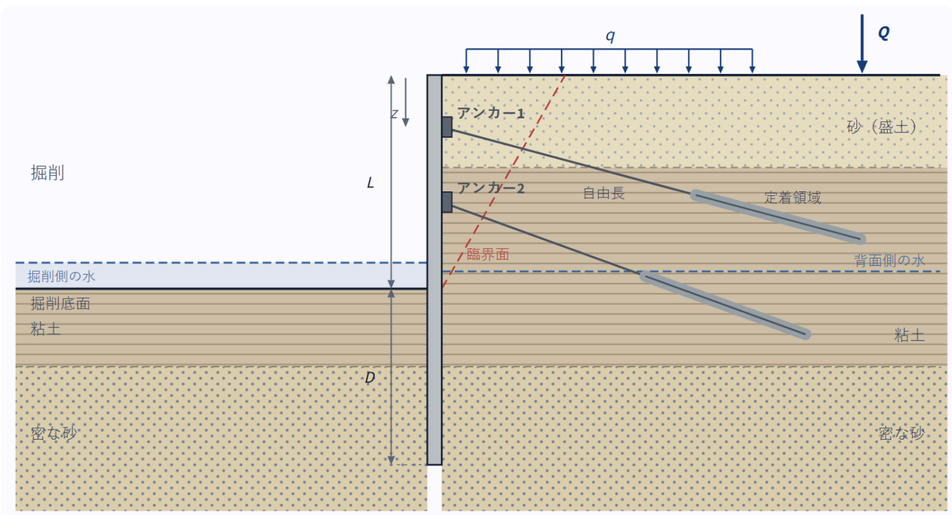
地盤工学の講義スライド ・ 矢板と切ばり式土留め掘削

アンカー式矢板壁（成層地盤）

講義：砂層と粘土層からなる地盤における自立式およびアンカー式矢板壁；両面の応力、短期・長期、根入れ深さ、アンカー力、モーメント、断面、地震；各項目に計算例を付す。

成層地盤
短期および長期
自立式土圧支持・ヒンジ
アンカー・EN 1993・AISC 360
地震・ヒービング



この講義で学ぶこと

最大6層までの**砂（排水：c′、ϕ'）および粘土（短期c_u、長期c′、ϕ'）**の土層構成において、壁の両面の応力と圧力を

非排水粘土における$\sigma_v \mp 2c_u$、**引張亀裂**（水で満たされた）および**短期/長期**のシナリオにおける「各結果の大きい方」の規則を

正味の土圧分布と安全余裕（深さに伴うf、受働のFS_p、与えられた深さ）

自立式、1段アンカー式（自由地盤支持）および**多段アンカー式（ヒンジ法）**壁の静力学；モーメント、アンカー力およびグラウトの付着力

矢板を**EN 1993-1-1 / AISC 360-22**で照査すること；**地震**、**底膨れ**および**変位**の照査

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

例題の擁壁：掘削高さ7.5 m；上部に3 mの砂、6 mの粘土、その下に密な砂；水は両側とも深さ8.5 m；q = 10 kPaの上載荷重；2段のアンカー（1.5 mおよび4.5 m、s = 2.5 m、15°および20°）。力は壁の1 mあたりである。

擁壁はどのように保持されるか

理論

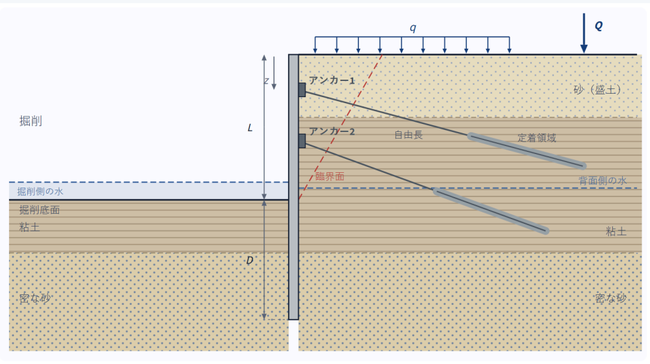
矢板は掘削底面下への根入れによって自立し、保持高さがそれに対して大きすぎる場合には**グラウンドアンカー**によって自立する。実際の地盤が単一層であることはまれである：砂は摩擦で、粘土はその強さで押し付け合い抵抗する。粘土の強さは掘削直後と数年後で同じではない。モジュールは土層構成をそのまま取り込む：**最大6層まで**、掘削底面下では両方の割合で継続する。

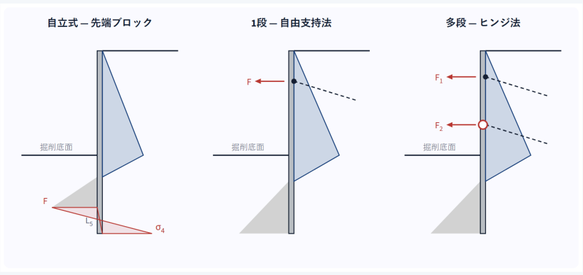
自立式：地盤のみで保持され、先端付近の1点を中心に回転する（掘削底面より上は主働、下は側が入れ替わる）。保持高さはおよそ5–6 m程度まで経済的である。

1列アンカー：壁は2支点の梁である（アンカーと根入れ部の受働抵抗）。先端は自由と仮定する：**自由地盤支点**はアンカーに関する1つのモーメントの式から求める。

多段アンカー：壁は不静定である。**ヒンジ法**では最上段を除く各アンカー位置にヒンジを置き、各支間は単純梁とする。最下段アンカーの下方は自由地盤支持として設計する。

zは擁壁天端から下方に測る。Lは掘削底面の深さ、Dは根入れである。純土圧は掘削側を正とし、アンカー式擁壁はF（1 m当たり）で擁壁を背面側へ引張る。本手法は**極限平衡**である：地盤は極限の主働状態および受働状態として扱う。





σ_v、u、σ'_v；Rankine c′–ϕ'

理論

各深度で3つの応力場を保持する：全鉛直応力 σ_v、間隙水圧u、有効応力 $\sigma'_v = \sigma_v - u$ である。非排水粘土は1番目で、排水性の層は2番目と3番目で定義される。保持される柱は掘削底面より下でもその全上載土を伝える；掘削された柱は掘削底面で再び始まる：根入れが釣り合わせるべき差はこれである。

$$\sigma_{v,b}(z) = q + \sum \gamma_i \Delta z_i \quad u_b = \gamma_w \max(0, z - D_w) \quad \sigma'_{v,b} = \sigma_{v,b} - u_b$$

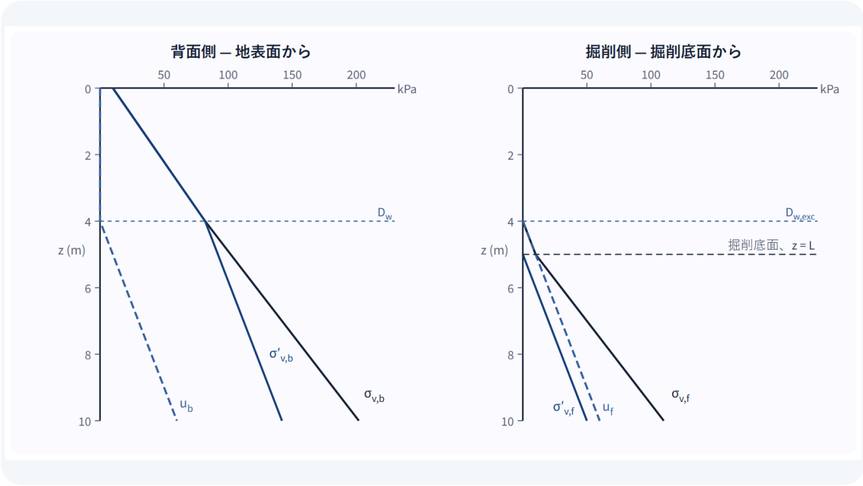
排水層（砂、または長期の粘土）：Rankine、鉛直壁、水平地表面、壁面摩擦なし：

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad p_a = \max\left(0,\ K_a\sigma'_v - 2c'\sqrt{K_a}\right) + u \quad p_p = \eta_p\left(K_p\sigma'_v + 2c'\sqrt{K_p}\right) + u$$

各層はそれぞれ固有のK_a、K_pの値をもつ：σ'_vは連続であるが、**圧力は層境界で跳躍する**；跳躍は図の実際の特徴であり、平滑化しない。

$c' > 0$のとき、主働の式は層の上方で負となる：地盤は壁を引くことができないため、土の部分は零で**打ち切られる**（水の部分は打ち切られない）。

等分布上載荷重qはすべての深さで$\sigma_{v,b}$に加算される；引張カットオフはそれを考慮する。



問題

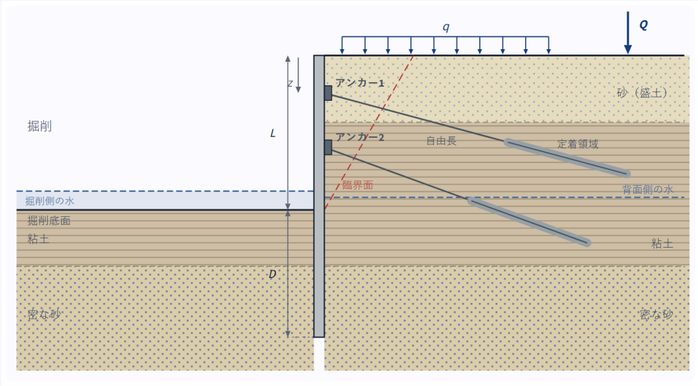
例題

与条件

プロファイル	**上部に3.0 mの砂（$\gamma = 18, \varphi' = 30^\circ$）、6.0 mの粘土（$\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24^\circ$, $c_u = 45$ kPa）、その下に密な砂（$\gamma = 19$, $\varphi' = 36^\circ$）；$L = 7.5$ m；水は両側とも8.5 mの位置；$q = 10$ kPa**
問題	**土を留める側$z = 3.0$ m（砂–粘土境界）と掘削底面$z = L = 7.5$ m**

求めるもの

σ'_v；砂、粘土（排水、長期）に対する p_a；砂と粘土の境界における跳び。



解答

解答

1 砂–粘土境界（z = 3.0 m；水は8.5 m、u = 0）

$$\sigma'_v(3.0) = q + \gamma z = 10 + 18(3.0) = 64.0 \text{ kPa}$$

$$\text{砂：}\ p_a = K_a \sigma'_v = 0.3333(64.0) = \mathbf{21.33} \text{ kPa}$$

$$\text{粘土}\ (\varphi' = 24^\circ)\text{:}\ p_a = K_a \sigma'_v - 2c'\sqrt{K_a} = 0.4217(64.0) - 2(5)\sqrt{0.4217} = \mathbf{20.50} \text{ kPa}$$

2 掘削底面（z = L = 7.5 m）：保持された柱は粘土中をさらに4.5 m進んだ

$$\sigma'_v(L) = 64.0 + 19(4.5) = 149.5 \text{ kPa}$$

$$p_a = 0.4217(149.5) - 2(5)\sqrt{0.4217} = \mathbf{56.55} \text{ kPa}$$

σ′$_v$は連続である（64 kPa）が、境界で圧力は**21.33 → 20.50 kPa**と跳躍する（砂のK_a = 1/3、粘土のK_a = 0.4217、c′の寄与は−6.49 kPa）。掘削底面における主働土圧は56.55 kPaである。

GeoTervaで解答を確認する ↗

$\sigma_v \mp 2c_u$；「各結果の大きい方」

理論

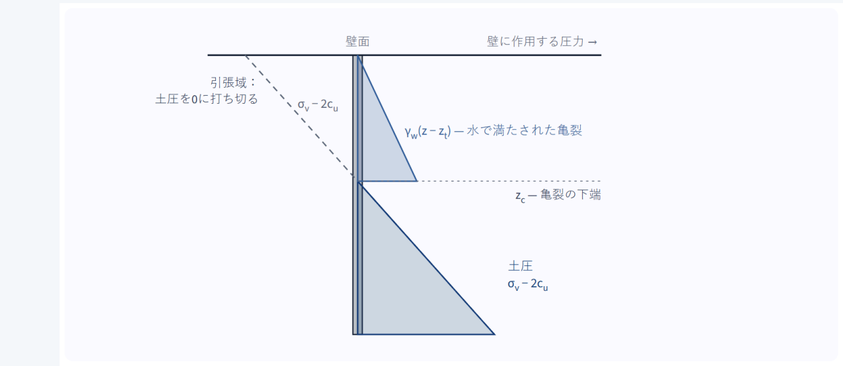
急速載荷された飽和粘土（掘削はその前方で行われる）は排水できない：強さはc_u、$\phi = 0$であり、**全応力**で定義される（水はσ_vに含まれる）：

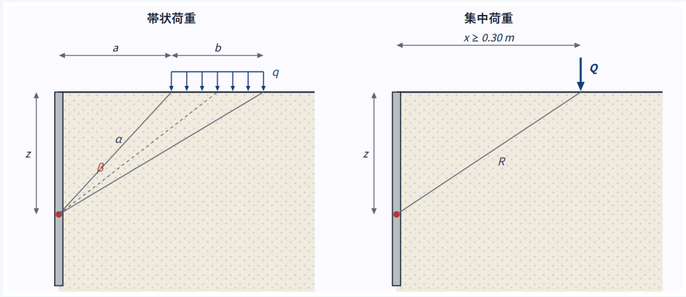
$$p_a = \max(\sigma_v - 2c_u,\ u) \qquad p_p = \eta_p(\sigma_v + 2c_u) \qquad p_{crack} = \gamma_w(z - z_t)\ \ (z_t \le z \le z_c)$$

粘性土が保持されている上部では$\sigma_v - 2c_u$は負となる：粘土は引張亀裂を生じる。z_tは引張域の上端、**z_c**は$\sigma_v = 2c_u$となる下端である。地表に開放した亀裂は降雨や地下水で満たされ、それ自身の静水圧で押し付ける：**水で満たされていると仮定する**（安全側）。乾燥状態と宣言することもできる（警告付き）が、その場合の他方のケースの結果を常に併記する。

短期は粘土を非排水、**長期**は各層を排水として扱う。どちらが危険かは事前にはわからない；モジュールは**両方を実行し**、根入れ、各アンカー力およびモーメントを**2つのシナリオの大きい方**でとる（同じシナリオ由来である必要はない）。アンカーが引張りを負担しないシナリオは擁壁を支配しない；その旨を記録する。

上載荷重：等分布qは$\sigma_{v,b}$に加算される。帯状荷重（a, b, q）および集中荷重（Q, x）は剛体壁に対する弾性解であり、K_aを**乗じない**。地震時にはψ_2とともに考慮する。





問題

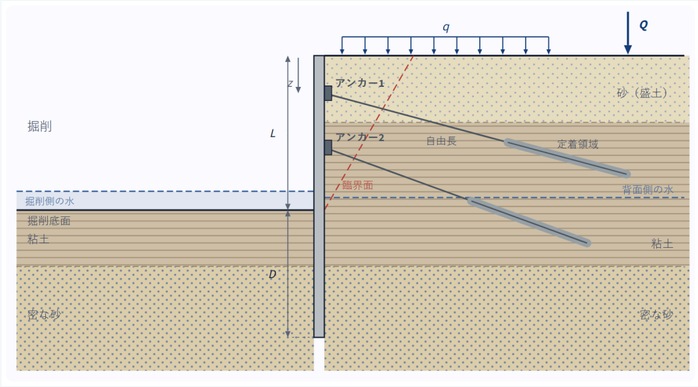
例題

与条件

プロファイル	上部に3.0 mの砂（$\gamma = 18, \varphi' = 30°$）、6.0 mの粘土（$\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa）、その下に密な砂（$\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$）；$L = 7.5$ m；水は両側とも8.5 mの位置；$q = 10$ kPa
問題	短期では粘土の上方で$\sigma_v - 2c_u$、亀裂の下端でz_c；2つのシナリオの結果

求めるもの

$\sigma_v - 2c_u$（粘土の上面）、z_cおよび亀裂内の水圧；短期と長期のD、F、Mの値およびいずれが支配的か。



解答

解答

1 短期：粘土の上方（z = 3.0 m、 σ_v = 64.0 kPa、c_u = 45 kPa）

$$\sigma_v - 2c_u = 64.0 - 2(45) = -\mathbf{26.0}\ \text{kPa} \ < 0 \ \Rightarrow \ \text{切断され；亀裂が開口する}$$

$$\sigma_v(z_c) = 2c_u: \ \ 64.0 + 19(z_c - 3) = 90 \ \Rightarrow \ z_c = \mathbf{4.37}\ \text{m}$$

$$p_{crack}(z_c) = \gamma_w(z_c - z_t) = 9.81(1.37) = 13.4\ \text{kPa}$$

2 両シナリオを実行し（モジュールのエンジン）、擁壁は両者の大きい方に対して設計する

シナリオ	$D_{理論}$（m）	$D_{必要}$（f = 1.3）	F_1, F_2 (kN/m)	M_{max} (kN·m/m)	z_M (m)
短期（粘土・非排水）	1.549	2.014	34.30 ; 56.94	59.49	6.55
長期（すべて排水）	2.403	3.124	41.69 ; 132.32	121.43	6.82

水で満たされた亀裂は粘土の上方**1.37 m**にわたり（3.0 → 4.37 m）静水圧を与える。長期が**すべての結果で支配的**である（D, F_1, F_2, M）：擁壁は長期シナリオで設計され、短期のモーメントはその半分未満である。

GeoTervaで解答を確認する ↗

差の図；深さに対するfまたは受働時のFS_p

理論

擁壁は両面の**差**を感じる：$p_{net} = p_b - p_f$（山留め − 掘削）。釣合いはこの分布図に書き表す：掘削底面より上では山留め側地盤の主働土圧と水圧；その下では根入れ部分の受働土圧が主働土圧より速く増大し、純土圧はE点でゼロとなって山留め側に反転する。頂部、アンカー、掘削底面、各層境界、水位、引張亀裂の先端、荷重の端部および打ち切られた土圧の零点が擁壁を**区間に分割する**；各区間では合力は線形であり、力とモーメントは正確に積分される：

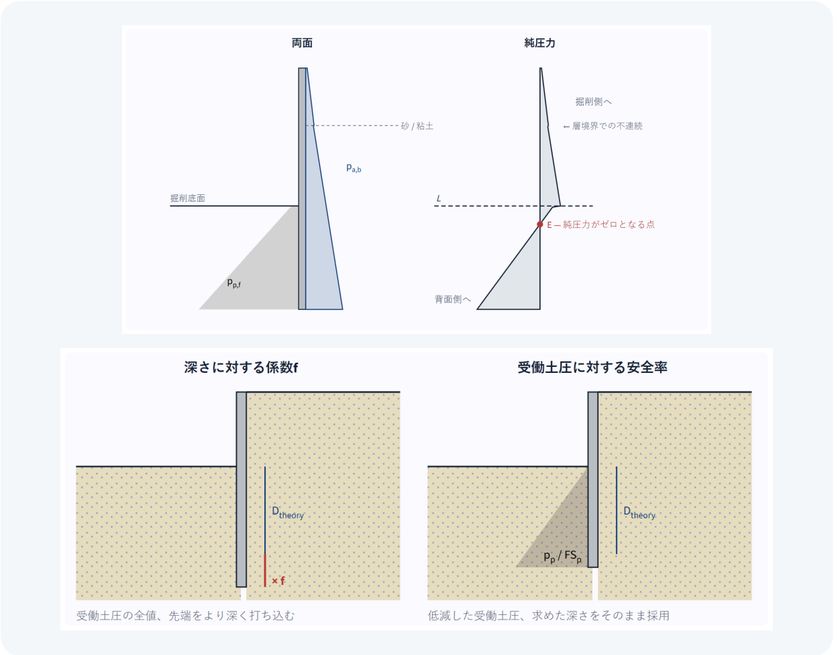
$$F_{seg} = \tfrac{1}{2}(p_0 + p_1)h \qquad M_{seg}(z_r) = \frac{h\,[p_0(2z_0 + z_1) + p_1(z_0 + 2z_1)]}{6} - z_r F_{seg}$$

理論深さ$D_{理論}$には余裕がない；2つの方法（図）：

深さ係数f：$D_{required} = f \cdot D_{theoretical}$（f = 1.2–1.3 砂、1.4–1.6 粘土）；圧力とモーメントは理論上の壁のものである。

受働側のFS_p：$\eta_p = 1/FS_p$は受働**土**圧に乗じる（水圧には決して乗じない）。低減した分布図の深さが$D_{required}$となる。もう一方の方法の$D_{required}$値は常にその横に併記する。

与えられた根入れ深さ：$UR_D = D_{required}/D_{given} \le 1$で検証する；受働抵抗を低減してよい$FS_{p,mob}$を求める。モーメントとアンカー力は、設計時と与えられた根入れ深さのケースのうち**大きい方**に基づいて算定する。



問題

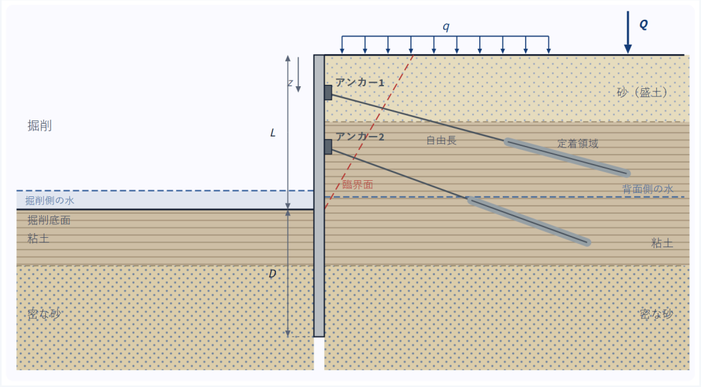
例題

与条件

壁	上部に3.0 mの砂（$\gamma = 18$、$\varphi' = 30^\circ$）、6.0 mの粘土（$\gamma = 19$、$c' = 5$ kPa、$\varphi' = 24^\circ$、$c_u = 45$ kPa）、その下に密な砂（$\gamma = 19$、$\varphi' = 36^\circ$）；$L = 7.5$ m；水は両側とも8.5 mにある；$q = 10$ kPa；2段のアンカー：$z = 1.5$ m（15°）と4.5 m（20°）、$s = 2.5$ m；$f = 1.3$；S275、$W_{el} = 1\,400$ cm³/m
道路	$f = 1.3$；$FS_p = 1.5$；与条件$D = 3.5$ mと6.0 m

求めるもの

各経路について$D_{必要}$、M_{max}、T_2および$FS_{bond,2}$。与えられた深さでUR_D、$FS_{p,mob}$。



解答

解答

1 深さ f：$D_{required} = 1.3 \times D_{theoretical} = 1.3 \times 2.403 = 3.124$ m（モーメントと力は理論壁のもの）

道路	$D_{required}$ / 与えられた値 (m)	UR_D	$FS_{p,mob}$	M_{max} (kN·m/m)	T_2 (kN)	$FS_{bond,2}$
f = 1.3（掘削）	3.124	—	—	121.4	352.0	2.14
FS_p = 1.5（受働 / 1.5）	3.273	—	—	153.3	386.6	**1.95**
与条件 D = 3.5 m	3.500	0.893	1.63	161.6	395.1	**1.91**
与条件 D = 6.0 m	6.000	0.521	2.94	255.5	480.4	**1.57**

受働側で$FS_p = 1.5$とする方法では、より深い壁（3.27 m）と**より大きなモーメント**（153.3）が得られる。**与えた深さが必要深さより長い場合、モーメントとアンカー力は大きくなる**：D = 6.0 mでは$M = 255.5$ kN·m/m（掘削深さの2.1倍）、$T_2 = 480$ kN、$FS_{bond,2} = 1.57 < 2$となり、定着は不足する。壁を必要以上に長くしても安全性は向上しない。

GeoTervaで解答を確認する ↗

つま先ブロック；自由地盤支持

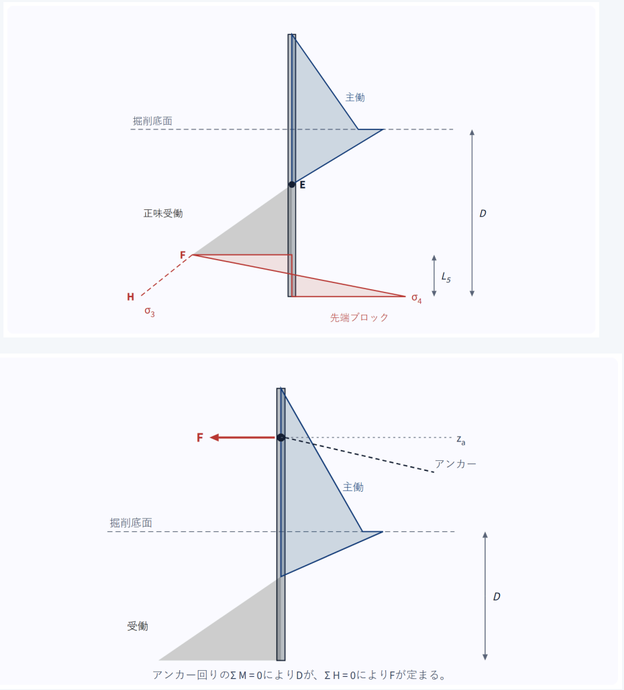
理論

自立式：掘削底面下の正味の反力は E から F へ、F から先端ブロック（L_5）へ逆転した縦距 σ_4 に至る：$\Sigma H = 0$ および先端に関する $\Sigma M = 0$。単一の砂では L_4 について四次方程式に帰着する；層状の土層構成では同じ図上で数値的に解く。ブロックは E の下になければならない（$0 < L_5 < L_4$）。

1段のアンカー：自由端は並進すると仮定する；深さは**アンカーに関するモーメント**から、アンカー力は水平方向のつり合いから求める：

$$\int_0^{L+D} p_{net}(z)(z - z_a)\,dz = 0 \qquad F = \int_0^{L+D} p_{net}(z)\,dz$$

自由地盤支持は**最も短い壁と古典的手法の最大モーメント**を与える。Roweの柔軟壁に対するモーメント低減は適用しない。



ヒンジ法；せん断力とモーメント

理論

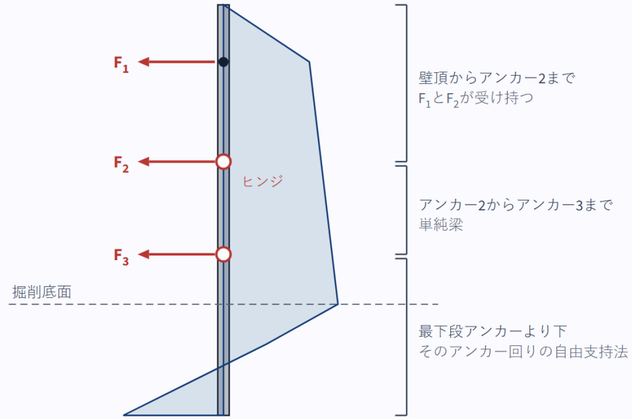
壁が3つ以上の支点をもつ場合、壁は連続梁であり不静定である。**ヒンジ法**は最上段を除く各アンカー位置にヒンジ（モーメントゼロ）を設けることで静定化する：最上スパンは最初の2本のアンカー上の梁、中間は単純梁、最下段アンカーの下方はそのアンカーに対する地盤の自由支点である。

$$\int_{z_n}^{L+D} p_{net}(z)(z - z_n)\,dz = 0$$

1列の力は両側の支間の反力の和である。最下段はその下の部分の水平力も負担する。各ヒンジではモーメントはゼロである（モジュールはこれを閉合条件として照査する）。圧縮に残る列は警告付きで示される。

$$V(z) = \int_0^z p_{net} dz - \sum_{z_a < z} F_i \qquad M(z) = \int_0^z V\,dz$$

VとMは分割片上で積分する；**最大モーメントはV = 0となる位置**（分割片内）で求められ、節点からは選ばない。



問題

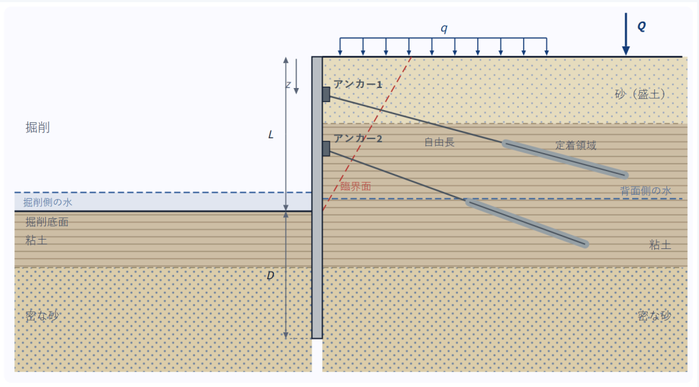
例題

与条件

土層構成と荷重	**上部に3.0 mの砂（$\gamma = 18, \varphi' = 30^\circ$）、6.0 mの粘土（$\gamma = 19, c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24^\circ$, $c_u = 45$ kPa）、その下に密な砂（$\gamma = 19$, $\varphi' = 36^\circ$）；$L = 7.5$ m；水は両側とも8.5 mの位置；$q = 10$ kPa**
システム	**(a) アンカーなしの自立式；(b) 1段（$z = 1.5$ m、15°）；(c) 2段（開く）；いずれも$f = 1.3$、S275 $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**

求めるもの

各システムの**$D_{理論}$**、**$D_{必要}$**、**M_{max}**、アンカー力および矢板の**η**。どれが適切か。



解答

解答

1 同一の土層構成、3つのシステム（モジュールの計算エンジン；いずれも2つのシナリオの大きい方）

システム	手法	$D_{理論}$（m）	$D_{必要}$（m）	M_{max} (kN·m/m)	アンカー (kN/m)	η (EN 1993)
(a) 片持ち式	端部ブロック	8.033	10.443	1,210.1	—	**4.243**
(b) 1列	自由地盤支点	2.896	3.765	295.9	128.2	**1.037**
(c) 2列	ヒンジ	2.403	3.124	121.4	41.7 ; 132.3	0.426

保持高さ7.5 mに対して、**自立式**は10.4 mの根入れと1,210 kN·m/mを必要とする。矢板では不足する（η = 4.24）。**1段**では根入れは3.76 mに低減するが、M = 296 kN·m/mでη = 1.037 > 1のままである。**2段**ではモーメントが121.4 kN·m/mに低減し、矢板で十分となる（η = 0.426）。段数がモーメントと根入れを決める。

GeoTervaで解答を確認する ↗

問題

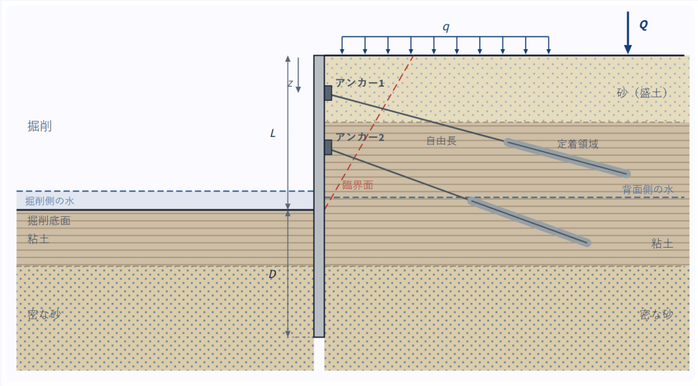
例題

与条件

壁	**上部に3.0 mの砂（$\gamma = 18$、$\varphi' = 30°$）、6.0 mの粘土（$\gamma = 19$、$c' = 5$ kPa、$\varphi' = 24°$、$c_u = 45$ kPa）、その下に密な砂（$\gamma = 19$、$\varphi' = 36°$）；$L = 7.5$ m；水は両側とも8.5 mにある；$q = 10$ kPa；2段のアンカー：$z = 1.5$ m（$15°$）と4.5 m（$20°$）、$s = 2.5$ m；$f = 1.3$；S275、$W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
結果の種類	**長期シナリオ（支配的）；ヒンジは$z = 4.5$ mの位置**

求めるもの

アンカー力F_1、F_2とその合計；閉合；**M_{max}**とその位置；V = 0の点。



解答 (1/2)

解答

1 アンカー列（1 m当たり）と水平方向のつり合い

$$F_1 = 41.69\ \text{kN/m}\ \ (z = 1.5\ \text{m}) \qquad F_2 = 132.32\ \text{kN/m}\ \ (z = 4.5\ \text{m})$$

$$F_1 + F_2 = 41.69 + 132.32 = 174.00\ \text{kN/m} = \Sigma H_{net}\ \ \text{(水平力の合計)}$$

2 ヒンジではモーメントはゼロ；最大モーメントはV = 0の位置

$$M(z = 4.5) = 0 \approx 0\ \checkmark\ \ \text{(閉合)}$$

$$V = 0:\ \ z = 3.22\ \text{m}\ \ \text{および}\ \ z_M = 6.82\ \text{m} \qquad M_{max} = \mathbf{121.43}\ \text{kN·m/m}$$

アンカー力は**F_1 = 41.69**および**F_2 = 132.32 kN/m**であり、両者の和が正味分布図の水平合力である（先端自由）。**M_{max} = 121.43 kN·m/m**、掘削底面下のz = 6.82 m（V = 0）における値である。

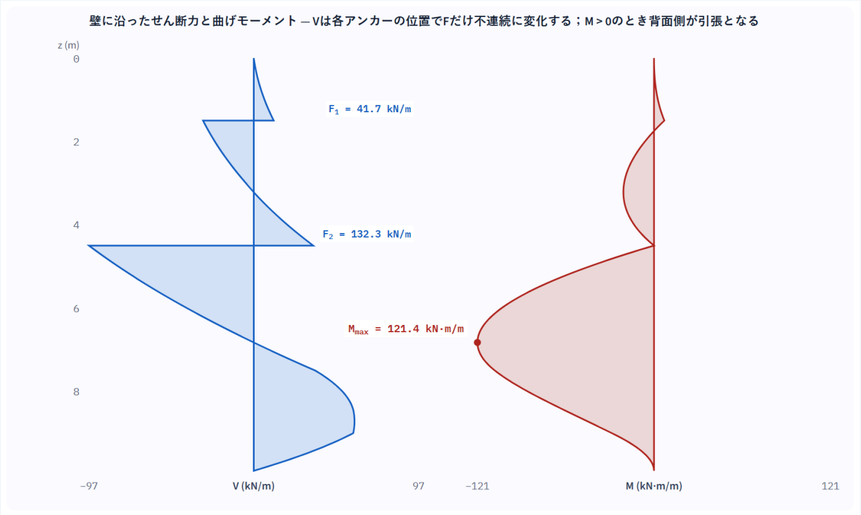
解答 (2/2)

解答

3 せん断力図とモーメント図（Vは各アンカーでFだけ跳ぶ）

$V(z) = \int p_{net} dz - \Sigma F_i$；$M(z) = \int V\, dz$。最大モーメントは121.4 kN·m/mで深さ6.82 mである；V = 0となる2点（3.22 mと6.82 m）は局所的なモーメントのピークである。

閉合の照査は満たされる：ヒンジモーメント ≈ 0、先端のせん断力とモーメントはゼロ、部分の合力は細分割積分と一致する（174.0 kN/m）。モーメント図は上部の片持ち部分に局所的なピークを、掘削底面の下に最大のピークを与える。



GeoTervaで解答を確認する ↗

力、自由長、定着長およびロックオフ荷重

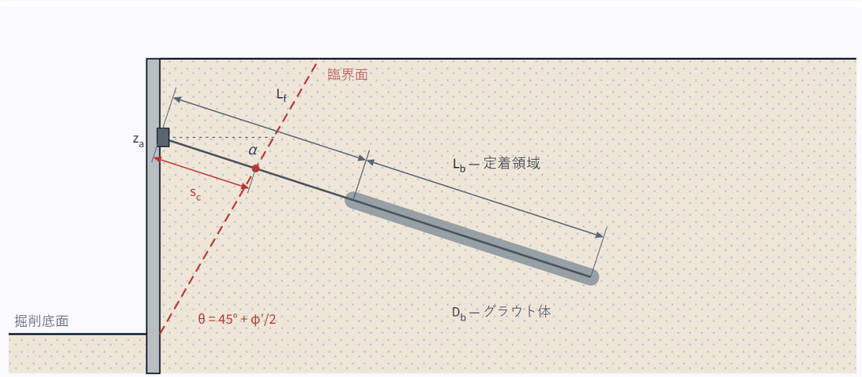
理論

1列の反力は壁1 m当たりである。アンカーは間隔sで、水平から α だけ傾斜している：

$$T = \frac{F\,s}{\cos\alpha} \qquad T_v = T\sin\alpha$$

注入（定着）領域は、擁壁とともに移動するくさびの**背後**に残らなければならない。臨界面は掘削の隅角から始まり θ = 45° + ϕ'/2で上昇する。テンドンに沿って次の位置で切断される：

$$s_c = \frac{L - z_a}{\cos\alpha\tan\theta + \sin\alpha} \qquad L_f \geq s_c + \max(1.5\text{ m},\, L/5)$$



表面が保持高さ全体を形成する単一の砂であれば自動。層状または粘性土のプロファイルでは単一平面は健全な設定ではない：表面は別の解析から入力する。そうでなければ照査は「未実施」と報告される。

付着：$T_{ult} = \pi\ D_b\ L_b\ \tau_{ult}$；$FS_{bond} = T_{ult}/\max(T, P_0) \geq FS_{required}$。アンカーは P_0 で定着され、最初からその荷重を負担する：需要は T と P_0 の大きい方である。$P_0/T_{ult} \leq 1$ は入力の妥当性確認として別途照査される。

問題

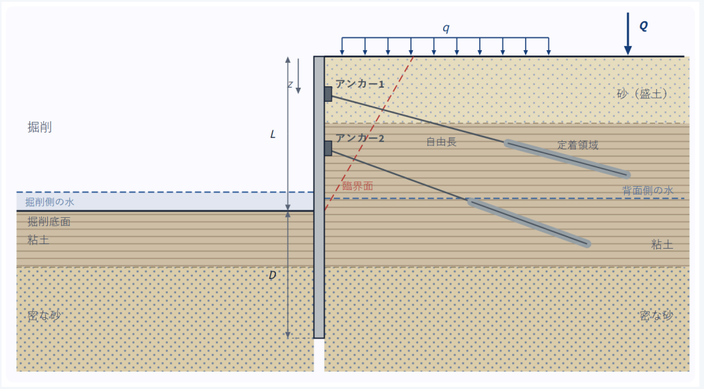
例題

与条件

アンカー	行1：$z = 1.5$ m、$s = 2.5$ m、$\alpha = 15^\circ$、$F_1 = 41.69$ kN/m；行2：$z = 4.5$ m、$\alpha = 20^\circ$、$F_2 = 132.32$ kN/m
タイ	$D_b = 0.20$ m、$L_b = 8$ m、$\tau_{ult} = 150$ kPa；定着力$P_0 = 250$ kN；$FS_{bond,required} = 2.0$

求めるもの

各アンカーの**T**、T_V；**T_{ult}**、**FS_{bond}**およびP_0/T_{ult}。



解答 (1/2)

解答

1 アンカー力（それぞれテンドン軸方向）

$$T_1 = \frac{F_1 s}{\cos 15^\circ} = \frac{41.69(2.5)}{0.9659} = \mathbf{107.9}\ \text{kN}$$

$$T_2 = \frac{F_2 s}{\cos 20^\circ} = \frac{132.32(2.5)}{0.9397} = \mathbf{352.0}\ \text{kN}$$

アンカー力はテンドン軸方向である。鉛直成分$T_{v,1}$ = 27.9および$T_{v,2}$ = 120.4 kNを報告する（矢板の照査には持ち込まない）。

解答 (2/2)

解答

2 付着：$T_{ult} = \pi\ D_b\ L_b\ \tau_{ult} = \pi\,(0.20)(8)(150) = 754.0$ kN

$$FS_{bond,1} = \frac{T_{ult}}{\max(T_1, P_0)} = \frac{754.0}{\max(107.9, 250)} = \mathbf{3.016}\ \geq 2\ \checkmark$$

$$FS_{bond,2} = \frac{754.0}{\max(352.0, 250)} = \mathbf{2.142}\ \geq 2\ \checkmark$$

第1のアンカーではタイロッドは**緊張定着荷重**（$P_0 > T_1$）で、第2では**供用時の力**で決定される（FS 3.02および2.14）；$P_0/T_{ult} = 0.332 \leq 1$。

GeoTervaで解答を確認する ↗

EN 1993-1-1またはAISC 360-22

理論

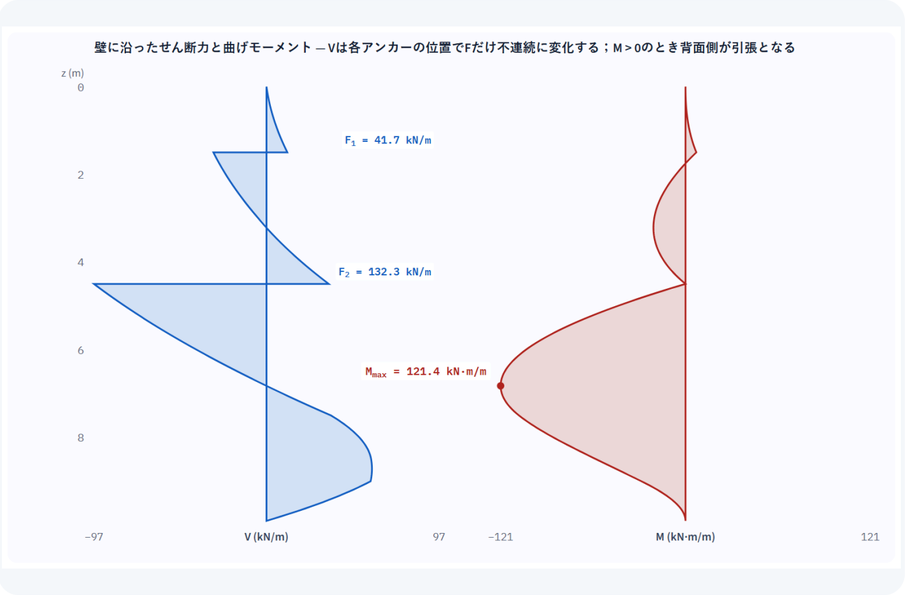
鋼断面は設計最大モーメントに対して曲げで照査する。壁面1 mあたりの断面係数W（矢板表から；弾性または塑性、級に応じる）を用いる；断面をカタログから選べるように必要断面係数W_{req}を必ず記す：

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

LRFD: $\gamma_H M_{max} \le \phi_b M_n$ $(\phi_b = 0.90)$ ASD: $M_{max} \le \frac{M_n}{\Omega_b}$ $(\Omega_b = 1.67)$

EN 1993-1-1：γ_F = 1.35、γ_{M0} = 1.00。AISC：γ_H = 1.6（土圧H）、$M_n = F_y Z$（コンパクト）または$F_y S$（初降伏）。

壁体のせん断、部材の局部座屈、腐食による減少は照査の対象外であり、報告書に明記される。アンカー力とモーメントは、設計条件と与えられた深さの条件のうち大きい方に基づいて求める。



問題

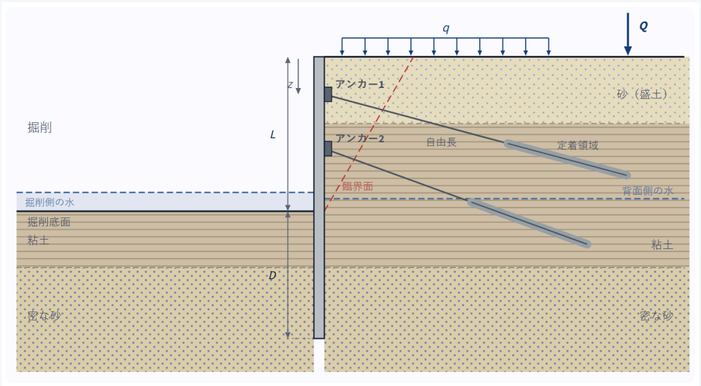
例題

与条件

モーメント	**例題5：** $M_{max} = 121.43$ **kN·m/m**
断面	**S275 (**$f_y = 275$ **MPa)、**$W_{el} = 1\,400$ **cm³/m；EN：**$\gamma_F = 1.35$**、**$\gamma_{M0} = 1.0$**；AISC：**$\gamma_H = 1.6$**、**$\Omega_b = 1.67$ **(**$M_n = F_y S$**)**

求めるもの

M_{Ed}、W_{req}、$M_{c,Rd}$、η（EN）；LRFDおよびASDに対する η。



解答

解答

1 EN 1993-1-1

$$M_{Ed} = 1.35(121.43) = \mathbf{163.92}\ \text{kN·m/m} \qquad W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} = \frac{163.92}{275\,000} = \mathbf{596}\ \text{cm}^3/\text{m}$$

$$M_{c,Rd} = 1\,400 \cdot 10^{-6}(275\,000) = 385.0\ \text{kN·m/m} \qquad \eta = \frac{163.92}{385.0} = \mathbf{0.426} \le 1\ \checkmark$$

2 AISC 360-22 ($M_n = F_yS$ = 385.0 kN·m/m)

$$\text{LRFD: } 1.6(121.43) = 194.28 \le 0.90(385.0) = 346.5 \quad \eta = \mathbf{0.561}$$

$$\text{ASD: } 121.43 \le \frac{385.0}{1.67} = 230.5 \quad \eta = \mathbf{0.527}$$

矢板は十分である：EN 1993-1-1 η = **0.426**（必要 W = 596 cm³/m < 1 400）、AISC LRFD **0.561**、ASD **0.527**。

GeoTervaで解答を確認する ↗

成層地盤の準静的解析：砂ではMononobe–Okabe、粘土では非排水くさび

理論

各静的係数は、それぞれの層の準静的相当値に置き換えられる。震度角は水平および鉛直係数から求まる：

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \qquad \sigma_{AE} = (1 \mp k_v) K_{AE} \sigma'_v \qquad \sigma_{PE} = (1 \mp k_v) K_{PE} \sigma'_v$$

粘土： $\sigma_{AE} = (1 \mp k_v)(1 + \tan\theta)\sigma_v - 2c_u \qquad \sigma_{PE} = (1 \mp k_v)(1 - \tan\theta)\sigma_v + 2c_u$

静的設計の**2つのシナリオ**はいずれもk_Vの2方向で実施する。最大の根入れ深さ、モーメントおよびアンカー力が支配する。

アンカー式壁はつま先まわりに回転できない：主働土圧の動的増分は**保持高さ全体にわたって等分布**する：$\Delta P_{AE} = \int (p_{AE} - p_A) dz$。掘削内の自由水はWestergaard圧力（$7/8\, k_h \gamma_w \sqrt{(hz')}$）を付加する。

地震は掘削と結びついている：受働土には**係数を適用しない**；地震時ダイアグラムを釣り合わせる D_E は壁のそれ（D_{design}）を超えてはならない。壁が D_E より長ければ、いずれの場合も与えられた深さで釣り合い、より大きなモーメントと力を受ける。アンカーとタイロッドは T_E についても照査される（$FS_{required,E} \approx 1.5$）。



問題

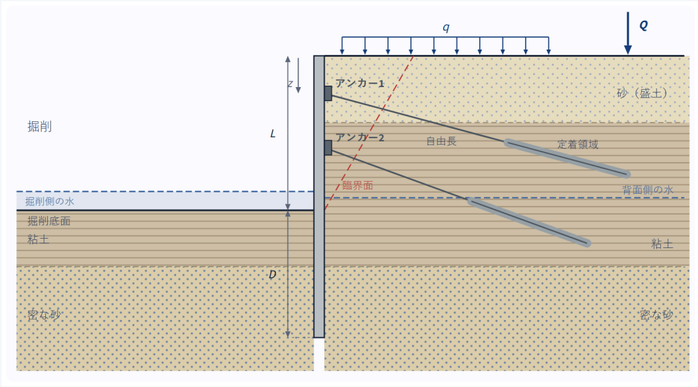
例題

与条件

壁	**上部に3.0 mの砂**（$\gamma = 18$、$\varphi' = 30°$）、**6.0 mの粘土**（$\gamma = 19$、$c' = 5$ **kPa**、$\varphi' = 24°$、$c_u = 45$ **kPa**）、**その下に密な砂**（$\gamma = 19$、$\varphi' = 36°$）；$L = 7.5$ **m**；**水は両側とも8.5 mにある**；$q = 10$ **kPa**；**2段のアンカー**：$z = 1.5$ **m**（$15°$）と4.5 **m**（$20°$）、$s = 2.5$ **m**；$f = 1.3$；**S275**、$W_{el} = 1\,400$ **cm³/m**
地震	$k_h = 0.15$、$k_v = \pm 0.075$；**間隙水は被圧**；**タイロッド**：$T_{ult} = 754$ **kN**、**必要量** $FS_{bond,E} \approx 1.5$

求めるもの

4つのケース（2シナリオ×2つのk_v）のD、M、Fの値；D_E、$M_{max,E}$、アンカー力とタイロッド；壁はこの地震に耐えられるか。



解答 (1/2)

解答

1 4つのケース（静的設計の2つのシナリオ、k_Vは2方向）

シナリオ	k_V	D (m)	M (kN·m/m)	F (kN/m)	F_1 ; F_2
短い	+0.075	2.900	87.4	132.3	51.2 ; 81.0
短い	−0.075	3.110	134.9	205.0	82.4 ; 122.6
長い	+0.075	4.348	277.0	288.5	66.1 ; 222.4
長い	−0.075	3.958	277.2	315.8	81.5 ; 234.3

支配的な根入れ**D_E = 4.35 m**（長期、k_V = +0.075）；最大モーメント**277.2 kN·m/m**（長期、k_V = −0.075）。ΔP_{AE} = 48.9 kN/m。

解答 (2/2)

解答

2 照査項目

$$D_E = 4.35\ \text{m} \ > D_{design} = 3.12\ \text{m} \quad \text{✗} \qquad \eta_E = \frac{M_{Ed,E}}{M_{c,Rd}} = \frac{277.2}{385.0} = 0.720 \ \leq 1 \ \text{✓}$$

$$T_{E,1} = 213.3\ \text{kN}: \quad FS_{bond,E} = \frac{753.98}{\max(213.3,\ 250)} = 3.02 \ \geq 1.50 \ \text{✓}$$

$$T_{E,2} = 623.3\ \text{kN}: \quad FS_{bond,E} = \frac{753.98}{623.3} = \mathbf{1.21} \ < 1.50 \quad \text{✗}$$

開削部の矢板壁はこの地震に**耐えない**：耐震釣合いには4.35 mの根入れが必要であり（設計は3.12 m）、第2アンカーの定着が不足する（$FS_{bond,E}$ = 1.21 < 1.50、$T_{E,2}$ = 623 kN）。矢板の断面は十分である（η_E = 0.72）：根入れ長とグラウト定着（長さまたは径）を増大させる必要がある。

GeoTervaで解答を確認する ↗

粘土層の掘削底面におけるヒービングブロック；ばね支持地盤上の梁

理論

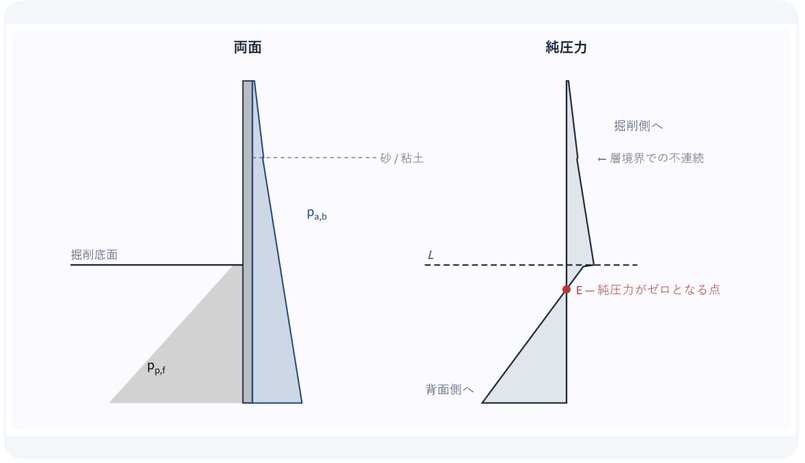
ヒービング：掘削底面が軟弱粘土であれば、保持された土の重量が粘土を掘削側へ押し出すことがある。粘土モジュールと同様に、壁面脚部の支持力ブロックで照査する（B′ = B/√2または剛層までのTの小さい方；B″ = √2 B′）：

$$FS = \frac{5.14\,c_u\left(1 + 0.2\frac{B''}{L_{exc}}\right) + \frac{c_{side}H}{B'}}{\sigma_v(H) + q}$$

帯状荷重および集中荷重はB′内の等価な上載荷重に換算する。基礎底面の土が粘土でなければ照査は行わない。**変位**：壁体は弾性梁（EI）、各面には弾塑性ばね（地盤反力係数k_h）、各アンカーはプレストレスを与えたばね（$k = E\,A_t\cos^2\alpha/(L_f s)$、$P_0\cos\alpha/s$で初期化）、引張りのみ負担する：

> ばねは静止土圧（排水層では$K_0\,\sigma'_v$、非排水粘土ではσ'_v）から始まり、限界値を超えない。k_hはモデルパラメータであり、結果は**特性的かつ指標的な性格をもつ**もので、上限なしで与えられる。ばねが軟らかいときはk_hに強く依存し、限界値に達するとほとんど依存しない。

> 変位モデルのモーメントは極限平衡モーメントに近い値となることがあるが、設計モーメントは常に極限平衡によるものである。



問題

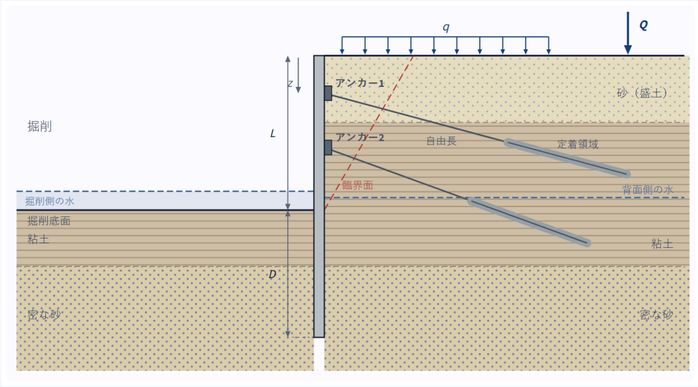
例題

与条件

壁	上部に3.0 mの砂（$\gamma = 18$、$\varphi' = 30^\circ$）、6.0 mの粘土（$\gamma = 19$、$c' = 5$ kPa、$\varphi' = 24^\circ$、$c_u = 45$ kPa）、その下に密な砂（$\gamma = 19$、$\varphi' = 36^\circ$）；$L = 7.5$ m；水は両側とも8.5 mにある；$q = 10$ kPa；2段のアンカー：$z = 1.5$ m（15°）と4.5 m（20°）、$s = 2.5$ m；$f = 1.3$；S275、$W_{el} = 1\,400$ cm³/m
掘削と壁	掘削幅$B = 10$ m（長く、硬い層はない）；底面下は粘土（$c_u = 45$ kPa）；$EI = 44\,100$ kN·m²/m；$k_h = 20/15/40$ MN/m³（砂/粘土/砂）；$P_0 = 250$ kN

求めるもの

FS_{heave}（≥ 1.5か？）；壁頂部、掘削底面および先端の**変位**；変位モデルの最大モーメント。



解答

解答

1 ヒービング（B′ = B/√2 = 7.07 m；L_{exc}未入力：形状項なし）

$$c_{side} = \frac{45(4.5)}{7.5} = 27.0 \text{ kPa}\ \text{(砂ゼロ)} \qquad \sigma_v(H) = 18(3) + 19(4.5) = 139.5 \text{ kPa}$$

$$FS = \frac{5.14(45) + 27.0(7.5)/7.07}{139.5 + 10} = \frac{231.3 + 28.6}{149.5} = \mathbf{1.739}\ \geq 1.5\ \checkmark$$

2 変位（地盤反力係数法；プレストレスアンカー）

$$y_{crest} = -2.6 \text{ mm}\ \text{(背面、保持側へ)} \qquad y_{excavation\ base} = 11.2 \text{ mm} \qquad y_{tip} = -0.5 \text{ mm}$$

$$M_{max}^{model} = 108.6 \text{ kN·m/m}\ (z = 6.86 \text{ m}) \qquad M_{max}^{limit\ equilibrium} = 121.4$$

ヒービングに対する安全率は**1.74**（≥ 1.5）。壁頂部はプレストレスアンカーにより**2.6 mm背面側へ**引かれ、掘削底面では掘削側へ**11.2 mm**変位する（参考値であり、限界値との比較は行わない）。モデルのモーメント（108.6）は極限平衡のモーメント（121.4）に近い。

GeoTervaで解答を確認する ↗

モジュールの仮定と行わないこと

理論

明示した仮定：壁面摩擦なし（$\delta = 0$）；自由長はテンドンに沿って測る；集中荷重は最も載荷された断面でとる；地震係数は層ごと。**2通りに示すもの**：短期と長期（両方とも実行する）、亀裂が水で満たされているか乾燥か（他方は記録する）、余裕を深さでとるか受働側でとるか（他方は記録する）。

適用限界：擁壁の外側にあるアンカー、シナリオが要求する強度を欠く層、許容できる根入れが見つからない場合、すべてのシナリオでアンカーが圧縮側にとどまる場合、閉合の破綻、定着領域が臨界くさび内に入る場合。

対象外：Roweのモーメント低減（たわみ性壁）、深部安定および全体安定（アンカー式の各計算では「未照査」と表示される）、浸透（異なる水位は静水圧とする）、傾斜した背面、線荷重、施工段階。

計算は**極限平衡法による予備設計**である。画面は何をすべきかを提案できるが、報告書は何を仮定し何が得られたかのみを述べる。

まとめ

ポイントのまとめ

応力：両面でσ_v、u、σ'_v；排水層ではRankine c′–ϕ'（層境界で**土圧が跳躍する**）、非排水粘土では$\sigma_v \mp 2c_u$；表面には**水で満たされた引張亀裂**（例ではz_c = 4.37 m）

短期と長期の両方を解析する；根入れ、アンカー力およびモーメントは**2つのケースの大きい方**を用いる（例題ではすべて長期）

純圧力 = 背面側 – 掘削面；点E；余裕：D = f·$D_{理論}$（2.403 → 3.124 m）または受働側のFS_p；与えられた深さでは**モーメントとアンカー力が増大する**（D = 6 m：M = 255 kN·m/m）

システム：自立式（D = 10.4 m、η = 4.2）、1段の自由地盤支持（M = 296、η = 1.04）、2段のヒンジ法（F_1 = 41.7、F_2 = 132.3 kN/m；M = 121.4；η = 0.43）

アンカー：T = Fs/cos α（107.9および352.0 kN）。定着部FS = $T_{ult}/\max(T, P_0)$ = 3.02および2.14。**地震時**：D_E = 4.35 > 3.12 mかつ$FS_{bond,E}$ = 1.21 < 1.5：矢板壁は地震に耐えない

断面：EN 1993-1-1 η = 0.426、AISC LRFD 0.561、ASD 0.527。**ヒービング** FS = 1.74、**変位**は天端 –2.6 mm、掘削底面 11.2 mm（指標）

参考文献

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

Rankine, W.J.M. (1857). On the stability of loose earth. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, 147, 9–27.

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.

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

Brent, R.P. (1973). Algorithms for Minimization without Derivatives. Prentice-Hall.

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。

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されており、モジュールも同じ値を与える。モジュールページの初期モデルもこの擁壁である（7.5 mの砂–粘土–砂、水位8.5 m、q = 10 kPa、2段のアンカー）。

GeoTerva

オンライン地盤工学計算

理論から実務へ

GeoTervaに自身の壁の層状土層構成（砂と粘土）、水、上載荷重、アンカー列とその部材を入力する；モジュールは両面の土圧、短期と長期、根入れ、アンカー力、モーメント、および断面・連結部・地震・ヒービング・変位の照査をまとめて与える。

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