

目次

1	設計条件	1
1-1	設計条件	1
1-2	擁壁形状	1
1-3	裏込土形状	1
1-4	基本条件	2
1-5	荷重条件	2
1-6	基礎条件	2
2	ブロック積部の安定計算	3
2-1	上載荷重の換算	3
2-2	ブロック積部に作用する荷重の計算	4
2-3	転倒に対する検討	7
2-4	ブロック積の限界高さの算定	8
3	重力式部分の安定計算	9
3-1	荷重計算	9
3-2	荷重集計	11
3-3	安定計算	12
3-3-1	照査項目	12
3-3-2	安定計算	16
3-4	突起	19
3-4-1	断面力一覧	19
3-4-2	断面力算出	19
3-4-3	応力度計算	20

1 設計条件

1-1 設計条件

設計書タイトル 混合擁壁

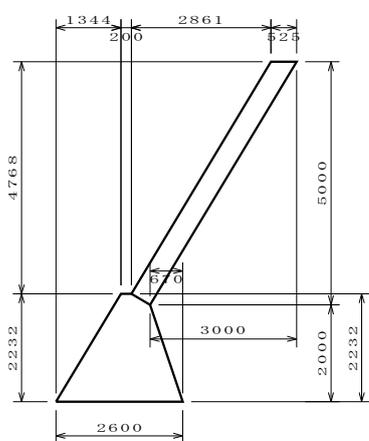
設計文献

書籍名	発行年月日	発行者
土地改良事業標準設計図面集 「擁壁工」利用の手引き	平成11年3月	社団法人 農業農村情報総合センター
土地改良事業計画設計基準 設計「農道」基準書・技術書	平成10年3月	社団法人 農業土木学会

1-2 擁壁形状

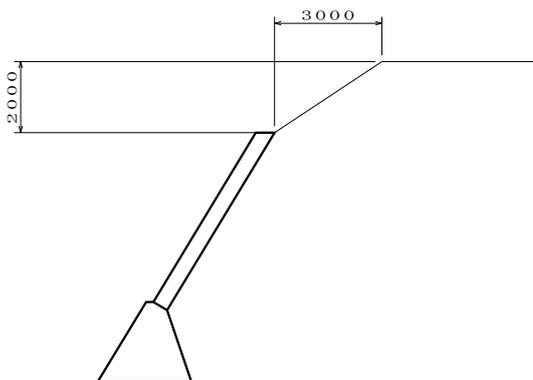
擁壁形式

混合擁壁



ブロック厚 0.450 m
 ブロック積の勾配 1:0.600
 奥行き 1.000 m

1-3 裏込土形状



1-4 基本条件

(1) 使用材料

コンクリート

設計基準強度	18.00	N/mm ²
許容曲げ圧縮応力度	7.00	N/mm ²
許容せん断応力度	0.40	N/mm ²

鉄筋

材質

SD295A, B

許容曲げ引張応力度

180.00 N/mm²

(2) 単位体積重量

ブロック

22.50 kN/m³

重力式部コンクリート

23.00 kN/m³

裏込土砂

19.00 kN/m³

1-5 荷重条件

(1) 地表面載荷荷重

荷重強度

10.00 kN/m²

(2) 土圧

安定計算時の土圧載荷方法

土とコンクリート

裏込め土砂

せん断抵抗角 ϕ

30.000 度

土くさびの設定

トライアル計算 (計算ピッチ)

1 度

切土部土圧

無視する

1-6 基礎条件

(1) 安全率

支持

3.00

滑動

1.50

転倒

1/6.00

(2) 基礎地盤

内部摩擦角

 ϕ

35.00 度

地盤の粘着力

c

200.00 kN/m²

摩擦係数

tan δ

0.700

単位重量

 γ_1 20.00 kN/m³

単位重量

 γ_2 19.00 kN/m³

基礎底面との粘着力

c

0.00 kN/m²

有効根入れ深さ

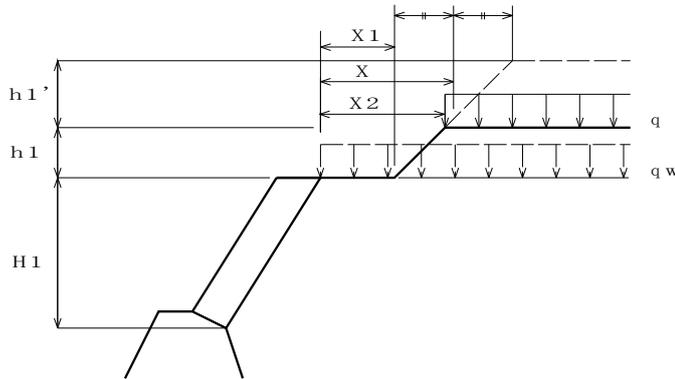
 D_f

1.000 m

2 ブロック積部の安定計算

2-1 上載荷重の換算

上載荷重は盛土高に換算し盛土荷重として扱う。さらに、この盛土荷重を等分布荷重へ換算する。



ブロック直高 $H_1 = 5.000$ m、盛土高 $h_1 = 2.000$ m、擁壁全高 $H = 7.000$ m

換算盛土高

$$h_1' = \frac{q}{\gamma} = \frac{10.00}{19.00} = 0.526 \text{ m}$$

$$\text{かさ上げ盛土高比 } (h_1 + h_1') / H = 0.361 \leq 1$$

ここに、
 h_1' : 換算盛土高 (m)
 q : 上載荷重 (kN/m^2)
 γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3)

仮想距離

$$X = X_1 + \frac{(X_2 - X_1) \cdot (h_1 + h_1')}{2 \cdot h_1} = 0.000 + \frac{(3.000 - 0.000) \times (2.000 + 0.526)}{2 \times 2.000} = 1.895 \text{ m}$$

$$\frac{X}{H_1} = \frac{1.895}{5.000} = 0.379$$

ここに、
 X : 仮想距離 (m)
 X_1 : 盛土のり尻までの水平距離 (m)
 X_2 : 盛土のり肩までの水平距離 (m)

台形荷重換算係数

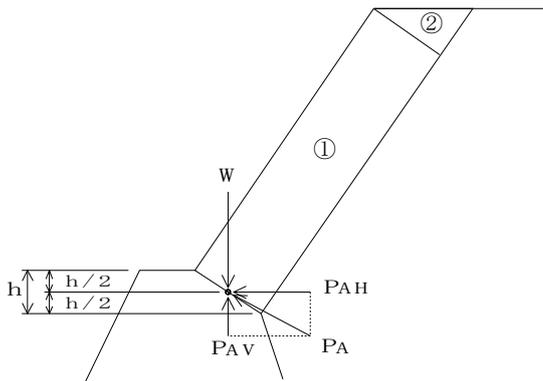
$$\begin{aligned} I_v &= 1 + \left(\frac{X}{H_1} \right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{X}{H_1} \right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{X}{H_1} \right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H_1} \right) \\ &= 1 + 0.379^2 - 0.637 \times (1 + 0.379^2) \times \tan^{-1}(0.379) - 0.637 \times 0.379 \\ &= 0.639 \end{aligned}$$

換算等分布荷重

$$\begin{aligned} q_v &= \gamma \cdot (h_1 + h_1') \cdot I_v \\ &= 19.00 \times (2.000 + 0.526) \times 0.639 = 30.654 \text{ kN}/\text{m}^2 \end{aligned}$$

2-2 ブロック積部に作用する荷重の計算

(1) 自重

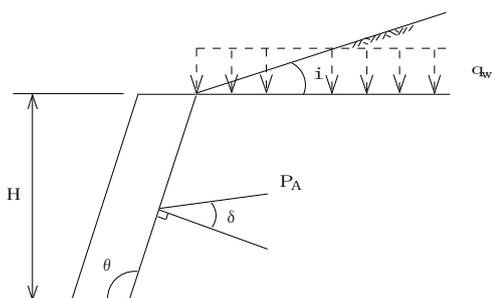


区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量				鉛直力 V (kN)
1	0.450×	5.560×	1.000×	22.50	56.30
2	0.450×	0.270×	1.000×	22.50×0.5	1.37
	合計				57.67

区分	鉛直力 V (kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
1	56.30	1.237	2.500	69.67	140.73
2	1.37	2.778	4.922	3.80	6.73
計	57.67			73.47	147.46

(2) 主働土圧力

1) 主働土圧係数



$$K_A = \frac{\sin^2(\theta + \phi)}{\sin^2\theta \cdot \sin(\theta - \delta) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i)}{\sin(\theta - \delta) \cdot \sin(\theta + i)}} \right\}^2}$$

$$= \frac{\sin^2(150.964^\circ)}{\sin^2(120.964^\circ) \times \sin(100.964^\circ) \times \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(50.000^\circ) \times \sin(30.000^\circ)}{\sin(100.964^\circ) \times \sin(120.964^\circ)}} \right\}^2}$$

$$= 0.1164$$

ここに、 K_A : 主働土圧係数

- ϕ : 土の内部摩擦角 = 30.00 (度)
- δ : ブロック積と土の壁面摩擦角 = $2/3 \phi = 20.000$ (度)
- θ : ブロック積の傾斜角 = 120.964 (度)
- i : 盛土傾斜角 = 0.000 (度)

2) 土圧力

$$P_A = \left\{ \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 + q_w \cdot H \right\} \cdot K_A \cdot L$$

$$= \left\{ \frac{1}{2} \times 19.00 \times 5.000^2 + 30.654 \times 5.000 \right\} \times 0.1164 \times 1.000$$

$$= 45.47 \text{ (kN)}$$

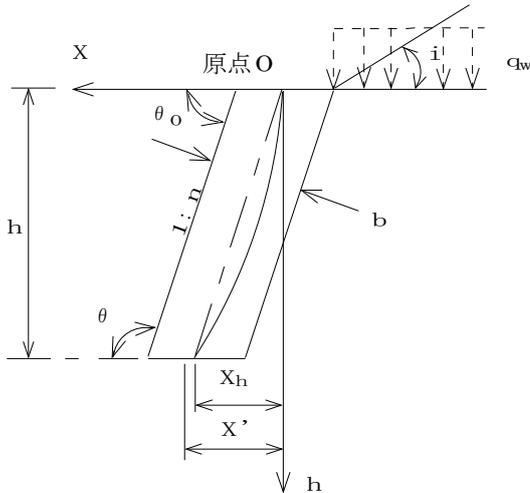
ここに、 K_A : 主働土圧係数

- L : 擁壁の奥行き (m)
- γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)
- H : ブロック積高さ (m)
- q_w : 換算等分布荷重 (kN/m²)

2-3 転倒に対する検討

(1) 安定計算

示力線法による転倒の検討をおこなう。



示力線 X_h は

$$\begin{aligned}
 X_h &= \frac{K_A \cdot \gamma}{6 \gamma_b \cdot b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0} \cdot h^2 + \left\{ \frac{K_A \cdot q_w \cdot \sin \theta}{2 \gamma_b \cdot b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0} + \frac{\cot \theta_0}{2} \right\} \cdot h \\
 &= \frac{0.1164 \times 19.00}{6 \times 22.50 \times 0.450 \times \operatorname{cosec} (59.036^\circ)} \times 5.000^2 \\
 &\quad + \left\{ \frac{0.1164 \times 30.654 \times \frac{\sin(120.964^\circ)}{\sin(120.964^\circ + 0.000^\circ)}}{2 \times 22.50 \times 0.450 \times \operatorname{cosec} (59.036^\circ)} + \frac{\cot(59.036^\circ)}{2} \right\} \times 5.000 \\
 &= 3.035 \text{ m}
 \end{aligned}$$

ここに、 X_h : 深さ h における示力線の位置 (m)

K_A : 主働土圧係数

q_w : 換算等分布荷重 (kN/m²)

h : 壁天端からの深さ (m)

b : ブロック積の厚さ (m)

θ : ブロック積の傾斜角 (度)

θ_0 : ブロックの傾斜面が水平面となす角 (度)

i : 盛土傾斜角 (度)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

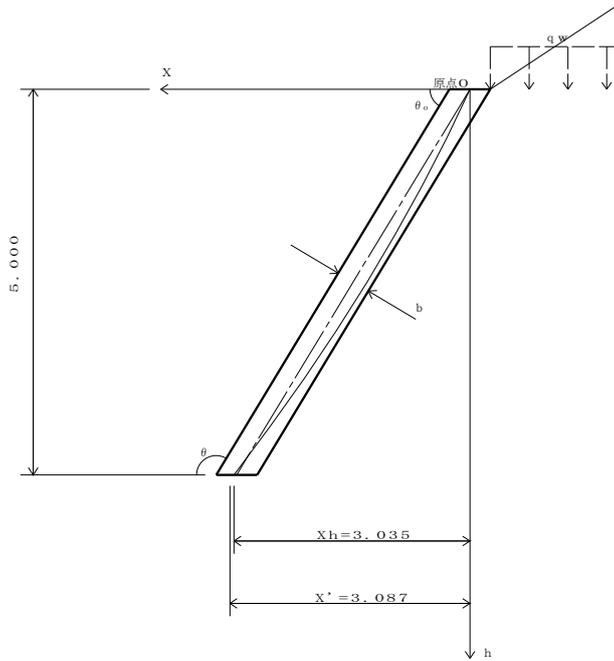
γ_b : ブロック積の単位体積重量 (kN/m³)

ミドルサード X' は

$$\begin{aligned}
 X' &= h \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6} \\
 &= 5.000 \times \cot(59.036^\circ) + \frac{0.450 \times \operatorname{cosec}(59.036^\circ)}{6} = 3.087 \text{ m}
 \end{aligned}$$

ゆえに、 $X' > X_h$ となり、転倒に対して安定である。

(2) 示力線とミドルサードの関係



2-4 ブロック積の限界高さの算定

ブロック積の限界高さ h_a は、示力線 X_h がミドルサード X' と交わった点の鉛直高さとなり $X_h = X'$ とおくと、次の2次方程式が得られる。

$$\frac{K_A \cdot \gamma}{6 \gamma_b \cdot b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0} \cdot h_a^2 + \frac{K_A \cdot q_w \cdot \frac{\sin \theta}{\sin(\theta + i)} - \gamma_b \cdot b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0 \cdot \cot \theta_0}{2 \gamma_b \cdot b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0} \cdot h_a - \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6} = 0$$

$$\frac{0.1164 \times 19.00}{6 \times 22.50 \times 0.450 \times \operatorname{cosec}(59.036^\circ)} \times h_a^2 + \frac{0.1164 \times 30.654 \times \frac{\sin(120.964^\circ)}{\sin(120.964^\circ + 0.000^\circ)} - 22.50 \times 0.450 \times \operatorname{cosec}(59.036^\circ) \times \cot(59.036^\circ)}{2 \times 22.50 \times 0.450 \times \operatorname{cosec}(59.036^\circ)} \times h_a - \frac{0.450 \times \operatorname{cosec}(59.036^\circ)}{6} = 0$$

$$0.031 \times h_a^2 - 0.149 \times h_a - 0.087 = 0$$

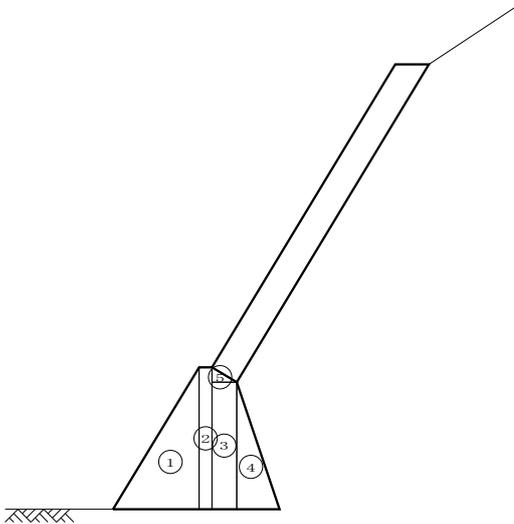
これを解いて、 $h_a = 5.300 \text{ m}$

3 重力式部分の安定計算

3-1 荷重計算

(1) 重量計算

1) ブロック割



2) 躯体自重および重心位置

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量				鉛直力 V (kN)
1	1.344×	2.232×	1.000×	23.00×0.5	34.50
2	0.200×	2.232×	1.000×	23.00	10.27
3	0.386×	2.000×	1.000×	23.00	17.75
4	0.670×	2.000×	1.000×	23.00×0.5	15.42
5	0.386×	0.232×	1.000×	23.00×0.5	1.03
	合計				78.96

区分	鉛直力 V (kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
1	34.50	0.896	0.744	30.91	25.67
2	10.27	1.444	1.116	14.83	11.46
3	17.75	1.737	1.000	30.84	17.76
4	15.42	2.153	0.667	33.20	10.28
5	1.03	1.673	2.078	1.72	2.13
計	78.96			111.49	67.30

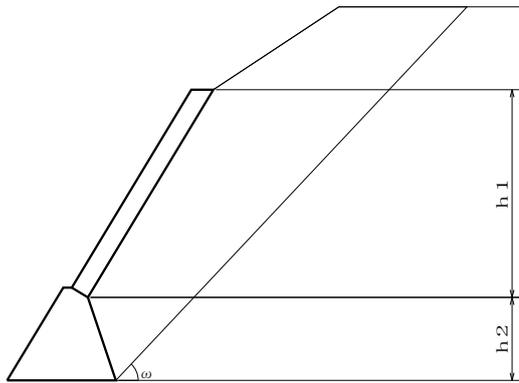
重心位置(擁壁底面つま先から)

$$X = \frac{M_x}{V} = \frac{111.49}{78.96} = 1.412 \text{ (m)}$$

(2) 土圧

1) 荷重ケース「常時」

・土圧力



奥行き方向土圧作用幅	B = 1.000 (m)
一段目の土圧作用高さ	h ₁ = 5.000 (m)
二段目の土圧作用高さ	h ₂ = 2.000 (m)
裏込め土砂の単位体積重量	γ _s = 19.00 (kN/m ³)
裏込め土砂の内部摩擦角	φ = 30.000 (度)
土圧作用面と鉛直面のなす角度	α ₁ = -30.964 (度)
土圧作用面と鉛直面のなす角度	α ₂ = 18.520 (度)
壁面摩擦角	δ = 20.000 (度)

$$P_a = \frac{\sin(\omega - \phi) \cdot W - \cos(\omega - \phi - \delta - \alpha_1) \cdot P_A}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha_2)}$$

すべり角 ω (度)	重量			土圧力 P _a (kN)
	土砂 W _s (kN)	載荷重 W _q (kN)	合計 W (kN)	
46.000	531.49	33.62	565.11	124.75
47.000	505.96	30.63	536.60	125.47
48.000	481.26	27.74	509.00	125.46

P_aの鉛直成分と水平成分は以下の値となる。

$$P_{av} = P_a \cdot \sin(\delta + \alpha_2) = 125.47 \times \sin(20.000 + 18.520) = 78.14 \text{ kN}$$

$$P_{ah} = P_a \cdot \cos(\delta + \alpha_2) = 125.47 \times \cos(20.000 + 18.520) = 98.17 \text{ kN}$$

土圧作用位置を求める。

$$Y = \frac{h_2}{3} \cdot \frac{3h_1 + h_2}{2h_1 + h_2} = \frac{2.000}{3} \times \frac{3 \times 5.000 + 2.000}{2 \times 5.000 + 2.000} = 0.945 \text{ m}$$

$$X = B_0 - Y \cdot \tan \alpha_2 = 2.600 - 0.945 \times \tan 18.520 = 2.284 \text{ m}$$

B₀ : 重力式底面幅

3-2 荷重集計

1) 荷重ケース：「常時」

項目	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム長		モーメント	
			X(m)	Y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
躯体重量	78.96	—	1.412	—	111.49	—
裏込土砂土圧	78.14	98.17	2.284	0.945	178.44	92.73
ブロック積	49.02	44.64	1.737	2.116	85.14	94.47
合計	206.12	142.81			375.07	187.21
					Mx-My =	187.86

3-3 安定計算

3-3-1 照査項目

《 転倒に対する安定の照査 》

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} \leq \frac{B}{n}$$

ここに、

e : 荷重の偏心距離 (m)

B : 基礎幅 (m)

M : 基礎前面を中心とするモーメント (kN・m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

n : 安全率

《 滑動に対する安定の照査 》

$$RH = V \cdot \tan \delta + c \cdot A$$

$$F_s = \frac{RH}{H} \geq F_a$$

ここに、

RH : 滑動抵抗力 (kN)

V : 擁壁底面に作用する鉛直荷重 (kN)

tan δ : 基礎底面と地盤との間の摩擦係数c : 基礎底面と地盤との間の粘着力 (kN/m²)A : 底面積 (m²)

H : 擁壁底面に作用する水平荷重 (kN)

F_s : 滑動安全率F_a : 滑動安全率の許容値

《 地盤反力度の計算 》

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V}$$

$$X = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

1) 台形分布の場合 ($e < B/6$)

$$q_{\max}, q_{\min} = \frac{V}{D \cdot B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

2) 三角形分布の場合 ($e \geq B/6$)

$$q_{\max} = \frac{2 \cdot V}{D \cdot X}$$

ここに、

q_{\max} : 基礎底面における最大地盤反力度 (kN/m²)

q_{\min} : 基礎底面における最小地盤反力度 (kN/m²)

e : 荷重の偏心距離 (m)

B : 基礎幅 (m)

M : 基礎前面を中心とするモーメント (kN・m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

X : 底面反力の作用幅 (m)

D : 基礎の奥行き (m)

《 地盤の許容支持力度の計算 》

- ・長期許容支持力度 (常時)

$$Q_a = \frac{1}{3} (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

ここに、

Q_a : 許容支持力度 (kN)

c : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (kN/m²)

γ_1 : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)

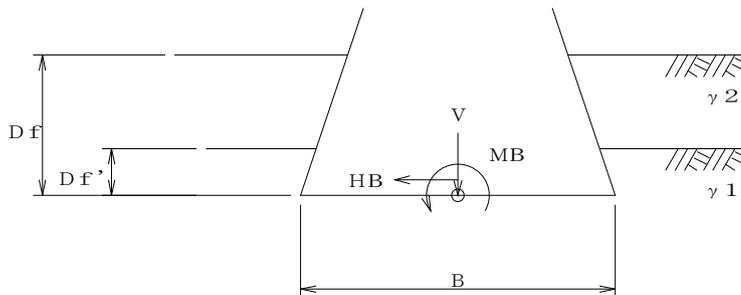
γ_2 : 基礎荷重面上方にある地盤の平均単位体積重量 (kN/m³)

B : 基礎荷重面の最小幅 (m)

D_f : 基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ (m)

α, β : 基礎の形状係数

N_c, N_q, N_γ : 支持力係数



《 突起設置時の滑動の照査 》

$$HK = \left\{ \frac{q_1 + q_3}{2} \cdot L_1 \cdot \tan \phi + \frac{q_2 + q_3}{2} \cdot L_2 \cdot \tan \delta + c \cdot L_1 \right\} \cdot D$$

$$F_s = \frac{HK}{H} \geq F_a$$

ここに、

HK : 滑動抵抗力 (kN)

q₁ : 擁壁底面のつま先での地盤反力度 (kN/m²)

q₂ : 擁壁底面のかかとでの地盤反力度 (kN/m²)

q₃ : 突起前面での地盤反力度 (kN/m²)

L₁ : 突起前面と擁壁底面のつま先までの距離 (m)

L₂ : 突起前面と擁壁底面のかかとまでの距離 (m)

D : 擁壁の奥行き (m)

tan φ : 仮想基礎底面と地盤との間の摩擦係数

tan δ : 基礎底面と地盤との間の摩擦係数

c : 基礎底面と地盤との間の粘着力 (kN/m²)

F_s : 滑動安全率

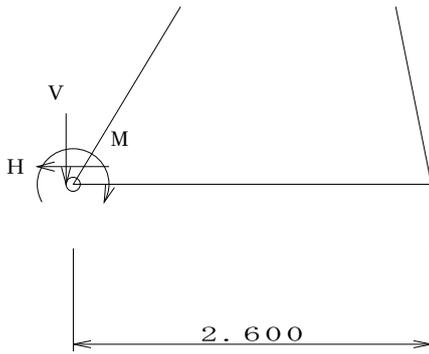
F_a : 滑動安全率の許容値

H : 擁壁底面に作用する水平荷重 (kN)

3-3-2 安定計算

1) 常時

《 転倒および滑動に対する照査 》



$$\begin{aligned} V &= 206.12 \text{ kN} \\ H &= 142.81 \text{ kN} \\ M &= 187.86 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

< 転倒 >

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{2.600}{2} - \frac{187.86}{206.12} = 0.389 \text{ m}$$

$$\leq \pm \frac{B}{6.0} = \pm \frac{2.600}{6.0} = \pm 0.433 \text{ m} \text{ -----OK}$$

< 滑動 >

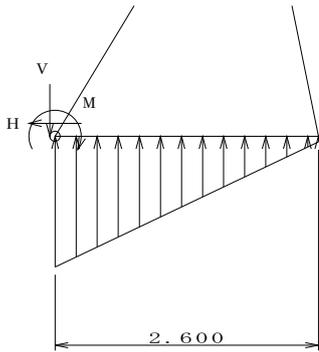
$$F_s = \frac{V \cdot \tan \delta + c \cdot A}{H}$$

$$= \frac{206.12 \times 0.700 + 0.00 \times 2.600}{142.81} = 1.010 < F_a = 1.500 \text{ -----OUT}$$

$$A = B \cdot D = 2.600 \times 1.000 = 2.600 \text{ m}^2$$

《 支持に対する照査 》

〈 地盤反力度 〉



$$\begin{aligned} V &= 206.12 \text{ kN} \\ H &= 142.81 \text{ kN} \\ M &= 187.86 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

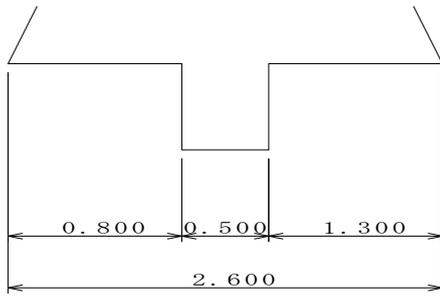
$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{2.600}{2} - \frac{187.86}{206.12} = 0.389 \text{ m}$$

$e < B/6$ なので、台形分布となる。

$$\begin{aligned} q &= \frac{V}{D \cdot B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) \\ &= \frac{206.12}{1.000 \times 2.600} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.389}{2.600} \right) \\ &= \frac{150.37 \text{ kN/m}^2}{8.19 \text{ kN/m}^2} \leq q_a = 2864.64 \text{ kN/m}^2 \text{ -----OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{1}{3} (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \\ &= \frac{1}{3} (1.000 \times 200.000 \times 36.88 + 0.500 \times 20.00 \times 2.600 \times 25.525 + \\ &\quad 19.00 \times 1.000 \times 29.225) \\ &= 2864.64 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

《 突起設置時の滑動の照査 》



$$q1 = 150.37 \text{ kN/m}^2$$

$$q2 = 8.19 \text{ kN/m}^2$$

$$q3 = 106.62 \text{ kN/m}^2$$

$$HK = \left\{ \frac{q1+q3}{2} \cdot L1 \cdot \tan \phi + \frac{q2+q3}{2} \cdot L2 \cdot \tan \delta + c \cdot L1 \right\} \cdot D$$

$$HK = \left\{ \frac{150.37 + 106.62}{2} \times 0.800 \times 0.000 + \frac{8.19 + 106.62}{2} \times 1.800 \times 0.700 \right. \\ \left. + 200.00 \times 0.800 \right\} \times 1.000 \\ = 232.33 \text{ kN}$$

$$Fs = \frac{232.33}{142.81} = 1.627 \geq Fa = 1.500 \text{ ---OK}$$

3-4 突起

3-4-1 断面力一覧

荷重ケース	曲げモーメント M (kN・m/m)	せん断力 S (kN/m)
常時	19.72	98.58

3-4-2 断面力算出

・突起に加わる水平力

$$\begin{aligned}
 H_r &= \left\{ \frac{q_1+q_3}{2} \cdot L_1 \cdot (\tan\phi - \tan\delta) + \frac{q_2+q_3}{2} \cdot L_2 \cdot \tan\delta + c \cdot L_1 \right\} \cdot D \cdot \frac{H_B}{H_K} \\
 &= \left\{ \frac{150.37+106.62}{2} \times 0.800 \times (0.000-0.700) + \frac{8.19+106.62}{2} \times 1.800 \times 0.700 + \right. \\
 &\quad \left. 200.00 \times 0.800 \right\} \times 1.000 \times \frac{142.81}{232.33} \\
 &= 98.58 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

ここに、

H_r	: 突起に加わる水平力	(kN)
H_K	: 滑動抵抗力	(kN)
H_B	: 擁壁底面に作用する水平力	(kN)
q_1	: 擁壁底面のつま先での地盤反力度	= 150.37 (kN/m ²)
q_2	: 擁壁底面のかかとでの地盤反力度	= 8.19 (kN/m ²)
q_3	: 突起前面での地盤反力度	= 106.62 (kN/m ²)
L_1	: 突起前面から擁壁底面のつま先までの距離	= 0.800 (m)
L_2	: 突起前面から擁壁底面のかかとまでの距離	= 1.800 (m)
D	: 基礎の奥行き	(m)
$\tan\phi$: 仮想基礎底面と地盤との間の摩擦係数	
$\tan\delta$: 基礎底面と地盤との間の摩擦係数	
c	: 基礎底面と地盤との間の粘着力	(kN/m ²)

・突起に加わる曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M &= H_r \cdot \frac{h}{2} \\
 &= 98.58 \times \frac{0.400}{2} = 19.72 \text{ (kN・m)}
 \end{aligned}$$

・単位幅あたりの曲げモーメント

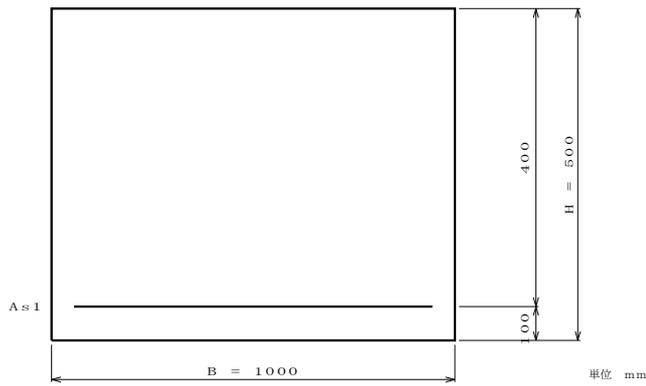
$$M = \frac{19.72}{1.000} = 19.72 \text{ (kN・m/m)}$$

・単位幅あたりのせん断力

$$S = \frac{98.58}{1.000} = 98.58 \text{ (kN/m)}$$

3-4-3 応力度計算

1) 配筋



層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm ² /m)
1	100	D13ctc250 (4,000本)	506.8

2) 曲げ応力度の計算

荷重ケース	M (kN・m/m)	中立軸 (mm)	σ_c (σ_{ca}) (N/mm ²)	σ_s (σ_{sa}) (N/mm ²)
常時	19.72	70.75	1.48 (7.00)	103.35 (180.00)

3) せん断応力度の計算

荷重ケース	せん断力 S (kN/m)	せん断応力度 (N/mm ²)	
		τ	τ_a
常時	98.58	0.262	0.40