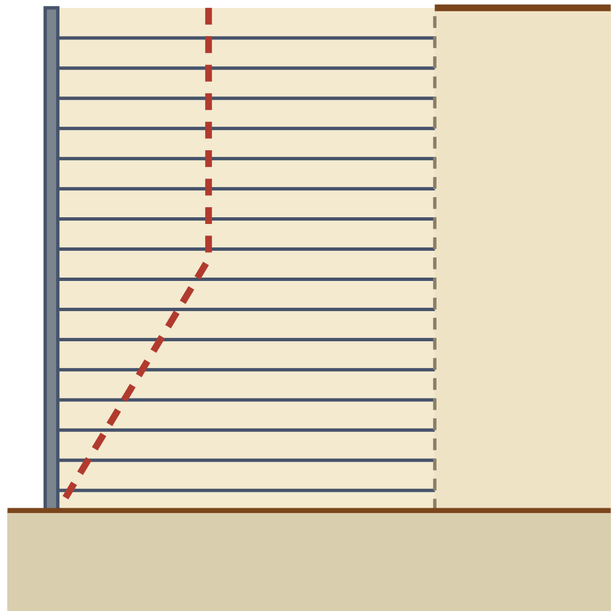
GeoTerva

지반공학 강의 자료 · 옹벽

보강토(MSE) 옹벽

강의: 보강토 옹벽의 내적 안정성(파단, 인발), 외적 안정성(전도, 활동, 지지력) 및 지진 시 검토; 주제별 계산 예제.

보강토 | 파단 · 인발 | 전도 · 활동 · 지지력 | 지진



개요

이 강의에서 다루는 내용

보강토의 원리: 토압이 보강재에 인장을 일으키고, 둘 사이의 마찰이 이 둘을 하나로 묶으며, 전면재는 흙을 잡아 두는 역할만 한다

내적 안정: 각 단에서의 인장력 $T = \sigma'_h S_V S_H$, **파단**(부식 여유 포함), **인발**(파괴면 뒤쪽의 유효 길이)

파괴면(이선형 또는 Rankine 쐐기)과 K_r/K_a 비율: 강성이 큰 보강재에서는 상부의 측방응력이 Rankine 값보다 크다

외적 안정성: 보강 블록 L × H는 중력식 옹벽으로 취급한다; 전도, 편심(L/6), 활동 및 지지력(Meyerhof 유효폭)

상재 활하중이 왜 하중으로만 작용하는지와 **지진**이 블록, 토압 합력 및 보강재 단에 미치는 영향

불충분한 설계를 **어떻게 보완할지**: 보강재 길이, 보강재 종류

강의 흐름

각 주제는 **세 단계**로 다룬다:

1 · **이론**: 규칙은 무엇이며 왜 그러한가?

2 · **문제**: 조건과 구하는 값

3 · **풀이**: 단계별 수치 계산

예제 옹벽: H = 10 m, 아연도금 강재 띠 75 × 6 mm (f_y = 240 MPa), L = 7.5 m, S_V = 0.6 m, S_H = 1.0 m; 뒤채움 γ = 16.5 kN/m³, φ′ = 36°; 기초지반 φ′ = 28°, c′ = 50 kPa. 힘은 옹벽 단위길이당(띠당) 값이다.

기능과 검토 항목

이론

흙 벽체는 안식각에서만 스스로 서 있다. 뒤채움을 쌓을 때 가는 **인장 부재**(아연도금 강재 띠, 지오텍스타일, 지오그리드)를 배치하면, 흙은 압축을 지지하고 보강재는 인장을 지지하며 **마찰**이 두 요소를 하나로 결합한다. 전면재(콘크리트 패널, 블록 또는 보강재를 감싸 올리는 방식)는 흙을 안쪽에 가두며 다른 하중은 지지하지 않는다.

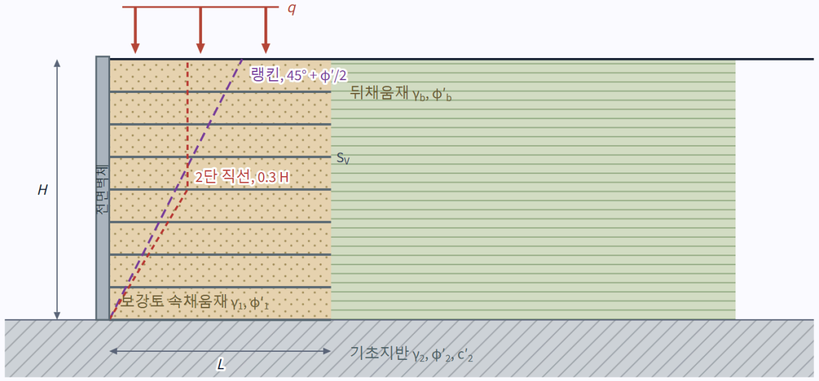
내적 안정: 각 보강재 단은 인장력을 (1) **파단** 없이, (2) 파괴면 뒤쪽에서 **인발** 없이, (3) 전면재 쪽에서(연결부) **파단** 없이 지지해야 한다.

외적 안정: 폭 L, 높이 H인 보강 블록은 하나의 **중력식 옹벽**이다. 뒤쪽 뒤채움의 토압으로 전도되어서는 안 되고, 저면에서 활동해서는 안 되며, 기초 지반이 이를 지지할 수 있어야 한다.

지진: 두 검토군을 다시 수행하되, 동적 추력 + 블록 및 유효영역 관성력을 적용한다(요구 안전율은 정적의 75%).

뒤채움재는 배수가 자유로운 입상 재료여야 한다; **전체 안정성**(기초를 지나는 활동면 또는 복합 활동면)은 이 모듈의 범위 밖이다.

두 가지 방법: 출처의 **Rankine** 접근법과 소프트웨어의 (FHWA/AASHTO) **간편법**(모듈의 초기 방법).



연직응력과 측방응력, K_r/K_a 비

이론

z는 옹벽 상단으로부터의 깊이이고, γ_1, φ'_1은 보강 뒤채움재의 단위중량과 내부마찰각이다. 뒤채움재는 주동 상태에 있다:

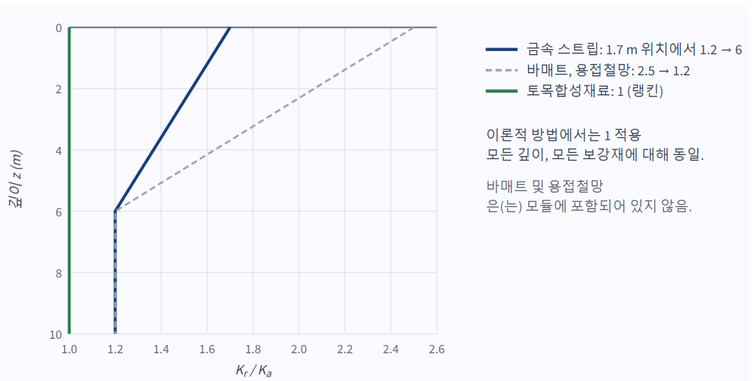
$$\sigma'_v = \gamma_1 z + q_D + q_L \qquad \sigma'_h = K_r\,(\gamma_1 z + q_D + q_L) \qquad K_a = \tan^2\!\left(45^\circ - \frac{\varphi'_1}{2}\right)$$

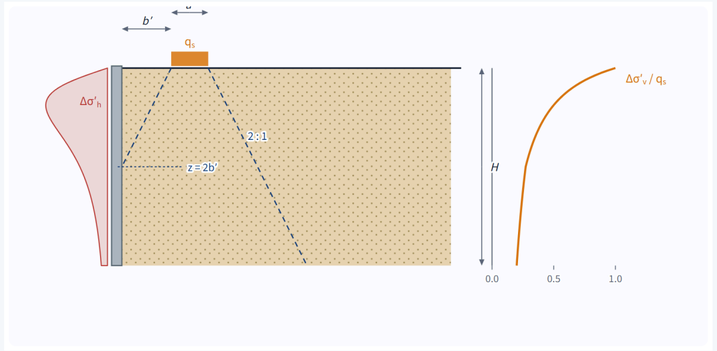
비신장성 보강재(강재 띠)는 뒤채움을 상부에서 Rankine 상태보다 **더 단단하게** 유지한다; 단순화 방법에서 K_r/K_a는 보강재 종류에 따라 취한다:

$$\text{절편: } \frac{K_r}{K_a} = 1.7 - 0.5\frac{z}{6}\ (z \le 6\ \text{m}),\ \ 1.2\ \text{아래} \qquad \text{토목섬유: } \frac{K_r}{K_a} = 1$$

등분포 상재하중은 모든 깊이에서 연직응력을 q만큼 증가시키며, K_r을 통해 측방응력도 증가시킨다. **활하중** 상재하중(q_L)은 하중으로 작용하지만 **저항에는 기여하지 않는다**: 전도/활동 중량과 인발에 저항하는 연직응력에 포함하지 않는다(안전측).

띠하중(Laba–Kennedy): 연직응력은 2:1로 분산되며, 측방압력은 강성 벽체에 대한 탄성해이다(M = 1.4 → 1).





문제

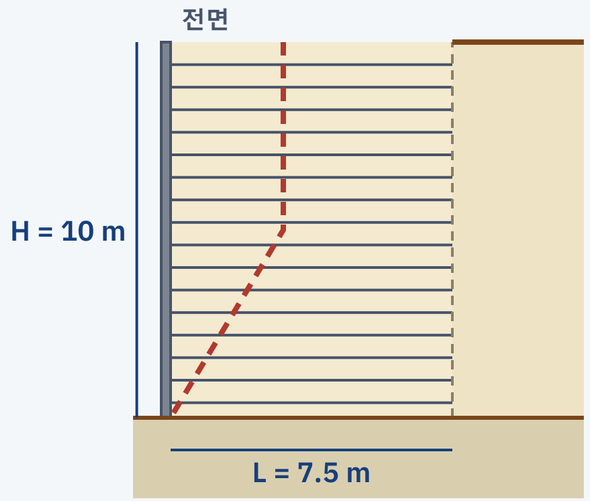
예제

구하는 값

각 깊이에서의 K_a, K_r/K_a, σ'_v 및 σ'_h; 최대 측방응력은 어디에서 발생하는가?

조건

매립토	$\gamma_1 = 16.5$ kN/m^3, $\varphi'_1 = 36°$; **강재 보강띠; 단순화 방법; 상재하중 없음**
깊이	$z = 0.6;\ 3.0;\ 6.0$ **및** 10.0 **m (저면)**



풀이

풀이

1 주동토압계수

$$K_a = \tan^2(45^\circ - 18^\circ) = \mathbf{0.2596}$$

2 각 깊이에서 ($K_r/K_a = 1.7 - 0.5z/6$, $z \le 6$ m; 6 m 이후에는 1.2)

z (m)	$\sigma'_v = 16.5z$ (kPa)	K_r/K_a	K_r	$\sigma'_h = K_r\sigma'_v$ (kPa)
0.6	9.9	1.65	0.4284	4.24
3.0	49.5	1.45	0.3764	18.63
6.0	99.0	1.20	0.3115	30.84
10.0	165.0	1.20	0.3115	51.40

하단: σ'_v = **165 kPa**, $K_r = 1.2K_a = 0.3115$, σ'_h = **51.4 kPa**. 상부 단(z = 0.6 m)에서는 K_r/K_a = 1.65: Rankine의 1.65배이다. σ'_h는 깊이에 따라 증가하며, 최대 측방응력(및 인장력)은 하단에 있다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

유효 길이 $L_e = L - L_a$

이론

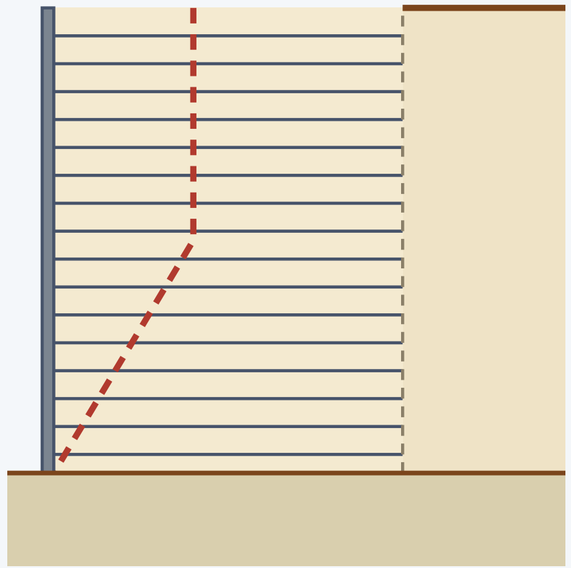
보강재는 뒤채움이 그렇지 않으면 파괴될 위치에서 작용한다. 각 층의 **파괴 영역 내부 부분**(전면부와 파괴면 사이)은 활동하는 흙과 함께 움직이므로 지지하지 못하며, 파괴면의 **뒤쪽 부분**만이 그 층을 정착시킨다: 활성 길이 L_a와 유효 길이 $L_e = L - L_a$.

Rankine: $L_a = \dfrac{H - z}{\tan(45^\circ + \varphi'_1/2)}$ 이중선형: $L_a = 0.3H\ (z \le H/2),\ \ L_a = 0.6(H - z)\ (z > H/2)$

출처는 각 보강재에 대해 앞쪽 끝에서 시작하는 Rankine 쐐기(수평과 45° + φ′$_1$/2)를 취한다: φ′ = 36°일 때 높이 10 m 벽체의 상단에서 전면으로부터 5.1 m이다.

강성(강재 띠) 보강재의 경우 계측 결과 최대 인장면이 전면에 훨씬 더 가깝게 나타난다. 실무에서는 **이선형** 면을 채택하며, 상부 절반에서는 전면으로부터 0.3H 지점까지 수직이고 그 지점에서 뒷굽까지는 직선이다. 토목섬유 보강재에서는 Rankine 면이 유지된다.

모듈의 간편법에서 강재 스트립은 이중선형 파괴면을, 지오신세틱은 Rankine 파괴면을 취하며, 출처의 방법은 둘 다 Rankine이다.



붉은 점선: 이중선형 파괴면(보강띠). Rankine 쐐기는 벽면에서 5.1 m 떨어진 곳에서 시작한다.

문제

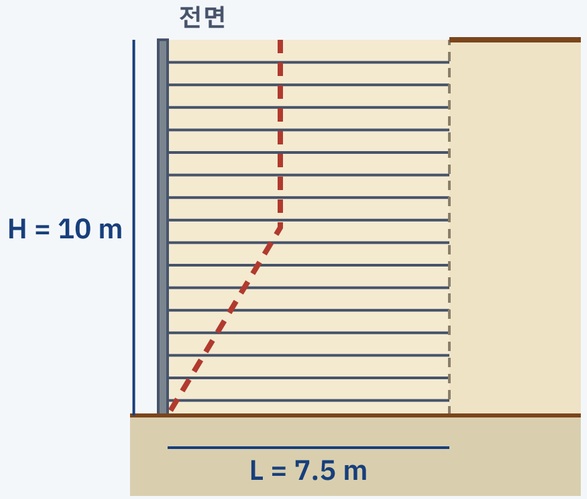
예제

구하는 값

각 깊이에서 $\mathbf{L_a}$(이중선형 및 Rankine)와 이중선형 표면에 대한 $\mathbf{L_e}$.

조건

벽체	$H = 10$ m, $L = 7.5$ m, 강재 스트립; $\varphi'_1 = 36^\circ$
깊이	$z = 0;\ 0.6;\ 3;\ 5;\ 6;\ 9.4$ m



풀이

풀이

1 이중선형: z ≤ 5 m일 때 0.3H = 3.00 m; z > 5 m일 때 0.6(H − z). Rankine: (H − z)/tan63° = (H − z)/1.963

z (m)	L_a 이중선형 (m)	$L_e = 7.5 - L_a$ (m)	L_a Rankine (m)	L_e Rankine (m)
0.0	3.00	4.50	5.10	2.40
0.6	3.00	4.50	4.79	2.71
3.0	3.00	4.50	3.57	3.93
5.0	3.00	4.50	2.55	4.95
6.0	2.40	5.10	2.04	5.46
9.4	0.36	7.14	0.31	7.19

이선형 파괴면은 상부 단에서 Rankine보다 벽면에 가깝다(z = 0.6 m: L_a = 3.00 m, Rankine 4.79 m); 따라서 **유효 길이가 더 길다**(4.50 m, Rankine 2.71 m). 한편 상부 단은 K_r/K_a배 더 큰 인장력을 부담한다(예제 4).

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

보강재 단의 인장력과 보강재의 내력

이론

각 단은 인접한 단과의 중간 높이에서 한정되는 **분담 높이**(S_V) 범위 뒤채움의 측방응력을 부담한다. 띠는 수평 간격 S_H만큼의 뒤채움 폭을 지지하며, 시트와 그리드는 연속이므로 인장력은 옹벽 단위길이당 값이다:

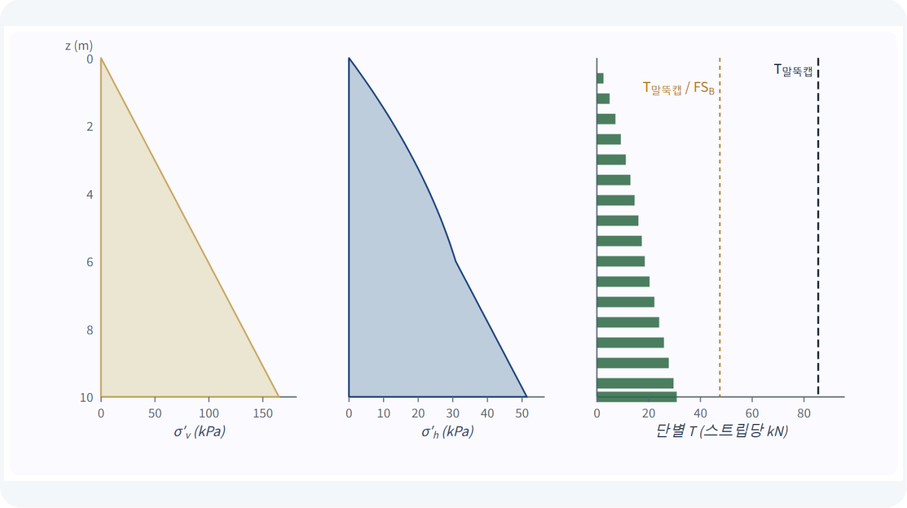
$$T = \sigma_h' S_V S_H \ \text{(띠 1개당)} \qquad T = \sigma_h' S_V \ \text{(벽체 단위길이당)}$$

띠형 보강재 (폭 w, 두께 t, 항복강도 f_y): 아연도금 강재는 뒤채움 속에서 연 0.025–0.050 mm씩 부식되며, 설계수명 n에 대해 두께는 r n만큼 감소한다:

$$t_{eff} = t - rn \qquad T_{diameter} = w\, t_{eff}\, f_y \qquad FS_B = \frac{T_{diameter}}{T} \qquad t_{req} = \frac{FS_B T_{max}}{w\, f_y} + rn$$

지오신세틱: 장기 강도는 극한 인장강도를 손상, 크리프 및 열화 계수로 나눈 값이다; 그리드가 항상 전체 평면을 덮는 것은 아니다(C_r):

$$T_{all} = \frac{T_{ult}}{RF_{id}\, RF_{cr}\, RF_{cbd}} \qquad FS_B = \frac{T_{all} C_r}{T} \qquad S_{V,req} = \frac{T_{all} C_r}{\sigma_h'(H)\, FS_B}$$



문제

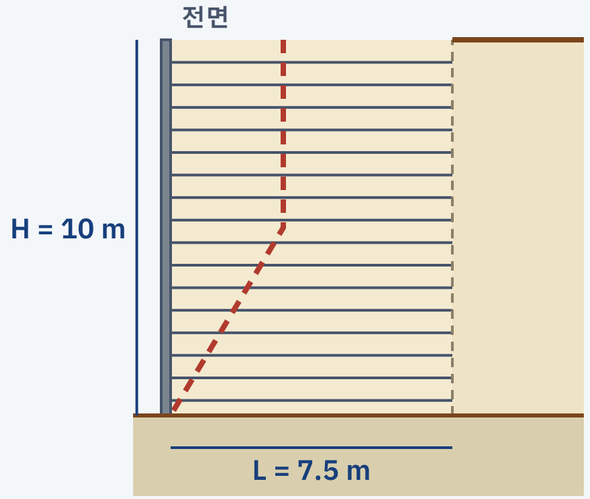
예제

조건

띠	**75 × 6 mm 설치; $f_y = 240$ MPa; 부식 0.025 mm/년, 설계 수명 50년; $S_V = 0.6$ m, $S_H = 1.0$ m**
필요	$FS_B \geq 1.8$ **(적용: 부식된 단면에서 0.55 f_y)**

구하는 값

최대 인장력 T_{max}(보강띠 1개당); T_{cap}, FS_B; 필요 두께 t_{req}.



풀이

풀이

1 최대 인장은 저면 높이에서 발생한다 (z = 10 m; σ'_h = 51.40 kPa)

$$T_{max} = \sigma'_h S_V S_H = 51.40(0.6)(1.0) = \mathbf{30.84}\ \text{kN/띠}$$

2 부식된 단면과 지지력

$$t_{eff} = 6 - 0.025(50) = 4.75\ \text{mm} \quad (1.25\ \text{mm 손실})$$

$$T_{diameter} = w\, t_{eff} f_y = 0.075(0.00475)(240\,000) = \mathbf{85.5}\ \text{kN}$$

$$FS_B = 85.5/30.84 = \mathbf{2.772} \ \geq 1.80\ \checkmark$$

3 필요 두께 (부식 여유분을 다시 더함)

$$t_{req} = \frac{1.8(30.84)}{0.075(240\,000)} + rn = 3.084 + 1.25 = \mathbf{4.33}\ \text{mm}$$

FS_B = **2.77** ≥ 1.80: 6 mm 띠형 보강재로 충분하며, 필요 두께는 **4.33 mm**이다. 위험 층은 맨 아래(k = 17)이다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

파괴면 후방의 마찰

이론

파단되지 않는 보강재 단이라도 뒤채움에서 **인발**될 수 있다. 파괴면 뒤쪽에서 뒤채움은 보강재를 양면의 마찰로 붙잡으며, 마찰은 해당 단 위의 연직응력에 보강재가 발현하는 계수를 곱한 값이다:

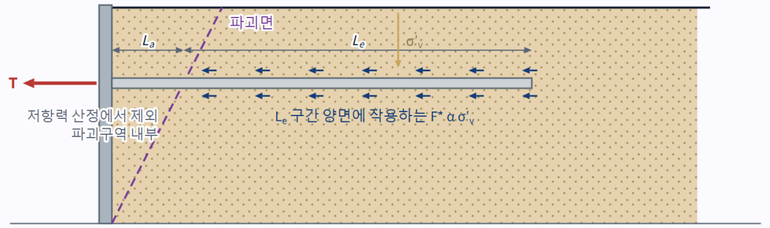
$$P_r = 2R_c\,F^*\alpha\,\sigma'_v\,L_e \qquad FS_P = \frac{P_r}{T} \qquad L_{req} = L_a + \frac{FS_P\,T}{2R_c F^*\alpha\,\sigma'_v}$$

F* 인발 저항계수: 띠형 보강재는 tan φ′ (하한), 지오신세틱스는 ⅔ tan φ′ (모듈의 하한값이며 인발시험으로 결정한다). **α** 규모 효과 계수: 띠형 보강재 1.0, 지오그리드 0.8, 지오텍스타일 0.6.

R_c 피복률: 띠는 띠 폭 w(띠당), 지오그리드는 C_r(옹벽 단위길이당), 시트는 1이다. **σ'_v**는 저항영역의 연직응력이다: $\gamma_1 z$ + 영구 상재하중; **활하중은 포함하지 않는다**(저항하지 않음).

띠 보강재에서 T와 P_r 모두 깊이에 따라 커진다. 출처의 방법에서는 요구되는 유효길이가 모든 단에서 같고, 단순화 방법에서는 상부 단이 K_r/K_a배 더 큰 인장력을 부담하며 유효길이도 같은 비율로 커진다.

연결부: 인장력 T_{max}는 전면재로 전달되며, 강도는 연결부 시험으로부터 입력하고 파단계수로 검토한다.



문제

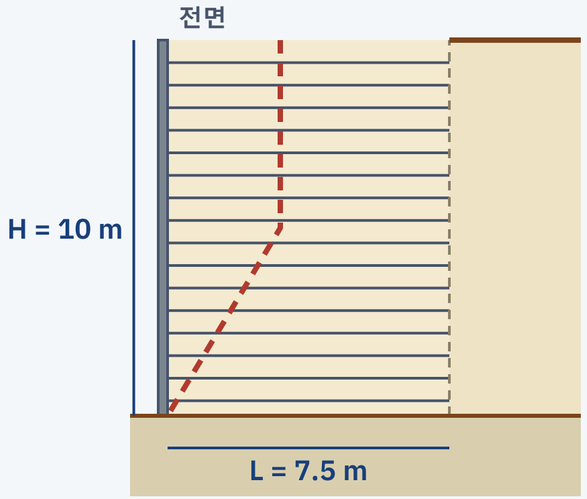
예제

구하는 값

1단에서의 P_r, FS_P, 필요 길이 L_{req}; 전체 단의 요약.

조건

띠하중과 지반	**예제 1–3의 벽체;** $F^* = \tan 36^\circ = 0.727$, $\alpha = 1$; $FS_P \geq 1.5$
단	**z = 0.6 m (1번째 단) 및 나머지 단**



풀이 (1/2)

풀이

1 1단 (z = 0.6 m): $K_r/K_a = 1.65$; $\sigma'_h = 4.24$ kPa

$$T = \sigma'_h S_V S_H = 4.24(0.6) = 2.54 \text{ kN} \qquad L_a = 0.3H = 3.00, \quad L_e = 4.50 \text{ m}$$

$$P_r = 2(0.075)(0.727)(1.0)(9.9)(4.50) = \mathbf{4.86} \text{ kN}$$

$$FS_P = \frac{4.86}{2.54} = \mathbf{1.908} \ \geq 1.5 \ \checkmark$$

2 필요 길이: $L_{req} = L_a + FS_P T/(F^*\alpha\, \sigma'_v \cdot 2w)$

$$L_{req} = 3.00 + \frac{1.5(2.54)}{0.727(1)(9.9)(2)(0.075)} = 3.00 + 3.54 = \mathbf{6.54} \text{ m}$$

풀이 (2/2)

풀이

3 모든 단의 요약

레벨	z (m)	T (kN)	L_a	L_e	P_r (kN)	FS_P	L_{req} (m)
1	0.6	2.54	3.00	4.50	4.86	1.91	6.54
2	1.2	4.93	3.00	4.50	9.71	1.97	6.43
5	3.0	11.18	3.00	4.50	24.28	2.17	6.11
10	6.0	18.51	2.40	5.10	55.02	2.97	4.97
17	10.0	30.84	0.00	7.50	134.86	4.37	2.57

최소 인발 안전율은 **1단에서 FS_P = 1.91** (요구값 1.5)이고, 필요한 최대 길이는 **6.54 m**이다(L = 7.5 m이면 충분). 상부 단에서는 인장력이 작지만 σ'_v도 작으므로 인발이 가장 취약한 곳은 그 단이다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

블록은 중력식 옹벽이다

이론

내적 안정성이 확보된 보강 블록은 그 뒤의 뒤채움을 지지하는 **L × H 크기의 지반 블록**이다. 지지되는 뒤채움(γ_b, φ'_b)은 블록의 연직 배면에 Rankine 주동 추력으로 작용하며, 상재하중은 추가 추력을 발생시킨다:

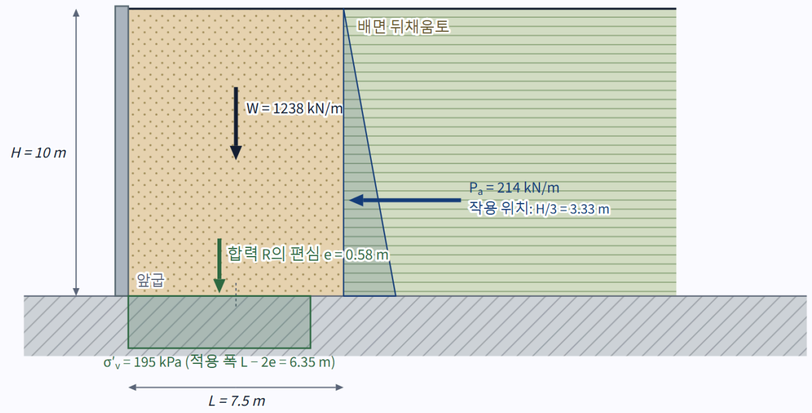
$$P_a = \tfrac{1}{2} K_a \gamma_b H^2 \ \ (H/3) \qquad P_q = K_a\, q\, H \ \ (H/2) \qquad W = \gamma_1 H L \ \ (L/2)$$

$$FS_{ot} = \frac{M_R}{M_o} = \frac{W\, L/2}{P_a H/3 + P_q H/2} \qquad x_R = \frac{M_R - M_o}{\Sigma V} \qquad e = \frac{L}{2} - x_R$$

저항하는 것: 블록 자중과 **영구** 상재하중. 추력이 작용할 때 존재하지 않을 수 있으므로 **활하중은 저항으로 보지 않는다**(하중에 한함).

같은 검토는 두 가지 방식으로 읽는다: **모멘트비** ($FS_{ot} \geq 2$)와 합력의 위치. 저면 전체가 압축 상태로 유지되도록 **e ≤ L/6** (지진 시 L/3)이어야 한다.

전면 패널과 그 앞쪽 근입 부분은 저항 중량에 포함하지 않는다 (안전측).



문제

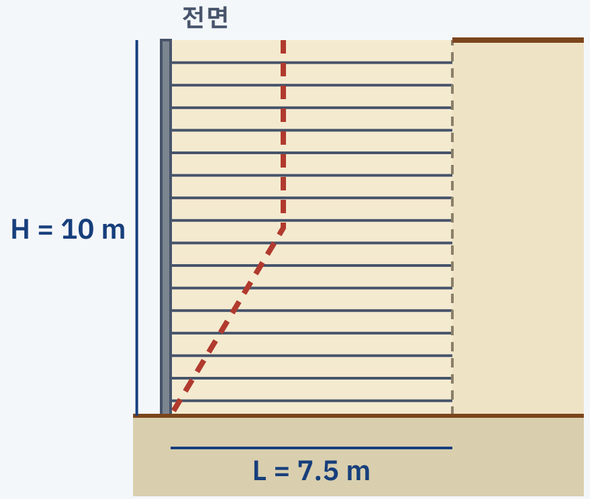
예제

조건

블록	$H = 10$ m, $L = 7.5$ m; 보강 뒤채움 $\gamma_1 = 16.5$ kN/m³
뒤채움	동일한 지반 ($\gamma_b = 16.5$, $\varphi'_b = 36°$); 상재하중 없음

구하는 값

P_a와 M_O; **W**와 M_R; **FS_{ot}**; 합력의 위치 x_R과 **e**(한계 L/6).



풀이 (1/2)

풀이

1 주동 추력 (K_a = 0.2596)과 전도 모멘트

$$P_a = \tfrac{1}{2} K_a \gamma_b H^2 = \tfrac{1}{2}(0.2596)(16.5)(10)^2 = \mathbf{214.18}\ \text{kN/m}$$

$$M_o = P_a\, H/3 = 214.18(3.333) = \mathbf{713.9}\ \text{kN·m/m}$$

2 블록 중량과 저항 모멘트

$$W = \gamma_1 H L = 16.5(10)(7.5) = \mathbf{1{,}237.5}\ \text{kN/m}$$

$$M_R = W\, L/2 = 1{,}237.5(3.75) = \mathbf{4{,}640.6}\ \text{kN·m/m}$$

풀이 (2/2)

풀이

3 전도와 합력의 위치

$$FS_{ot} = M_R / M_o = 4{,}640.6 / 713.9 = \mathbf{6.50} \ \geq 2.0 \ \checkmark$$

$$x_R = (M_R - M_o)/\Sigma V = (4{,}640.6 - 713.9)/1{,}237.5 = 3.173 \text{ m}$$

$$e = L/2 - x_R = 3.75 - 3.173 = \mathbf{0.577} \text{ m} \ \leq L/6 = 1.25 \ \checkmark$$

전도 안전율은 **6.50**(≥ 2.0)이다. 합력은 저판 중앙에서 앞굽 쪽으로 **0.58 m**만 이동하였으며, 저판 전체가 압축을 받는다(e ≤ L/6 = 1.25 m).

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

저면마찰

이론

추력이 저면 마찰력을 초과하면 블록은 저면 위에서 활동한다. **참고문헌**은 지반 위에 놓인 콘크리트 옹벽에서와 같이 마찰을 k ≈ ⅔로 취한다. 그러나 보강 블록의 저면에서는 **지반이 지반 위에** 놓인다: 실무에서는 보강 뒤채움과 기초 지반 중 **더 약한 쪽**의 마찰각을 기준으로 한다. 모듈은 ⅔ 계수를 유지하고, 더 약한 지반을 선택하며, 기초 지반의 점착력은 고려하지 않는다:

$$FS_{sl} = \frac{\Sigma V \, \tan\left(\frac{2}{3}\varphi'_{min}\right)}{\Sigma H} \qquad \varphi'_{min} = \min\left(\varphi'_1, \varphi'_2\right)$$

ΣH: 옹벽이 지지하는 뒤채움재의 토압 합력과 (있는 경우) 상재하중에 의한 토압 합력; ΣV: 블록 중량과 영구 상재하중. **활하중은 토압 합력에는 포함되고 ΣV에는 포함되지 않는다.**

원전의 방식으로도 계산하며(뒤채움재만 고려, φ'_1), 기초 지반이 약하면 모듈의 값이 더 낮고 **지배적인 값이 된다**.

활동은 블록을 넓혀서(ΣV는 L에 따라 선형으로 증가) 해결하며, 길이는 인발과 편심도 개선한다.

요구 안전율

검토	정적 (필요)	지진 (요구값, 75%)
파단 FS_B	1.80	1.35
인발 FS_P	1.50	1,125
전도 FS_{ot}	2.00	1.50
편심 e	≤ L/6	≤ L/3
활동 FS_{sl}	1.50	1,125
지지력 FS_{bc}	2.50	1,875

지진 시 값은 정적 값의 75%이다(편심에서 L/6 → L/3). 활하중은 두 경우 모두 유지된다.

문제

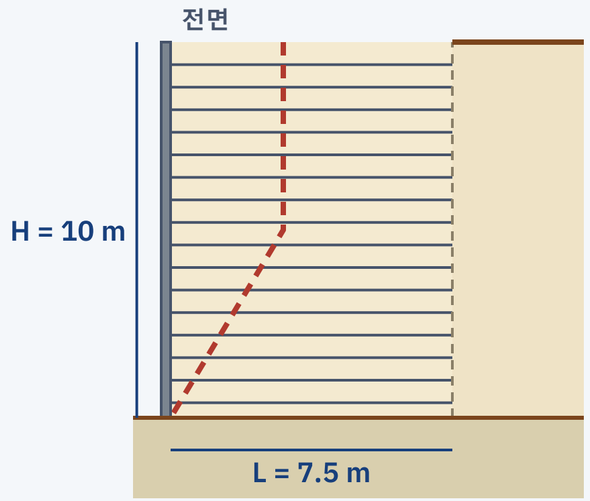
예제

조건

블록	**예제 5의 블록 ($\Sigma V = 1\,237.5$ kN/m, $\Sigma H = P_a = 214.18$ kN/m)**
지반	**보강 뒤채움 $\varphi'_1 = 36°$; 기초 지반 $\varphi'_2 = 28°$ ($c'_2 = 50$ kPa, 점착력은 고려하지 않음)**

구하는 값

저면 마찰에 의한 **FS_{sl}**; 출처의 방식(뒤채움만 고려)과의 비교.



풀이

풀이

1 취약 지반: φ'_{min} = min(36°, 28°) = 28° (기초 지반)

$$\tan\left(\tfrac{2}{3}\cdot 28^\circ\right) = \tan 18.67^\circ = 0.3378$$

$$R = \Sigma V \tan(\ldots) = 1{,}237.5(0.3378) = 418.1 \text{ kN/m}$$

$$FS_{sl} = \frac{R}{\Sigma H} = \frac{418.1}{214.18} = \mathbf{1.952} \;\geq 1.5 \;\checkmark$$

2 출처의 방법 (뒤채움만, φ'_1 = 36°)

$$\tan\left(\tfrac{2}{3}\cdot 36^\circ\right) = \tan 24^\circ = 0.4452$$

$$FS_{sl} = \frac{1{,}237.5(0.4452)}{214.18} = \mathbf{2.572}$$

기초 지반이 더 약하므로 활동 안전율은 **1.95**이다(출처의 방법으로는 2.57). 모듈은 **작은 값**을 지배값으로 취하며, 이는 요구값 1.5를 상회한다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

기초 지반 블록은 연속기초처럼 하중을 지지함

이론

출처는 지표면에 놓인 폭 L의 기초의 지지력을, 깊이항 없이, 저면의 연직응력과 비교한다. 일반 지지력계수(Vesic): $N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45° + \varphi'/2)$, $N_c = (N_q - 1)\cot \varphi'$, $N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \varphi'$:

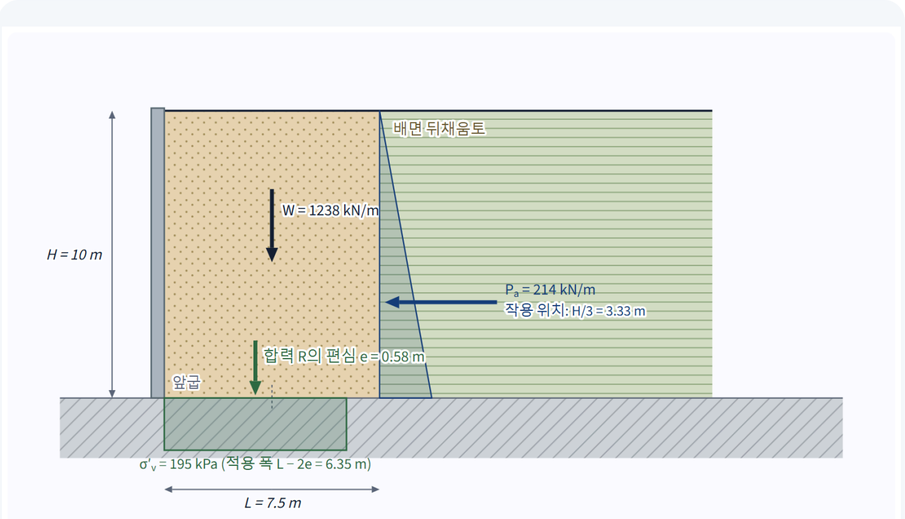
$$q_u = c_2' N_c + \tfrac{1}{2}\gamma_2 L N_\gamma \qquad FS_{bc} = \frac{q_u}{\sigma_o'},\ \ \sigma_o' = \gamma_1 H + q_D$$

적용(FHWA/AASHTO): 합력이 중앙에 있지 않으며(e), 앞굽의 압력이 평균보다 크다; 따라서 전체 수직하중을 **Meyerhof 유효폭** $L' = L - 2e$에 걸쳐 균일하게 분포시키고, 이 폭을 가진 기초의 지지력을 계산한다:

$$L' = L - 2e \qquad \sigma_v' = \frac{\Sigma V}{L'} \qquad q_u = c_2' N_c + \tfrac{1}{2}\gamma_2 L' N_\gamma \qquad FS_{bc} = \frac{q_u}{\sigma_v'}$$

> 압력은 더 크고 기초는 더 좁다: Meyerhof 안전율이 더 낮다; 모듈은 **둘 다 계산하여 작은 값을** 지배값으로 취한다.

> 이 페이지는 단기(간극수압 없음) 검토이며, 전체 안정성과 침하는 모듈의 범위 밖이다.



문제

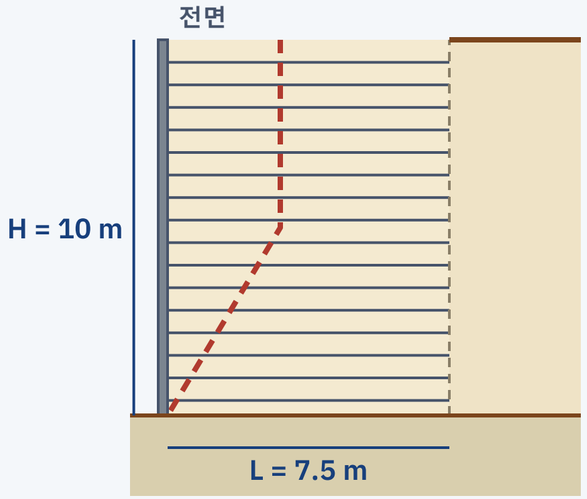
예제

조건

블록	**예제 5의 블록:** $\Sigma V = 1\,237.5$ **kN/m,** $e = 0.577$ **m**
기초 지반	$\varphi'_2 = 28^\circ$**,** $c'_2 = 50$ **kPa,** $\gamma_2 = 17.3$ **kN/m³**

구하는 값

원전의 방식으로 구한 **FS_{bc}**와 Meyerhof 유효폭으로 구한 **FS_{bc}**; 지배적인 값.



풀이

풀이

1 지지력계수(Vesic, $\varphi'_2 = 28°$): $N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45° + \varphi'/2)$, $N_c = (N_q - 1)\cot \varphi'$, $N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \varphi'$

$$N_q = 14.72 \qquad N_c = 25.80 \qquad N_\gamma = 16.72$$

2 원문헌의 경로 (폭 L = 7.5 m, $\sigma'_o = \gamma_1 H = 165$ kPa)

$$q_u = 50(25.80) + \tfrac{1}{2}(17.3)(7.5)(16.72) = 2{,}375 \text{ kPa} \qquad FS_{bc} = 2{,}375/165 = \mathbf{14.39}$$

3 Meyerhof 유효폭 (e = 0.577 m)

$$L' = 7.5 - 2(0.577) = 6.346 \text{ m} \qquad \sigma'_v = \Sigma V / L' = 1{,}237.5/6.346 = 195 \text{ kPa}$$

$$q_u = 50(25.80) + \tfrac{1}{2}(17.3)(6.346)(16.72) = 2{,}208 \text{ kPa}$$

$$FS_{bc} = 2{,}208/195 = \mathbf{11.32} \ \geq 2.5 \ \checkmark$$

원전의 방법으로는 **14.39**, 유효폭을 적용하면 **11.32**이다: 편심이 압력을 증가시키고 기초를 좁히므로 **Meyerhof 값이 지배한다**. 두 값 모두 2.5를 크게 웃돈다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

문제

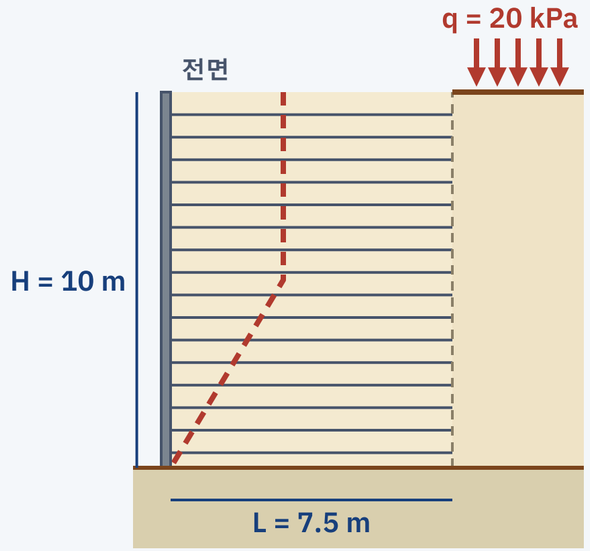
예제

구하는 값

1단에서 FS_P; 저면에서 T_{max}, FS_B; 외적 안정 검토(추력, 전도, 활동, 지지력).

조건

벽체	**예제 1–7의 옹벽 (H = 10 m, L = 7.5 m, 보강띠)**
하중	**옹벽 상부의 활하중 등분포 상재하중 $q_L = 20$ kPa (블록 위 및 배면)**



풀이 (1/2)

풀이

1 1단 (z = 0.6 m): 상재하중은 측방응력을 증가시키지만 인발저항은 증가시키지 않는다

$$\sigma'_h = K_r\left(\gamma_1 z + q_L\right) = 0.4284(9.9 + 20) = 12.81 \text{ kPa} \quad T = 12.81(0.6) = 7.68 \text{ kN}$$

$$P_r = 4.86 \text{ kN} \quad (\sigma'_v = \gamma_1 z = 9.9 \text{ kPa; 활하중은 고려하지 않음})$$

$$FS_P = \frac{4.86}{7.68} = \mathbf{0.632} \ < 1.5 \ \text{✗}$$

2 기저부: 최대 인장력과 파단

$$\sigma'_h = 0.3115(165 + 20) = 57.63 \text{ kPa} \quad T_{max} = 57.63(0.6) = 34.58 \text{ kN}$$

$$FS_B = \frac{85.5}{34.58} = \mathbf{2.47} \ \geq 1.8 \ \text{✓} \qquad L_{req} = 13.68 \text{ m} \ > 7.5 \ \text{✗}$$

레벨 1에서 인장력이 2.54 → **7.68 kN**으로 증가하는 동안 인발 저항은 **변하지 않으므로** FS_P는 1.91 → **0.63**이 된다. 파단에 대한 검토는 충족하지만(2.47) 필요한 길이는 13.68 m가 되며, 활하중은 **하중을 키울 뿐 저항을 늘리지 않는다**.

풀이 (2/2)

풀이

3 외적 검토: 추력은 증가하며 중량에는 포함되지 않음

$$P_q = K_a q_L H = 0.2596(20)(10) = 51.92 \text{ kN/m} \ \ (H/2) \qquad P_a = 266.11 \text{ kN/m}$$

$$M_o = 713.9 + 51.92(5) = 973.6 \text{ kN·m/m} \qquad W = 1{,}237.5 \text{ kN/m (활하중 없음)}$$

$$FS_{ot} = 4{,}640.6/973.6 = \mathbf{4.77} \qquad e = \mathbf{0.787} \text{ m} \ \le 1.25 \ \checkmark$$

4 활동과 지지력 (지지력 검토에서는 활하중도 기초 저면에 하중으로 작용한다)

$$FS_{sl} = 1{,}237.5(0.3378)/266.11 = \mathbf{1.57} \ \ge 1.5 \ \checkmark$$

$$V = 1\,237.5 + 20(7.5) = 1{,}387.5 \ \Rightarrow \ e_b = 0.702, \ \ L' = 6.10 \text{ m}, \ \ \sigma'_v = 227.6 \text{ kPa}$$

$$q_u = 2{,}172 \text{ kPa} \qquad FS_{bc} = \mathbf{9.54} \ \ge 2.5 \ \checkmark$$

외적 안정은 충분하나(전도 4.77, 활동 1.57, 지지력 9.54) **인발이 부적합**하다($FS_P = 0.63$): 활하중이 작용하는 벽체에서는 상부 단의 보강재 길이가 지배한다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

동적 추력, 블록 관성력 및 주동 영역의 관성력

이론

지진(의사정적, k_h; $k_v = 0$) 하중은 세 가지 힘을 더한다. 지지되는 뒤채움의 동적 토압(Mononobe–Okabe), 보강 블록의 관성력, 그리고 보강재가 유지하는 **주동 영역의 관성력**:

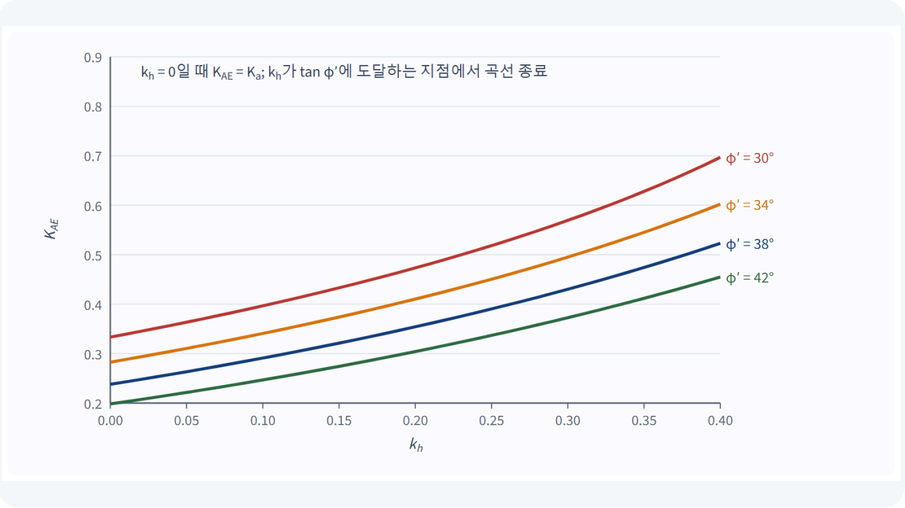
$$\psi = \tan^{-1} k_h \qquad K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi_b' - \psi)}{\cos^2\psi \left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin\varphi_b' \sin(\varphi_b' - \psi)}{\cos\psi}}\right]^2}$$

$$\Delta P_{AE} = \tfrac{1}{2}\gamma_b H^2 (K_{AE} - K_a) \;\; (0.6H) \qquad P_{IR} = \tfrac{1}{2} k_h \gamma_1 H^2 \;\; (H/2) \qquad P_i = k_h W_a \;\Rightarrow\; T_{md} = P_i \frac{L_e}{\Sigma L_e}$$

ΔP_{AE}의 **절반**만 취한다(추력과 관성력은 최댓값에 동시에 도달하지 않기 때문이다). P_{IR}은 전면 배후 폭 0.5H의 블록에 대해서만 적용한다. 상재하중은 관성력을 발생시키지 않는다.

외적 안정 검토: $\Sigma H = P_a + \tfrac{1}{2}\Delta P_{AE} + P_{IR}$; $e \le L/3$; 안전율은 정적 안전율의 75%이다.

내적 검토: 각 단은 $T + T_{md}$로 파단에 대해, F^*의 **80%**로 인발에 대해 다시 검토한다; 활하중은 정적의 경우와 같이 유지한다.



문제

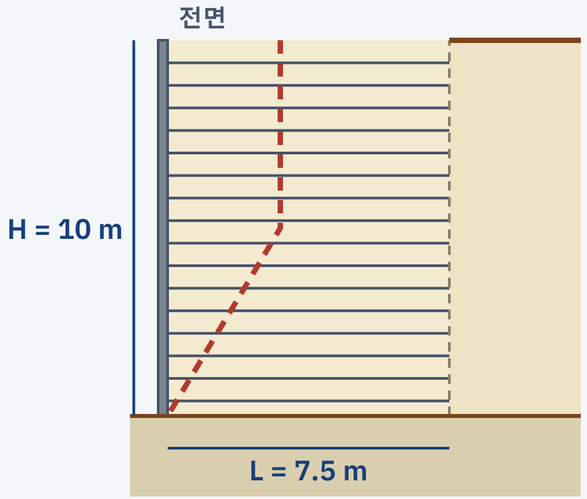
예제

조건

벽체	**예제 1–7의 벽체; 상재하중 없음**
지진	**$k_h = 0.15$ ($k_v = 0$); 요구 FS는 정적 값의 75%; $e \le L/3$; 인발에서 F^* 값은 정적 값의 80%**

구하는 값

K_{AE}, ΔP_{AE}, P_{IR}; 외적 안정성 검토; 주동영역의 관성력과 각 층의 **T + T_{md}**에 의한 파단 및 인발 검토.



풀이 (1/4)

풀이

1 지진 각도와 계수

$$\psi = \tan^{-1} 0.15 = 8.53^\circ \qquad \sqrt{\sin 36^\circ \sin(27.47^\circ)/\cos 8.53^\circ} = 0.5236$$

$$K_{AE} = \cos^2(27.47^\circ)/\left[\cos^2 8.53^\circ (1+0.5236)^2\right] = \mathbf{0.3468} \quad (K_a = 0.2596)$$

2 동적 추력 증분, 블록 관성력 및 총 수평력

$$\Delta P_{AE} = \tfrac{1}{2}(16.5)(10)^2(0.3468-0.2596) = \mathbf{71.89}\ \text{kN/m} \ \ (6.0\ \text{m})$$

$$P_{IR} = \tfrac{1}{2}(0.15)(16.5)(10)^2 = \mathbf{123.75}\ \text{kN/m} \ \ (5.0\ \text{m})$$

$$P_s = 214.18 + \tfrac{1}{2}(71.89) + 123.75 = \mathbf{373.88}\ \text{kN/m}$$

3 전도 모멘트

$$M_{o,E} = 214.18(3.333) + 35.94(6.0) + 123.75(5.0)$$

$$= 713.9 + 215.7 + 618.8 = \mathbf{1{,}548.4}\ \text{kN·m/m}$$

풀이 (2/4)

풀이

4 전도와 편심 (한계 L/3 = 2.50 m)

$$FS_{ot,E} = 4{,}640.6/1{,}548.4 = \mathbf{3.00} \ \geq 1.5 \ \checkmark$$

$$x_R = (4{,}640.6 - 1{,}548.4)/1{,}237.5 = 2.499 \text{ m} \qquad e = 3.75 - 2.499 = \mathbf{1.251} \text{ m} \ \leq 2.50 \ \checkmark$$

5 활동 (전면 저항 없음)

$$FS_{sl,E} = 1{,}237.5(0.3378)/373.88 = 418.1/373.88 = \mathbf{1.118} \ < 1.125 \ \ \text{✗}$$

6 지지력 (Meyerhof)

$$L' = 7.5 - 2(1.251) = 4.998 \text{ m} \qquad \sigma'_v = 1{,}237.5/4.998 = 247.6 \text{ kPa}$$

$$q_u = 50(25.80) + \tfrac{1}{2}(17.3)(4.998)(16.72) = 2{,}013 \text{ kPa} \quad FS_{bc,E} = \mathbf{8.13} \ \geq 1.875 \ \checkmark$$

풀이 (3/4)

풀이

7 주동 영역의 관성력과 각 단에의 분배

$$W_a = \gamma_1 A_a = 16.5(22.50) = 371.25 \text{ kN/m} \qquad P_i = 0.15(371.25) = 55.69 \text{ kN/m}$$

$$T_{md} = P_i L_e / \Sigma L_e \qquad \Sigma L_e = 91.5 \text{ m} \quad (17 \text{ 단})$$

8 1단 (z = 0.6 m, L_e = 4.50 m): 파단력과 인발

$$T_{md} = 55.69(4.50)/91.5 = 2.739 \text{ kN} \qquad T + T_{md} = 2.54 + 2.739 = 5.283 \text{ kN}$$

$$P_{r,E} = 0.8(4.855) = 3.884 \text{ kN} \quad (F^* \text{ 정적 값의 } 80\%)$$

$$FS_{P,E} = 3.884/5.283 = \mathbf{0.735} \; < 1.125 \quad ✗$$

9 레벨 17 (하단, L_e = 7.50 m): 파단

$$T_{md} = 55.69(7.50)/91.5 = 4.565 \text{ kN} \qquad FS_{B,E} = 85.5/(30.84 + 4.565) = \mathbf{2.415} \; \geq 1.35 \; ✓$$

풀이 (4/4)

풀이

10 결과 요약 (k_h = 0.15)

검토	정적	지진	요구값 (정적 / 지진)	판정 (지진 시)
파단 FS_B (최소)	2.77	2.41	1.80 / 1.35	만족
인발 FS_P (최소)	1.91	**0.74**	1.50 / 1,125	**만족하지 않음** (레벨 1)
전도 FS_{ot}	6.50	3.00	2.00 / 1.50	만족
편심 e (m)	0.58	1.25	≤ 1.25 / ≤ 2.50	만족
활동 FS_{sl}	1.95	**1.118**	1.50 / 1,125	**만족하지 않음** (한계 수준)
지지력 FS_{bc}	11.32	8.13	2.50 / 1,875	만족

지진은 **인발($FS_{P,E}$ = 0.74)과 활동($FS_{sl,E}$ = 1.12)**을 요구값 아래로 낮춘다. 전도, 편심, 지지력, 파단은 만족한다. 상부 층에서는 인장력이 작지만 σ'_v도 작으므로 **인발이 가장 취약한 요소**이다. 보강재 길이를 늘려야 한다(예제 10).

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

문제

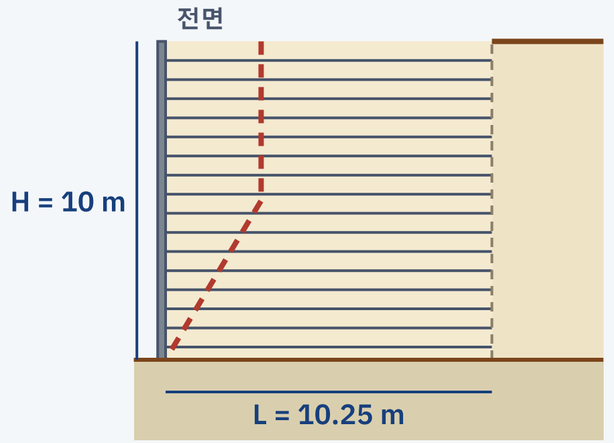
예제

조건

초기	**예제 9: 지진에 대한 인발 ($FS_{P,E} = 0.74$) 및 활동 ($FS_{sl,E} = 1.12$) 불충분**
변수	**보강띠 길이 L (0.25 m 단위로 증가); S_V, S_H, 보강띠 단면 및 뒤채움은 동일하게 유지**

구하는 값

최소 L: 지진 시 검토($FS_{P,E} \geq 1.125$; $FS_{sl,E} \geq 1.125$; $e \leq L/3$)를 만족해야 한다; **L 표**.



풀이 (1/2)

풀이

1 길이가 증가함에 따른 안전율 (굵게 표시: 필요값 미만)

L (m)	$FS_{P,E}$ (≥ 1,125)	$FS_{sl,E}$ (≥ 1,125)	e_E / (L/3) (m)	FS_P 정적	정적 FS_{sl}	정적 FS_{bc}
7.5	**0.735**	**1.118**	1.25 / 2.50	1.91	1.95	11.32
8.5	**0.884**	1.267	1.10 / 2.83	2.33	2.21	12.65
9.5	**1.033**	1.416	0.99 / 3.17	2.76	2.47	13.87
10.5	1.182	1.565	0.89 / 3.50	3.18	2.73	15.02
11.5	1.331	1.715	0.82 / 3.83	3.60	2.99	16.11
12.5	1.480	1.864	0.75 / 4.17	4.03	3.25	17.16

L = 7.5 m에서 인발(0.74)과 활동(1.12)은 부족하며, **인발이 지배적이다**. L = 9.5 m에서도 1.03 < 1.125이다. 길이가 증가하면 유효길이 L_e(인발)와 블록 중량(활동, 편심)이 모두 증가한다.

풀이 (2/2)

풀이

2 0.25 m 간격으로 구한 최소 길이: L = 10.25 m

$$FS_{P,E} = 1.145 \geq 1.125 \checkmark \qquad FS_{sl,E} = 1.528 \geq 1.125 \checkmark$$

$$e_E = 0.916 \leq \frac{L}{3} = 3.42\ \text{m} \checkmark \qquad FS_{ot,E} = 5.60 \quad FS_{bc,E} = 12.48$$

3 이 길이에 대한 정적 경우 (검토)

$$FS_P = 3.07 \quad FS_{sl} = 2.67 \quad FS_{ot} = 12.14 \quad e = 0.422\ \text{m} \quad FS_{bc} = 14.74$$

지진 시에는 **L = 10.25 m**(≈ 1.02 H)가 필요하며, 이 길이에서 정적 안전율은 매우 높다. 같은 결과를 보강재 간격을 줄이거나(S_V, S_H) 더 넓은 띠형 또는 피복 보강재를 사용하여 구할 수도 있으나, 길이가 가장 직접적인 요인이다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

문제

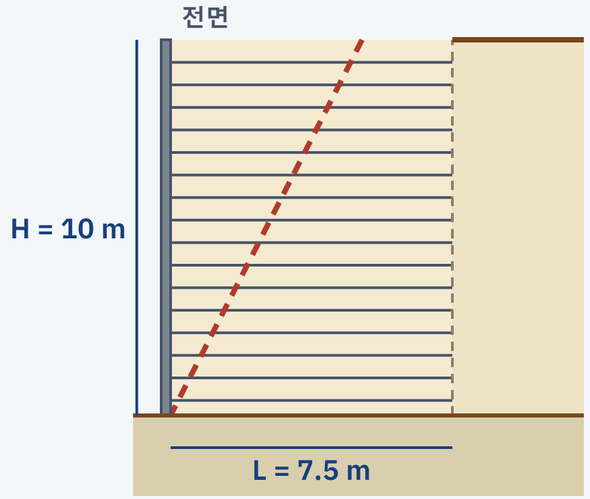
예제

조건

지오그리드	$T_{ult} = 150$ **kN/m;** $RF_{id} = 1.2$**,** $RF_{cr} = 2.5$**,** $RF_{cbd} = 1.25$**;** **피복률** $C_r = 0.8$**;** $S_V = 0.6$ **m**
인발	$F^* = \frac{2}{3}\tan 36°$**,** $\alpha = 0.8$**;** **Rankine 파괴면 (** $K_r = K_a$**);** $FS_B \geq 1.8$**,** $FS_P \geq 1.5$

구하는 값

T_{all}, T_{cap}, T_{max} (벽체 1 m당), **FS_B**, 필요한 S_V; 1층에서의 **FS_P**와 L_{req}.



풀이 (1/2)

풀이

1 장기 강도와 용량

$$RF = 1.2(2.5)(1.25) = 3.75 \qquad T_{all} = \frac{T_{ult}}{RF} = \frac{150}{3.75} = 40.0 \text{ kN/m}$$

$$T_{diameter} = T_{all} C_r = 40.0(0.8) = 32.0 \text{ kN/m}$$

2 인장 및 파단 ($K_r = K_a$)

$$\sigma'_h(H) = K_a(165) = 42.84 \text{ kPa} \qquad T_{max} = 42.84(0.6) = 25.70 \text{ kN/m}$$

$$FS_B = \frac{32.0}{25.70} = \mathbf{1.245} < 1.8 \ \text{✗} \qquad S_{V,req} = \frac{T_{all} C_r}{\sigma'_h FS_B} = \frac{32.0}{42.84(1.8)} = \mathbf{0.415} \text{ m}$$

설치된 간격(0.6 m)이 너무 크다: 파단 안전율 1.25 < 1.8; 필요한 간격은 **$S_V \le 0.415$ m**이다 (또는 더 강한 지오그리드).

풀이 (2/2)

풀이

3 레벨 1 (z = 0.6 m): Rankine 면

$$L_a = (H - z)/\tan 63^\circ = 4.79 \text{ m} \qquad L_e = 7.5 - 4.79 = 2.71 \text{ m}$$

$$\sigma'_h = K_a(9.9) = 2.57 \text{ kPa} \qquad T = 2.57(0.6) = 1.542 \text{ kN/m}$$

4 인발(벽체 단위길이(m)당, $R_c = C_r = 0.8$)

$$F^* = \tfrac{2}{3}\tan 36^\circ = 0.4844$$

$$P_r = 2C_rF^*\alpha\sigma'_v L_e = 2(0.8)(0.4844)(0.8)(9.9)(2.71) = 16.64 \text{ kN/m}$$

$$FS_P = 16.64/1.542 = \mathbf{10.79} \ \geq 1.5 \ \checkmark \qquad L_{req} = L_a + \frac{1.5\,T}{2C_rF^*\alpha\sigma'_v} = \mathbf{5.17} \text{ m}$$

지오신세틱스 보강재에서는 인발 안전율이 충분히 확보되며(FS_P = 10.79), 필요한 길이는 Rankine 쐐기를 따른다: **L_{req} = 5.17 m** (< 7.5 m). 지배 조건은 **파단**이며, 설계강도와 간격으로 조정한다.

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

문제

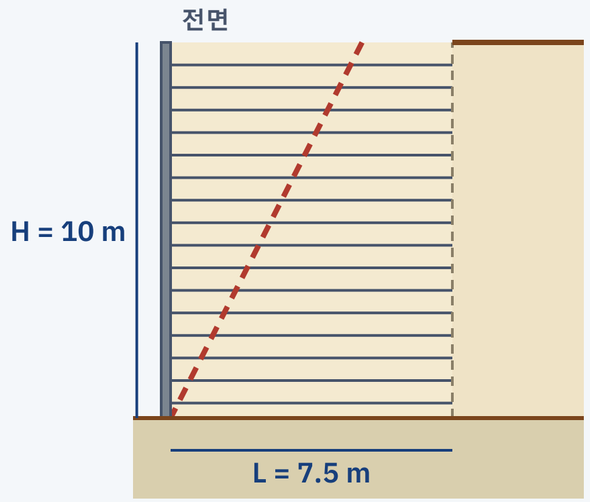
예제

구하는 값

일곱 가지 경우의 **안전율**을 나란히 적고 차이를 해석하시오.

조건

벽체	**H = 10 m, L = 7.5 m, $S_V = 0.6$ m; 뒤채움 $\varphi'_1 = 36°$; 동일한 기초지반**
경우	**단순화법, 원전의 Rankine 접근법, 활하중, 띠하중, 지오그리드, 짧은 보강재**



풀이

풀이

1 동일한 벽체, 일곱 가지 경우 (정적)

상태	FS_B	FS_P	L_{req} (m)	FS_{ot}	e (m)	FS_{sl}	FS_{bc}
초기: 간편법, 절편, L = 7.5 m	2.77	1.91	6.54	6.50	0.58	1.95	11.32
원 자료의 Rankine 접근법 (동일한 띠)	3.33	1.90	6.93	6.50	0.58	1.95	11.32
Rankine 접근법, L = 13.5 m	3.33	6.09	6.93	21.06	0.32	3.51	18.18
상재 활하중 q_L = 20 kPa	2.47	0.63	13.68	4.77	0.79	1.57	9.54
띠하중 60 kPa (a′ = 2 m, b′ = 1 m)	2.74	1.32	8.13	3.66	1.14	1.55	7.87
지오그리드 150 kN/m (Rankine, α = 0.8)	1.25	10.79	5.17	6.50	0.58	1.95	11.32
보강띠 L = 7 m (0.7H)	2.77	1.70	6.54	5.66	0.62	1.82	10.60

Rankine 방식은 저면에서 K_a를 사용한다: 인장력은 작고(T_{max} 25.7 kN) 파단 안전율은 높으나(3.33) 상단에서 필요한 길이는 6.93 m이다. **활하중**은 모든 안전율을 낮춘다(FS_P 0.63: 하중이 가해지면 지탱하지 못한다). **띠하중**은 이보다 적게 낮추는데(FS_P 1.32), 블록 위에서 중량으로 저항하기 때문이다. 지오그리드에서는 인발이 충분하며 **파단이 지배한다**(FS_B 1.25). L = 7 m에서는 보강띠가 여전히 충분하다(FS_P 1.70, e = 0.62 m).

GeoTerva에서 풀이 확인하기 ↗

풀이의 범위

이론

뒤채움은 배수가 자유로운 사질토이며(간극수압 없음); 벽체 내부나 배면의 지하수, 벽체 위의 경사진 뒤채움은 **없다**.

보강재 단은 S_V, $2S_V$, …의 깊이에 있다; 단일 보강재 길이, 사다리꼴 단면, 길이가 서로 다른 단은 모델링하지 않는다. 봉/와이어 메시($K_r/K_a \geq 2.5$)와 리브형 띠의 깊이에 따라 변하는 F* 값은 적용 범위 밖이다.

하중: 분포 상재하중(영구/활하중)과 띠하중(Laba–Kennedy; 중첩하여 합산). 집중하중과 선하중은 모델링하지 않는다.

전면재는 하중을 지지하지 않는다; 연결부는 강도를 입력한 경우에만 파단 안전율로 검토하며, 그 앞쪽에 근입된 부분은 고려하지 않는다.

검토하지 않는 항목: 전체 안정성과 복합 안정성(사면안정 해석), 침하와 부등침하, 배수, 전면재, 시공단계.

검토는 **허용응력** 방식으로 수행하며(전체 안전율), AASHTO LRFD/GEC 11의 하중계수와 저항계수는 사용하지 않는다. 중요한 옹벽에 대해서는 제품 자료, 전체 안정성, 침하를 별도로 검토하여야 한다.

요약

핵심 정리

보강토: 토압은 보강재의 인장력으로 지지되고 마찰로 결합된다. 내적 안정: 파단, 인발, (연결부); 외적 안정: L × H 블록에 대한 전도, 활동, 지지력

응력: $\sigma'_h = K_r\sigma'_v$; 띠 보강재에서 $K_r/K_a = 1.7 \rightarrow 1.2$ (깊이 6 m까지), 토목섬유에서는 1. **인장력** $T = \sigma'_h S_V S_H$; 최대 인장력은 하단에서 발생

파단: $T_{cap} = w(t - rn)f_y$ (띠형) 또는 $T_{all}C_r$ (지오신세틱); **인발**: $P_r = 2R_cF^*\alpha\sigma'_vL_e$, L_e는 파괴면(2선형 / Rankine) 뒤쪽의 길이

외적 검토: FS_{ot}, $e \le L/6$, $FS_{sl} = \Sigma V \tan(\frac{2}{3}\varphi'_{min})/\Sigma H$, 지지력(출처의 방법과 Meyerhof $L' = L - 2e$ 중 작은 값)

활하중은 하중을 가할 뿐 저항하지 않는다: 인장력과 추력을 증가시키며 인발 및 중량 계산에는 들어가지 않는다; 예제에서 FS_P는 $1.91 \rightarrow 0.63$

지진: ΔP_{AE}(절반, 0.6H), P_{IR}, $P_i \rightarrow T_{md}$; 필요 FS는 정적 조건의 75%; 예제 옹벽은 **인발(0.74)과 활동(1.12)에서 부적합**하며, L = 10.25 m로 하면 적합해진다

지오그리드: $T_{all} = T_{ult}/(RF_{id}RF_{cr}RF_{cbd})$; 파단이 지배하며($S_{V,req}$ = 0.415 m) 인발은 여유가 충분하다

참고문헌

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning, Boston. Chapter 13, Sections 13.10 to 13.17: soil reinforcement, the design of walls with metallic strips, geotextiles and geogrids; Table 4.2 for the bearing capacity factors.

Berg, R.R., Christopher, B.R. and Samtani, N.C. (2009). Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Vol. I, FHWA-NHI-10-024. Federal Highway Administration, Washington, D.C.

American Association of State Highway and Transportation Officials (2012). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 6th ed., Section 11.10, Mechanically stabilized earth walls.

Vidal, H. (1966). La terre armée. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, July–August, 888–938.

Laba, J.T. and Kennedy, J.B. (1986). Reinforced earth retaining wall analysis and design. Canadian Geotechnical Journal, 23(3), 317–326.

Koerner, R.M. (2005). Designing with Geosynthetics, 5th ed. Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J.

Binquet, J. and Lee, K.L. (1975). Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101(GT12), 1257–1276.

Martin, J.P., Koerner, R.M. and Whitty, J.E. (1984). Experimental friction evaluation of slippage between geomembranes, geotextiles and soils. Proceedings, International Conference on Geomembranes, Denver, 191–196.

Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929). On the determination of earth pressures during earthquakes. Proceedings, World Engineering Congress, Tokyo, 9, 177–185.

Okabe, S. (1926). General theory of earth pressure. Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, 12(1).

Vesic, A.S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 99(SM1), 45–73.

참고

수치 예제는 모두 모듈 자체의 계산 엔진으로 산출하였으며, 모듈은 동일한 값을 제공한다. 모듈 페이지의 단계별 예제 역시 이 옹벽이다(H = 10 m, 아연도금 띠형 보강재 75 × 6 mm, L = 7.5 m, S_V = 0.6 m, S_H = 1.0 m).

GeoTerva

온라인 지반공학 계산

이론에서 실무로

옹벽 높이, 보강재(띠형, 지오그리드, 지오텍스타일), 뒤채움, 상재하중, 지진계수를 GeoTerva에 입력하면 모듈이 각 층의 파단 및 인발 안전율, 블록의 외적 검토, 필요한 길이를 함께 제공한다.

모듈 열기 →

이론 페이지 →

스마트폰으로 열기

체험 모듈은 가입 없이 이용할 수 있습니다.

강의에서 사용하려면: info@geoterva.com