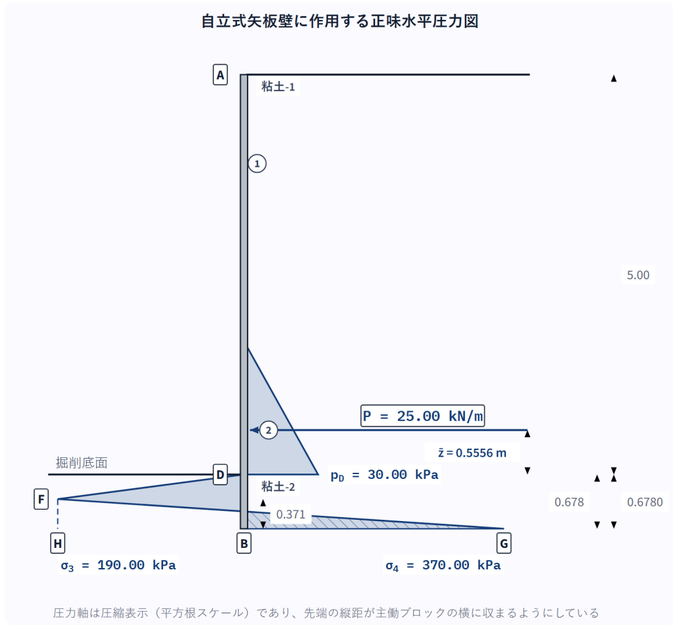
地盤工学の講義スライド ・ 矢板と切ばり式土留め掘削

粘土中の自立式矢板壁

講義：粘土中の自立式矢板壁の設計（非排水正味圧力、根入れ深さ、モーメント、断面、地震、ヒービング）；各項目に計算例。

自立式矢板
非排水粘土（$\phi = 0$）
根入れ深さ・最大モーメント
ヒービング
地震・変位



はじめに

この講義で学ぶこと

粘土中の自立式矢板をなぜ**非排水・全応力（$\phi = 0$）**解析で解くのか；$K_a = K_p = 1$

粘着力を有する粘土の主働土圧は**$\sigma_v - 2c_u$**、**引張亀裂z_c**、および掘削底面より上方の合力P_1である

粘土では掘削底面下で**一定の純圧力 $\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$**、および先端部の σ_7

水平方向とモーメントのつり合いから**Dに関する二次方程式**；z′とM_{max}

設計深さ（f、K_p/FS_p、与えられた深さ）、**水で満たされた引張亀裂**と異なる水位の影響

矢板の照査（EN 1993-1-1、AISC 360-22）、**地震**、変位および**ヒービング**の検討

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：掘削底面より上にL = 5 mの粘土（γ = 18 kN/m³、c_u = 30 kPa）、その下により硬い粘土（c_u = 70 kPa）；水なし、上載荷重なし。手計算では引張亀裂は乾燥状態、モジュールのデフォルトでは水で満たされている。力は壁1 mあたりの値である。

どのように働き、どのように回転するか

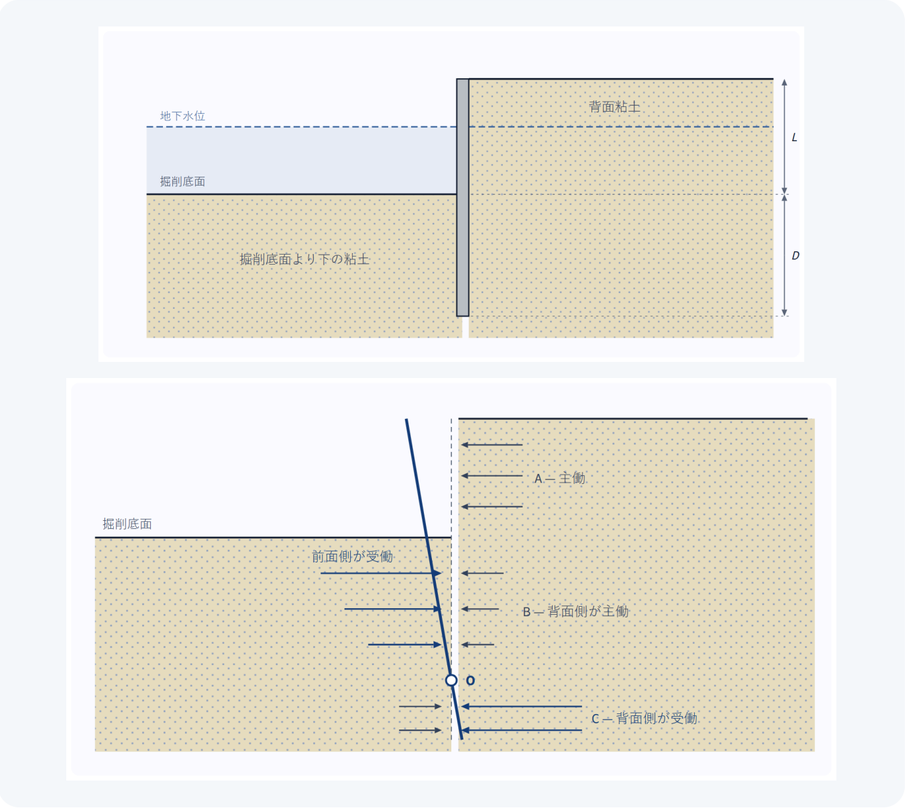
理論

矢板壁は掘削底面（L）より上の地盤を保持し、**根入れ深さD**によって自立する。**自立式**擁壁には他の支えがなく、打ち込まれた地盤の受働抵抗のみで保持されるため、掘削底面より上で約6 m程度までが経済的である。

擁壁は点O（先端付近）を中心に剛体的に回転する：**A**（掘削底面より上）は主働；**B**（掘削底面–O）は背面主働・前面受働；**C**（Oより下）は背面受働・前面主働。

原典は実際の（曲線）分布を**線形の理想化**で置き換える：掘削底面下の純圧力と先端の回転ブロック；水平方向およびモーメントの釣合いから根入れ深さが求まる。

粘土では急速に載荷された地盤は排水できない：解析は**非排水、全応力**で行う（$\phi = 0$、c_u）。Rankine係数はいずれも1である。長期の排水条件（c'、ϕ'）は本モジュールでは照査しない。



$\sigma_v - 2c_u$、引張亀裂z_c、P_1

理論

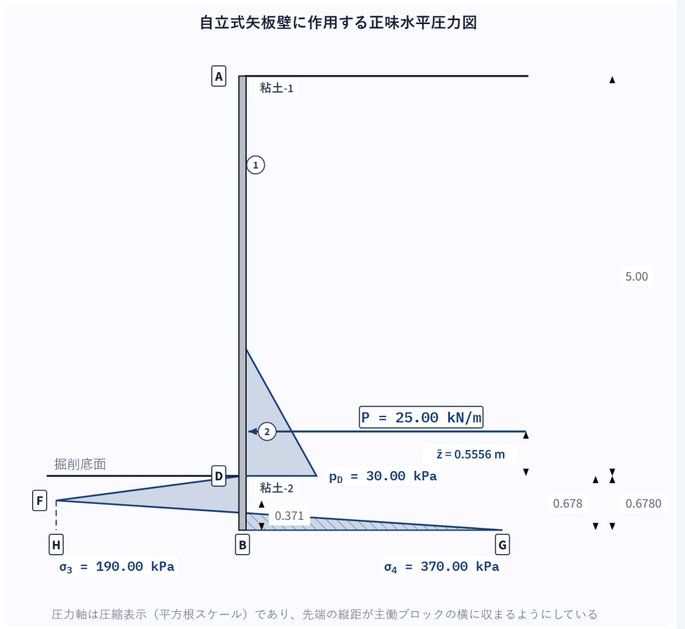
掘削底面の上方に保持された粘土は、その非排水主働圧力で押す：鉛直全応力から$2c_u$を引いたもの（$\phi = 0$では$K_a = 1$）：

$$\sigma_a(z) = q + \gamma z - 2c_u \qquad z_c = \frac{2c_u - q}{\gamma}$$

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\,\sigma_a(L)\,(L - z_c) \qquad \bar{z}_1 = \frac{L - z_c}{3}$$

地表付近ではσ_aは負となる：粘土は壁を引張ることになる。このような**吸引は考慮しない**；圧力は深さz_c（引張亀裂）までゼロであり、その下方では直線的に増加する。単一の粘土では、図はz_cから掘削底面までの三角形となり、P_1は掘削底面から$\bar{z}_1$上方に作用する。

亀裂が水で満たされる場合（モジュールの既定）：亀裂に沿った静水圧$\tfrac{1}{2}\gamma_w z_c^2$を$P_1$に加算する。亀裂を**乾燥**とすると（出典の式）、加算しない。地下水位以下では、水は亀裂を一定の水準まで満たす。



正味土圧分布（水で満たされた引張亀裂を有する開削擁壁）。

問題

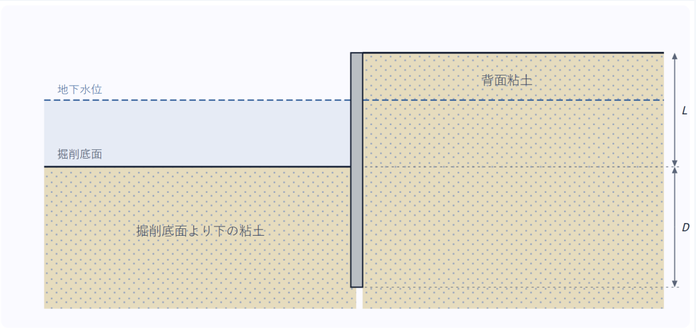
例題

与条件

地盤	背面上の粘土：$\gamma = 18$ kN/m³、$c_u = 30$ kPa；その下に硬質粘土$c_u = 70$ kPa
壁	$L = 5$ m；水なし、上載荷重なし；引張亀裂は乾燥（出典の式）

求めるもの

z_c、$\sigma_a(L)$、P_1およびその腕の長さ$\bar{z}_1$（掘削底面から）。



解答

解答

1 引張亀裂深さと掘削底面における主働土圧

$$z_c = \frac{2c_u}{\gamma} = \frac{2(30)}{18} = \mathbf{3.333}\ \text{m}$$

$$\sigma_a(L) = \gamma L - 2c_u = 18(5) - 60 = \mathbf{30}\ \text{kPa}$$

2 三角形分布図の合力とその腕の長さ

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\,\sigma_a(L)(L - z_c) = \tfrac{1}{2}(30)(1.667) = \mathbf{25.00}\ \text{kN/m}$$

$$\bar{z}_1 = \frac{L - z_c}{3} = \frac{1.667}{3} = \mathbf{0.5556}\ \text{m}\ \ (\text{掘削底面の上方})$$

最初の**3.33 m**の深さでは粘土は主働土圧を生じない（亀裂）。掘削底面ではσ_aは30 kPaに達する。**P_1 = 25.0 kN/m**、掘削底面から0.556 m上方。

GeoTervaで解答を確認する ↗

一定の正味土圧 σ_6 と先端の σ_7

理論

擁壁のように急速に載荷された粘土は排水できない：$\phi = 0$、係数は1、表面の土圧は鉛直全応力 $\mp 2c_u$ となる：

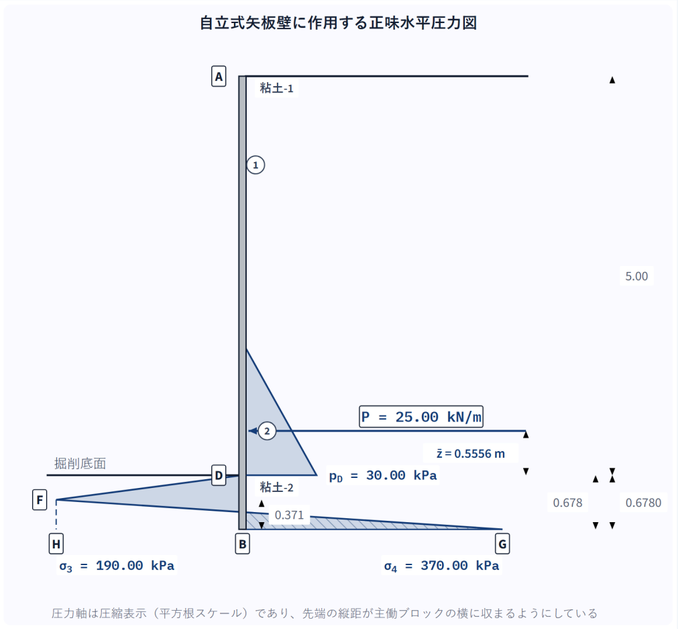
$$\sigma_a = \sigma_v - 2c_u \qquad \sigma_p = \sigma_v + 2c_u$$

掘削底面の直下では、保持側は担っている荷重($\gamma L_1 + \gamma' L_2$) − $2c_u$で押し、掘削面はまだ荷重がないため$2c_u$で抵抗する。下方では両面が同じ荷重を得るため、**差は変化しない**：正味の圧力は一定で、保持側の地盤に向かう。反転域では両側が入れ替わる：

$$\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \qquad \sigma_7 = 4c_u + (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$$

> σ_6は正でなければならない：$4c_u$が掘削底面の荷重を超えない粘土壁は保持できず、モジュールの計算は停止する。

> ゼロ点は掘削底面そのものであるEである；掘削底面より下では正味圧力は σ_6 で一定となり、先端では高さL_4のブロックで σ_7に戻る。



問題

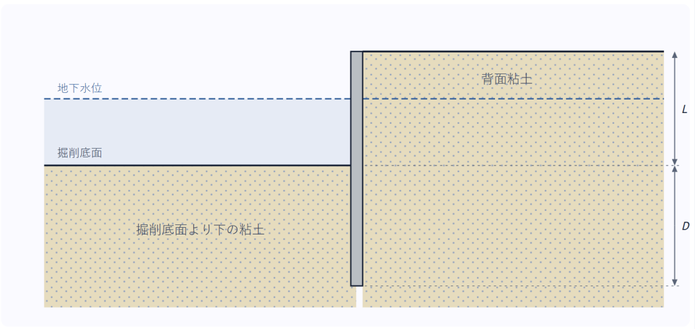
例題

与条件

与条件	**例題1：$\gamma = 18$ kN/m³、$L = 5$ m（水なし）：$\gamma L = 90$ kPa；根入れ粘土地盤では $c_u = 70$ kPa**

求めるもの

掘削底面下の一定の純圧力 σ_6 と先端での σ_7。σ_6 は正か。



解答

解答

1 掘削底面下の純圧力（山留め側に向かう）

$$\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = 4(70) - 90 = \mathbf{190}\ \text{kPa}\ > 0\ \checkmark$$

2 端部の回転縦座標

$$\sigma_7 = 4c_u + (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = 4(70) + 90 = \mathbf{370}\ \text{kPa}$$

純圧力 σ_6 = **190 kPa**で正：硬質粘土は壁を保持できる。先端では圧力が反転し σ_7 = 370 kPa。掘削底面より下ではどの深さでも同じ**190 kPa**の純圧力が作用する（一定の分布）。

GeoTervaで解答を確認する ↗

L_4は水平方向のつり合いから、Dについては二次方程式

理論

掘削底面より上方では合力はP_1（腕の長さ$\bar{z}_1$）である；下方ではσ_6が全根入れ深さ（D）に作用し、先端ブロック（高さL_4）が圧力をσ_7に転じる。水平方向のつり合いからL_4が求まる：

$$P_1 - \sigma_6 D + \tfrac{1}{2} L_4(\sigma_6 + \sigma_7) = 0 \;\Rightarrow\; L_4 = \frac{\sigma_6 D - P_1}{4c_u}$$

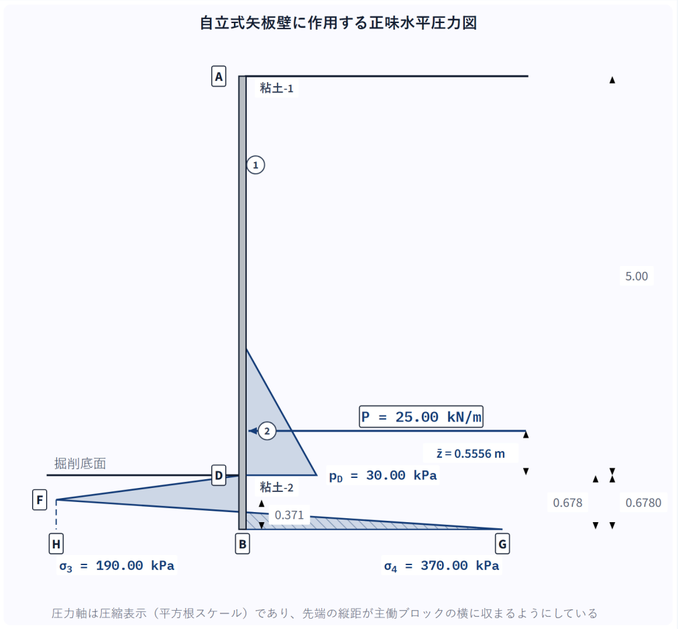
$_4$を先端まわりのモーメント釣合いから置くと、Dに関する**2次**方程式が残る：

$$P_1(D + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 D^2}{2} + \frac{4c_u}{3} L_4^2 = 0$$

$$\sigma_6(\sigma_6 - 6c_u)D^2 + P_1(12c_u - 2\sigma_6)D + P_1(P_1 + 12c_u\bar{z}_1) = 0$$

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} \qquad M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2}$$

せん断力は、一定の純圧力がP_1を消費する深さz′（掘削底面の下方）でゼロとなる；モーメントはここで最大となる。$D_{理論}$はこの方程式の正の根である；受働抵抗は完全に発揮されており、余裕はない。



問題

例題

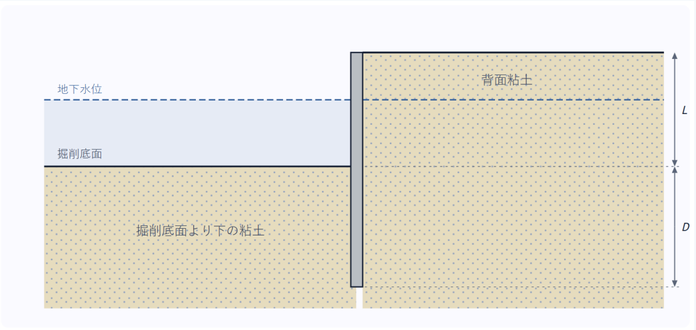
与条件

与条件

例題1–2：$P_1 = 25.00$ kN/m、$\bar{z}_1 = 0.5556$ m；$\sigma_6 = 190$ kPa、$\sigma_7 = 370$ kPa；$c_u = 70$ kPa

求めるもの

方程式の係数；$D_{theoretical}$；先端ブロックの高さL_4。



解答

解答

1 係数

$$a = \sigma_6(\sigma_6 - 6c_u) = 190(190 - 420) = -43{,}700$$

$$b = P_1(12c_u - 2\sigma_6) = 25(840 - 380) = 11{,}500$$

$$c = P_1(P_1 + 12c_u\bar{z}_1) = 25(25 + 840(0.5556)) = 12{,}291.7$$

2 正の根と端部ブロック

$$-43{,}700D^2 + 11{,}500D + 12{,}291.7 = 0 \;\Rightarrow\; D_{theoretical} = \mathbf{0.678}\ \text{m}$$

$$L_4 = \frac{\sigma_6 D - P_1}{4c_u} = \frac{190(0.678) - 25}{280} = \mathbf{0.3708}\ \text{m}$$

理論根入れ深さはわずか**D = 0.678 m**である。根入れ部の粘土が硬く（c_u = 70 kPa）、引張亀裂が乾燥しているため、掘削底面下のわずかな根入れで十分である。端部ブロックは0.371 m。

GeoTervaで解答を確認する ↗

問題

例題

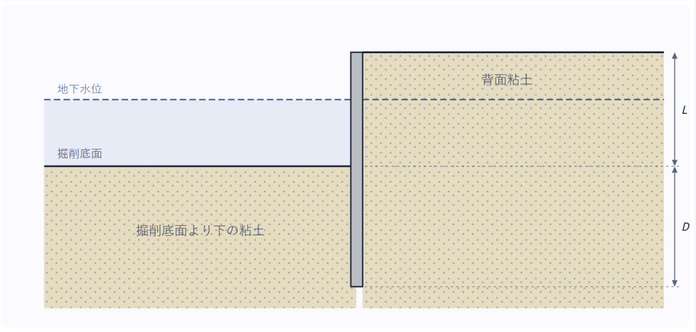
与条件

与条件

例題1–3：$P_1 = 25.00$ kN/m、$\bar{z}_1 = 0.5556$ m、$\sigma_6 = 190$ kPa

求めるもの

せん断力が零となる**z′**および**M_{max}**。



解答

解答

1 せん断力がゼロとなる深さ（掘削底面から）

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} = \frac{25}{190} = \mathbf{0.1316}\ \text{m}$$

2 最大モーメント

$$M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2} = 25(0.1316 + 0.5556) - 95(0.1316)^2 = \mathbf{15.53}\ \text{kN·m/m}$$

M_{max} = 15.53 kN·m/mであり、掘削底面のわずか0.13 m下にある。正味圧力が一定であるため、せん断力はz'に沿って線形に減少し、モーメントは掘削底面にきわめて近い位置で最大値に達する。

GeoTervaで解答を確認する ↗

安全余裕を加える方法

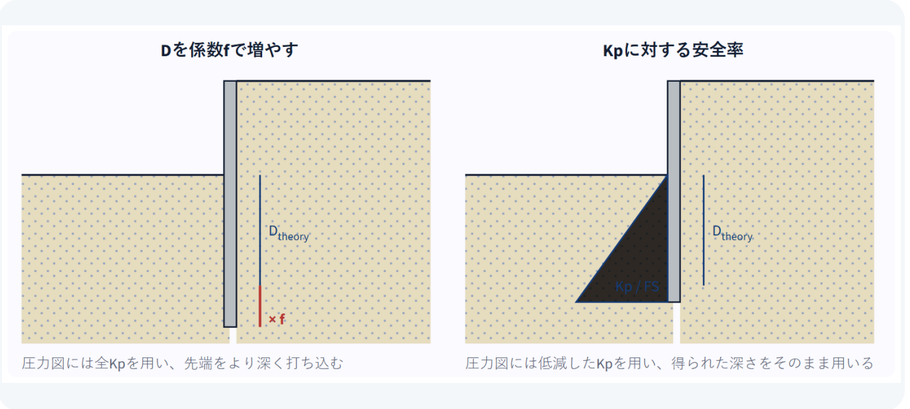
理論

理論深さには余裕がない。2つの方法（図）：

深さを増やす：$D_{design} = f \cdot D_{theoretical}$；粘土では$f = 1.4–1.6$をとる（モジュールの既定値は1.5）。圧力とモーメントは理論壁のものである。

受働土圧に対する安全率：最初からσ_p/FS_p（$\sigma_p = \sigma_v + 2c_u$）で分布を構築する；得られた根入れ深さはそのまま用い、**モーメントは増大する**。

与えられた根入れ深さ：必要根入れ深さと照査する（$D_{given} \geq D_{design,required}$）。$\sigma_p/FS_{p,mob}$を用いれば、与えられた根入れ深さにおいてモーメント図はつり合う。内力は両ケースについて検討し、矢板は**大きい方のモーメント**に対して選定する。与えられた根入れ深さのモーメントが必要根入れ深さのそれより大きくなることがある。



問題

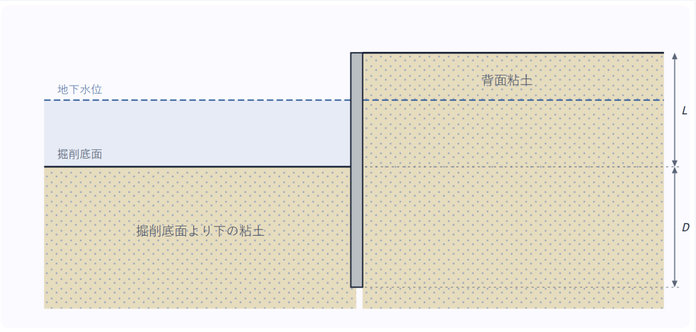
例題

与条件

壁	**水で満たされた引張亀裂を伴う壁面開口（モジュールの既定値）：$L = 5$ m、$c_u = 30/70$ kPa；亀裂が乾燥している場合はD = 0.678 m（例題3）**
道路	**$f = 1.5$；$FS_p = 1.5$；与条件$D = 5.0$ m；矢板S275、$W_{el} = 1\,400$ cm³/m（$\gamma_F = 1.35$）**

求めるもの

各手法の**$D_{設計}$**、全長、**M_{max}**および矢板の使用率**η**。



解答

解答

1 $D_{design} = f \cdot D_{theoretical}$（モーメントは同じ）；$K_p$の経路に沿って図を再構成する

道路	$D_{設計}$（m）	L + D (m)	M_{max} (kN·m/m)	η (EN 1993)	注記
亀裂は乾燥、f = 1.5（例題3）	1.017	6.02	15.53	0.054	$D_{理論}$ = 0.678 m
水で満たされた亀裂、f = 1.5	3.433	8.43	181.91	0.638	$D_{理論}$ = 2.288 m
水で満たされ、FS_p = 1.5	2.775	7.77	187.51	0.657	深さとモーメントが増大する
水で満たされた場合、与条件 D = 5.0 m	5.000	10.00	209.71	0.735	$FS_{p,mob}$ = 5.19

水で満たされた**亀裂**ははるかに大きな荷重をもたらす。P_1 25.0 → 79.5 kN/m、$D_{theoretical}$ 0.68 → 2.29 m、M_{max} 15.5 → 181.9 kN·m/m（例題6）。与えられたD = 5.0 mは設計深さ（3.43 m）より長く、受働抵抗のわずか1/5.2しか発揮しない。しかし、必要深さの条件で得られるモーメント（209.7 kN·m/m）はこのモーメント（181.9）より**大きい**。矢板は大きい方に基づいて選定する。

GeoTervaで解答を確認する ↗

引張亀裂内の水と異なる水位

理論

水で満たされた亀裂（モジュールの既定値）：亀裂に沿う静水圧$P_w = \frac{1}{2}\gamma_w z_c^2$を主働土圧に加算する（腕の長さは亀裂の下三分の一）；合計は$P_1 = P_w + \frac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$。亀裂を**乾燥**に設定した場合は、資料の式による。

両側で同一水位：掘削底面より上の静水圧は相殺される。水位面より下では粘土の水中単位体積重量γ'を用い、水位面がなければ全領域で自然γを用いる。

水位差がある場合（出典の範囲を超える）：掘削底面より上の正味の水圧は主動圧に加算される（浸透なし）。粘土は全応力で解くため、$(\gamma L_1 + \gamma' L_2)$の代わりに両面の全鉛直応力の差$\Delta q = q_r - q_e$を用いる；粘土内の水位は非排水解析には入らない。

$$u_{net}(z) = \gamma_w(z - D_w) - \gamma_w(z - D_{w,exc}) \quad (\text{各項} \geq 0)$$

$$\sigma_6 = 4c_u - \Delta q \qquad \Delta q = q_r - q_e$$

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\gamma_w z_c^2 + \tfrac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$$

問題

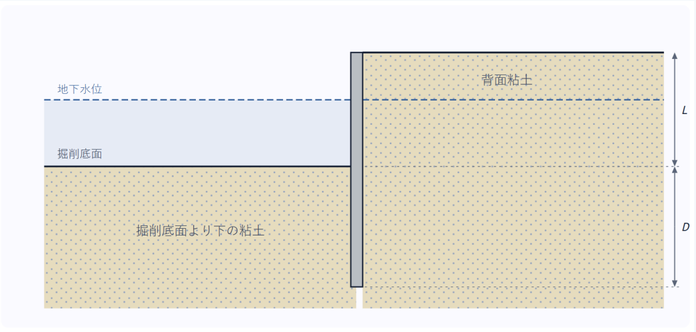
例題

与条件

壁	**例題1–5の擁壁（$L = 5$ m、$\gamma = 18$、$c_u = 30/70$ kPa）**
ケース	**(a) 亀裂は乾燥。(b) 亀裂は水で満たされている（既定）。(c) 背面側は2 mで、掘削側は6 mの水（正味水圧）**

求めるもの

(b)について$\mathbf{P_1}$および$\bar{\mathbf{z}}_\mathbf{1}$（手計算）；3つのケースの$\mathbf{D_{theoretical}}$および$\mathbf{M_{max}}$の値。



解答

解答

1 (b) 亀裂内の水圧を加算する（亀裂深さz_c = 3.333 m）

$$P_w = \tfrac{1}{2}\gamma_w z_c^2 = \tfrac{1}{2}(9.81)(3.333)^2 = 54.50 \text{ kN/m} \quad (\text{腕 } 5 - \tfrac{2}{3}z_c = 2.778 \text{ m})$$

$$P_1 = 54.50 + 25.00 = \mathbf{79.50} \text{ kN/m} \qquad \bar{z}_1 = \frac{54.50(2.778) + 25.00(0.5556)}{79.50} = \mathbf{2.0790} \text{ m}$$

2 3ケースのまとめ（同一の式：DとMについては二次方程式を解く）

条件	P_1 (kN/m)	$\bar{z}_1$ (m)	σ_6 (kPa)	$D_{理論}$（m）	M_{max} (kN·m/m)
(a) 亀裂が乾燥	25.00	0.556	190	0.678	15.53
（b）亀裂が水で満たされた場合	79.50	2.079	190	2.288	181.91
(c) 異なる水位	115.70	1.754	187	2.765	238.79

水で満たされた引張亀裂はP_1を25.0から**79.5 kN/m**に増加させる：根入れは0.68 → **2.29 m**、モーメントは15.5 → **181.9 kN·m/m**となる。異なる水位（正味の水圧）ではP_1 = 115.7 kN/m、D = 2.77 m、M = 238.8 kN·m/mとなる。引張亀裂内の水を無視することは安全側を外れる。

GeoTervaで解答を確認する ↗

EN 1993-1-1 および AISC 360-22

理論

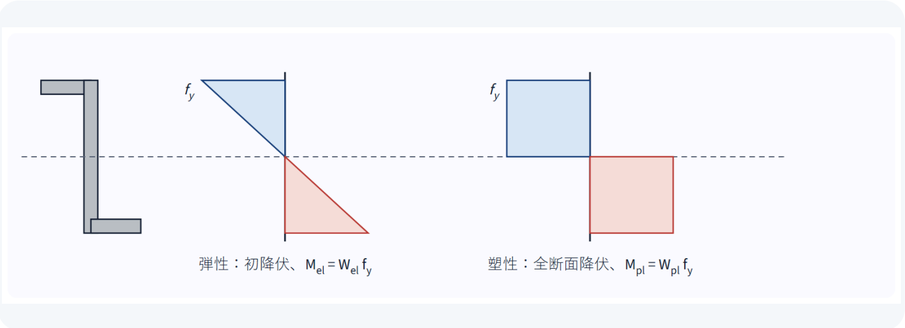
古典的な方法：S = M_{max}/ σ_{allow}。モジュールは限界状態の照査を行う：正味の土圧分布のモーメントは特性作用であり、部分係数がこれを設計値に引き上げる：

$$M_{Ed} = \gamma_F M_{max} \quad W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} \quad M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}} \quad \eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1$$

表には**W_{el}**（初降伏、級3まで）と**W_{pl}**（全塑性、級1–2）がある。根入れ深さの寄与は鋼構造規準で別途乗じない。

$$\text{LRFD: } M_u = \gamma_H M_{max} \le \phi_b M_n,\ \phi_b = 0.90 \qquad \text{ASD: } M_a = M_{max} \le \frac{M_n}{\Omega_b},\ \Omega_b = 1.67$$

$M_n = F_y Z$（コンパクト）または初期降伏時の$F_y S$；土圧は水平土圧Hとして扱う：LRFDではγ_H = 1.6、ASDでは1.0。



問題

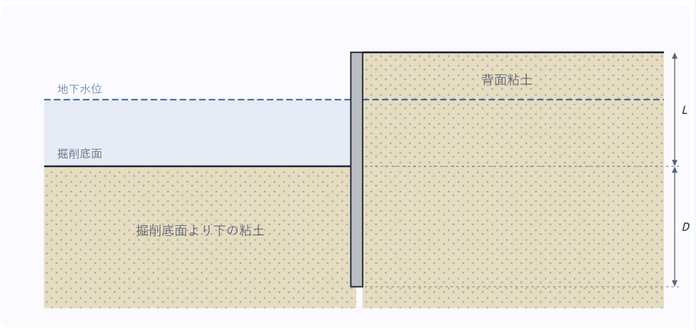
例題

与条件

断面	**S275**（$f_y = 275$ **MPa**）、$W_{el} = 1\,400$ **cm³/m**
モーメント	**水で満たされた亀裂を有する壁：**$M_{max} = 181.91$ **kN·m/m。EN：**$\gamma_F = 1.35$、$\gamma_{M0} = 1.00$。**AISC：**$\gamma_H = 1.6$、$\Omega_b = 1.67$（$M_n = F_y S$）

求めるもの

EN 1993-1-1についてM_{Ed}、W_{req}、$M_{c,Rd}$、η。AISC LRFDおよびASDについてη。



解答 (1/2)

解答

1 EN 1993-1-1

$$M_{Ed} = 1.35(181.91) = \mathbf{245.58}\ \text{kN·m/m}$$

$$W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} = \frac{245.58(1.00)}{275\,000} = \mathbf{893.0}\ \text{cm}^3/\text{m}$$

$$M_{c,Rd} = 1\,400 \cdot 10^{-6}(275\,000) = 385.00\ \text{kN·m/m} \qquad \eta = \frac{245.58}{385.00} = \mathbf{0.638} \le 1\ \checkmark$$

選定した矢板は十分である：η = **0.638**；必要W = 893 cm³/m < 1 400 cm³/m。

解答 (2/2)

解答

1 AISC 360-22: $M_n = F_y S = 275\,000\,(1\,400 \cdot 10^{-6}) = 385.0$ kN·m/m

LRFD: $M_u = 1.6(181.91) = 291.06$ kN·m/m $\leq \phi_b M_n = 0.90(385.0) = 346.5 \quad \eta = \mathbf{0.840}$

ASD: $M_a = 181.91$ kN·m/m $\leq \dfrac{M_n}{\Omega_b} = \dfrac{385.0}{1.67} = 230.5 \quad \eta = \mathbf{0.789}$

AISCでも十分である：LRFD η = **0.840**、ASD η = **0.789**；EN 1993-1-1では0.638。基準の安全思想が異なるため比も異なる。

GeoTervaで解答を確認する ↗

準静的・非排水くさび

理論

地震時は、地盤のくさびに一定の慣性力（水平 $k_h W$、鉛直 $k_v W$）を付加することで、静的な極限平衡の枠組みを維持する。粘土ではMononobe–Okabeを適用できない（$\phi = 0$）。本モジュールでは**45°の臨界面をもつ非排水くさび**を仮定する（GeoTervaの仮定）：

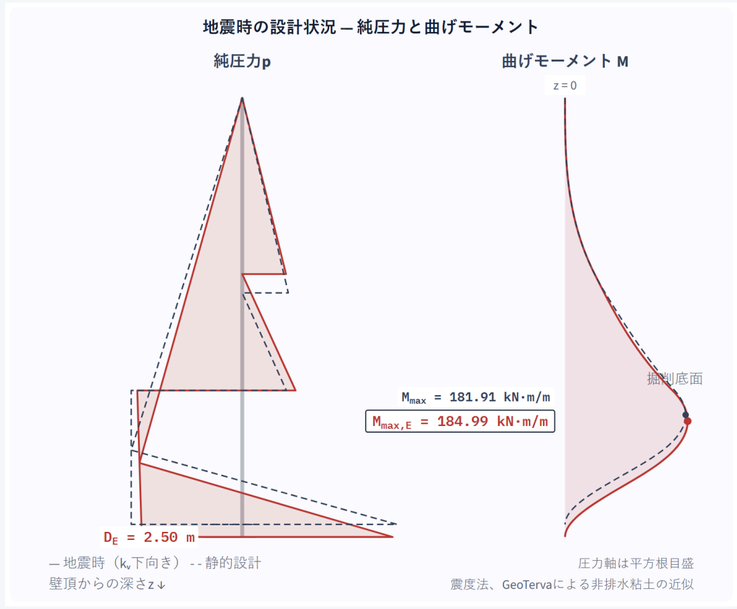
$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \qquad K^c_{AE} = 1 + \tan\theta \qquad K^c_{PE} = 1 - \tan\theta$$

$$\text{圧力: } (1 \mp k_v)\,(1 \pm \tan\theta)\,\sigma_v \;\mp\; 2c_u = [(1 \mp k_v) \pm k_h]\,\sigma_v \;\mp\; 2c_u$$

粘土中の間隙水は常に土とともに移動する（拘束条件）；自由水は非常に透水性の高い地盤でのみ生じる。**k_vの両方向**について照査する。

照査：正味の圧力図は静力学と同様に構築し、2つの釣合い式から**D_E**を求める。地震は破壊に付随する状態であり、受働側に係数は課さない：**$D_E \le D_{設計}$**であれば壁は耐える。自立式では、地震時圧力は静力学と同様に有効応力に比例して分布させる。

地震時組合せでは影響を1.0で用いる：$M_{Ed,E} = M_{max,E}$。



問題

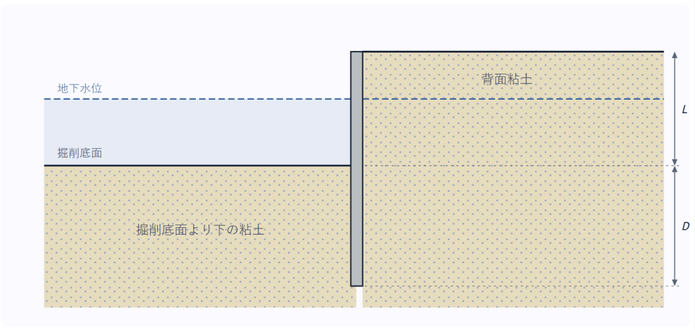
例題

与条件

壁	**例題6(b)：水で満たされた亀裂を有する壁、** $D_{design} = 3.43$ **m,** $M_{max} = 181.91$ **kN·m/m；** $W_{el} = 1\,400$ **cm³/m**
地震	$k_h = 0.15$、$k_v = \pm 0.075$（**二方向**）

求めるもの

地震時係数；D_E（k_Vの2方向）、$M_{max,E}$；静的状態の擁壁はこの地震に耐えられるか。



解答

解答

1 地震時係数（静的：主働 = 受働 = 1）および両方向の結果

k_v	f_v	tan θ	主働：$f_v + k_h$	受働：$f_v - k_h$	D_E (m)	$M_{max,E}$ (kN·m/m)
+0.075	0.925	0.1622	1.075	0.775	2.391	181.39
−0.075	1.075	0.1395	1.225	0.925	**2.503**	184.99

2 照査と断面

$$D_E = 2.50\ \text{m} \ \le\ D_{design} = 3.43\ \text{m}\ \checkmark$$

$$M_{Ed,E} = M_{max,E} = 184.99\ \text{kN·m/m} \qquad \eta_E = \frac{184.99}{385.00} = \mathbf{0.481}\ \le 1\ \checkmark$$

静的設計はこの地震に**耐える**：耐震設計図では根入れはわずか**2.50 m**でよい（設計は3.43 m）。モーメントは185.0 kN·m/m（静的181.9）でほぼ同じであり、矢板は十分である。粘土中の正味土圧は一定であるため、地震による設計図の変化はごく小さい。

GeoTervaで解答を確認する ↗

地盤反力係数法

理論

極限平衡法は根入れ深さとモーメントを与えるが、擁壁が**どれだけ変位するか**は与えない。供用状態における変位については、擁壁を弾性梁（EI）、各面の地盤を独立したばね（Winkler）とする：

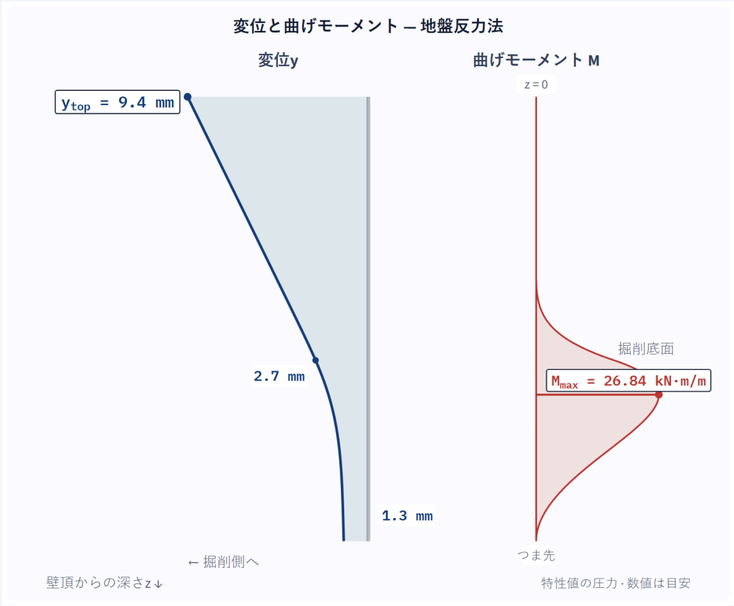
$$EI\frac{d^4y}{dz^4} = p_R(z) - p_E(z) + u_{net}(z)$$

$$p_R = K_0\sigma_{v,r} - k_h y \ (\sigma_a \le p_R \le \sigma_p) \qquad p_E = K_0\sigma_{v,e} + k_h y \ (\ldots) \qquad K_0 = 1 - \sin\varphi'$$

ばねは静止土圧から始まり、変位に比例して変化し、主働・受働の限界を超えない。k_hは地盤の性質というより**モデルパラメータ**である。粘土では$\phi = 0$であるため$K_0 = 1$となる。

壁は設計長（$L + D_{design}$）であり、両端は自由；圧力は特性値であり、安全率は用いない。掘削は一段階で行い、壁はあらかじめ設置されている。

解答は有限要素法により、ばねが弾性・主働・受働の状態になるまで反復計算して行い、結果は**限界のない推定値**として与えられる。



問題

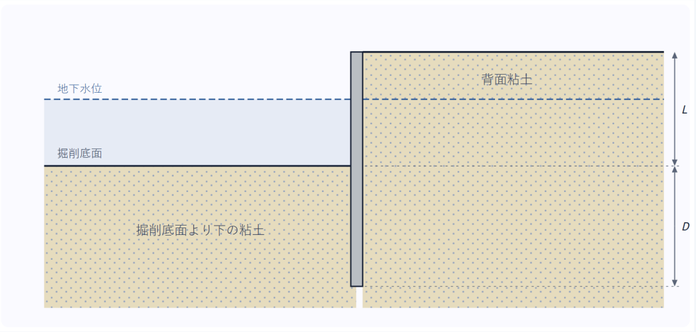
例題

与条件

壁	**例題6(b)：設計長さ $L + D = 8.43$ m**
矢板	**$I = 21\,000$ cm⁴/m、$E = 210\,000$ MPa（$EI = 44\,100$ kN・m²/m）**
地盤	**$k_h = 15$ MN/m³（上部粘土）、30 MN/m³（下部粘土）**

求めるもの

壁頂部、掘削底面、および先端での**変位**。モデルの最大モーメントは限界平衡モーメントに等しいか。



解答

解答

1 モデル

$$EI = 210\,000\,000(21\,000 \cdot 10^{-8}) = 44{,}100\ \text{kN·m}^2/\text{m} \qquad K_0 = 1 - \sin 0^\circ = 1$$

$$EI\, y^{IV} = p_R - p_E \quad \text{（有限要素、ばねは弾性/主働/受働）}$$

2 結果（掘削側へ）

$$y_{üst} = \mathbf{9.4}\ \text{mm} \qquad y_{excavation\ base} = \mathbf{2.7}\ \text{mm} \qquad y_{tip} = 1.3\ \text{mm}$$

$$M_{max}^{model} = 26.84\ \text{kN·m/m}\ \ (z = 5.65\ \text{m}) \qquad M_{max}^{limit\ equilibrium} = 181.91$$

壁天端は掘削側へ**9.4 mm**、掘削底面は2.7 mm、先端は1.3 mm変位する。供用状態モデルのモーメント（26.8 kN·m/m）は限界平衡モーメント（181.9）より**はるかに小さい**：ばねは受働限界のわずか48%を使用する。限界平衡は壁の破壊時のモーメントを表し、それが**設計モーメント**である。

GeoTervaで解答を確認する ↗

掘削底面のヒービング

理論

水平方向の釣り合いがどれほど小さな根入れを与えても、それは掘削底面について何も語らない。粘土では底面が**上方へ隆起しうる**：掘削下の粘土は、側方の地盤の重量によって内側へ圧縮される（逆支持力破壊）。掘削における通常の照査では、破壊面上のせん断抵抗をこの重量と比較する：

$$FS = \frac{5.14\, c_u \left(1 + 0.2\dfrac{B''}{L_{exc}}\right) + \dfrac{c_{side} H}{B'}}{\sigma_v(H) + q} \qquad B' = \min\left(T, \frac{B}{\sqrt{2}}\right),\ B'' = \sqrt{2}\, B'$$

Bは掘削幅、L_{exc}は平面長さ（長い掘削では形状項が除かれる）、Tは底面下の硬質層の深さ（入力しない場合は表面は幅のみで制限される）。c_uは底面下の粘土、c_{side}は保持高さにわたる平均粘着力、$\sigma_v(H)$は底面レベルでの側方の全応力である。

壁体の底面下の根入れは考慮しない（安全側）。上載荷重および帯状・集中荷重はB′内の等価等分布荷重としてqに加える。多層地盤ではGeoTervaの層分割拡張機能を用いて式を適用する。

$$FS_{req} = 1.5$$

必要な安全率は入力値である。この照査は粘性土の掘削にのみ適用される。

問題

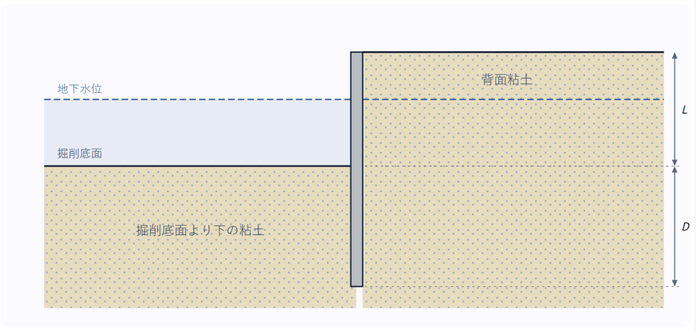
例題

与条件

掘削	**幅$B = 10$ m（長い掘削、剛性層には達していない）；壁は例題6のとおり（$H = 5$ m）**
地盤	**底面下の粘土$c_u = 70$ kPa；土留め高さの平均$c_{side} = 30$ kPa；$\sigma_v(H) = 90$ kPa；上載荷重なし**

求めるもの

B′、**FS**（≥ 1.5 か？）；掘削幅が B = 5 m および 20 m であったら？



解答

解答

1 有効幅（L_{exc}未入力：形状項なし）

$$B' = \frac{B}{\sqrt{2}} = \frac{10}{\sqrt{2}} = \mathbf{7.071}\ \text{m}$$

2 安全率

$$FS = \frac{5.14(70) + 30(5)/7.071}{90} = \frac{359.8 + 21.2}{90} = \mathbf{4.23} \ \geq 1.5\ \checkmark$$

$$B = 5\ \text{m}:\ FS = 4.47 \qquad B = 20\ \text{m}:\ FS = 4.12$$

ヒービングに対する安全率は**4.23**（必要値1.5）：掘削底面は安全である。幅が増すと横方向のすべりに対する余裕は減少する（B = 20 mの場合4.12）。下層粘土のc_u値が支配的である。

GeoTervaで解答を確認する ↗

解答の範囲

理論

各層は粘土において**非排水全応力**（$\phi = 0$）で解析する：**短期の状態**である。長期の排水状態（c'、ϕ'）は照査しない；永久擁壁では支配的となりうる。砂で背面を埋めた壁は砂モジュールで設計する。

壁面摩擦のないRankine土圧：$K_a = K_p = 1$；主働 $\sigma_v - 2c_u$、受働 $\sigma_v + 2c_u$；掘削底面より上では吸力はない（引張亀裂は、既定では水で満たされているか乾燥状態；地下水位より下では亀裂が地下水を保持する）。

出典の簡略化した純土圧図：各深さで両面の土圧、水平平衡から端部ブロック、モーメントから深さ。水は両面で同一または異なる（非浸透）；浸透はモデル化しない。

地震時において粘土は45°の臨界面を持つ準静的・非排水くさびとして扱う（GeoTervaの仮定）。矢板は曲げで照査する。せん断、局部座屈、腐食は照査しない。変位は地盤反力係数法により、上限なしで与える。

ポイントのまとめ

粘土の非排水（$\phi = 0$、c_u）：主働 $\sigma_v - 2c_u$、受働 $\sigma_v + 2c_u$。表面付近のサクションは考慮しない：**引張亀裂 $z_c = (2c_u - q)/\gamma$**；$P_1 = \tfrac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$、$\bar{z}_1 = (L - z_c)/3$

掘削底面以深の純圧力は一定である：$\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$、下端では $\sigma_7 = 4c_u + (\ldots)$；$\sigma_6 > 0$が成り立たなければ、粘土は壁体を支えられない

つり合い：$L_4 = (\sigma_6 D - P_1)/(4c_u)$。Dに関する二次方程式（例：0.678 m；水で満たされた亀裂がある場合は2.288 m）。$z' = P_1/\sigma_6$、$M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \sigma_6 z'^2/2$

水で満たされた亀裂はP_1、D、Mを非常に大きくする（25 → 79.5 kN/m；15.5 → 181.9 kN·m/m）；乾燥と仮定すると危険側である

設計深さ：f = 1.4–1.6（モーメントは同じ）または σ_p/FS_p；与えられた深さにおける2つのケースの大きい方のモーメント

断面：EN 1993-1-1 $\eta = 0.638$、AISC LRFD/ASD 0.840 / 0.789。**地震**：$D_E = 2.50$ m ≤ 3.43 m、地盤反力係数法による頂部変位 ≈ 9 mm

ヒービング：$FS = (5.14c_u(1 + 0.2B''/L_{exc}) + c_{side}H/B')/(\sigma_v(H) + q)$。例題では4.23 ≥ 1.5

参考文献

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning.

EN 1993-1-1:2005 — 鋼構造の設計、一般規則。

ANSI/AISC 360-22 — 構造用鋼建築物の仕様書。

Bowles, J.E. (1996). Foundation Analysis and Design, 5th ed. McGraw-Hill.

Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, 7, 355–358.

Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929). On the determination of earth pressure during earthquakes. World Engineering Congress, Tokyo. Okabe, S. (1926). General theory of earth pressure. Journal of the Japan Society of Civil Engineering, 12(1).

Westergaard, H.M. (1933). Water pressures on dams during earthquakes. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 98, 418–433.

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；モジュールは同じ値を与える。モジュールページの計算例もこの擁壁である（L = 5 m、γ = 18 kN/m³、c_u = 30 / 70 kPa）。

GeoTerva

オンライン地盤工学計算

理論から実務へ

自身の擁壁高さ、成層粘土の土層構成、水、引張亀裂、矢板断面、地震係数をGeoTervaに入力する。モジュールは土圧分布、根入れ深さ、モーメント、断面照査、変位、ヒービングをまとめて出力する。

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