 가깝다는 점을 각각 별개 사실로 정리해 둔다. ④는 '강도가 커진다'는 앞부분만 보고 맞는 진술로 착각하기 쉬운데, 강도 증가와 파괴모드 변화는 별개의 명제이며 형상비가 작아질수록 파괴모드는 오히려 취성에서 멀어진다는 점이 함정이다.

다시 나오면 이렇게 판단

삼축시험 문제는 먼저 대상 흙(점토/사질토)과 배수조건(UU/CU/CD)을 짝짓고, 그 다음 얻는 정수(내부마찰각/점착력)가 무엇인지 확인한다. 암석 일축압축시험 문제는 '형상비가 작아질수록 강도값은 커진다'와 '파괴모드는 취성에서 멀어져 복합파괴에 가까워진다'는 두 명제를 분리해서 각각 참/거짓을 판단한다.

암기 포인트

점토=CU·CD 모두 내부마찰각 산정 가능 / 사질토=CD로 내부마찰각 결정 / 정규압밀점토 CD=점착력 ≈ 0 / 암석시료 길이·지름비 작아짐=강도값↑ + 파괴모드는 취성 아닌 콘형 복합파괴로 변화.

NoteBase

문 23. 직경 $0.4m$, 길이 $10m$의 폐단 외말뚝을 이용하여 무리말뚝 기초를 점토층에 설치하려고 한다. 심도별 비배수 전단강도 시험결과가 다음과 같을 때, 안전율 3을 적용하여 $1{,}800kN$의 상부하중을 지지하기 위해 필요한 외말뚝의 최소 개수는? (단, 극한선단지지력은 Meyerhof의 지지력 공식, 극한주면마찰력은 α 방법을 적용하며, 선단 지지력계수 $N_c = 9$, 주면마찰력에 대한 부착력계수 $\alpha = 0.5$, 무리말뚝효율 $\eta = 1$이며, 원주율 = 3으로 가정한다)

심도(m)	비배수전단강도[kN/m^2]
0	70
2.5	90
5.0	90
7.5	100
10.0	100
12.5	120

① 8

② 9

③ 12

④ 16

정답 2번

출제 포인트

점토 지반에 타입된 폐단 말뚝 1개의 극한지지력을 α 방법(주면마찰)과 Meyerhof 지지력 공식(선단지지)으로 구한 뒤, 안전율을 적용한 허용지지력으로 상부하중 1,800 kN을 지지하는 데 필요한 말뚝 개수를 구하는 문제이다. 무리말뚝효율 $\eta = 1$이므로 무리말뚝 전체 지지력은 단일말뚝 허용지지력에 말뚝 개수를 곱한 값과 같다.

NoteBase

조건 정리

말뚝 직경 $D = 0.4\text{m}$, 길이(관입깊이) $L = 10\text{m}$, 폐단말뚝(선단이 막혀 있어 선단 지지면적은 말뚝 단면 전체). 원주율은 3으로 가정한다. 선단 지지력계수 $N_c = 9$, 주면 부착력계수 $\alpha = 0.5$. 표에서 말뚝 선단 깊이(10 m)까지의 심도별 비배수전단강도 c_u를 이용해 0~10 m 구간을 2.5 m씩 4개 층(0~2.5, 2.5~5.0, 5.0~7.5, 7.5~10.0 m)으로 나누어 각 층의 평균 c_u를 사용한다. 상부하중은 1,800 kN, 안전율 $FS = 3$, 무리말뚝효율 $\eta = 1$이다.

사용할 공식

말뚝 단면적 $A_p = \frac{\pi D^2}{4}$, 둘레(주면장) $p = \pi D$. 선단지지력(Meyerhof, 점토 $\phi = 0$): $Q_p = c_u N_c A_p$(c_u는 선단 위치의 비배수전단강도). 주면마찰력(α 방법): $Q_s = \alpha p \sum (c_{u,i} \Delta L_i)$. 극한지지력 $Q_u = Q_p + Q_s$, 허용지지력 $Q_a = \frac{Q_u}{FS}$. 필요 말뚝 개수 n=상부하중 Q_a이며, 소수점이 나오면 올림하여 정수 개수를 구한다.

계산 과정

단면적: $A_p = \frac{3 \times 0.4^2}{4} = 0.12\text{m}^2$. 둘레: $p = 3 \times 0.4 = 1.2\text{m}$.

각 층의 평균 비배수전단강도(층 상하 경계값의 평균, 층 두께 2.5 m씩):
0~2.5 m: $(70 + 90)/2 = 80\text{kN/m}^2$
2.5~5.0 m: $(90 + 90)/2 = 90\text{kN/m}^2$
5.0~7.5 m: $(90 + 100)/2 = 95\text{kN/m}^2$
7.5~10.0 m: $(100 + 100)/2 = 100\text{kN/m}^2$

$\sum (c_{u,i} \Delta L_i) = 2.5 \times (80 + 90 + 95 + 100) = 2.5 \times 365 = 912.5$

주면마찰력: $Q_s = 0.5 \times 1.2 \times 912.5 = 547.5\text{kN}$

선단지지력: 말뚝 선단(심도 10 m)의 $c_u = 100\text{kN/m}^2$이므로 $Q_p = 100 \times 9 \times 0.12 = 108\text{kN}$

극한지지력: $Q_u = 108 + 547.5 = 655.5\text{kN}$

허용지지력: $Q_a = \frac{655.5}{3} = 218.5\text{kN}$

필요 말뚝 개수: $n = \frac{1800}{1 \times 218.5} \approx 8.24$이며, 하중을 안전하게 지지하려면 올림하여 $n = 9$개가 필요하다.

NoteBase

선지 판단

① 8: 개수를 올림하지 않고 8.24를 그대로 버림 처리하거나 계산을 다소 다르게 해 산출한 값으로, 실제로는 8개로는 하중을 지지하지 못한다.
② 9: 계산 결과 8.24개가 필요하므로 정수 개수로 올림한 9개가 정답이다.
③ 12: 선단지지력과 주면마찰력을 합산하지 않고 둘 중 하나만 반영하거나 계수를 잘못 적용했을 때 나올 수 있는 값이다.
④ 16: 단면적이나 둘레 계산에서 원주율·지름을 반지름으로 착각하는 등의 오류로 지지력을 과소평가했을 때 나오는 값이다.

오답 포인트

이 문제의 핵심 함정은 두 가지이다. 첫째, 폐단말뚝이므로 선단 지지면적은 말뚝의 전체 단면적 $A_p = \pi D^2/4$를 그대로 사용해야 하며 단면적을 절반으로 쓰거나 둘레와 혼동하면 안 된다. 둘째, 필요 개수는 나눗셈 결과를 그대로 버림하지 않고 상부하중을 안전하게 지지하도록 올림해야 한다(8.24 → 9). 또한 층별 평균 c_u를 구할 때 표의 심도 10 m를 넘는 12.5 m 구간(120 kN/m^2)은 말뚝 길이 밖이므로 계산에 포함시키지 않는다.

다시 나오면 이렇게 판단

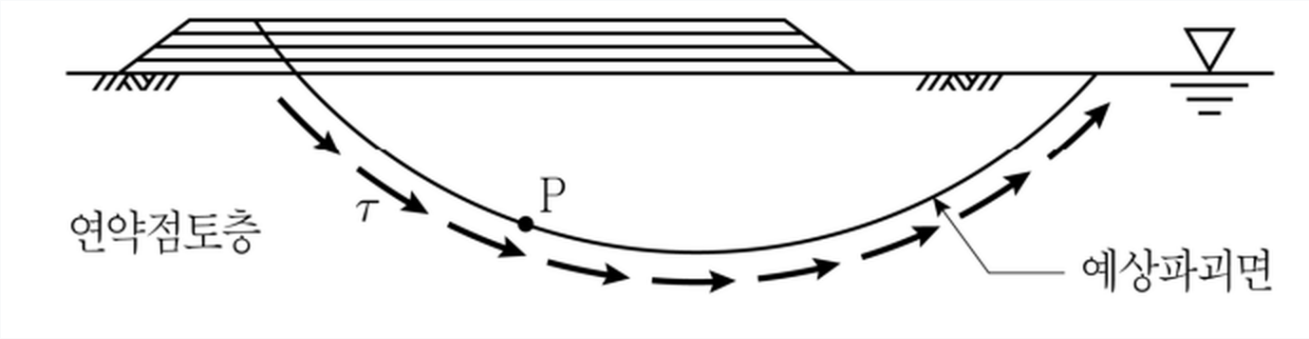
무리말뚝 소요 개수 문제는 항상 (1) 선단지지력 $Q_p = c_u N_c A_p$, (2) 주면마찰력 $Q_s = \alpha p \sum c_{u,i} \Delta L_i$를 구분해 각각 계산한 뒤 합산해 극한지지력을 구하고, (3) 안전율로 나눠 허용지지력을 구한 다음, (4) 상부하중을 허용지지력(과 무리말뚝효율)으로 나눠 필요 개수를 산정하되 소수점은 반드시 올림한다는 순서로 접근한다.

암기 포인트

폐단말뚝 선단지지력: $Q_p = c_u N_c A_p$ ($A_p = \pi D^2/4$, 전체 단면적). 주면마찰력(α법): $Q_s = \alpha p \sum c_{u,i} \Delta L_i$ ($p = \pi D$, 둘레). 허용지지력 $Q_a = Q_u/FS$. 필요 말뚝 개수는 상부하중을 무리말뚝효율×허용지지력으로 나눈 값을 올림한다.

NoteBase

문 24. 그림과 같이 연약점토층 상부에 비교적 낮은 높이의 급속성토를 할 경우 기초지반 내 예상파괴면 상 임의점 P의 시간에 따른 상태변화에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?



① 전단파괴에 대한 안전율은 성토 완료 직후 최솟값을 나타낸다.

② 전단강도는 성토시공 중 일정하다.

③ 전단응력은 성토시공 중 증가하다가 성토 완료 후부터 일정하다.

④ 간극수압은 성토시공 중 감소하다가 성토 완료 후부터 일정하다.

정답 4번

출제 포인트

연약점토층 위에 비교적 낮은 높이로 급속히 성토를 하면 점토는 시공 기간 동안 배수가 거의 일어나지 못한 채 하중을 받는다(비배수 조건). 이 문제는 예상파괴면 상의 한 점 P에서 시간에 따라 전단응력, 전단강도, 간극수압, 안전율이 각각 어떻게 변하는지를 묻는다. 핵심은 급속시공 중에는 흙에 가해지는 전체 하중이 늘어나는 만큼 간극수압도 함께 늘어난다는 점이며, 이 방향을 반대로(감소로) 서술한 선지가 오답이다.

핵심 개념

급속성토(비배수 재하) 동안 연약점토는 압밀할 시간이 없으므로 추가된 하중은 유효응력이 아니라 간극수압 증가로 대부분 부담된다(과잉간극수압 발생). 전단강도는 비배수 전단강도(c_u)로 결정되는데, 이는 원지반의 함수비·구조가 시공 기간 중 갑자기 바뀌지 않으므로 시공 중에는 거의 일정하게 유지된다. 반면 전단응력은 성토 높이가 올라갈수록 계속 커지다가 성토가 끝나면 더 이상 하중이 늘지 않으므로 일정해진다. 안전율은 전단강도(거의 일정) 대비 전단응력(계속 증가)의 비율이므로 성토가 완료되는 시점, 즉 전단응력이 최댓값에 도달한 시점에서 최솟값을 가진다. 시공이 끝난 후에는 압밀이 진행되면서 과잉간극수압이 서서히 소산되고 유효응력과 전단강도가 회복되어 안전율은 시간이 지날수록 다시 커진다.

NoteBase

선지별 해설

① O — 안전율은 전단강도(거의 일정) 대비 전단응력(성토 중 계속 증가)의 비이므로, 전단응력이 최대가 되는 성토 완료 직후에 안전율이 최솟값이 된다.
② O — 비배수 조건에서 전단강도는 흙의 구조와 함수비에 좌우되는 비배수 전단강도이며, 짧은 시공 기간 중에는 압밀이 거의 일어나지 않으므로 거의 일정하게 유지된다.
③ O — 전단응력은 성토 높이가 올라가는 동안 하중 증가에 비례해 커지다가, 성토가 완료되어 더 이상 하중이 늘지 않으면 그 값에서 일정하게 유지된다.
④ X — 간극수압은 성토시공 중 감소하는 것이 아니라 오히려 증가한다(하중 증가분을 비배수 상태의 점토가 과잉간극수압으로 떠안기 때문이다). 성토가 끝난 직후에는 이 과잉간극수압이 최댓값을 나타내며, 이후 압밀이 진행되면서 서서히 소산되어 감소해 간다. 즉 '성토시공 중 감소' → '성토시공 중 증가'로 고쳐야 옳은 설명이 된다.

오답 포인트

간극수압과 전단응력의 시간에 따른 변화 방향을 반대로 외우기 쉽다. 전단응력은 하중이 커지는 시공 중에 증가하고 완료 후 일정해지는 것이 자연스럽지만, 간극수압도 같은 이유(하중 증가)로 시공 중에 증가한다는 점을 놓치면 ④를 '옳은 설명'으로 착각하게 된다. 또한 전단강도와 전단응력을 혼동해서 '전단강도가 계속 증가한다'고 잘못 이해하면 ②를 오답으로 착각할 수 있으니 유의한다.

다시 나오면 이렇게 판단

먼저 상황이 '급속성토(비배수)'인지 확인한다. 비배수 상황이면 (1)전단강도는 시공 중 거의 일정, (2)전단응력은 시공 중 증가 후 완료 시점부터 일정, (3)간극수압은 시공 중 증가 후 완료 시점부터 최대이다가 이후 압밀에 따라 서서히 감소, (4)안전율은 전단응력이 최대가 되는 성토 완료 시점에서 최솟값이라는 네 가지를 순서대로 대입해 각 선지를 점검한다. '감소'와 '증가'가 뒤바뀐 선지가 나오면 그것이 정답(옳지 않은 것)일 가능성이 높다.

암기 포인트

급속성토 시공 중에는 '전단강도는 그대로, 전단응력과 간극수압은 함께 증가'라고 묶어서 기억해 둔다. 성토 완료 후에는 전단응력과 안전율의 최솟값 시점이 일치하고, 간극수압은 그 순간부터 압밀에 따라 서서히 낮아진다는 흐름으로 정리해 둔다.

NoteBase

문 25. 이차압밀(secondary consolidation)에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 이차압밀침하량 계산 시 작용된 하중의 크기는 고려하지 않는다.

② 유기질 점토와 압축성이 큰 점토 지반에서는 이차압밀침하가 크게 발생한다.

③ 이차압축지수는 $e - \log p$ 곡선에서 직선부의 기울기이다.

④ 조립토에서는 일반적으로 이차압밀을 무시할 수 있다.

정답 3번

출제 포인트

이차압밀(secondary consolidation)의 발생 원인·특징과 이차압축지수 C_α의 정의를 정확히 구분하는지 묻는다. 특히 일차압밀 관련 지수(압축지수 C_c, 팽창지수 C_s)가 그려지는 e-log p 곡선과, 이차압밀 관련 지수 C_α가 그려지는 e-log t 곡선(시간축)을 혼동하면 틀리게 되어 있다.

핵심 개념

일차압밀은 과잉간극수압이 소산되며 발생하는 압밀로, 하중 증가량(유효응력 변화)에 따라 침하량이 정해지고 그 관계는 e-log p 곡선(압축지수 C_c의 기울기)으로 나타난다. 반면 이차압밀은 과잉간극수압이 이미 소산된 뒤에도 흙 골격(입자 배열)이 크리프처럼 시간에 따라 재배열되며 계속 압축되는 현상으로, 그 크기는 하중의 크기가 아니라 경과 시간에 지배된다. 이차압밀의 정도를 나타내는 이차압축지수 C_α는 압밀시험에서 일차압밀이 끝난 후의 e-log t 곡선(간극비-시간의 로그) 직선부 기울기로 정의된다: $C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1}$ 이차압밀은 유기질 점토·이탄(peat)·압축성이 큰 연약 점토에서 크게 나타나고, 투수성이 좋아 압밀이 빨리 끝나는 조립토(모래·자갈)에서는 무시할 수 있을 만큼 작다.

선지별 해설

① O — 이차압밀침하량은 흙 골격의 시간 의존적 크리프 변형으로, 계산식에 재하된 하중의 크기(응력 증분)가 들어가지 않고 이차압축지수 C_α, 초기 간극비, 층 두께, 경과시간만으로 정해진다. 옳은 설명이다.
② O — 유기질 점토나 압축성이 큰 연약 점토는 흙 입자의 점탄성적 재배열이 활발하여 이차압밀침하가 상대적으로 크게 발생한다. 옳은 설명이다.
③ X — 틀린 표현: "이차압축지수는 e-log p 곡선에서 직선부의 기울기이다" → 올바른 표현: "이차압축지수 C_α는 e-log t(간극비-시간의 로그) 곡선에서 일차압밀 종료 이후 직선부의 기울기이다." e-log p 곡선의 직선부 기울기는 일차압밀을 나타내는 압축지수 C_c이다. 하중(압력) 축이 아니라 시간 축에 대한 기울기라는 점에서 틀린 설명이다.
④ O — 조립토는 투수계수가 커서 과잉간극수압이 빠르게 소산되어 일차압밀이 순식간에 끝나며, 흙 골격의 시간 의존적 재배열도 뚜렷하지 않아 이차압밀을 실무적으로 무시할 수 있다. 옳은 설명이다.

NoteBase

오답 포인트

e-log p 곡선과 e-log t 곡선을 같은 종류의 그래프로 착각하면 ③을 옳은 설명으로 잘못 판단하기 쉽다. 두 곡선은 가로축이 전혀 다르다: e-log p는 압밀시험에서 하중 단계를 바꿔가며 얻는 압력-간극비 관계(압축지수 C_c, 팽창지수 C_s를 구하는 곡선)이고, e-log t는 한 하중 단계 안에서 시간에 따른 침하(간극비) 변화를 나타내는 곡선(이차압축지수 C_α를 구하는 곡선)이다.

다시 나오면 이렇게 판단

이차압밀 관련 문항은 "하중 크기와 무관, 시간에 지배"라는 핵심 성질과 "기울기를 구하는 곡선의 가로축이 시간(t)인지 압력(p)인지"를 먼저 확인한다. 가로축이 압력이면 그 지수는 일차압밀(압축지수 C_c·팽창지수 C_s) 이야기이고, 가로축이 시간이면 이차압밀(이차압축지수 C_α) 이야기라고 기계적으로 구분한다.

암기 포인트

일차압밀 → e-log p 곡선 → 압축지수 C_c(하중에 좌우). 이차압밀 → e-log t 곡선 → 이차압축지수 C_α(시간에 좌우, 하중 크기 무관). 이차압밀은 유기질·고압축성 점토에서 크고, 조립토에서는 무시 가능하다.

NoteBase