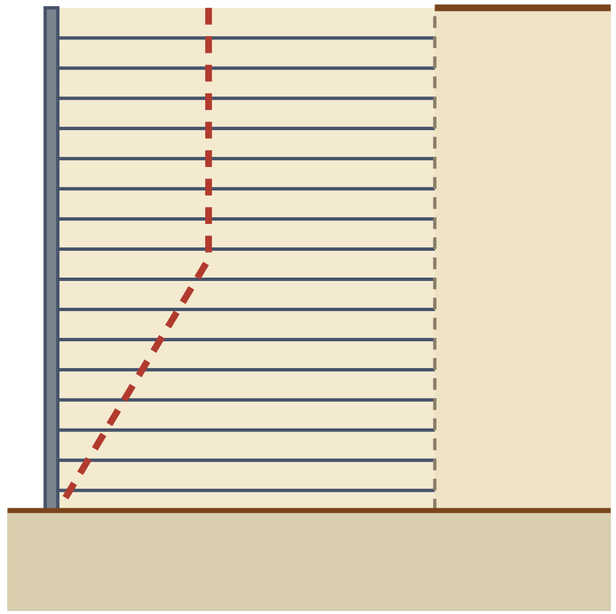
地盤工学の講義スライド・擁壁

補強土壁（MSE壁）

講義：補強土壁の内部安定（破断、引抜き）、外部安定（転倒、滑動、支持力）および地震時の照査；各項目に計算例を付す。

補強土　破断・引抜き　転倒・滑動・支持力　地震



この講義で学ぶこと

補強土の考え方：土圧が補強材に引張りを生じさせ、両者間の摩擦が両者を一体に保つ。壁面の土は単に保持するだけである。

内部安定：各レベルでの引張力$T = \sigma'_h S_V S_H$、**破断**（腐食代を含む）、**引抜き**（すべり面背後の有効長）

破壊面（バイリニアまたはRankineくさび）およびK_r/K_a比：剛な補強材では上端の側方応力がRankineより大きい

外部安定：補強土ブロックL × Hは重力式擁壁として働く。転倒、偏心（L/6）、滑動および支持力（Meyerhofの有効幅）。

活荷重の上載荷重がなぜ載荷のみとなるか、**地震**がブロック、推力および補強材の配置に及ぼす影響を

不十分な設計を**どのように修正するか**：補強材長さ、補強材種類

講義の流れ

各項目は**3つの手順**で扱う：

1 · **理論**：規則は何か、なぜそうなるのか

2 · **問題**：与条件と求めるもの

3 · **解答**：数値を用いて手順ごとに

例題の壁：H = 10 m、亜鉛めっき鋼ストリップ75 × 6 mm（f_y = 240 MPa）、L = 7.5 m、S_V = 0.6 m、S_H = 1.0 m；背面土 γ = 16.5 kN/m³、ϕ' = 36°；基礎地盤 ϕ' = 28°、c' = 50 kPa。力は壁1 mあたり（ストリップ1本あたり）の値である。

何を行うか、何を照査するか？

理論

土の壁はそれ自体では安息角においてのみ自立する。盛土中に細い**引張材**（亜鉛めっき鋼帯、ジオテキスタイル、ジオグリッド）を配置すれば、土が圧縮を、補強材が引張りを負担し、両者を**摩擦**が一体に保つ。壁面（コンクリートパネル、ブロック、または補強材の巻き込み）は土を内部に保持するものであり、その他の荷重は負担しない。

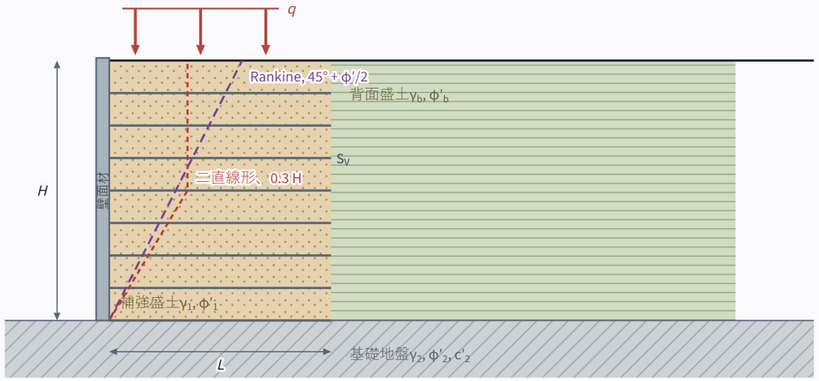
内部安定：各段は、(1) **破断せず**、(2) すべり面の背後から**抜け出さず**、(3) 前面で**破断せず**（接続部）、引張力を負担しなければならない。

外部安定：幅L、高さHの補強土ブロックは**重力式擁壁**である：背後の背面土の推力により転倒してはならず、底面で滑動してはならず、支持地盤がそれを支持できなければならない。

地震：2組の照査を再度、動的推力＋ブロックおよび有効領域の慣性力（所要安全率は静的の75%）を用いて行う。

盛土は自由排水性の砂質土でなければならない；**全体安定**（基礎を通るすべり面または複合すべり面）は本モジュールの範囲外である。

2つの方法：出典における**Rankine**の手法と、本ソフトウェア（FHWA/AASHTO）の**簡便法**（モジュールを開いたときの既定の方法）。



鉛直応力と水平応力、K_r/K_aの比

理論

zは壁頂からの深さ、γ_1、ϕ'_1は補強盛土の単位体積重量とせん断抵抗角である。盛土は主働状態にある：

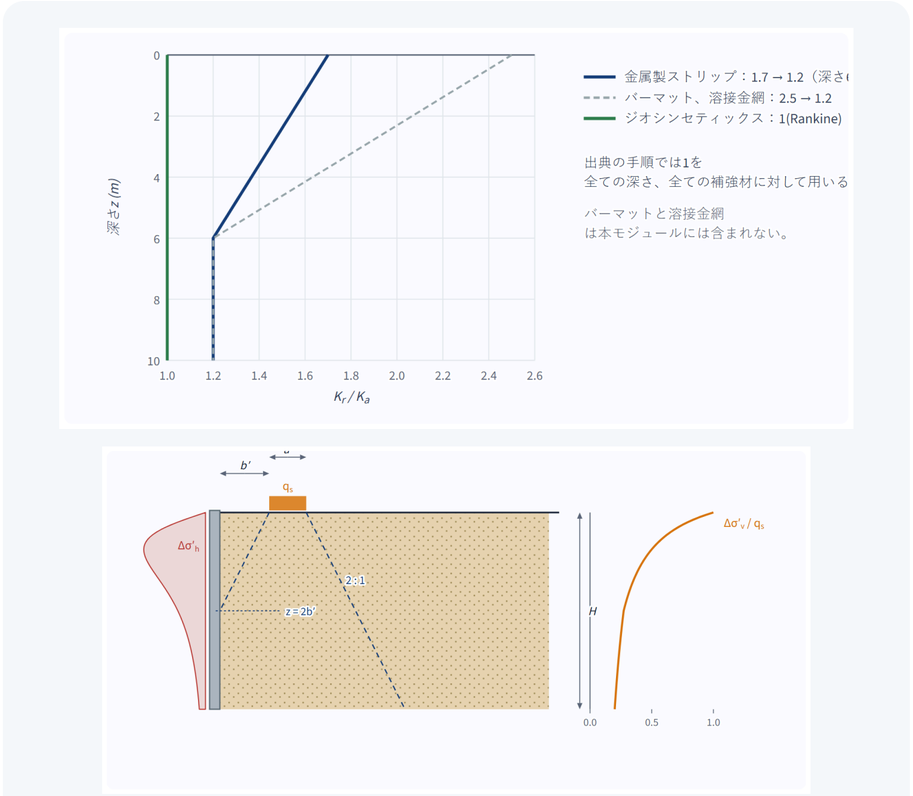
$$\sigma'_v = \gamma_1 z + q_D + q_L \qquad \sigma'_h = K_r\left(\gamma_1 z + q_D + q_L\right) \qquad K_a = \tan^2\!\left(45^\circ - \frac{\varphi'_1}{2}\right)$$

剛（伸びない）補強材 ― 鋼帯 ― は、盛土の上部をRankine状態より**剛に**保持する。簡便法ではK_r/K_aを補強材の種類に応じてとる：

$$\text{分割片：}\ \frac{K_r}{K_a} = 1.7 - 0.5\frac{z}{6}\ (z \le 6\ \text{m}),\ 1.2\ \text{の下} \qquad \text{ジオシンセティック：}\ \frac{K_r}{K_a} = 1$$

一様な上載荷重は、あらゆる深さにおいて鉛直応力をqだけ増加させ、K_rを介して水平応力も増加させる。**活荷重**としての上載荷重（q_L）は載荷するが**保持しない**：転倒・滑動に対する重量にも、引抜きに抵抗する鉛直応力にも含めない（安全側）。

帯状荷重（Laba–Kennedy）：鉛直応力は2:1で分散し、側圧は剛体壁に対する弾性解である（M = 1.4 → 1）。



問題

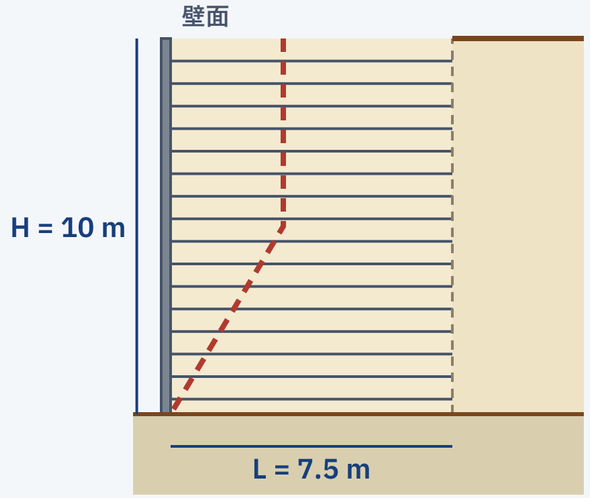
例題

求めるもの

各深さにおけるK_a、K_r/K_a、σ'_vおよびσ'_h；最大の水平応力はどこか。

与条件

盛土	$\gamma_1 = 16.5\ \mathrm{kN/m^3}$, $\varphi'_1 = 36^\circ$；**鋼製ストリップ；簡略法；上載荷重なし**
深さ	$z = 0.6;\ 3.0;\ 6.0$**および**10.0 **m（底面）**



解答

解答

1 主働係数

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

2 各深さにおいて（$K_r/K_a = 1.7 - 0.5z/6$、$z \le 6$ m；6 m以深では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

底面：σ'_v = **165 kPa**、$K_r = 1.2K_a$ = 0.3115、σ'_h = **51.4 kPa**。上端（z = 0.6 m）ではK_r/K_a = 1.65：Rankineの1.65倍である。σ'_hは深さとともに増加し、最大の水平応力（および引張）は底面にある。

GeoTervaで解答を確認する ↗

有効長さ $L_e = L - L_a$

理論

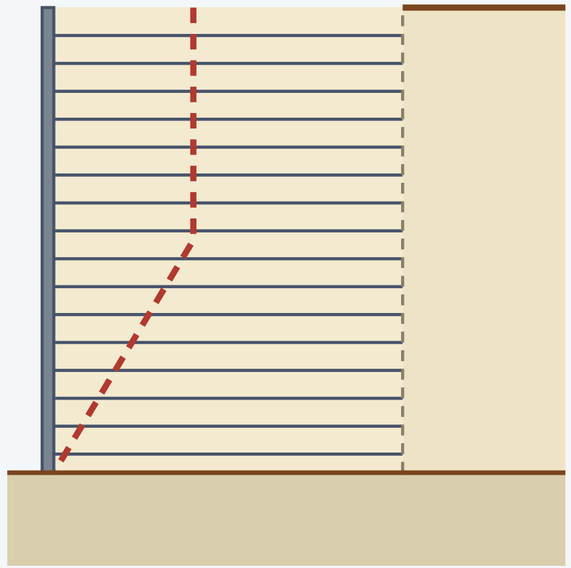
補強材は、盛土がさもなければ破壊する位置で機能する。各段の**破壊領域内の部分**（壁面と破壊面の間）はすべる土とともに移動し、保持しない。壁面の**背後の部分**のみがその段をアンカーする：有効長L_aと実効長$L_e = L - L_a$。

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

出典は各補強材について前端から始まるRankineくさび（水平と45° + $\phi'_1/2$）をとる：ϕ' = 36°のとき、高さ10 mの壁の頂部で壁面から5.1 m。

剛な（鋼製ストリップ）補強材では、計測により最大引張面が壁面にはるかに近いことが示される：実務では**二直線**の面を採用する ― 上半部では壁面から0.3Hの位置で鉛直、そこからかかとまで直線とする。ジオシンセティックスではRankineを保持する。

モジュールの簡易法では、鋼製ストリップはバイリニア面を、ジオシンセティックはRankine面をとる；いずれも原典の手法はRankineである。



赤色破線：複線形のすべり面（帯状）。Rankineくさびは法面から5.1 mの位置から始まる。

問題

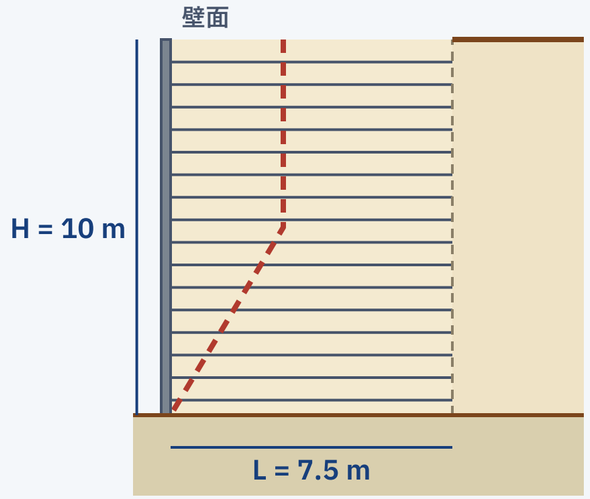
例題

求めるもの

各深さにおけるL_a（バイリニアおよびRankine）と、バイリニア面によるL_e。

与条件

壁	$H = 10$ m、$L = 7.5$ m、鋼製ストリップ；$\varphi'_1 = 36^\circ$
深さ	$z = 0;\ 0.6;\ 3;\ 5;\ 6;\ 9.4$ m



解答

解答

1 バイリニア：$z \le 5$ mでは$0.3H = 3.00$ m、$z > 5$ mでは$0.6(H - z)$。Rankine：$(H - z)/\tan 63° = (H - z)/1.963$

z (m)	L_a 双一次（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

二直線のすべり面は上層部においてRankineの場合より壁面に近い（$z = 0.6$ m：$L_a = 3.00$ m、Rankineでは4.79 m）。したがって**有効長はより大きくなる**（4.50 m、Rankineでは2.71 m）。一方、上層部はK_r/K_a倍多くの引張力を負担する（例題4）。

GeoTervaで解答を確認する ↗

水準の設定と補強材の支持力

理論

各段は、隣接する段の中間高さにおける限られた**寄与高さ**（S_V）内の盛土の側方応力を負担する。ストリップは水平間隔S_Hに等しい盛土幅を保持する。層およびジオグリッドは連続しているため、引張力は壁1 m当たりの値である：

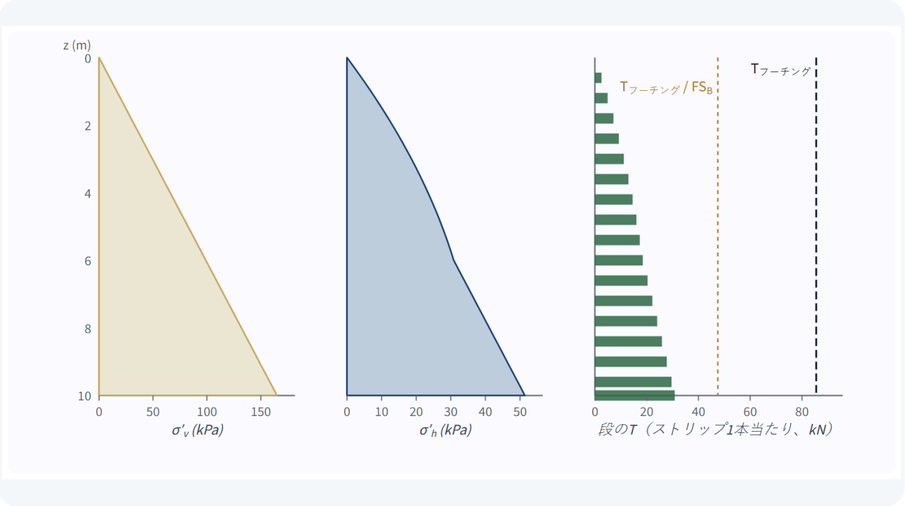
$$T = \sigma'_h S_V S_H \quad \text{（帯状基礎1本当たり）} \qquad T = \sigma'_h S_V \quad \text{（壁1 m当たり）}$$

帯状材（幅w、厚さt、降伏強度f_y）：亜鉛めっき鋼の補強材は年間0.025〜0.050 mm腐食する。設計供用期間nに対して厚さはr nだけ減少する：

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

ジオシンセティック：長期強度は、極限引張強度を損傷、クリープ、劣化の各係数で除したものである。グリッドは常に全面を覆うとは限らない（C_r）：

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



問題

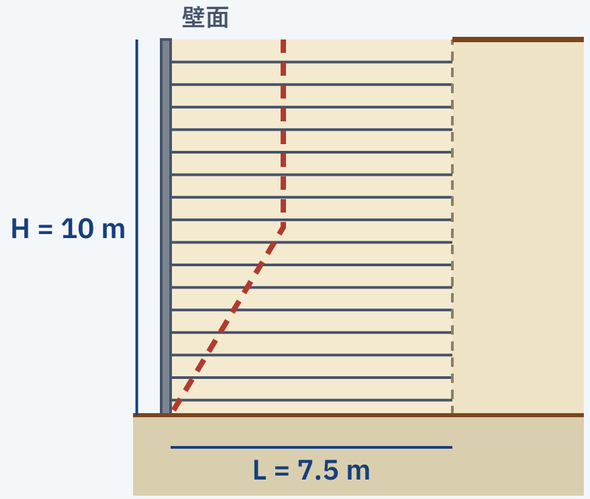
例題

与条件

帯状	**75 × 6 mmを配置。$f_y = 240$ MPa。腐食0.025 mm/年、設計供用期間50年。$S_V = 0.6$ m、$S_H = 1.0$ m**
必要	**$FS_B \geq 1.8$（適用：腐食断面における0.55 f_y）**

求めるもの

最大引張力**T_{max}**（ストリップ1本あたり）；**T_{cap}**、**FS_B**；必要厚さ**t_{req}**。



解答

解答

1 最大引張は底面のレベルにある（z = 10 m；σ'_h = 51.40 kPa）

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

2 腐食断面と支持力

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

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

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

3 必要厚さ（腐食しろを戻して）

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

FS_B = **2.77** ≥ 1.80：6 mmの帯で十分である。必要厚さは**4.33 mm**。限界レベルは底面である（k = 17）。

GeoTervaで解答を確認する ↗

すべり面背後の摩擦

理論

破断しない補強材でも盛土から**抜け出す**ことがある。すべり面背後の盛土は補強材の両面の摩擦で補強材を保持する。摩擦は補強材位置より上方の鉛直応力に、補強材が発揮させる係数を乗じたものである：

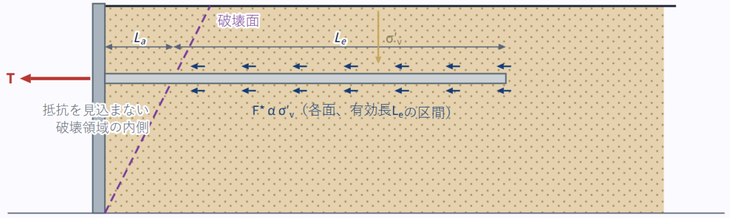
$$P_r = 2R_c\,F^*\alpha\,\sigma'_v\,L_e \qquad FS_P = \frac{P_r}{T} \qquad L_{req} = L_a + \frac{FS_P\,T}{2R_c F^*\alpha\,\sigma'_v}$$

F* 引抜き抵抗係数：帯状補強材ではtan ϕ'（下限値）、ジオシンセティックスでは⅔ tan ϕ'（モジュールの下限値；引抜き試験により決定する）。**α** スケール効果：帯状補強材1.0、ジオグリッド0.8、ジオテキスタイル0.6。

R_c の範囲：帯状補強材では帯状材幅 w（帯状材1本あたり）、ジオグリッドでは C_r（壁1 m あたり）、覆土では1とする。**σ'_v** は抵抗域における鉛直応力であり、$\gamma_1 z$＋常時上載荷重である。**活荷重は含めない**（抵抗に寄与しない）。

帯状補強材ではTとP_rは深さとともに増大する：原典の方法では必要有効長は各レベルで同じである；簡便法では上層がK_r/K_a倍多くの引張力を負担し、有効長も同じ比率で増大する。

接続部：引張力 T_{max} は壁面へ伝達される。強度は接続部の試験から入力し、破断係数で照査する。



問題

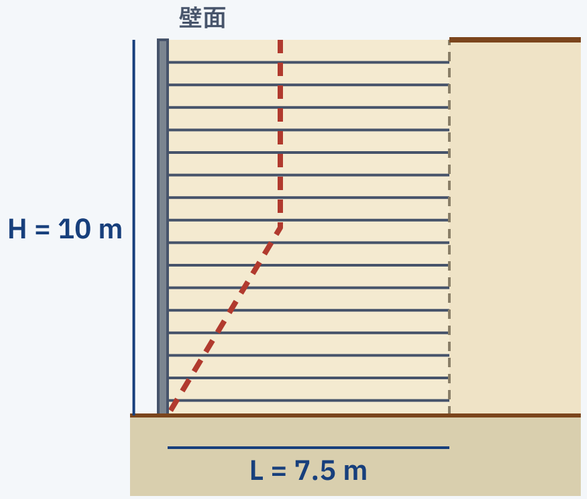
例題

求めるもの

レベル1でP_r、FS_P、必要長さL_{req}；全レベルのまとめ。

与条件

帯状基礎と地盤	**例題1–3の壁；**$F^* = \tan 36^\circ = 0.727$、$\alpha = 1$；$FS_P \geq 1.5$
水準	**z = 0.6 m（1番目の層）およびその他の層**



解答 (1/2)

解答

1 レベル1（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 所要長さ：$L_{req} = L_a + FS_P T/(F^* \alpha \ \sigma'_v \cdot 2w)$

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

解答 (2/2)

解答

3 全レベルのまとめ

レベル	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

最小の引抜き安全率は**レベル1でFS_P = 1.91**（必要値1.5）、最長の必要長は**6.54 m**（L = 7.5 mで十分）。上層では引張力は小さいが、σ'_vも小さいため引抜きが最も弱い。

GeoTervaで解答を確認する ↗

ブロックは重力式擁壁である

理論

内部安定が確保された補強土ブロックは、背後の背面土を保持する**L × H寸法の土塊である**。保持される背面土（γ_b、ϕ'_b）はブロックの鉛直背面にRankine主働土圧で作用し、上載荷重は追加の土圧をもたらす：

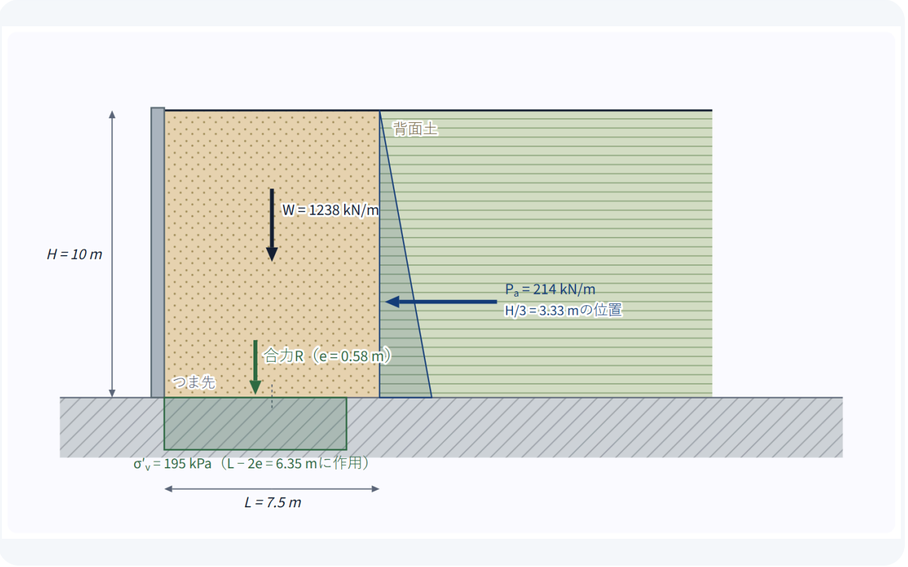
$$P_a = \tfrac{1}{2} K_a \gamma_b H^2 \ (H/3) \qquad P_q = K_a\, q\, H \ (H/2) \qquad W = \gamma_1 H L \ (L/2)$$

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

抵抗側：ブロックの自重と**永続**上載荷重。**活荷重は抵抗しない**。これは推力の作用時に存在しない可能性があるためである（荷重のみ）。

同じ照査は 2 通りに読める：**モーメント比**（$FS_{ot} \geq 2$）と合力の位置：底面が全面圧縮となるように**e ≤ L/6**（地震時は L/3）。

壁面材とその前方の根入れ部分は抵抗重量に含めない（安全側）。



問題

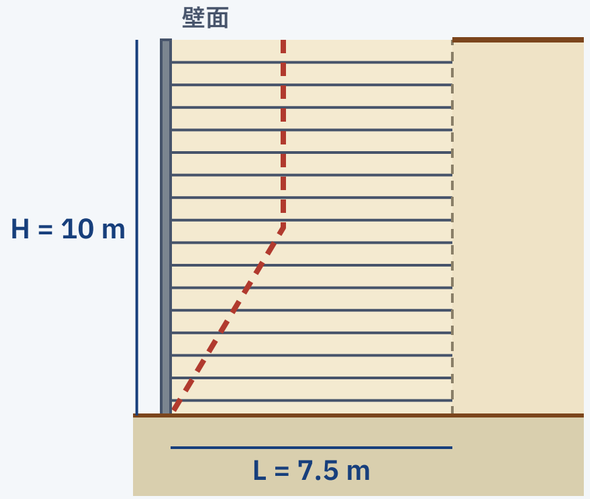
例題

与条件

ブロック	$H = 10$ m、$L = 7.5$ m；補強盛土$\gamma_1 = 16.5$ kN/m³
背面土	同一地盤（$\gamma_b = 16.5, \varphi'_b = 36°$）；上載荷重なし

求めるもの

P_aとM_O、WとM_R、FS_{ot}、合力の位置x_Rおよびe（限界L/6）。



解答 (1/2)

解答

1 主働土圧（$K_a = 0.2596$）と転倒モーメント

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

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

2 ブロック重量と抵抗モーメント

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

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

解答 (2/2)

解答

3 転倒と合力の位置

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

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

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

転倒に対する安全率**6.50**（≥ 2.0）。合力は底面中央からつま先側へわずか**0.58 m**しかずれていない：底面は全体的に圧縮下にある（e ≤ L/6 = 1.25 m）。

GeoTervaで解答を確認する ↗

底面摩擦

理論

滑動抵抗力が底面摩擦力を上回ると、ブロックは底面ですべる。**出典**では、地盤上に載るコンクリート擁壁と同様に摩擦係数をk≈⅔とする。しかし補強土ブロックの底面では**土が土の上に載る**状態となるため、実務では補強盛土と基礎地盤のうち**弱い方**の摩擦角を基準とする。本モジュールは⅔の係数を維持し、より弱い地盤を選定し、基礎地盤の粘着力は考慮しない：

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

ΣH：保持される背面土の推力と（あれば）上載荷重による推力。ΣV：ブロックの重量と永久上載荷重。**活荷重は推力には含めるがΣVには含めない。**

給源の経路（盛土のみ、ϕ'_1）も計算する；基礎地盤が弱い場合、モジュールの値はより小さく、**支配的となる**。

滑動はブロックを広げることで解決する（ΣVはLに比例して増加する）；長さは引抜き抵抗と偏心も改善する。

必要な安全率

照査	静的（必要）	地震（必要、75%）
破断 FS_B	1.80	1.35
引抜き FS_P	1.50	1,125
転倒 FS_{ot}	2.00	1.50
偏心e	≤ L/6	≤ L/3
滑動 FS_{sl}	1.50	1,125
支持力安全率 FS_{bc}	2.50	1,875

地震時の値は静的時の75%である（偏心L/6 → L/3）。活荷重は両ケースとも保持される。

問題

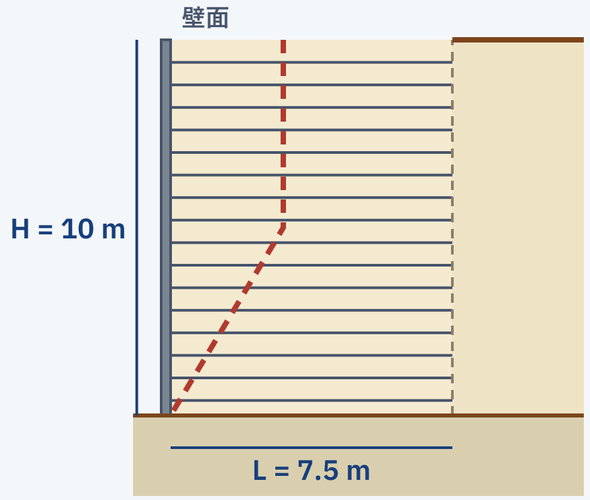
例題

与条件

ブロック	**例題5のブロック（$\Sigma V = 1\,237.5$ kN/m、$\Sigma H = P_a = 214.18$ kN/m）**
地盤（土）	**補強盛土$\varphi'_1 = 36°$；基礎地盤$\varphi'_2 = 28°$（$c'_2 = 50$ kPa、粘着力は無視）**

求めるもの

底面摩擦による**FS_{sl}**；出典の方法（盛土のみ）との比較。



解答

解答

1 軟弱地盤：ϕ'_{min} = min(36°、28°) = 28°（基礎地盤）

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

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

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

2 力源の経路（盛土のみ、ϕ'_1 = 36°）

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

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

基礎地盤がより弱いため滑動の安全率は**1.95**（出典の方法では2.57）：モジュールは**小さい方**を支配値として採用する；要求値1.5を上回っている。

GeoTervaで解答を確認する ↗

基礎地盤のブロックは帯状基礎のように支持する

理論

出典は、地表面にある幅Lの基礎の支持力を、根入れ深さの項を用いずに、基礎底面の鉛直応力と比較する。一般的な支持力係数（Vesic）：$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45° + \phi'/2)$、$N_c = (N_q - 1)\cot \phi'$、$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \phi'$：

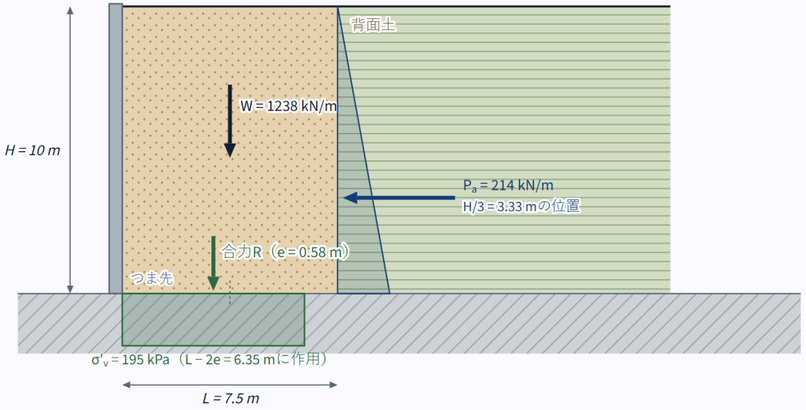
$$q_u = c'_2 N_c + \tfrac{1}{2}\gamma_2 L N_\gamma \qquad FS_{bc} = \frac{q_u}{\sigma'_o},\ \ \sigma'_o = \gamma_1 H + q_D$$

適用（FHWA/AASHTO）：合力は中央にない（e）。つま先の土圧は平均より大きい。したがって全鉛直荷重を**Meyerhofの有効幅**$L' = L - 2e$上に一様に分布させ、この幅の基礎の支持力を計算する：

$$L' = L - 2e \qquad \sigma'_v = \frac{\Sigma V}{L'} \qquad q_u = c'_2 N_c + \tfrac{1}{2}\gamma_2 L' N_\gamma \qquad FS_{bc} = \frac{q_u}{\sigma'_v}$$

> 圧力はより大きく、基礎はより狭い：Meyerhofの安全率の方が低くなる；モジュールは**両方を計算し、小さい方**を支配値として採用する。

> このページは短期（間隙水圧なし）の照査であり、全体安定と沈下はモジュールの対象外である。



問題

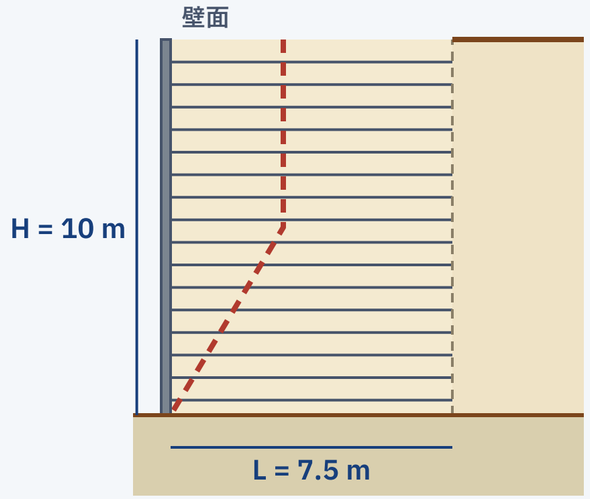
例題

求めるもの

出典の手法による**FS_{bc}**、Meyerhofの有効幅による**FS_{bc}**；どちらが支配的か。

与条件

ブロック	**例題5のブロック：$\Sigma V = 1\,237.5$ kN/m、$e = 0.577$ m**
基礎地盤	$\varphi'_2 = 28^\circ$, $c'_2 = 50$ kPa, $\gamma_2 = 17.3$ kN/m³



解答

解答

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

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

2 震源の経路（幅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の有効幅（e = 0.577 m）

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

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

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

出典の経路では**14.39**、有効幅では**11.32**となる：偏心は圧力を増大させ基礎を狭めるため、**Meyerhofの値が支配的となる**；いずれも2.5を大きく上回る。

GeoTervaで解答を確認する ↗

問題

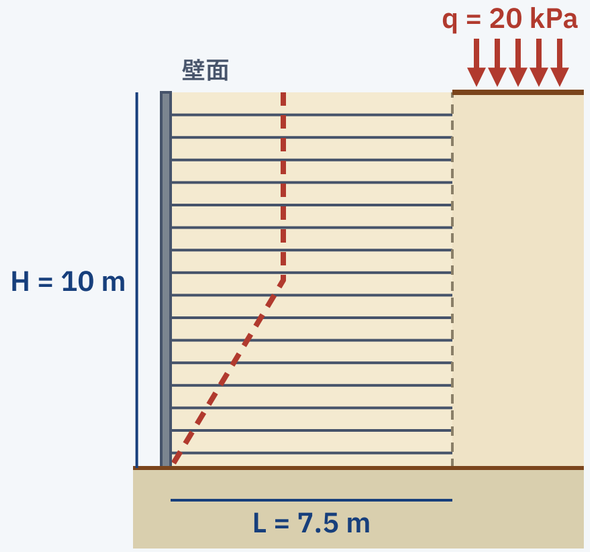
例題

与条件

壁	**例題1–7の擁壁（H = 10 m、L = 7.5 m、帯状）**
荷重	**壁の上に活載荷重として分布上載荷重$q_L = 20$ kPa（ブロックの上部および背面）**

求めるもの

レベル1では**FS_P**；底面では**T_{max}**、FS_B；外部の照査（推力、転倒、滑動、支持力）。



解答 (1/2)

解答

1 レベル1（z = 0.6 m）：上載荷重は側方応力を増大させるが、引抜き抵抗は増大させない

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

$$P_r = 4.86 \text{ kN} \quad (\sigma'_v = \gamma_1 z = 9.9 \text{ kPa}；\text{活荷重は考慮しない})$$

$$FS_P = \frac{4.86}{7.68} = \mathbf{0.632} \ < 1.5 \quad \boldsymbol{\times}$$

2 底面：最大引張と破断

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

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

レベル1では引張力が2.54 → **7.68 kN**に増加する一方、引抜き抵抗は**変化しない**：FS_Pは1.91 → **0.63**となる。破断は十分（2.47）だが、所要長さは13.68 mとなる：活荷重は**載荷するものであり、保持しない。**

解答 (2/2)

解答

3 外部照査：推力は増加する；重量には含めない

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

$$M_o = 713.9 + 51.92(5) = 973.6 \text{ kN·m/m} \qquad W = 1{,}237.5 \text{ kN/m（活荷重なし）}$$

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

4 滑動と支持力（支持力では活荷重も底版に作用する）

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

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

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

外部安定は十分である（転倒4.77、滑動1.57、支持力9.54）が、**抜出しは不合格**である（$FS_P = 0.63$）。活荷重のある擁壁では上部レベルの長さが支配的となる。

GeoTervaで解答を確認する ↗

動的推力、ブロックの慣性力および主働領域の慣性力

理論

地震（準静的、k_h；$k_v = 0$）は3つの力を付加する：保持される背面土の動的推力（Mononobe–Okabe）、補強土ブロックの慣性力、および補強材が保持する**主働領域の慣性力**：

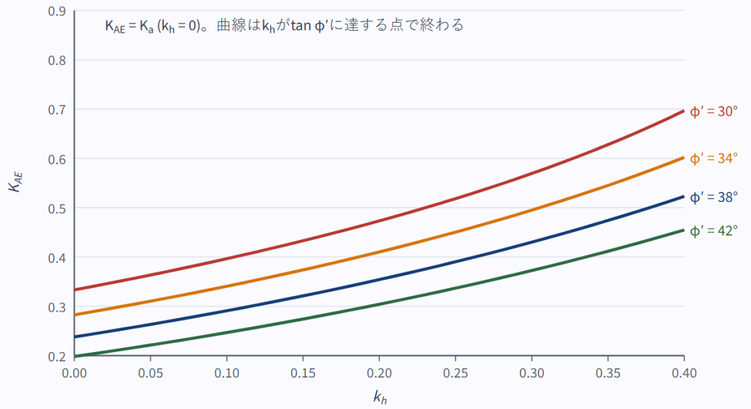
$$\psi = \tan^{-1} k_h \qquad K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi_b' - \psi)}{\cos^2\psi \left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin\varphi_b' \sin(\varphi_b' - \psi)}{\cos\psi}}\right]^2}$$

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

ΔP_{AE}の**半分**をとる（推力と慣性力は同時に最大値に達しない）。P_{IR}は壁面背後0.5H幅のブロックのみに対して。上載荷重は慣性力を生じない。

外部照査：$\Sigma H = P_a + \tfrac{1}{2}\Delta P_{AE} + P_{IR}$、$e \le L/3$、安全率は静的な値の75%とする。

内部照査：各段は$T + T_{md}$による破断に対して、またF^*の**80%**による抜出しに対して再照査される。活荷重は静的の場合と同様に保持される。



問題

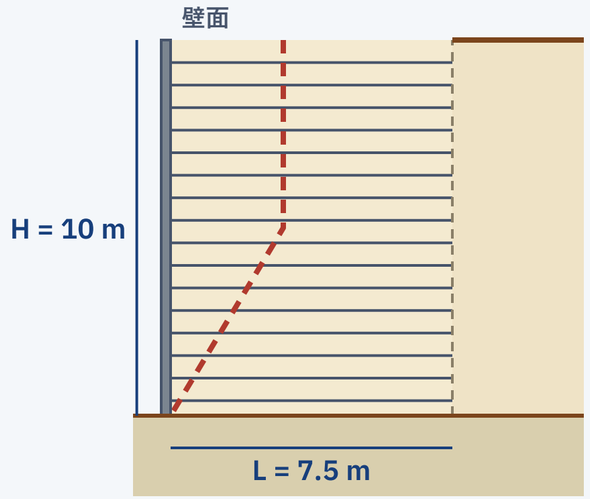
例題

与条件

壁	**例題1–7の擁壁；上載荷重なし**
地震	**$k_h = 0.15$（$k_v = 0$）。必要FSは静的値の75%。$e \leq L/3$。引抜き時はF^*で静的値の80%。**

求めるもの

K_{AE}、ΔP_{AE}、P_{IR}；外部照査；主働領域の慣性力および各段の$T + T_{md}$による破断・引抜き照査。



解答 (1/4)

解答

1 地震角と係数

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

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

2 動的推力の増分、ブロックの慣性力および全水平力

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

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

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

3 転倒モーメント

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

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

解答 (2/4)

解答

4 転倒と偏心（限界 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 滑動（前面抵抗なし）

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

6 支持力（Meyerhof）

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

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

解答 (3/4)

解答

7 主働領域の慣性力と各レベルへの配分

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

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

8 レベル1（z = 0.6 m、L_e = 4.50 m）：破断力と引抜き

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

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

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

9 レベル17（下端、L_e = 7.50 m）：破断

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

解答 (4/4)

解答

10 結果のまとめ（$k_h = 0.15$）

照査	静的	地震	必要値（常時 / 地震時）	判定（地震）
破断 FS_B（最小）	2.77	2.41	1.80 / 1.35	満たされる
引抜きFS_P（最小）	1.91	**0.74**	1.50 / 1,125	**満足しない**（レベル1）
転倒 FS_{ot}	6.50	3.00	2.00 / 1.50	満たされる
偏心 e (m)	0.58	1.25	≤ 1.25 / ≤ 2.50	満たされる
滑動 FS_{sl}	1.95	**1.118**	1.50 / 1,125	**満足しない**（限界値）
支持力安全率 FS_{bc}	11.32	8.13	2.50 / 1,875	満たされる

地震により**引抜き（$FS_{P,E} = 0.74$）と滑動（$FS_{sl,E} = 1.12$）**が必要値を下回る。転倒、偏心、支持力および破断は満足する。上層部では引張力は小さいが、σ'_vも小さいため**引抜きが最も弱い箇所となる**：補強材長を増やす必要がある（例題10）。

GeoTervaで解答を確認する ↗

問題

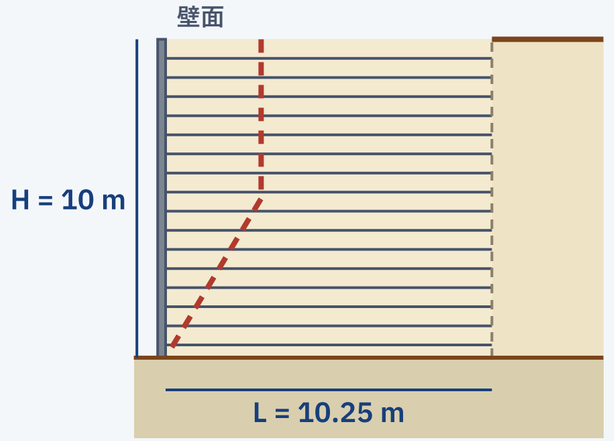
例題

与条件

初期	**例題9：引抜き（$FS_{P,E} = 0.74$）と滑動（$FS_{sl,E} = 1.12$）は地震に対して不十分**
変数	**帯状載荷の長さL（0.25 m刻みで増加）；S_V、S_H、帯状載荷の断面および盛土は同じままとする**

求めるもの

最小L：地震時照査（$FS_{P,E} \geq 1.125$；$FS_{sl,E} \geq 1.125$；$e \leq L/3$）を満たすこと；**Lの表**。



解答 (1/2)

解答

1 長さが増すにつれての安全率（太字：要求値未満）

L (m)	$FS_{P,E}$ (≥ 1,125)	$FS_{sl,E}$ (≥ 1,125)	e_E / (L/3) (m)	FS_P 静的	FS_{sl} 静的	FS_{bc} 静的
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 mでは引抜き（0.74）と滑動（1.12）が不足する。**引抜きが支配的**である：L = 9.5 mでも1.03 < 1.125である。長さが増すと、有効長L_e（引抜き）とブロック重量（滑動、偏心）の両方が増加する。

解答 (2/2)

解答

2 0.25 m刻みでの最小の長さ：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 この長さでの静的ケース（照査）

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

地震時には**L = 10.25 m**（≈ 1.02 H）が必要である；この長さでは静的安全率は非常に高い。同じ結果は、補強材を密に配置する（S_V、S_H）か、より広い帯状/被覆補強材によっても求められる；長さが最も直接的な要因である。

GeoTervaで解答を確認する ↗

問題

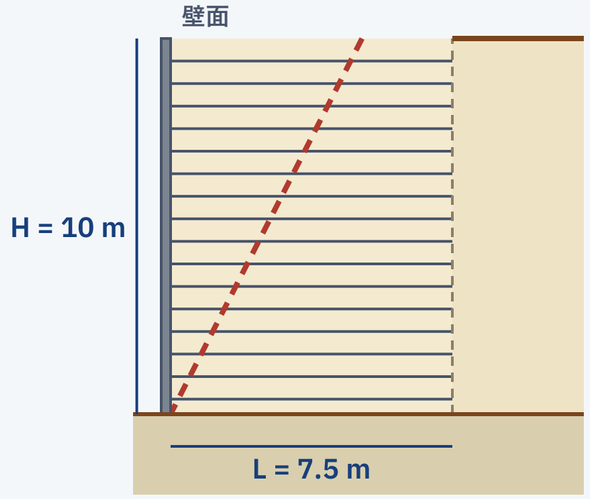
例題

与条件

ジオグリッド	$T_{ult} = 150$ kN/m；$RF_{id} = 1.2$、$RF_{cr} = 2.5$、$RF_{cbd} = 1.25$；上載荷重 $C_r = 0.8$；$S_V = 0.6$ m
引抜き	$F^* = \frac{2}{3}\tan 36°$、$\alpha = 0.8$；Rankineの破壊面（$K_r = K_a$）；$FS_B \geq 1.8$、$FS_P \geq 1.5$

求めるもの

T_{all}、T_{cap}、T_{max}（壁1 m当たり）、**FS_B**、必要S_V；レベル1では**FS_P**とL_{req}。



解答 (1/2)

解答

1 長期強度と支持力

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

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

2 引張と破断（$K_r = K_a$）

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

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

設置間隔（0.6 m）は過大である。破断の安全率は1.25 < 1.8、必要間隔は**$S_V \le 0.415$ m**（またはより高強度のジオグリッド）。

解答 (2/2)

解答

3 レベル1（z = 0.6 m）：Rankineのすべり面

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

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

4 引抜き（壁1 m当たり、$R_c = C_r = 0.8$）

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

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

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

ジオシンセティックでは引抜き抵抗は十分に確保される（$FS_P = 10.79$）。所要長さはRankineくさびに従う：**$L_{req} = 5.17$ m**（< 7.5 m）。支配的なのは**破断**であり、設計強度と配置間隔で調整する。

GeoTervaで解答を確認する ↗

問題

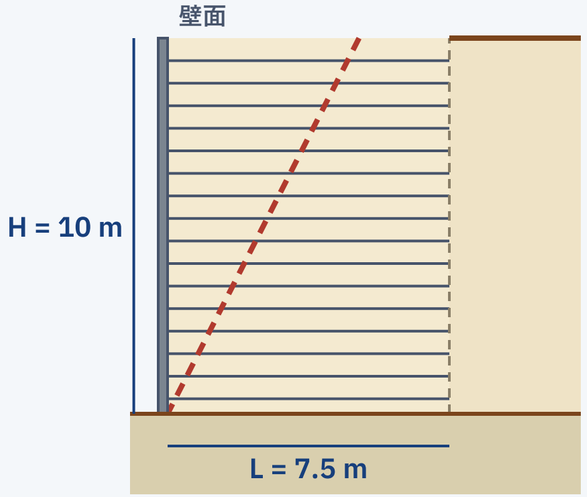
例題

与条件

壁	**H = 10 m、L = 7.5 m、$S_V = 0.6$ m；盛土 $\varphi_1' = 36^\circ$；同一の基礎地盤**
ケース	**簡便法、出典のRankineの近似、活荷重、帯状荷重、ジオグリッド、短い補強材**

求めるもの

7つのケースの**安全率**を並べて記述し、差異を解釈する。



解答

解答

1 同一の擁壁、7つのケース（静的）

条件	FS_B	FS_P	L_{req} (m)	FS_{ot}	e (m)	FS_{sl}	FS_{bc}
開く：簡便法、分割片、L = 7.5 m	2.77	1.91	6.54	6.50	0.58	1.95	11.32
出典のRankineの近似（同じ帯状荷重）	3.33	1.90	6.93	6.50	0.58	1.95	11.32
Rankineの近似法、L = 13.5 m	3.33	6.09	6.93	21.06	0.32	3.51	18.18
載荷重 q_L = 20 kPa	2.47	0.63	13.68	4.77	0.79	1.57	9.54
帯状荷重 60 kPa (a′ = 2 m、b′ = 1 m)	2.74	1.32	8.13	3.66	1.14	1.55	7.87
ジオグリッド150 kN/m（Rankine、 α = 0.8）	1.25	10.79	5.17	6.50	0.58	1.95	11.32
帯状載荷 L = 7 m (0.7H)	2.77	1.70	6.54	5.66	0.62	1.82	10.60

Rankineの近似では底面でK_aを用いる：引張力は小さく（T_{max} 25.7 kN）、破断は高く（3.33）、しかし頂部で必要な長さは6.93 mである。**活荷重**はすべての安全率を低下させる（FS_P 0.63：荷重に抵抗できない）；**帯状荷重**は低下が小さい（FS_P 1.32）、ブロック上部の重量として抵抗するためである。ジオグリッドでは引抜きに余裕があり、**破断が支配的である**（FS_B 1.25）。L = 7 mでも帯状補強材は依然として十分である（FS_P 1.70、e = 0.62 m）。

GeoTervaで解答を確認する ↗

解答の範囲

理論

背面土は自由排水性の砂質土である（間隙水圧なし）。壁体内および壁背面に地下水はなく、壁上の傾斜した裏込めも**ない**。

補強材のレベルは深さS_V, $2S_V$, …にある；単一の補強材長さ、台形断面、長さの異なるレベルはモデル化しない。棒/ワイヤメッシュ（$K_r/K_a \geq 2.5$）およびリブ付きストリップの深さ方向に変化するF*値は対象外である。

荷重：分布上載荷重（永続/活）と帯状荷重（Laba–Kennedy、重ね合わせ）。集中荷重と線荷重はモデル化しない。

壁面材は荷重を負担しない。接続部は強度を入力した場合に限り破断の安全率で照査する。前面の埋込み部分は計上しない。

照査しない項目：全体安定および複合安定（斜面安定解析）、沈下および不同沈下、排水、壁面材、施工段階。

照査は**許容応力度**の形式（全体安全率）である。AASHTO LRFD/GEC 11の荷重抵抗係数は用いない。重要な擁壁では、製品データ、全体安定および沈下を別途実施すべきである。

まとめ

ポイントのまとめ

補強土：土圧は補強材の引張で負担し、摩擦で一体化する。内部安定：破断、引抜き、（接続部）。外部安定：L × Hのブロックに対する転倒、滑動、支持力

応力：$\sigma'_h = K_r \sigma'_v$；帯状部では$K_r/K_a = 1.7 \rightarrow 1.2$（深さ6 mまで）、ジオシンセティックでは1。**引張力** $T = \sigma'_h S_V S_H$；最大引張力は底面に生じる。

破断：$T_{cap} = w(t - rn)f_y$（ストリップ）または$T_{all}C_r$（ジオシンセティックス）；**引抜き**：$P_r = 2R_c F^* \alpha \, \sigma'_v L_e$、$L_e$はすべり面（バイリニア／Rankine）の背後にある。

外的照査：FS_{ot}、$e \le L/6$、$FS_{sl} = \Sigma V \tan(\tfrac{2}{3}\phi'_{min}) / \Sigma H$、支持力（出典およびMeyerhofの$L' = L - 2e$、小さい方）

活荷重は載荷であり、抵抗しない：引張力と推力を増加させ、引抜きおよび重量には含めない。例題ではFS_P 1.91 → 0.63

地震：ΔP_{AE}（その半分、0.6H）、P_{IR}、$P_i \rightarrow T_{md}$；必要FSは静的時の75%；例題の擁壁は**引抜き（0.74）と滑動（1.12）**で不合格となり、L = 10.25 mで満足する

ジオグリッド：$T_{all} = T_{ult}/(RF_{id}RF_{cr}RF_{cbd})$。破断が支配的（$S_{V,req}$ = 0.415 m）であり、引抜きには余裕がある

参考文献

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning, Boston. 第13章、第13.10節〜第13.17節：土の補強、金属製ストリップ、ジオテキスタイル、ジオグリッドを用いる壁の設計。支持力係数は表4.2。

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.、第11.10節（補強土壁）。

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.

注記

数値例はすべてモジュール自身の計算エンジンで生成したものであり、モジュールは同じ値を返す。モジュールページの段階的な例題もこの擁壁である（H = 10 m、亜鉛めっき鋼帯 75 × 6 mm、L = 7.5 m、S_V = 0.6 m、S_H = 1.0 m）。

GeoTerva

オンライン地盤工学計算

理論から実務へ

自分の擁壁の高さ、補強材（鋼帯、ジオグリッド、ジオテキスタイル）、盛土、上載荷重および地震係数をGeoTervaに入力する。モジュールは各レベルの破断および引き抜きの安全率、ブロックの外部安定照査および必要長さをまとめて与える。

モジュールを開く →

理論ページ →

スマートフォンで開く
お試しモジュールは登録不要です。

講義で使用したい場合：info@geoterva.com