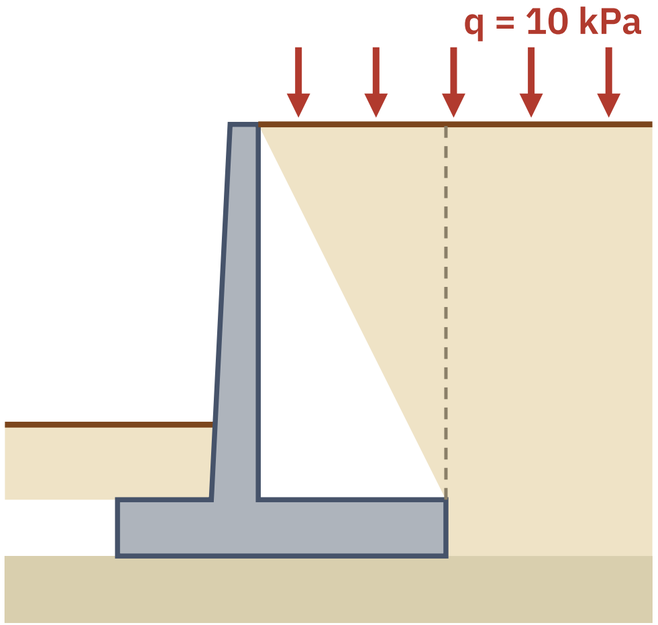
GeoTerva

地盤工学の講義スライド・擁壁

片持ち梁式擁壁

講義：鉄筋コンクリート片持ち梁式擁壁の外部安定（滑動、転倒、支持力）およびたて壁、つま先、かかと底版の断面力；かかとブロック、土圧、水、地震、せん断キー、軽減用片持ち梁；各項目に計算例。

- たて壁＋底版
- 滑動・転倒・支持力
- たて壁、つま先、かかとの断面力
- せん断キー・軽減用片持ち梁
- 水と地震



この講義で学ぶこと

片持ち梁式擁壁：**たて壁 + 底版**（つま先 L_t、かかと L_h）、その重量と図心を各部分から求める方法

つま先の上方の**地盤ブロック**および基礎の後縁における**鉛直応力面**、主働土圧、上載荷重および前面受働抵抗

滑動、転倒、偏心、支持力の照査、および地震時の状態（Mononobe–Okabe＋慣性力）を読み取ること

底面反力からつま先版およびかかと版の、推力から**たて壁**のせん断力とモーメントの影響を

せん断キーと**軽量化片持ち梁**が安全性をどのように高めるか；水および揚圧力の影響

不合格となった断面を**どのように修正するか**を見ること（地震時の滑動と偏心）

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

すべて壁の1.00 m長さ当たりである。例：H = 4.0 mのたて壁、底版0.60 m、B = 3.5 mの鉄筋コンクリート擁壁（24 kN/m³）、q = 10 kPa。

たて壁、底版およびつま先部の構造

理論

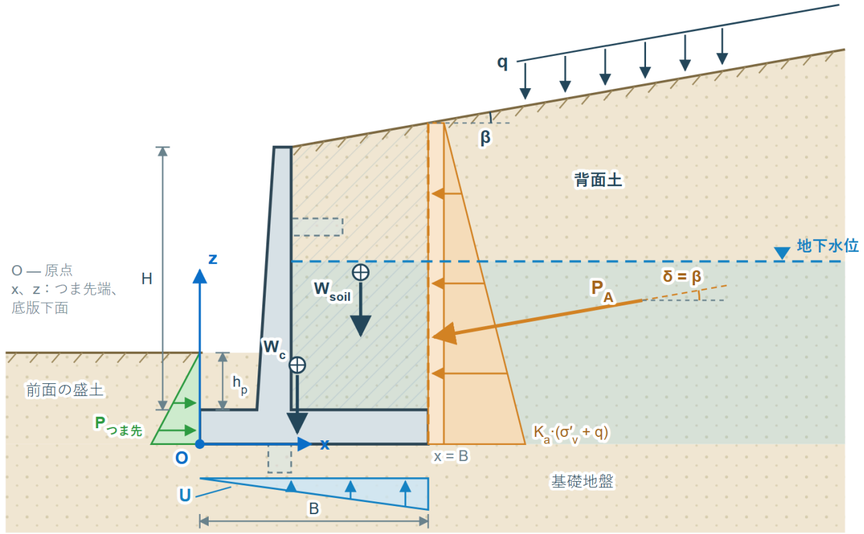
片持ち梁式擁壁は滑動と転倒に対して**底版上の土の重量によっても**抵抗する。すなわち、擁壁自身の重量だけでなく、かかと上の土塊も安定化に寄与する。モジュール：

$$B = L_t + t_b + L_h \qquad z_T = t_f + H$$

たて壁：高さH；上部厚さt_t、下部厚さt_b（背面は鉛直、前面は傾斜）；**底版**：厚さt_f、つま先L_t、かかとL_h；コンクリート24 kN/m³。

地盤：粘着力のない盛土（c′ = 0）、水平または傾斜面、上載荷重 q、地下水、前面の底版上に高さ h_p の盛土。

オプション：せん断キー、軽減用片持ち梁；**照査**：滑動、転倒、偏心、支持力；**断面力**：たて壁、つま先、かかと、片持ち梁、キー。



底版＋たて壁の長方形＋たて壁の三角形

理論

擁壁の重量は3つの単純な図形に分割する（面積・図心は既知）；つま先に関するモーメントは抵抗側となる：

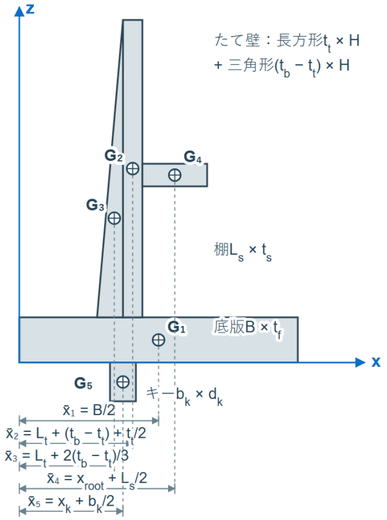
$$W_i = \gamma_c A_i \qquad W_c = \sum W_i \qquad \bar{x}_c = \frac{\sum W_i \bar{x}_i}{W_c} \qquad \bar{z}_c = \frac{\sum W_i \bar{z}_i}{W_c}$$

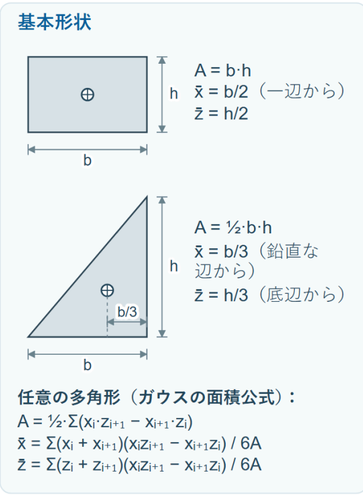
底版：A = B t_f、$\bar{x}$ = B/2、$\bar{z}$ = t_f/2。

たて壁の矩形（背面に接する）：A = t_tH、$\bar{x}$ = L_t + (t_b − t_t) + t_t/2、$\bar{z}$ = t_f + H/2。

たて壁三角形（前面勾配）：A = ½(t_b − t_t)H、$\bar{x}$ = L_t + 2(t_b − t_t)/3、$\bar{z}$ = t_f + H/3。

力の表において擁壁は1項目である：F_z = −W_c は $\bar{x}_c$ の位置に作用し、$\bar{z}_c$ は水平慣性力（地震）のみに用いる。





問題

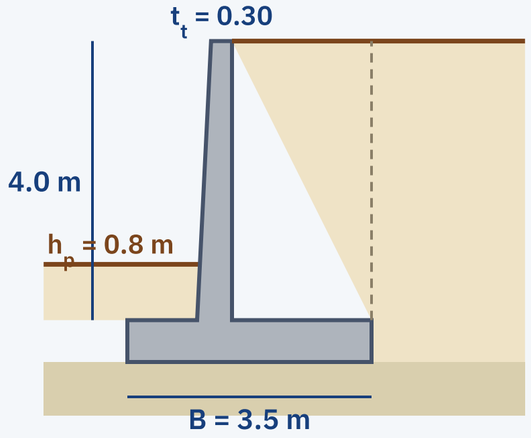
例題

与条件

断面	$H = 4.0$ m; $t_t = 0.30$, $t_b = 0.50$ m; $L_t = 1.00$, $L_h = 2.00$ m; $t_f = 0.60$ m (B = 3.5 m)
材料	**鉄筋コンクリート：** $\gamma_c = 24$ kN/m^3

求めるもの

3つの部分の面積、重量および位置；W_C, $\bar{x}_C$, $\bar{z}_C$。



解答

解答

1 分割片（例：三角形：A = ½(0.50 − 0.30)(4.0) = 0.40、$\bar{x}$ = 1.00 + 2(0.20)/3 = 1.133、$\bar{z}$ = 0.60 + 4.0/3 = 1.933）

部分	A (m²)	$\bar{x}$ (m)	$\bar{z}$ (m)	W = 24A (kN/m)	W·$\bar{x}$	W·$\bar{z}$
底版	2.100	1.750	0.300	50.40	88.20	15.12
たて壁の長方形部分	1.200	1.350	2.600	28.80	38.88	74.88
たて壁三角形	0.400	1.133	1.933	9.60	10.88	18.56
合計				**88.80**	**137.96**	**108.56**

2 図心

$$\bar{x}_c = \frac{137.96}{88.80} = \mathbf{1.554}\ \text{m} \qquad \bar{z}_c = \frac{108.56}{88.80} = \mathbf{1.223}\ \text{m}$$

擁壁の自重**W_c = 88.80 kN/m**、つま先から$\bar{x}_c$ = 1.55 m、底面から$\bar{z}_c$ = 1.22 m、そのモーメントM = −137.96 kN·m/m（抵抗モーメント）。

GeoTervaで解答を確認する ↗

壁とともに移動する地盤と圧力面

理論

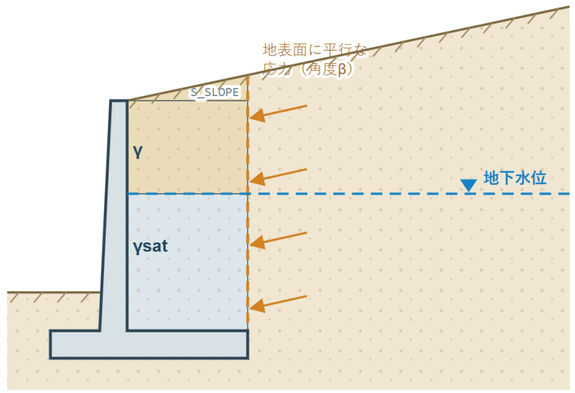
底版のかかと上の土は底版に対して滑ることはない。擁壁が動けば**それと一体となって**動く。破壊面はたて壁の背面ではなく**かかとの後縁**から始まる。自由物体＝擁壁＋かかとブロックであり、その外側面は$x = B$における**鉛直な圧力面**である（土と土の接触：壁面摩擦なし、推力 $\delta = \beta$）：

かかとブロックの重量 $W_s = \gamma\ L_h\ H$（湿潤部と飽和部に分ける。全応力で計算するため水中では γ_{sat} を用い、水の圧力は別項目とする）。

つま先側では底版上の背面土（h_p）が底版とともに移動する：鉛直荷重W_{toe}。

かかと上の上載荷重$\mathbf{Q_{heel} = qL_h}$は有利であるが、存在しないこともある荷重であるため**いかなる照査にも含めない**。その水平方向の影響は常に計上する。

圧力面の高さ$h = t_f + H$（地表面の上昇を含む）。



問題

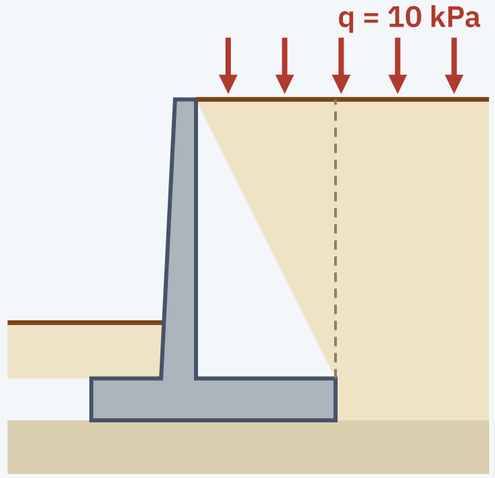
例題

与条件

壁	**例題1の断面；前面盛土高さ$h_p = 0.80$ m（底版上面から）**
地盤	**乾燥盛土：$\gamma = 18$ kN/m^3, $\varphi' = 30°$、水平面**
上載荷重	$q = 10$ **kPa**

求めるもの

かかとブロックの**重量と位置**；**つま先盛土**；Q_{heel}；合計鉛直荷重N。



解答

解答

1 かかとブロック（L_h × Hの矩形、たて壁の背後）

$$A_s = L_h H = 2.00(4.0) = 8.0\ \text{m}^2 \qquad W_s = 18(8.0) = \mathbf{144.0}\ \text{kN/m}$$

$$\bar{x}_s = L_t + t_b + \frac{L_h}{2} = 2.50\ \text{m} \qquad \bar{z}_s = t_f + \frac{H}{2} = 2.60\ \text{m}$$

2 つま先盛土（台形：底面でL_t = 1.00、頂部で$x_{toe}(h_p)$ = 1.04）および上載荷重

$$A_{toe} = \tfrac{1}{2}(1.00 + 1.04)(0.80) = 0.816\ \text{m}^2 \quad W_{toe} = 18(0.816) = \mathbf{14.69}\ \text{kN/m}\ (\bar{x} = 0.510)$$

$$Q_{heel} = qL_h = 10(2.00) = \mathbf{20.0}\ \text{kN/m}$$ （いずれの照査にも該当しない）

N = W_c + W_s + W_{toe} = 88.80 + 144.00 + 14.69 = **247.49 kN/m**；Q_{heel} = 20.00 kN/mは表で「未使用」のまま残された項目である。

GeoTervaで解答を確認する ↗

鉛直面内の推力、上載荷重および複合受働

理論

圧力面は高さh = t_f + Hにある。背面土が水平で$\delta = \beta = 0$であるからRankine = Coulomb：

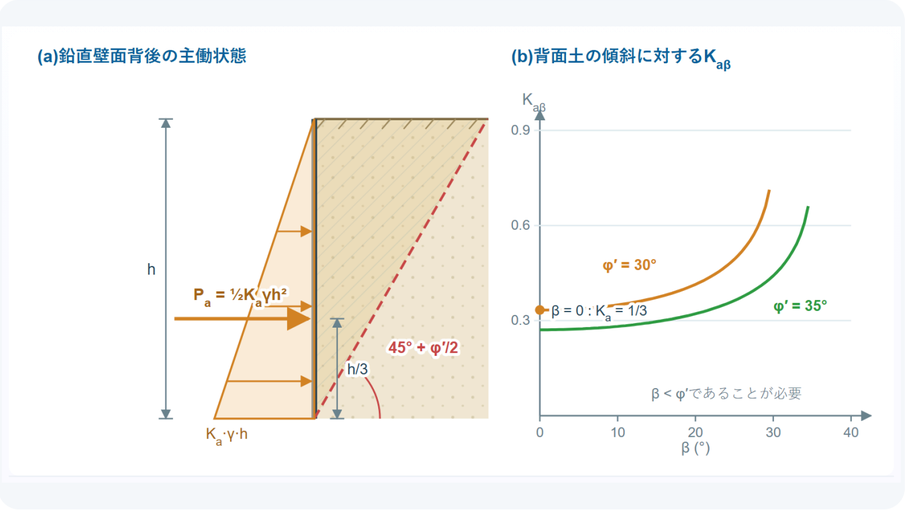
$$K_a = \frac{1-\sin\varphi'}{1+\sin\varphi'} \qquad P_A = \tfrac{1}{2}K_a\gamma h^2\,(h/3) \qquad P_Q = K_a q h\,(h/2)$$

傾斜盛土では面上の応力は表面に平行であり（$K_{a\beta}$）、推力の鉛直成分は抵抗力となる。前面抵抗（滑動のみ）：

$$K_{mob} = wK_p + (1-w)K_0 \qquad P_P = \tfrac{1}{2}K_{mob}\gamma D_p^2\,(D_p/3) \qquad D_p = t_f + h_p$$

w = 1/3 が既定値である。前面の地盤を除去できる場合は $h_p = 0$ または h_{ignore} により抵抗を低減する。**転倒および支持力では前面の抵抗を用いない。**

詳細（Rankine/Coulombの等価性、K_{mob}、h_{ignore}）は重力式擁壁の資料に示す。



問題

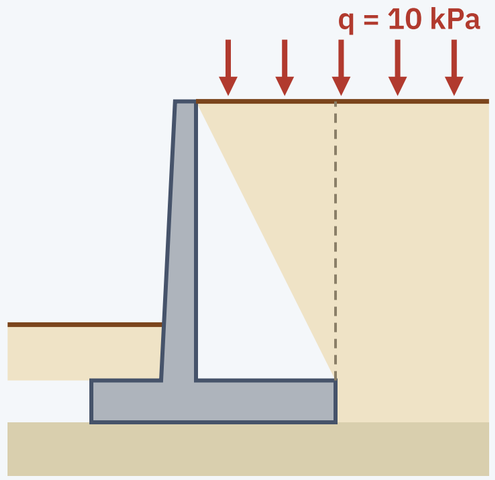
例題

与条件

壁体と地盤	**例題1–2の擁壁：h = t_f + H = 4.60 m；$\gamma = 18$ kN/m^3, $\varphi' = 30°$；水平地表面；$q = 10$ kPa**
前面の地盤	$D_p = t_f + h_p = 1.40$ **m; w = 1/3**

求めるもの

P_A、P_Q、P_Pおよびつま先まわりの転倒モーメント。



解答

解答

1 K_a = 0.3333；土圧（h = 4.60 m）

$$P_A = \tfrac{1}{2}K_a\gamma h^2 = \tfrac{1}{2}(0.3333)(18)(21.16) = \mathbf{63.48}\ \text{kN/m}\quad (z = 1.533\ \text{m})$$

$$P_Q = K_a q h = 0.3333(10)(4.6) = \mathbf{15.33}\ \text{kN/m}\quad (z = 2.30\ \text{m})$$

2 前面抵抗：K_{mob} = ⅓(3.00) + ⅔(0.50) = 1.333

$$P_P = \tfrac{1}{2}(1.333)(18)(1.40)^2 = \mathbf{23.52}\ \text{kN/m}\quad (z = D_p/3 = 0.467\ \text{m})$$

3 水平推力と転倒モーメント（つま先に関して）

$$\Sigma H_{drive} = 63.48 + 15.33 = \mathbf{78.81}\ \text{kN/m}$$

$$M_o = 63.48(1.533) + 15.33(2.30) = 97.34 + 35.27 = \mathbf{132.60}\ \text{kN·m/m}$$

GeoTervaで解答を確認する ↗

同じ力の表から4つの照査

理論

$$FS_s = \frac{\mu_b N + P_{toe}}{\Sigma H_{drive}} \qquad FS_o = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_{ov}} \qquad x_R = -\frac{\Sigma M}{V} \qquad e = \frac{B}{2} - x_R$$

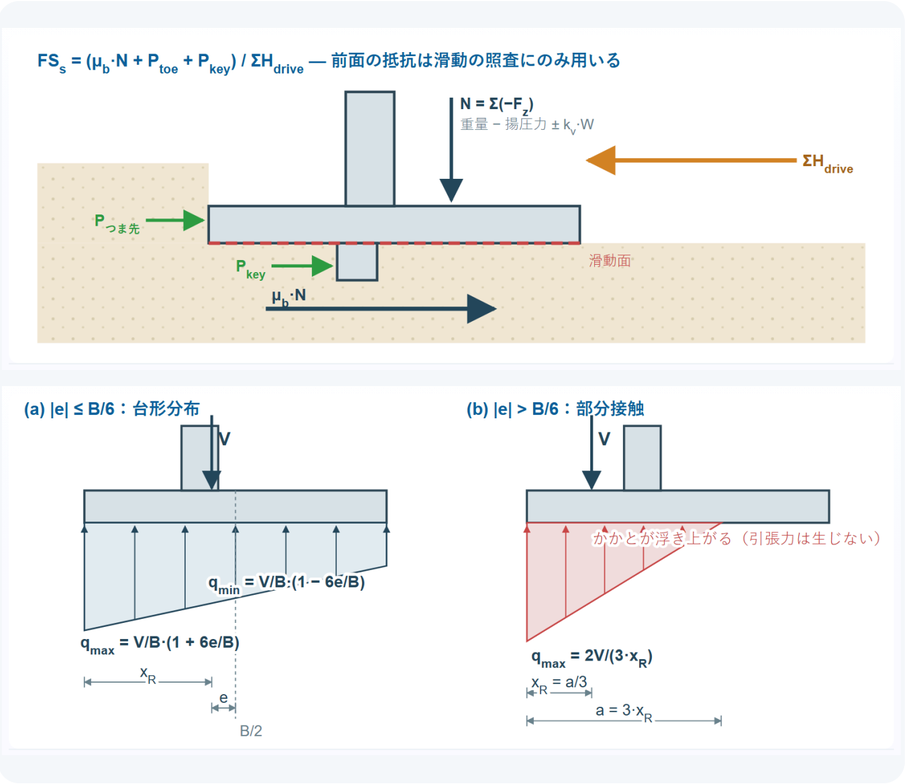
$$|e| \le \frac{B}{6}: \quad q_{max,min} = \frac{V}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \qquad |e| > \frac{B}{6}: \quad q_{max} = \frac{2V}{3x_R}$$

滑動：Nは有効鉛直力である（Q_{heel}を除き、揚圧力を差し引く）。$\mu_b = \tan \delta_b$。付着力はない。

転倒：つま先（底版の前面下端）まわりで照査する；各項目の$-zF_x$とxF_zの成分はそれぞれの符号に従って計上する；前面の抵抗は考慮しない。

支持力：合力が底面の中央三分の一の範囲内（$|e| \le B/6$）にあれば底面は全面接触する。そうでなければ地盤は引張に抵抗できず、$a = 3x_R$ の長さのみが接触する。

要求：静的時は$FS_s \ge 1.5$、$FS_o \ge 2.0$；地震時は≥ 1.1；$q_{max} \le q_{all}$。



問題

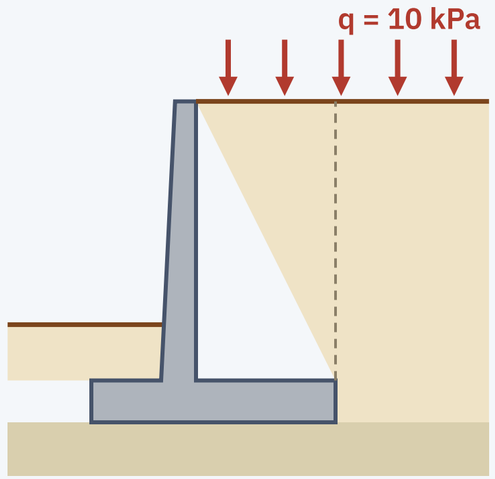
例題

与条件

擁壁と荷重	**例題1–3の擁壁：** $B = 3.5$ **m、** $W_c = 88.8,\ W_s = 144.0,\ W_{toe} = 14.69$ kN/m、$P_A = 63.48,\ P_Q = 15.33$ kN/m
抵抗	$\mu_b = 0.55$; $P_P = 23.52$ **kN/m;** $q_{all} = 200$ **kPa**
必要	$FS_s \geq 1.5,\ \ FS_o \geq 2.0$、**底面が全面接触**

求めるもの

FS_s、FS_o、x_R、e、q_{max}、q_{min}および結果



解答 (1/3)

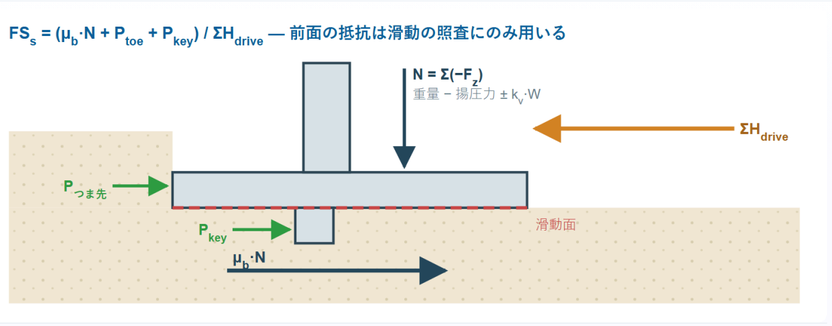
解答

1 底面摩擦（N = W_c + W_s + W_{toe}）

$$N = 88.8 + 144.0 + 14.69 = \mathbf{247.49}\ \text{kN/m}$$

$$\mu_b N = 0.55(247.49) = 136.12\ \text{kN/m}$$

$$FS_s = \frac{136.12 + 23.52}{78.81} = \mathbf{2.026}\ \geq 1.5\ \checkmark$$



解答 (2/3)

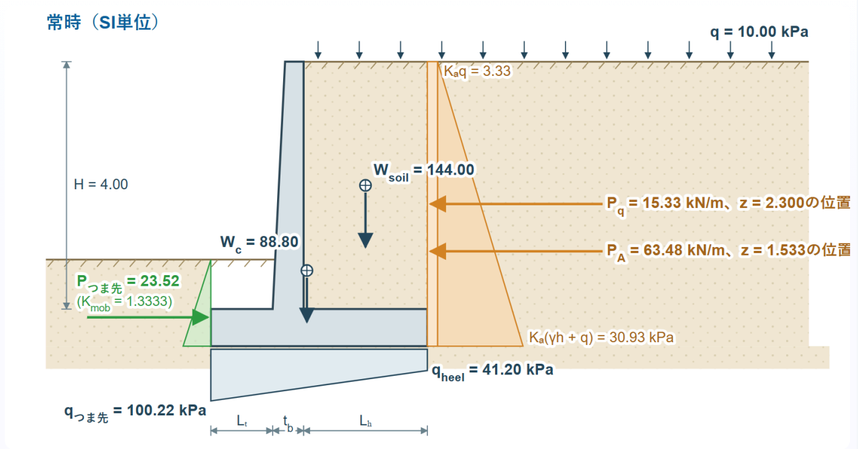
解答

2 転倒モーメント（土圧）と抵抗モーメント（たて壁、かかとブロック、前面盛土）

$$M_o = 97.34 + 35.27 = \mathbf{132.60}$$

$$M_r = 137.96 + 360.00 + 7.49 = \mathbf{505.45}\ \text{kN·m/m}$$

$$FS_o = \frac{505.45}{132.60} = \mathbf{3.812}\ \geq 2.0\ \checkmark$$



解答 (3/3)

解答

3 合力の位置と偏心

$$\Sigma M = M_o - M_r = -372.85$$

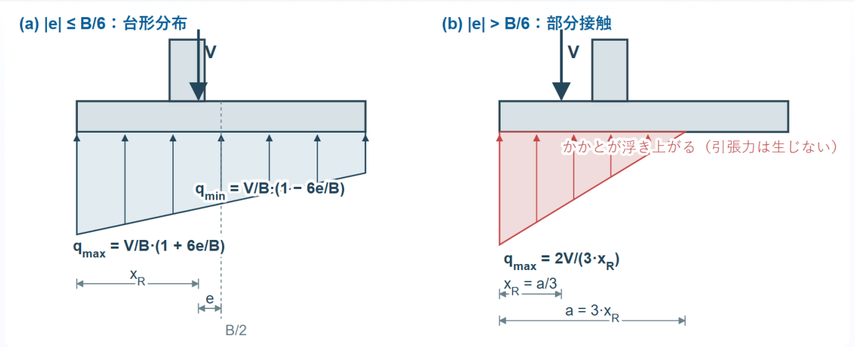
$$x_R = -\frac{\Sigma M}{V} = \frac{372.85}{247.49} = \mathbf{1.5065}\ \text{m}$$

$$e = \frac{B}{2} - x_R = \mathbf{0.2435}\ \text{m} \ \le\ \frac{B}{6} = 0.583\ \checkmark$$

4 底面応力（全面接触）

$$q_{max} = \frac{247.49}{3.5}\left(1 + \frac{6(0.2435)}{3.5}\right) = \mathbf{100.22}\ \text{kPa}$$

$$q_{min} = \mathbf{41.20}\ \text{kPa}$$



FS_s = **2.03**、FS_o = **3.81**、e = 0.243 m、q_{max} = **100.2 kPa** ≤ 200、q_{min} = 41.2 kPa > 0：**静的状態ではすべての照査を満足する。**

GeoTervaで解答を確認する ↗

Mononobe–Okabeの推力と慣性力の付加

理論

地震時には静的時の推力$P_A + P_Q$の代わりに**Mononobe–Okabe**の推力P_{AE}をとる；壁、かかとブロックおよび前面盛土の慣性力$k_h W$もそれぞれの重心位置で前方へ押す（$k_v > 0$の場合は両方向を検討する）。鉛直面内、水平盛土の場合：

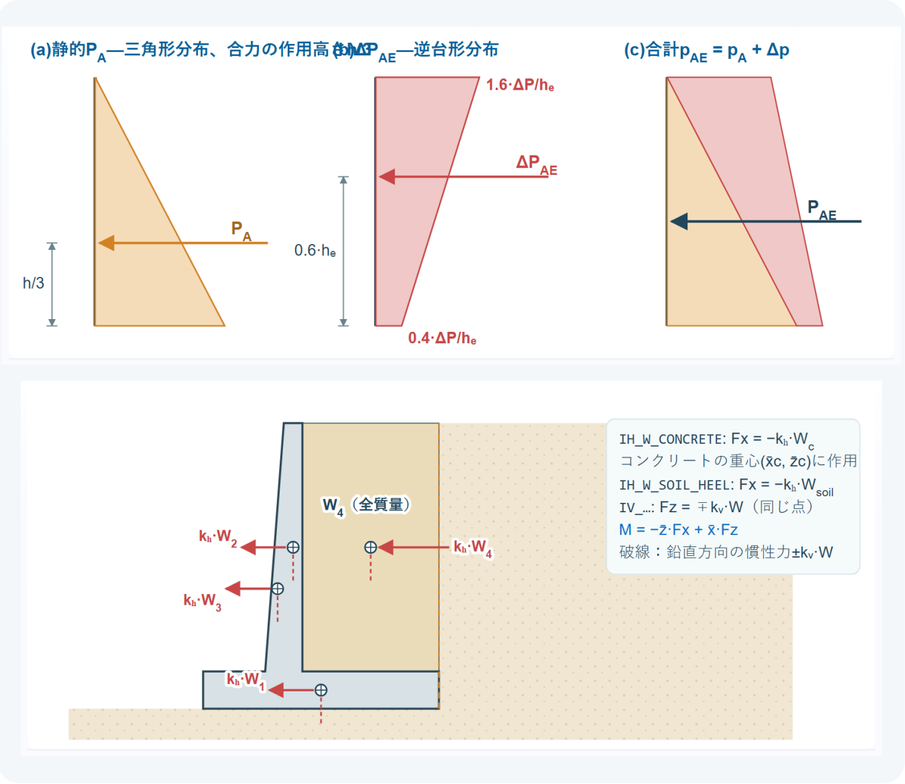
$$\theta = \tan^{-1}\frac{k_h}{1-k_v} \qquad K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi' - \theta)}{\cos^2\theta\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin\varphi'\sin(\varphi'-\theta)}{\cos\theta}}\right]^2}$$

$$P_{AE} = \left(\tfrac{1}{2}\gamma h^2 + qh\right)K_{AE} \qquad \Delta P_{AE} = P_{AE} - (P_A + P_Q)\ \ (0.6h)$$

ΔP_{AE}は逆台形に分布する（上端で1.6 ΔP/h、下端で0.4 ΔP/h）。静的成分は形状を保つ。水がある場合には、動水圧$(7/12)k_h \gamma_w h_w^2$を加算する。

前面の受働土圧の寄与には$\eta_{p,E}$を乗じる；**デフォルトは0**（滑動の安全は底面摩擦のみによる）。

合力が底面の中央三分の一から外れると**部分接触**となる（$q_{max} = 2V/(3x_R)$）。



問題

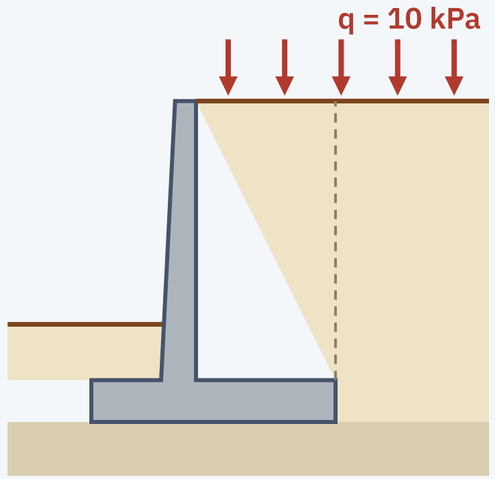
例題

与条件

壁体と地盤	**例題1–4の擁壁（静的FS_s = 2.03；FS_o = 3.81）**
地震	**$k_h = 0.15$、$k_v = 0$；$\eta_{p,E} = 0$；必要な$FS_s,\ FS_o \geq 1.1$；底面は全面接触でなければならない（$\lvert e \rvert \leq B/6$）**

求めるもの

K_{AE}、P_{AE}、$\bar{z}$、慣性力；FS_s、FS_o、e、q_{max} および各照査の結果。



解答 (1/4)

解答

1 地震角と係数

$$\theta = \tan^{-1} 0.15 = 8.53^\circ$$

$$\sqrt{\sin 30^\circ \sin(30^\circ - 8.53^\circ)/\cos 8.53^\circ} = 0.4302$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(21.47^\circ)}{\cos^2 8.53^\circ (1+0.4302)^2} = \mathbf{0.4329}$$

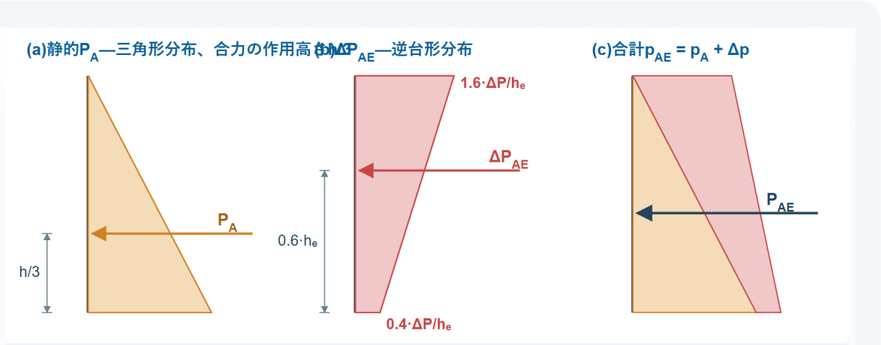
2 動的土圧（静的P_A + P_Q = 78.81 kN/m）とその作用位置

$$P_{AE} = (190.44 + 46.0)(0.4329) = \mathbf{102.36}\ \text{kN/m}$$

$$\Delta P_{AE} = 102.36 - 78.81 = 23.55\ \text{kN/m}\ \ (0.6h)$$

$$\bar{z}_{AE} = [63.48(1.533) + 15.33(2.30) + 23.55(2.76)]/102.36$$

$$= \mathbf{1.930}\ \text{m}$$



解答 (2/4)

解答

3 慣性力$k_h W$と滑動（受働抵抗は考慮しない）

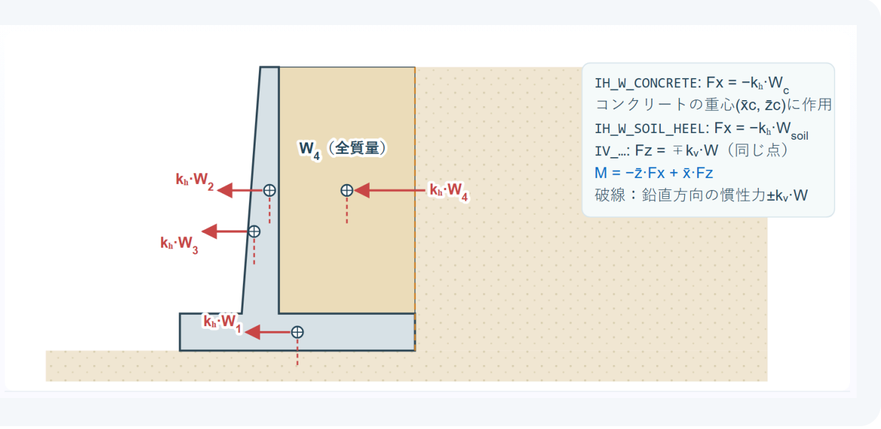
$$IH_c = 0.15(88.8) = 13.32 \ \ (z = 1.223\ \text{m})$$

$$IH_s = 0.15(144.0) = 21.60 \ \ (z = 2.60\ \text{m})$$

$$IH_{toe} = 0.15(14.69) = 2.20\ \text{kN/m}$$

$$\Sigma H_{drive} = 102.36 + 13.32 + 21.60 + 2.20 = 139.49$$

$$FS_{s,E} = \frac{\mu_b N}{\Sigma H_{drive}} = \frac{136.12}{139.49} = \mathbf{0.976} \ < 1.1 \quad \text{✗}$$



解答 (3/4)

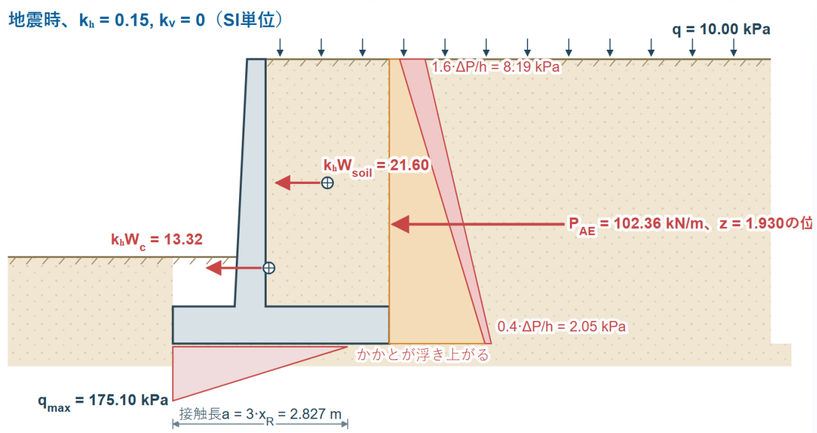
解答

4 転倒（腕の長さ：$\bar{z}_{AE}$ = 1.930；z_c = 1.223；2.60；1.003 m）

$$M_{o,E} = 197.60 + 16.28 + 56.16 + 2.21 = 272.26$$

$$FS_{o,E} = \frac{505.45}{272.26} = \mathbf{1.857} \ \geq 1.1 \ \checkmark$$

$$x_R = \frac{505.45 - 272.26}{247.5} = 0.942 \text{ m}$$



解答 (4/4)

解答

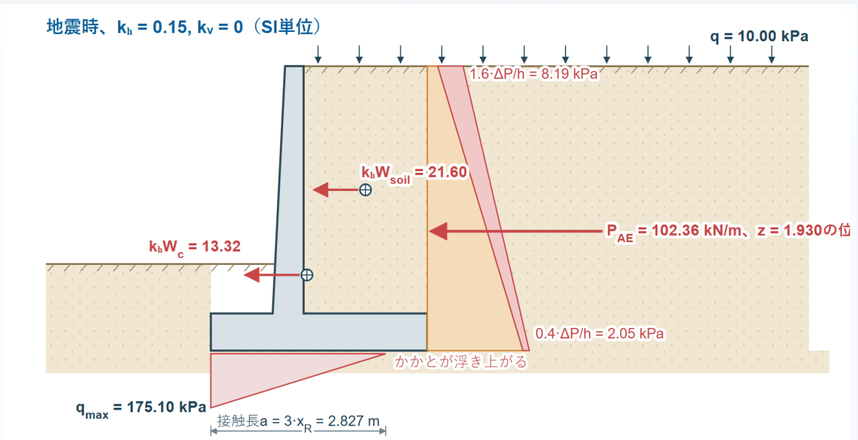
5 偏心と部分接触

$$e = \frac{B}{2} - x_R = 1.750 - 0.942 = \mathbf{0.808}\ \text{m} > \frac{B}{6} = 0.583 \quad ✗$$

$$a = 3x_R = 2.827\ \text{m} \quad (\text{この長さのみ接触})$$

$$q_{max} = \frac{2V}{a} = \frac{2(247.5)}{2.827} = \mathbf{175.1}\ \text{kPa} \quad q_{min} = 0$$

地震時には**滑動（FS_s = 0.98 < 1.1）**と**偏心（e = 0.81 m > B/6）**が満足されない；転倒（FS_o = 1.86）とq_{max} = 175.1 kPaは十分である。断面は**修正すべきである**（例題6）。



GeoTervaで解答を確認する ↗

問題

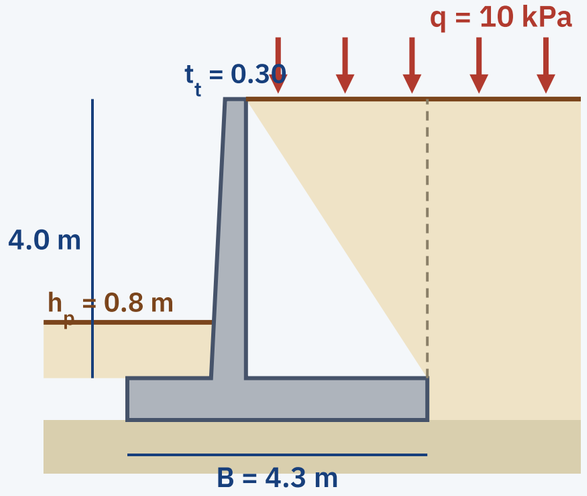
例題

与条件

問題	**例題5では地震時のFS_S = 0.98 < 1.1、e = 0.81 m > B/6 = 0.58 m**
提案された変更	**つま先とかかとを延長する：$L_t = 1.20$ m、$L_h = 2.60$ m（B = 4.30 m）；他の寸法と地盤は同じ**

求めるもの

新しい断面での静的および地震時のFS_S、FS_O、e、q_{max}。断面は十分か。



解答

解答

1 同一載荷、新しい形状（モジュール；B = 4.30 m、W_c = 100.3 kN/m、N = 305.1 kN/m）

	現状（B = 3.5 m）	変更後（B = 4.3 m）	必要
静的FS_s	2.026	2.427	≥ 1.5
静的FS_o	3.812	5.753	≥ 2.0
静的 e (m) / q_{max} (kPa)	0.243 / 100.2	0.084 / 79.3	|e| ≤ B/6
地震時FS_s	0.976 ✗	1.133 ✓	≥ 1.1
地震時FS_o	1.857	2.630	≥ 1.1
地震 e (m) / 接触	0.808 / 部分的 ✗	0.600 / 全面 ✓（B/6 = 0.717）	|e| ≤ B/6
地震時 q_{max} (kPa)	175.1	130.4	≤ 200

つま先とかかとを延長するとNが247 → 305 kN/mに増加し摩擦が増した：地震時には**FS_s = 1.13 ≥ 1.1**、合力は中央三分の一の内側に入った（e = 0.60 ≤ B/6 = 0.717）：**すべての照査を満足する**。代替案：せん断キー + $\eta_{p,E}$（例題9）、より広いかかと。

GeoTervaで解答を確認する ↗

たて壁、つま先、かかと：危険断面

理論

外部安定が満たされた後、各部材の**断面力**を求める。**たて壁**は背面土圧を受けて荷重され、その底部（底版の上面）で固定された片持ち梁である：

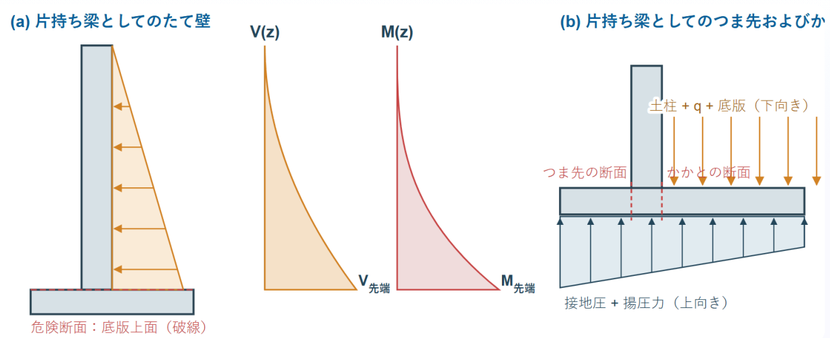
$$V_{st} = K_a\left(\tfrac{1}{2}\gamma H^2 + qH\right) \qquad M_{st} = K_a\left(\frac{\gamma H^3}{6} + \frac{qH^2}{2}\right)$$

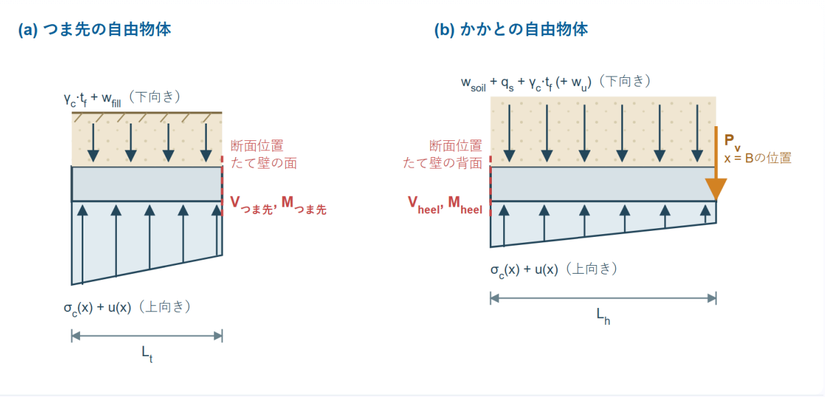
地震時：$V_E = V + \Delta P_{AE,st} + k_h W_{body}$、$M_E = M + \Delta P_{AE,st}(0.6H) + k_h W_{body}\bar{z}$（$\Delta P_{AE,st} = K_{AE}(\tfrac{1}{2}\gamma H^2 + qH) - V_{st}$）。**つま先とかかと**はたて壁面に固定された版であり、荷重 = 底面応力 − 版およびその上の土の重量：

$$V_{toe} = L_t\frac{q_0 + q_L}{2} - w_{toe}L_t \qquad M_{toe} = \frac{L_t^2(2q_0 + q_L)}{6} - \frac{w_{toe}L_t^2}{2}$$

$$V_{heel} = w_h L_h - L_h\frac{q_a + q_b}{2} \qquad M_{heel} = \frac{w_h L_h^2}{2} - \frac{L_h^2(q_a + 2q_b)}{6}$$

$w_{toe} = \gamma_c t_f + \gamma h_p$；$w_h = \gamma H + q + \gamma_c t_f$；$q_0, q_L, q_a, q_b$は限界断面における底面応力である（線形分布）。





問題

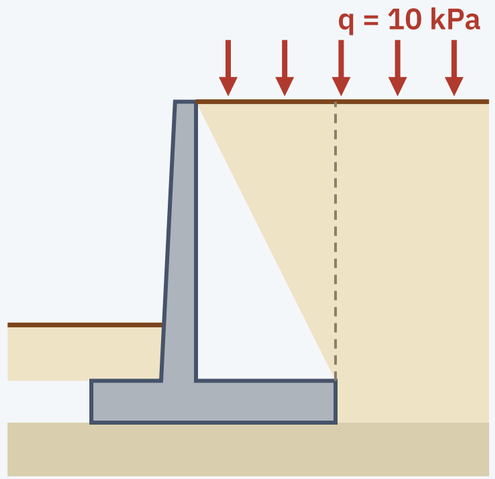
例題

求めるもの

たて壁基部における**V**および**M**：静的および地震の場合。

与条件

壁体と地盤	**例題1–5の擁壁：**$H = 4.0$ **m**；$\gamma = 18$ kN/m^3, $\varphi' = 30^\circ$；$q = 10$ **kPa**；**たて壁：**$t_t = 0.30$、$t_b = 0.50$ **m**
地震	$k_h = 0.15$ $(K_{AE} = 0.4329)$



解答 (1/2)

解答

1 静的（たて壁基部、H = 4.0 m）

$$V_{st} = K_a\left(\tfrac{1}{2}\gamma H^2 + qH\right) = 0.3333(144 + 40) = \mathbf{61.33}\ \text{kN/m}$$

$$M_{st} = K_a\left(\frac{\gamma H^3}{6} + \frac{qH^2}{2}\right) = 0.3333(192 + 80) = \mathbf{90.67}\ \text{kN·m/m}$$

解答 (2/2)

解答

2 地震：地震時増分と壁体の慣性力

$$\Delta P_{AE,st} = K_{AE}(184) - V_{st} = 79.66 - 61.33 = 18.33 \text{ kN/m} \quad (0.6H = 2.40 \text{ m})$$

$$k_h W_{st} = 0.15(24)(1.2 + 0.4) = 5.76 \text{ kN/m}; \qquad M_i = 10.56 \text{ kN·m/m}$$

3 地震による作用の合計

$$V_E = 61.33 + 18.33 + 5.76 = \mathbf{85.42} \text{ kN/m}$$

$$M_E = 90.67 + 18.33(2.40) + 10.56 = \mathbf{145.21} \text{ kN·m/m}$$

たて壁基部における静的**V = 61.33 kN/m, M = 90.67 kN·m/m**；地震時**V_E = 85.42, M_E = 145.21**（モーメントは60%増加）。鉄筋コンクリートの断面設計はこれらの作用を用いて行う。

GeoTervaで解答を確認する ↗

問題

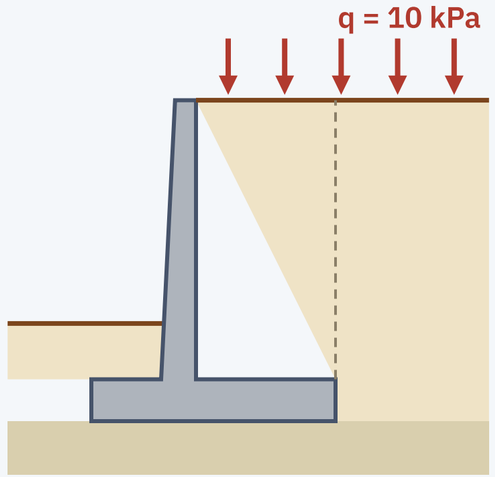
例題

与条件

底面応力（例題4）	$q_{max} = 100.22$（**つま先**）、$q_{min} = 41.20$ **kPa**（**かかと端**）；$B = 3.5$ **m**
底版荷重	$L_t = 1.00$、$L_h = 2.00$ **m**、$t_b = 0.50$ **m**、$t_f = 0.60$ **m**；$\gamma_c = 24$；**前面盛土**$h_p = 0.8$ **m**

求めるもの

つま先版およびかかと版のたて壁面における**V**および**M**の値（静的）。地震時の値。



解答 (1/2)

解答

1 臨界断面における底面応力（直線分布）：つま先でq_0、たて壁面でq_Lおよびq_a、かかと端でq_b

$$q_0 = 100.22 \qquad q_L = q_0 + (q_{min} - q_0)\frac{L_t}{B} = 83.36$$

$$q_a = q_0 + (q_{min} - q_0)\frac{L_t + t_b}{B} = 74.93 \qquad q_b = 41.20 \text{ kPa}$$

2 つま先（w_{toe} = 24(0.60) + 18(0.80) = 28.8 kPa）

$$V_{toe} = 1.00\frac{100.22 + 83.36}{2} - 28.8(1.00) = \mathbf{62.99} \text{ kN/m}$$

$$M_{toe} = \frac{1^2(2\cdot 100.22 + 83.36)}{6} - \frac{28.8(1)^2}{2} = \mathbf{32.90} \text{ kN·m/m}$$

解答 (2/2)

解答

3 つま先（w_h = 18(4.0) + 10 + 24(0.60) = 96.4 kPa；荷重は下向き、底面応力は上向き）

$$V_{heel} = 96.4(2.00) - 2.00\frac{74.93+41.20}{2} = \mathbf{76.67}\ \text{kN/m}$$

$$M_{heel} = \frac{96.4(2)^2}{2} - \frac{2^2(74.93+2\cdot 41.20)}{6} = \mathbf{87.92}\ \text{kN·m/m}$$

つま先：**V = 62.99, M = 32.90**、かかと：**V = 76.67, M = 87.92**（つま先は上向き、かかとは下向きに傾斜）。地震時（部分接触、モジュール）：つま先 V = 115.33, M = 62.83、かかと V = 138.28, M = 168.69：**かかとのモーメントは1.9倍に増加する。**

GeoTervaで解答を確認する ↗

簡略化せん断キー法

理論

底面摩擦が不足する場合、底面下の乱されていない地盤に**せん断キー**を打設する。キーの前面は、その前方の地盤の受働抵抗をすべり面に付加する。本手法は意図的に簡便である：キー前面には**発揮された**圧力 $K_{mob}\,\sigma'_v$ を作用させ、滑動に対しては全額を計上する。キーの**断面力**は**総受働**分布図から求める：

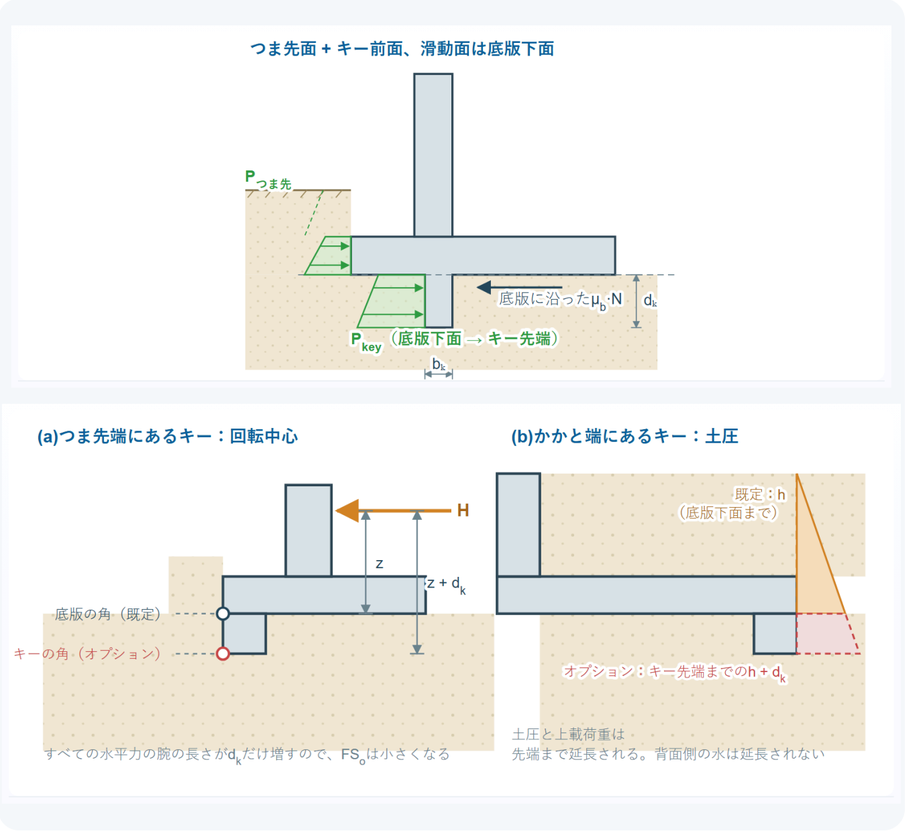
$$P_{key} = \tfrac{1}{2}\left(p_{top} + p_{bot}\right) d_k \quad (p = K_{mob}\sigma'_v) \qquad V_{key} = \tfrac{1}{2}\left(p^g_{top} + p^g_{bot}\right) d_k \quad (p^g = K_p\sigma'_v)$$

$$M_{key} = p^g_{top}\frac{d_k^2}{2} + \left(p^g_{bot} - p^g_{top}\right)\frac{d_k^2}{3}$$

かかとの重量は（N_{eff}に対して）静的時と地震時の双方に含まれる。受働抵抗は**滑動のみ**で用い、地震時には両者とも $\eta_{p,E}$ を乗じる（既定値0、すなわち抵抗を見込まない）。

回転中心：つま先側のせん断キーでは、転倒の回転中心として底版の前面下端（既定値）またはキーの前面下端を選択できる。かかと側のせん断キーでは、主働土圧をキー先端まで延長できる。

$\Delta FS = P_{key} / \Sigma H_{drive}$ はすべての場合に報告する。



問題

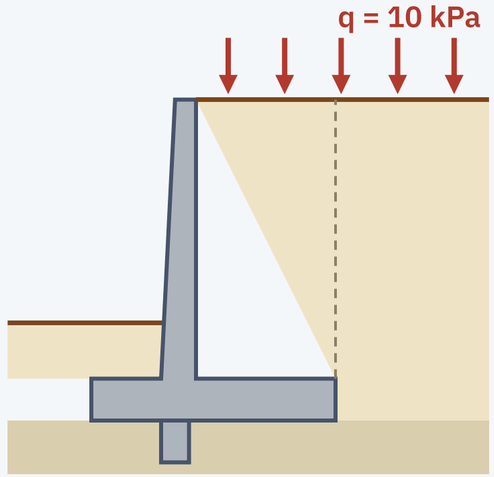
例題

与条件

壁	**例題1–5の擁壁；つま先側の近くのかかとのせん断キー：$x_k = 1.0$ m、$b_k = 0.40$ m、$d_k = 0.60$ m（底面下）**
地盤	$\gamma = 18$ kN/m^3, $\varphi' = 30°$；**前面地盤** $D_f = 1.4$ **m（底面下2.0 m）；**$w = 1/3$（$K_{mob} = 1.333$）
地震	$\eta_{p,E} = 0$（**デフォルト**）と$\eta_{p,E} = 0.5$

求めるもの

せん断キーの抵抗**P_{key}**、静的**FS_s**；キーの断面力**V_{key}, M_{key}**；地震時の$\eta_{p,E}$の影響。



解答 (1/2)

解答

1 せん断キー面の合成圧力（$\sigma'_v = 18\,z$；$z = 1.4 \to 2.0$ m）

$$p_{top} = K_{mob}(25.2) = 33.6 \qquad p_{bot} = K_{mob}(36.0) = 48.0 \text{ kPa}$$

$$P_{key} = \tfrac{1}{2}(33.6 + 48.0)(0.60) = \mathbf{24.48} \text{ kN/m}$$

2 静的滑動（せん断キーの重量5.76 kN/mはNに算入し、つま先の受働抵抗23.52を考慮する）

$$N_{eff} = 253.25 \qquad \mu_b N = 139.29 \text{ kN/m}$$

$$FS_s = \frac{139.29 + 23.52 + 24.48}{78.81} = \mathbf{2.376} \;\; (\text{切欠きなし } 2.066)$$

解答 (2/2)

解答

3 せん断キー断面の応力：全受働（K_p = 3.00）：p^g_{top} = 75.6、p^g_{bot} = 108.0 kPa

$$V_{key} = \tfrac{1}{2}(75.6 + 108.0)(0.60) = \mathbf{55.08}\ \text{kN/m}$$

$$M_{key} = 45.36(0.30) + 9.72(0.40) = \mathbf{17.50}\ \text{kN·m/m}$$

せん断キーは静的滑動安全率を2.07 → **2.38**にした（ΔFS = 0.31）。地震時に$\eta_{p,E}$ = 0では、せん断キーは**寄与しない**。$\eta_{p,E}$ = 0.5では$FS_{s,E}$は0.98 → **1.16**（≥ 1.1を満足）となるが、偏心（0.80 m > B/6）は残る。したがって、例題6の形状変更のほうが効果的である。

GeoTervaで解答を確認する ↗

両側に静水圧、底面に直線的な揚圧力

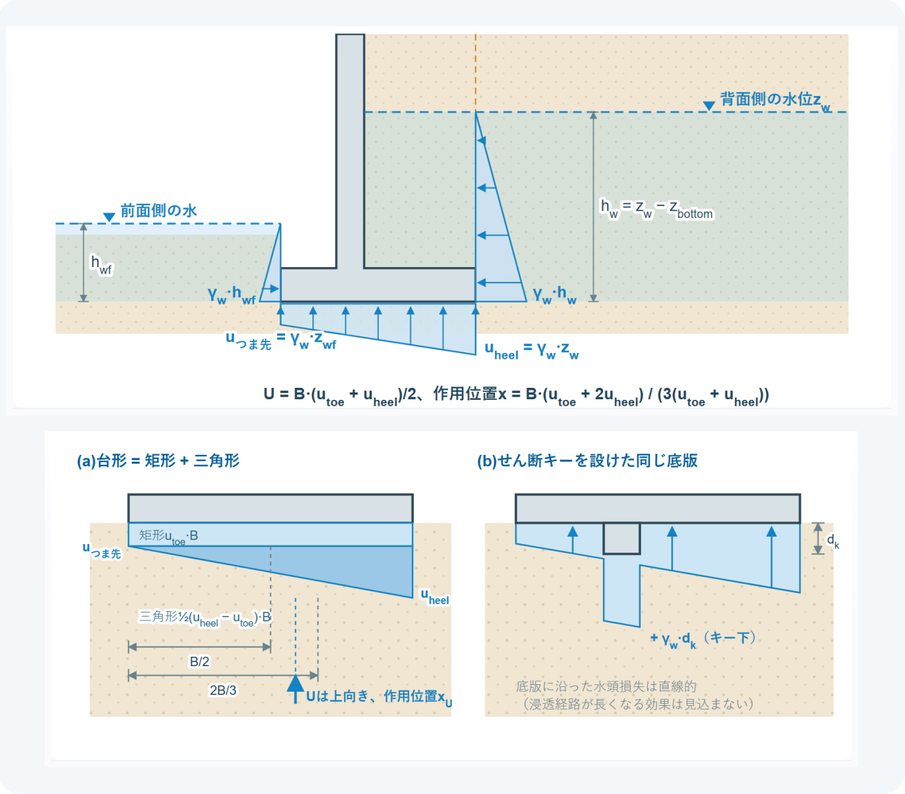
理論

水圧は等方性であり、あらゆる面に垂直に作用する。自由物体は三つの境界で水に囲まれている：背後の圧力面、壁の前面、および底面である。それぞれが力の表において別項目となる。地盤は全応力で秤量する（γ_{sat}）：

$$U_{rear} = \tfrac{1}{2}\gamma_w h_w^2 \ \ (h_w/3) \qquad U = \frac{B(u_{toe}+u_{heel})}{2} \qquad x_U = \frac{B(u_{toe}+2u_{heel})}{3(u_{toe}+u_{heel})}$$

揚圧力は上向きに作用する：N′（ひいては摩擦）を減少させ、転倒モーメントを付加する。基礎底面下の圧力はつま先とかかとの水荷重の間で直線的に変化する。

地震時の場合には、自由な間隙水の動水圧$(7/12)k_h \gamma_w h_w^2$ $(0.4h_w)$をさらに加算する。



問題

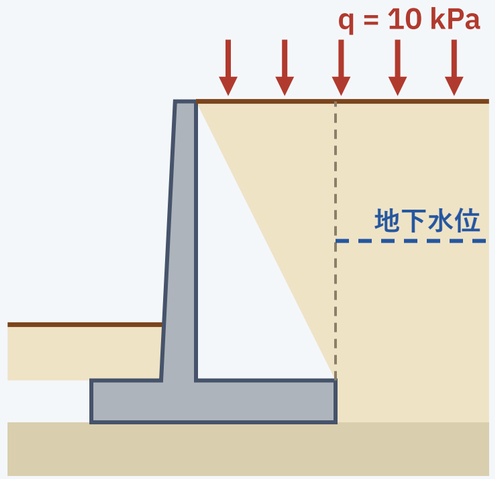
例題

求めるもの

力の集計表；FS_s、FS_o、e、q_{max}；水の影響。

与条件

壁体と地盤	**例題1–4の擁壁と背面土（$\gamma = 18$, $\gamma_{sat} = 20$ kN/m^3）；静的状態**
水	**盛土内の地下水位は壁天端の2.0 m下方；底面下では線形の揚圧力**



解答 (1/2)

解答

1 力の表（モジュール；$M = xF_z - zF_x$、転倒方向を正）

項目	F_x (kN/m)	F_z (kN/m)	x (m)	z (m)	M (kN·m/m)
壁	0.00	−88.80	1.55	1.22	−137.96
かかとブロック（γ_{sat}を用いる）	0.00	−152.00	2.50	2.55	−380.00
Q_{heel}（使用しない）	0.00	−20.00	2.50	4.60	−50.00
前面盛土	0.00	−14.69	0.51	1.00	−7.49
地盤の推力 P_A	−54.68	0.00	3.50	1.64	89.71
上載荷重による土圧 P_Q	−15.33	0.00	3.50	2.30	35.27
背面水の推力	−33.16	0.00	3.50	0.87	28.74
浮き上がり	0.00	44.64	2.33	0.00	104.15
先端抵抗	23.52	0.00	0.00	0.47	−10.98

解答 (2/2)

解答

2 照査項目

$$N = 210.85\ \text{kN/m} \quad FS_s = \frac{116.0 + 23.5}{103.2} = \mathbf{1.352} \quad FS_o = \frac{525.5}{257.9} = \mathbf{2.038}$$

$$e = 0.481\ \text{m}\ (\leq B/6 = 0.583) \qquad q_{max} = 109.9\ \text{kPa} \qquad q_{min} = 10.6\ \text{kPa}$$

水圧は滑動安全率を2.03 → **1.35**（< 1.5 ✗）、転倒安全率を3.81 → **2.04**、eを0.243 → 0.481 mに変化させた。揚圧力はNを44.6 kN/m減少させた。**静的滑動は満足されない**：排水、せん断キー、またはより広い底版が必要である。

GeoTervaで解答を確認する ↗

たて壁を軽量化する片持ち底版

理論

荷重軽減コンソールはたて壁の背面から背面土へ延びる鉄筋コンクリート版であり、高い壁（たて壁のモーメントは H^3 とともに増大する）や不十分な壁の補強に用いられる。三つの効果：(1) その上の土を支持する；(2) その下のたて壁を**軽減する**：コンソールの下では自重による圧力が再び始まる；(3) 壁に重量を付加する。

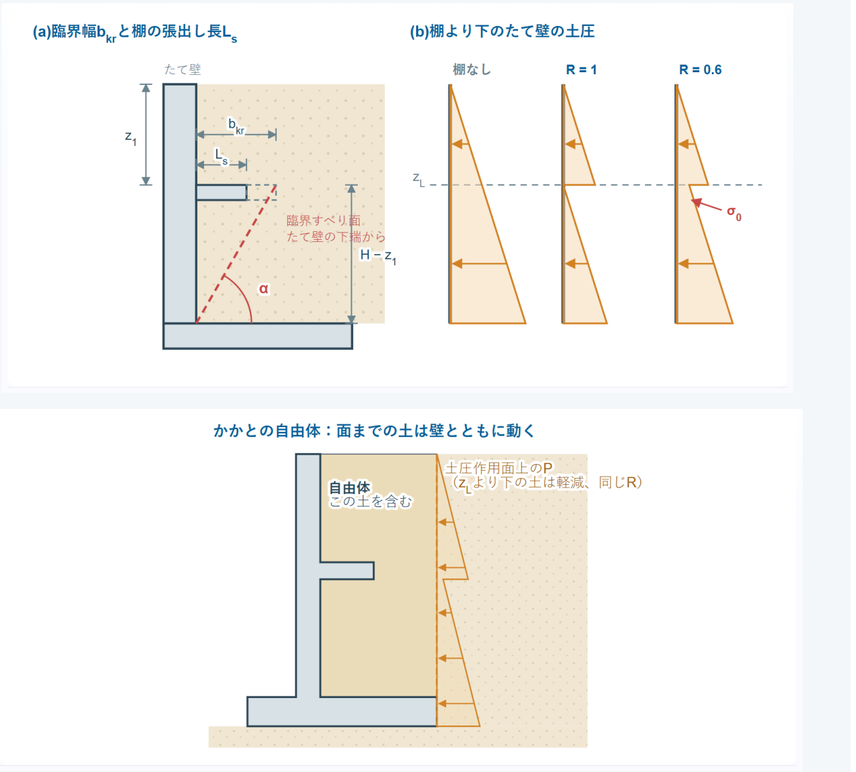
片持ち梁は、その先端がたて壁かかと直下から立ち上がる**臨界すべり面**に達する場合にのみ完全に有効である（Rankine、水平背面土：$\alpha = 45° + \phi'/2$）。片持ち梁に必要な臨界幅と軽減率：

$$b_{kr} = (H - z_1)\,(\cot\alpha - \tan\beta_w) \qquad R = \min\left(\frac{L_s}{b_{kr}}, 1\right)$$

$$p(z) = K\,[\sigma'_v(z) - R\,\sigma'_v(z_L)] \qquad z > z_L \ \text{（片持ち梁式背面）}$$

R = 1：2つの独立した三角形（完全な減圧）；R < 1：部分的な減圧、切ばりなしの壁と完全減圧の壁の間の線形補間。静的**土の自重**による圧力のみが減圧され；上載荷重、水および地震による増分は減圧されない。

片持ち部の荷重によるたて壁まわりのモーメントはたて壁に算入しない（安全側）；片持ち部は自身の荷重を受ける別個の片持ち梁である（M_{root}）。



問題

例題

与条件

壁体と地盤	**例題1–4の壁（H = 4.0 m、静的）；水平な背面土、$\varphi' = 30^\circ$**
片持ち	**片持ち梁下面の深さ$z_1 = 2.15$ m（壁天端から）、張出し$L_s = 1.00$ m、厚さ$t_s = 0.30$ m**

求めるもの

臨界角 α、臨界幅**b_{kr}**、**R**；たて壁基部におけるV、Mの変化；外部安定。

解答 (1/2)

解答

1 臨界面と幅（鉛直背面：$\beta_w = 0$）

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} = 60.0^\circ \qquad b_{kr} = (4.0 - 2.15)\cot 60^\circ = 1.068\ \text{m}$$

$$R = \min(1.00/1.068,\ 1) = \mathbf{0.9362}\ \text{（部分的な軽減）}$$

2 たて壁基部の作用（片持ちなし → 片持ちあり）

$$V：\ 61.33 \rightarrow 38.99\ \text{kN/m}\ \ (-\%36.4)$$

$$M：\ 90.67 \rightarrow 70.00\ \text{kN·m/m}\ \ (-\%22.8)$$

解答 (2/2)

解答

3 片持ち梁の載荷と外部安定（土圧面において同じ軽減）

$$W_{soil} = 43.3\ \text{kN/m}, \quad W_{self} = 7.2\ \text{kN/m}, \quad M_{root} = 25.25\ \text{kN·m/m}$$

$$FS_s:\ 2.03 \rightarrow 3.26 \qquad FS_o:\ 3.81 \rightarrow 5.28 \qquad e:\ 0.243 \rightarrow 0.094\ \text{m}$$

控え壁（L_s = 1.00 m < b_{kr} = 1.07 m：R = 0.94）はたて壁基部のせん断力を36%、モーメントを23%低減する；控え壁の荷重と自重は壁に加算される：滑動FSは2.03 → 3.26、偏心量は0.243 → 0.094 m。控え壁は自身の付け根においてM_{root} = 25.3 kN·m/mに対して設計する。

GeoTervaで解答を確認する ↗

解答の範囲

理論

外部安定では壁を単一の剛体ブロックとみなす。**断面力**（たて壁、つま先、かかと、片持ち部、せん断キー）は本モジュールが与える作用から求められ、鉄筋コンクリートの断面設計（鉄筋、せん断）は本講義の範囲外である。

粘着力のない背面土（$c' = 0$）。単一層、水平または単一勾配の表面。水位は水平で静水圧。上載荷重は等分布（帯状および集中の水平土圧はBoussinesqにより加算する）。

底面摩擦は $\mu_b = \tan \delta_b$ とし、付着は考慮しない。前面の受働抵抗は滑動のみに用い、転倒および支持力では用いない。地震時には $\eta_{p,E}$（既定値0）で考慮する。

震度法による地震：Mononobe–Okabe＋慣性力＋動水圧。$k_v > 0$ の場合は両方向についても検討する。

軽減用コーナーとせん断キーは簡易化した手法でモデル化する（コーナー：部分/完全軽減、キー：合成受働）。全体安定と沈下は対象外である。

まとめ

ポイントのまとめ

擁壁：底版＋たて壁；$W_c = \Sigma\, \gamma_c A_i$；**かかとブロック**と前面盛土は擁壁とともに移動する；土圧は基礎後縁の鉛直面に作用する（$h = t_f + H$）；Q_{heel}はいずれの照査にも含まれない

照査は同じ力の表から行う：$FS_s = (\mu_b N + P_P)/\Sigma H$、$FS_o = \Sigma M_{res}/\Sigma M_{ov}$、$x_R$、e、$q = V/B(1 \pm 6e/B)$；$|e| > B/6$ならば$q_{max} = 2V/(3x_R)$

地震：P_{AE}（Mononobe–Okabe）＋ 0.6hにおける$\Delta P_{AE} + k_h W$の慣性力。例題の擁壁は地震時に**滑動と偏心で不合格**となり、つま先/かかとを広げて修正すると満足する

断面力：たて壁 $V = K_a(\tfrac{1}{2}\gamma H^2 + qH)$、$M = K_a(\gamma H^3/6 + qH^2/2)$。つま先とかかとは、たて壁面で固定：底面応力 – 底版と土の重量

せん断キー：P_{key}は合成受働土圧（滑動時）から、V、Mは全K_pから。地震時は$\eta_{p,E}$を用いる。

荷重軽減棚：$b_{kr} = (H - z_1)(\cot\alpha - \tan\beta_w)$、$R = \min(L_s/b_{kr}, 1)$；棚の下方では自重による圧力が再び始まる；水と上載荷重は軽減されない

水：γ_{sat}による重量＋別途の背面水圧；浮力はN′を減少させ、転倒を付加する（例では静的滑動が満たされない）。

参考文献

本ソフトウェアの3つの理論と、その閉形式（Ka、Kp、KAE）の提示を本マニュアルが踏襲している出典。これらから導かれないものはすべて本モジュール固有の仮定であり、本文中にその旨を明示している。

Coulomb C.A. (1776) Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. Mémoires de l'Académie Royale des Sciences 7, Paris.

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

Mononobe N., Matsuo H. (1929) On the determination of earth pressures during earthquakes. Proceedings of the 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).

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

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、モジュールも同じ値を与える。モジュールページの手順ごとの例もこの擁壁である（H = 4 m、q = 10 kPa、k_h = 0.15）。

GeoTerva

オンライン地盤工学計算

理論から実務へ

自分の擁壁のたて壁、底版、背面土、水、地震係数、せん断キー、片持ち梁をGeoTervaで入力する。モジュールは力の表、照査、断面力を同時に与える。

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