

テールアルメ工法 外的安定計算書

現場名 ○○○道路改良工事

ケース名 参考書計算例 (常時・地震時)

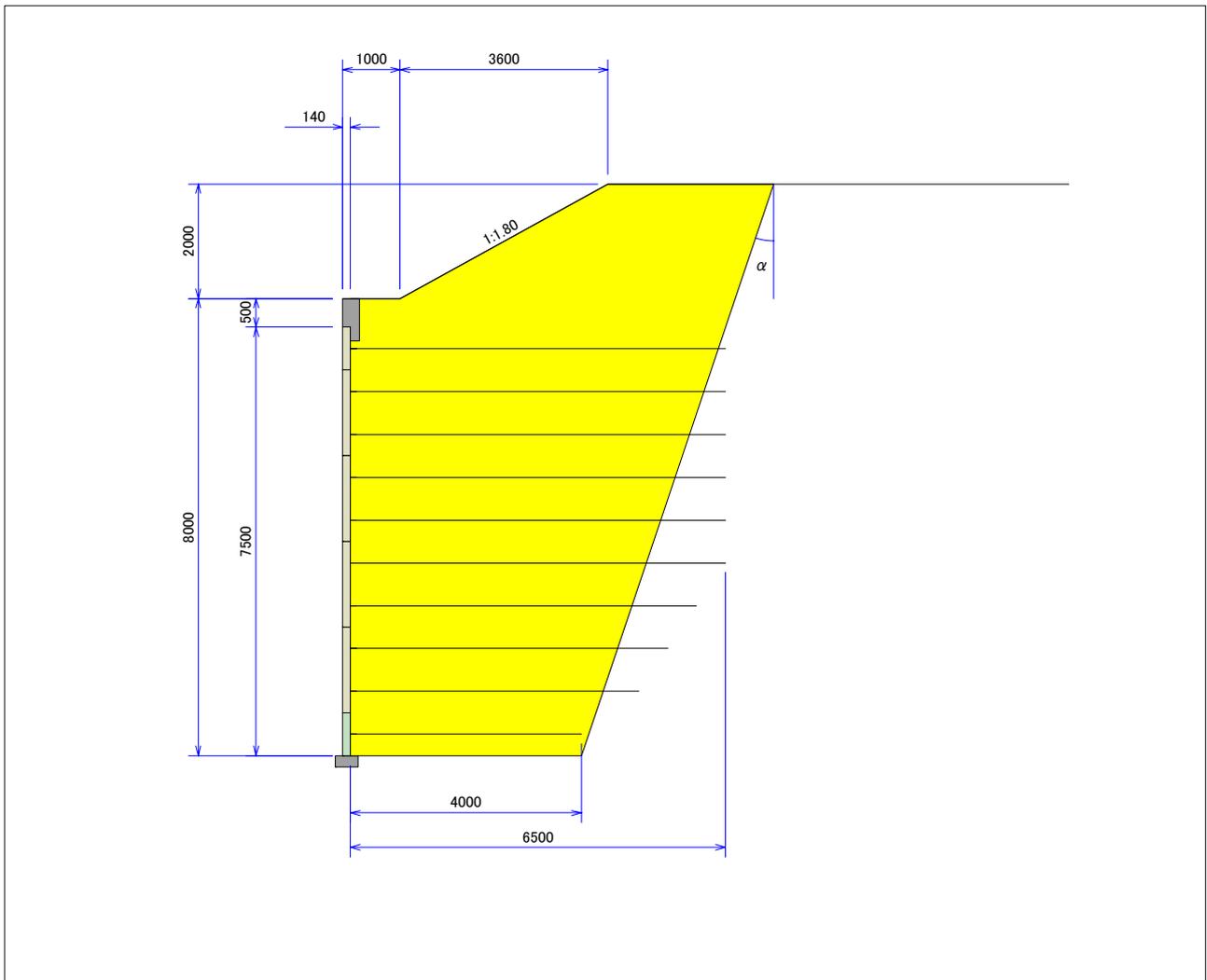
備考

2. 外的安定計算

2.1 設計条件

2.1.1 仮想擁壁形状

検討する仮想擁壁形状を以下に記す。



検討断面寸法

ここに

壁面材高 : $H = 7.500$ (m)

最上段ストリップ長 : $L_1 = 6.500$ (m)

最下段ストリップ長 : $L_2 = 4.000$ (m)

仮想擁壁背面傾斜角 : $\alpha = -18.435$ (°) ($\alpha = \tan^{-1} \cdot \frac{L_2 - L_1}{H}$)

仮想擁壁底版幅 : $B = 4.000$ (m)

仮想擁壁高 : $H_T = 10.000$ (m)

2.1.2 土質定数

(1) 盛土材料の土質定数

盛土材料における土質定数は次のとおりとする。

$$\begin{aligned} \text{単位体積重量} & : \gamma_1 = 19.0 \quad (\text{kN/m}^3) \\ \text{せん断抵抗角} & : \phi_1 = 30.0 \quad (^\circ) \\ \text{粘着力} & : c_1 = 10.000 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

(2) 裏込土の土質定数

裏込土における土質定数は次のとおりとする。

$$\begin{aligned} \text{単位体積重量} & : \gamma_2 = 19.0 \quad (\text{kN/m}^3) \\ \text{せん断抵抗角} & : \phi_2 = 30.0 \quad (^\circ) \\ \text{粘着力} & : c_2 = 10.000 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

(3) 基礎地盤の土質定数

基礎地盤における土質定数は次のとおりとする。

$$\begin{aligned} \text{単位体積重量} & : \gamma_3 = 18.0 \quad (\text{kN/m}^3) \\ \text{せん断抵抗角} & : \phi_3 = 25.0 \quad (^\circ) \\ \text{粘着力} & : c_3 = 50.000 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

(4) 極限支持力の算出条件

極限支持力算出するため、必要定数を以下のように設定した。

$$\text{根入れ地盤の単位体積重量} : \gamma_4 = 18.0 \quad (\text{kN/m}^3)$$

(盛土直下支持力に対して)

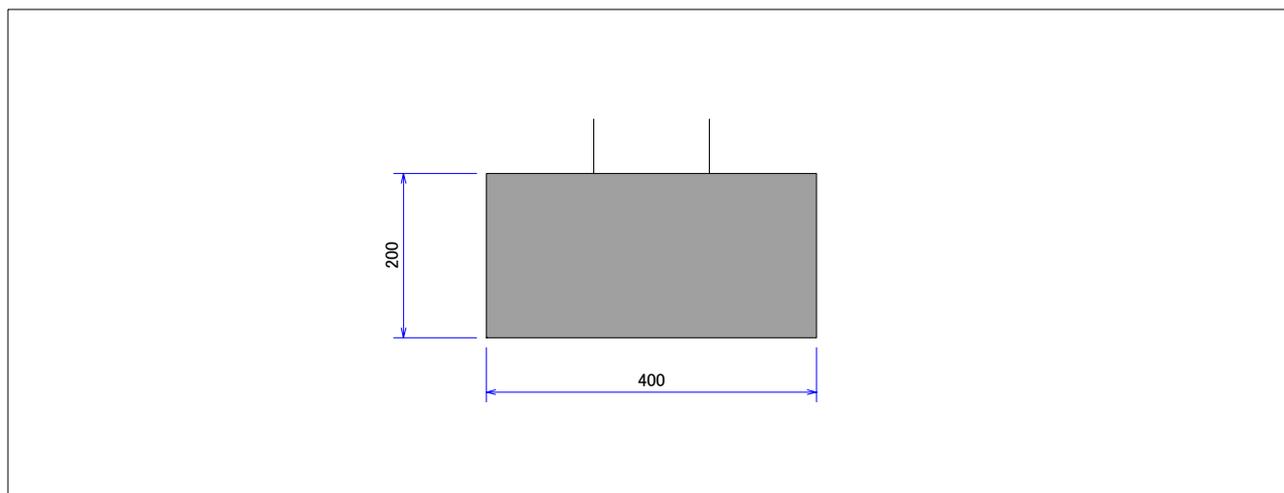
$$\begin{aligned} \text{基礎の有効根入れ深さ} & : D_f = 0.500 \quad (\text{m}) \\ \text{支持地盤と同等な地盤に根入れした深さ} & : D_f' = 0.500 \quad (\text{m}) \\ \text{基礎の形状係数} & : \alpha = 1.0 \\ \text{基礎の形状係数} & : \beta = 1.0 \end{aligned}$$

(基礎工底面に対して)

$$\begin{aligned} \text{基礎の有効根入れ深さ} & : D_f = 0.700 \quad (\text{m}) \\ \text{支持地盤と同等な地盤に根入れした深さ} & : D_f' = 0.700 \quad (\text{m}) \\ \text{基礎の形状係数} & : \alpha = 1.0 \\ \text{基礎の形状係数} & : \beta = 1.0 \end{aligned}$$

2.1.3 基礎形状

基礎形状は標準基礎とする。以下に基礎形状とその寸法を記す。



基礎幅 : $b = 0.400$ (m)

基礎高 : $h = 0.200$ (m)

単位体積重量 : $\gamma_{c2} = 23.0$ (kN/m³)

2.1.4 安全率および許容値

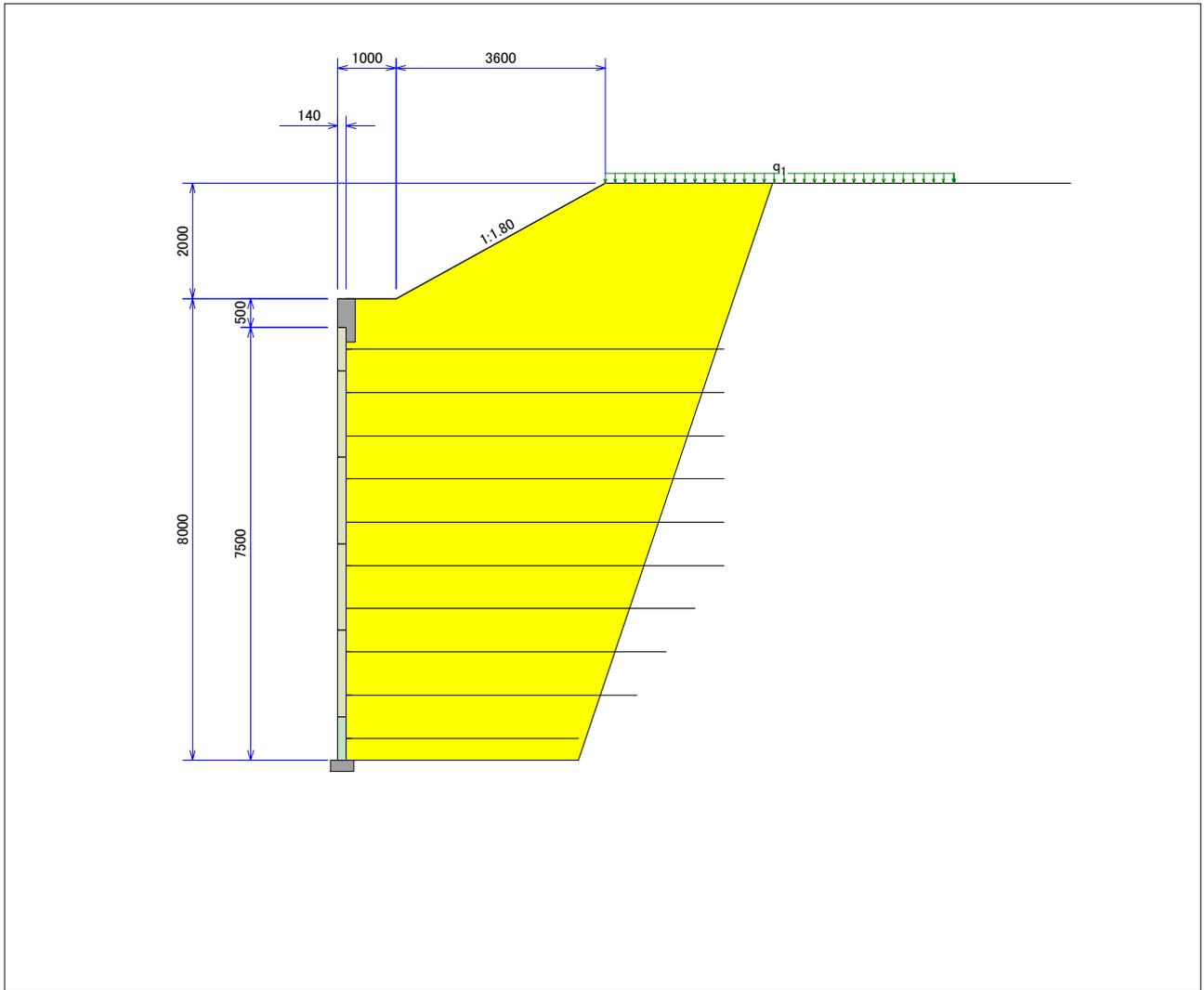
外的安定検討に用いる安全率および許容値は以下のとおりとする。

滑動に対する安全率	常時	$F_s \geq 1.5$
	地震時	$F_s \geq 1.2$
転倒に対する許容範囲	常時	$e \leq B/6$
	地震時	$e \leq B/3$
基礎工底面支持力に対する安全率	常時	$F_s \geq 2.0$
	地震時	$F_s \geq 1.5$
盛土直下支持力に対する安全率	常時	$F_s \geq 2.0$
	地震時	$F_s \geq 1.5$

2.1.5 荷重条件

外的安定計算における荷重条件を記す。

荷重図(常時)



荷重図

上載荷重一覧表(常時)

荷重名称	記号	載荷座標 X (m)		分布幅 (m)		荷重 (kN/m ²)
		開始	終了	擁壁上	擁壁背面	
上載荷重 1	q1	4.600	10.600	2.873	3.127	10.000

※載荷座標は壁面材の前面からの距離としている。

2.1.6 土圧算出条件

土圧は試行くさび法にて算出する。以下に土圧算出における条件を記載する。

試行くさび角度範囲(ω)

開始角度(°)	終了角度(°)	増分角度(°)
30.0	80.0	1.0

基礎底面からの離れ : $h_s = 0.000$ (m)

粘着高さ : $Z = 1.823$ (m)

単位体積重量 : $\gamma_2 = 19.0$ (kN/m³)

せん断抵抗角 : $\phi_2 = 30.0$ (°)

粘着力 : $c_2 = 10.000$ (kN/m²)

設計水平震度 : $kh = 0.15$

地震時合成角 : $\theta = 8.531$ (°)

粘着高さの算出

$$\begin{aligned} Z &= \frac{2 \cdot c_2}{\gamma_2} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi_2}{2}\right) \\ &= \frac{2 \times 10.000}{19.0} \times \tan\left(45^\circ + \frac{30.0}{2}\right) \\ &= 1.823 \text{ (m)} \end{aligned}$$

地震時合成角の算出

$$\begin{aligned} \theta &= \tan^{-1} kh \\ &= \tan^{-1} 0.15 \\ &= 8.531 \text{ (°)} \end{aligned}$$

2.2 安定計算(常時)

仮想擁壁から自重を計算する。仮想擁壁の計算は別紙(仮想擁壁のモーメント集計表)にて詳細に記載するが、次のような計算結果が得られた。

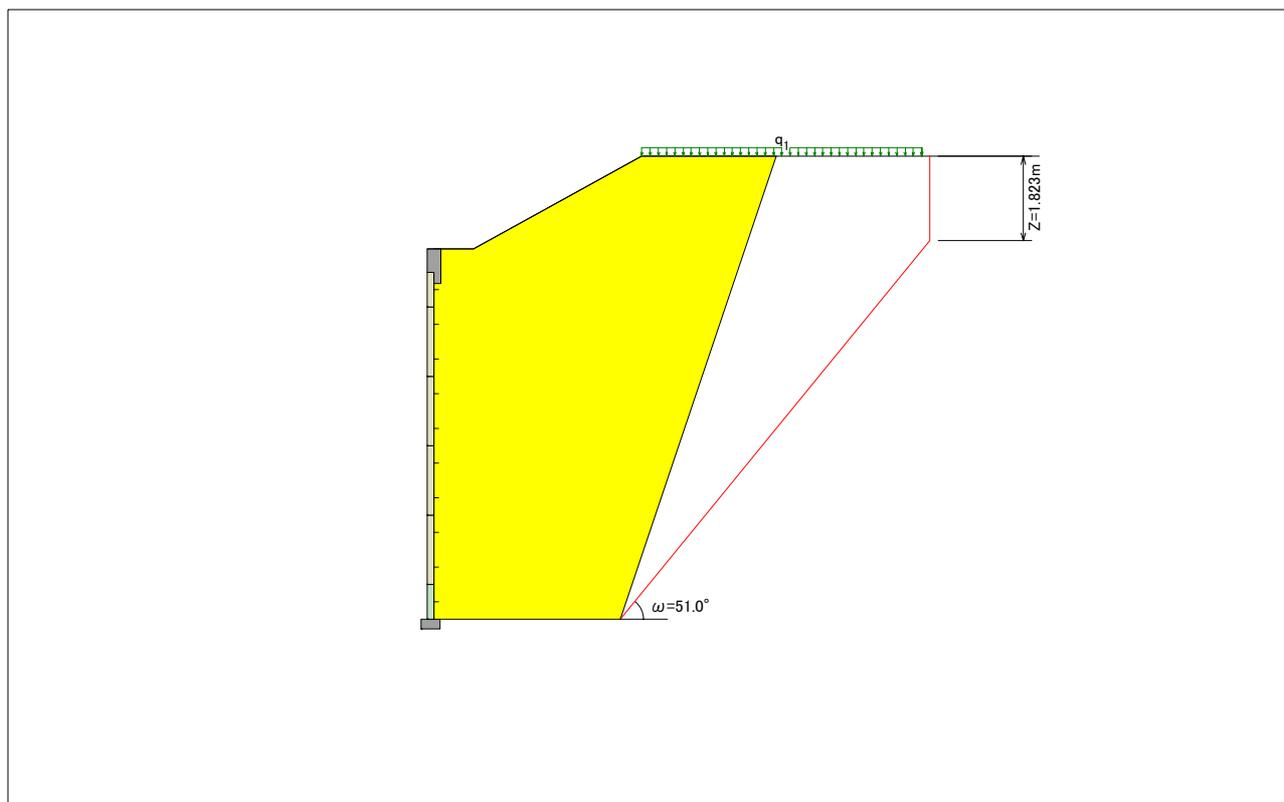
鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	モーメント	
		抵抗 Mr (kN・m/m)	転倒 Mo (kN・m/m)
975.555	-	2983.221	-

2.2.1 土圧計算

土圧は試行くさび法によって、すべり面を変化させて最大土圧を算出する。

$$P = \frac{W_1 \cdot \sin(\omega - \phi_2) - c_2 \cdot l \cdot \cos \phi_2}{\cos(\omega - \phi_2 - \alpha - \delta)}$$

最大土圧における採用値



上図のようにすべり面角度 $\omega = 51.0^\circ$ の時に最大土圧 $P = 94.675 \text{ (kN/m)}$ となる。

最大土圧の算出式は次のとおりとなる。

$$P = \frac{W_1 \cdot \sin(\omega - \phi_2) - c_2 \cdot l \cdot \cos \phi_2}{\cos(\omega - \phi_2 - \alpha - \delta)}$$

ここに

くさび重量 : $W_1 = 458.314 \text{ (kN/m)}$ $W_1 = v_1 + w_1$

くさび角度 : $\omega = 51.0 \text{ (}^\circ\text{)}$

せん断抵抗角 : $\phi_2 = 30.0 \text{ (}^\circ\text{)}$

粘着力 : $c_2 = 10.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

すべり線長 : $l = 10.522 \text{ (m)}$

壁面摩擦角(常時) : $\delta = 0.000 \text{ (}^\circ\text{)}$

仮想擁壁背面の傾斜角 : $\alpha = -18.435 \text{ (}^\circ\text{)}$

土塊重量 : $v_1 = 427.044 \text{ (kN/m)}$

くさび上の載荷重 : $w_1 = 31.270 \text{ (kN/m)}$

くさび上の載荷重は次のとおりとなった。

荷重名称	記号	くさび上の分布幅 (m)	荷重 (kN/m ²)	くさび上の載荷重 (kN/m)
上載荷重 1	q ₁	3.127	10.000	31.270
くさび上の載荷重合計 (w ₁)				31.270

最大土圧Pから鉛直成分および水平成分に分ける。各成分は以下の式で算出することが出来る。

$$\begin{aligned}
 P_h &= P \cdot \cos(\delta + \alpha) \\
 &= 94.675 \times \cos(0.000 + -18.435) \\
 &= 89.817 \quad (\text{kN/m})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_v &= P \cdot \sin(\delta + \alpha) \\
 &= 94.675 \times \sin(0.000 + -18.435) \\
 &= -29.939 \quad (\text{kN/m})
 \end{aligned}$$

土圧分布は三角形分布として仮定することができ、この場合の作用位置は土圧分布下端より分布高さH_Tの1/3の点となる。

$$\begin{aligned}
 y &= \frac{H_T}{3} = \frac{10.000}{3} \\
 &= 3.333 \quad (\text{m})
 \end{aligned}$$

ここに

y : 作用位置(y方向) (m)

H_T : 仮想擁壁高 (m)

$$\begin{aligned}
 x &= y \cdot \tan \alpha + B = 3.333 \times \tan 18.435 + 4.000 \\
 &= 5.111 \quad (\text{m})
 \end{aligned}$$

ここに

x : 作用位置(x方向) (m)

y : 作用位置(y方向) (m)

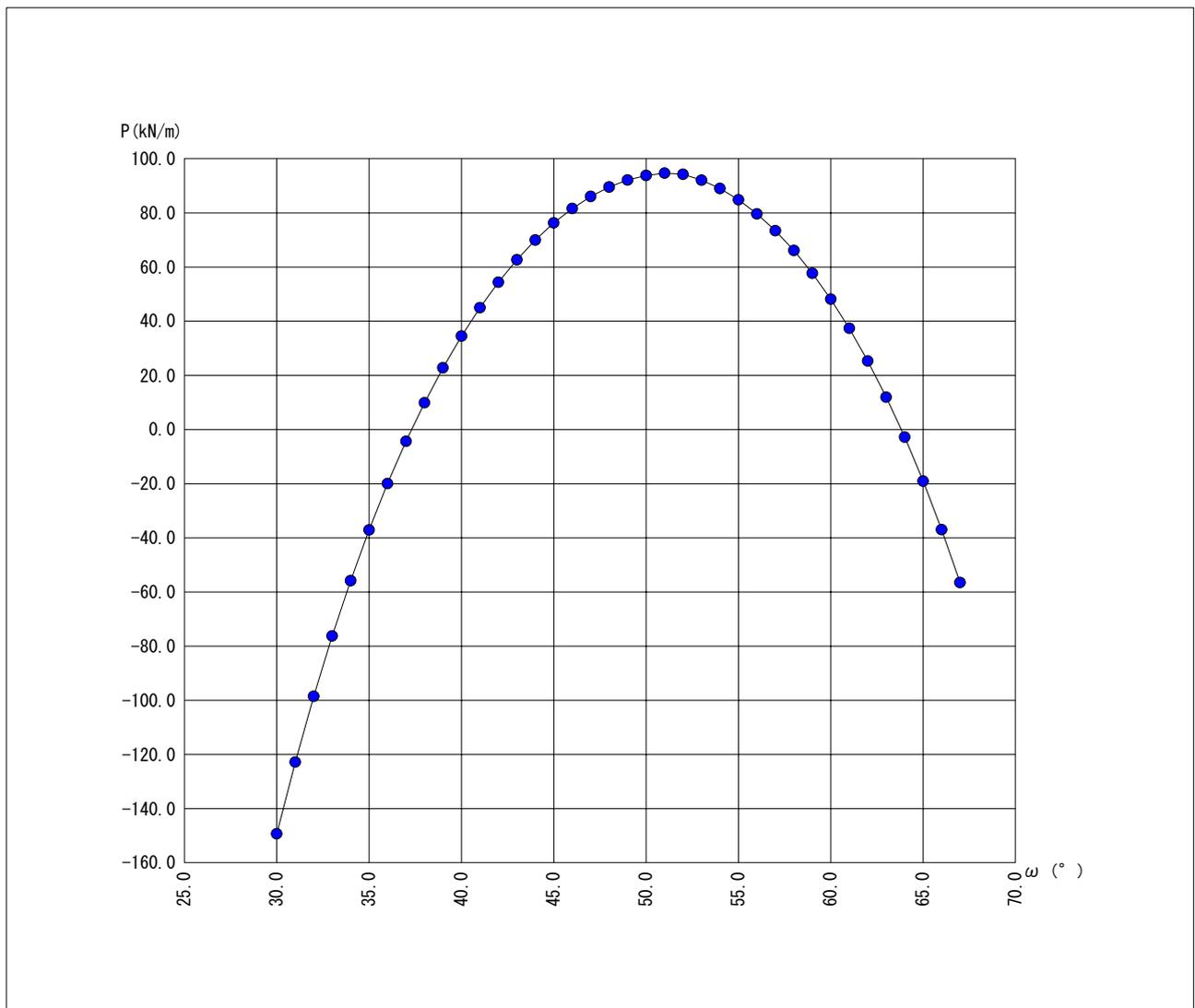
α : 仮想擁壁背面の傾斜角 (°)

B : 仮想擁壁底版幅 (m)

※αは絶対値として計算する。

すべり面角度と土圧

すべり面角度 ω (°)	土圧合力 P (kN/m)	鉛直成分 Pv (kN/m)	水平成分 Ph (kN/m)	備考
46.0	81.641	-25.817	77.451	
47.0	86.054	-27.213	81.638	
48.0	89.550	-28.318	84.955	
49.0	92.139	-29.137	87.411	
50.0	93.832	-29.672	89.017	
51.0	94.675	-29.939	89.817	最大土圧
52.0	94.265	-29.809	89.428	
53.0	92.114	-29.129	87.387	
54.0	88.996	-28.143	84.429	
55.0	84.838	-26.828	80.484	
56.0	79.660	-25.191	75.572	



すべり面角度-土圧関係図

2.2.2 荷重集計

算出した各荷重を集計し、仮想擁壁の安定度を照査する。

(常時)

荷重名称	鉛直成分 V (kN/m)	アーム X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m/m)	水平成分 H (kN/m)	アーム Y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m/m)
自重	975.555	-	2983.221	-	-	-
土圧	-29.939	5.111	-153.018	89.817	3.333	299.360
合計	945.616	-	2830.203	89.817	-	299.360

また、転倒時の合力作用位置は次式で算出することができる。

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = \frac{2830.203 - 299.360}{945.616} = 2.676 \text{ (m)}$$

ここに

抵抗モーメント合計 : $\sum Mr = 2830.203$ (kN・m/m)

転倒モーメント合計 : $\sum Mo = 299.360$ (kN・m/m)

全鉛直力の合計 : $\sum V = 945.616$ (kN/m)

2.2.3 滑動に対する安定照査

仮想擁壁には、底版下面に沿って滑らせようとする滑動力と、これに対して底版と支持地盤の間に生じる滑動抵抗力が作用する。滑動抵抗力が不足すると仮想擁壁は前方に押し出されるように滑動する。

仮想擁壁に対する安全率 F_s は次式によって算出する。

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B}{\Sigma H} = \frac{945.616 \times 0.577 + 0.000 \times 4.000}{89.817} = 6.074 \geq 1.5 \cdots \text{OK}$$

ここに

$$\text{全鉛直力の合計} : \Sigma V = 945.616 \quad (\text{kN/m})$$

$$\text{全水平力の合計} : \Sigma H = 89.817 \quad (\text{kN/m})$$

$$\text{摩擦係数} : \mu = 0.577$$

$$\text{付着力} : c_B = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{仮想擁壁の底版幅} : B = 4.000 \quad (\text{m})$$

2.2.4 転倒に対する安定照査

転倒に対する安定度は、合力作用点の底版中央からの偏心距離 e が規定した範囲内にあるかどうかで判定する。偏心距離 e は次式によって算出する。ただし、合力作用点位置が所定の範囲の後方にはずれても安定と判断する。

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{4.000}{2} - 2.676 = -0.676 \quad (\text{m}) \leq \frac{B}{6} = \frac{4.000}{6} = 0.666 \quad (\text{m}) \cdots \text{OK}$$

ここに

$$\text{仮想擁壁の底版幅} : B = 4.000 \quad (\text{m})$$

$$\text{合力作用位置} : d = 2.676 \quad (\text{m})$$

2.2.5 盛土直下支持力に対する検討

盛土直下の地盤反力度を算出する。

$$\begin{aligned} N &= \gamma_1 (H + H_3) + q \\ &= 19.0 \times (7.500 + 2.244) + 10.000 \\ &= 195.136 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

ここに

盛土材料の単位体積重量 : $\gamma_1 = 19.0$ (kN/m³)

壁面材高 : $H = 7.500$ (m)

上載盛土の荷重換算高さ : $H_3 = 2.244$ (m)

上載する荷重 : $q = 10.000$ (kN/m²)

支持力における極限支持力度の算出

極限支持力度は「道路橋示方書」（日本道路協会）の式にて行う。算出式は以下のとおり。

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c_3 \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_3 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r$$

ここに

基礎地盤の粘着力	: $c_3 = 50.000$ (kN/m ²)
上載する荷重, $q = \gamma_4 \cdot D_f$: $q = 9.000$ (kN/m ²)
基礎地盤の単位体積重量	: $\gamma_3 = 18.0$ (kN/m ³)
根入れ地盤の単位体積重量	: $\gamma_4 = 18.0$ (kN/m ³)
基礎幅	: $B = 4.000$ (m)
基礎の有効根入れ深さ	: $D_f = 0.500$ (m)
支持地盤と同等な地盤に根入れした深さ	: $D_f' = 0.500$ (m)
根入れ効果に対する割増係数, $\kappa = 1 + 0.3 \left(\frac{D_f'}{B_e} \right)$: $\kappa = 1.038$
荷重の偏心を考慮した基礎の有効幅	: $B_e = 4.000$ (m)
基礎の形状係数	: $\alpha = 1.0$
基礎の形状係数	: $\beta = 1.0$
支持力係数	: $N_c = 20.00$
支持力係数	: $N_q = 11.00$
支持力係数	: $N_r = 6.70$
寸法効果に関する補正係数	: $S_c = 1.000$
寸法効果に関する補正係数	: $S_q = 1.000$
寸法効果に関する補正係数	: $S_r = 1.000$

なお、極限支持力計算に際し、支持力係数は道路橋示方書のグラフを利用し、 $\tan \theta$ との関係から読み取った値を採用した。なお、荷重の偏心は考慮しないことから $\tan \theta = 0.000$ としてグラフから読みとるものとする。

また、寸法効果に関する補正は行わないものとし、各補正係数を1.000として算出する。

前項の条件から極限支持力は次のようになる。

$$\begin{aligned} Q_u &= \alpha \cdot \kappa \cdot c_3 \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_3 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r \\ &= 1381.962 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

よって、盛土直下支持力の結果は次のようになる。

$$N \cdot F_s = 195.136 \times 2.0 = 390.272 \quad (\text{kN/m}^2) \leq Q_u = 1381.962 \quad (\text{kN/m}^2) \quad \dots \text{OK}$$

2.2.6 壁面直下支持力に対する検討

壁面に作用する鉛直土圧、基礎底面に作用する壁面材の重量、基礎上の土塊重量などの地盤反力を算出する。

壁面に作用する鉛直土圧

$$P_v = \sum (T_i \cdot \tan \delta)$$

$$\delta = 2/3 \times 30.000 = 20.000 \quad (^\circ)$$

段数 <i>i</i>	T_i (kN/m)	$\tan \delta$	P_{Vi} (kN/m)
1	12.540	0.364	4.565
2	16.832	0.364	6.127
3	19.193	0.364	6.986
4	21.147	0.364	7.698
5	22.894	0.364	8.333
6	24.265	0.364	8.832
7	26.177	0.364	9.528
8	28.801	0.364	10.484
9	31.430	0.364	11.441
10	22.720	0.364	8.270
計	-	-	82.264

よって、 $P_v = 82.264$ (kN/m)

基礎コンクリート底面に作用する地盤反力度

$$N = \frac{W_{c1} + W_{c2} + P_v}{b} = \frac{27.440 + 1.840 + 82.264}{0.400} = 278.860 \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここに

壁面材の自重 ($\gamma_{c1} \cdot H_{ta} \cdot t$)	: $W_{c1} = 27.440$ (kN/m)
壁面材の単位体積重量	: $\gamma_{c1} = 24.5$ (kN/m ³)
壁全高 ($H+H_4$)	: $H_{ta} = 8.000$ (m)
壁面材の厚さ	: $t = 0.140$ (m)
基礎コンクリート重量	: $W_{c2} = 1.840$ (kN/m)
基礎幅	: $b = 0.400$ (m)

支持力における極限支持力度の算出

極限支持力度は「道路橋示方書」（日本道路協会）の式にて行う。算出式は以下のとおり。

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c_3 \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_3 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r$$

ここに

基礎地盤の粘着力	: $c_3 = 50.000$ (kN/m ²)
上載する荷重, $q = \gamma_4 \cdot D_f$: $q = 12.600$ (kN/m ²)
基礎地盤の単位体積重量	: $\gamma_3 = 18.0$ (kN/m ³)
根入れ地盤の単位体積重量	: $\gamma_4 = 18.0$ (kN/m ³)
基礎幅	: $b = 0.400$ (m)
基礎の有効根入れ深さ	: $D_f = 0.700$ (m)
支持地盤と同等な地盤に根入れした深さ	: $D_f' = 0.700$ (m)
根入れ効果に対する割増係数, $\kappa = 1 + 0.3 \left(\frac{D_f'}{B_e} \right)$: $\kappa = 1.525$
荷重の偏心を考慮した基礎の有効幅	: $B_e = 0.400$ (m)
基礎の形状係数	: $\alpha = 1.0$
基礎の形状係数	: $\beta = 1.0$
支持力係数	: $N_c = 20.00$
支持力係数	: $N_q = 11.00$
支持力係数	: $N_r = 6.70$
寸法効果に関する補正係数	: $S_c = 1.000$
寸法効果に関する補正係数	: $S_q = 1.000$
寸法効果に関する補正係数	: $S_r = 1.000$

なお、極限支持力計算に際し、支持力係数は道路橋示方書のグラフを利用し、 $\tan \theta$ との関係から読み取った値を採用した。なお、荷重の偏心は考慮しないことから $\tan \theta = 0.000$ としてグラフから読みとるものとする。

また、寸法効果に関する補正は行わないものとし、各補正係数を1.000として算出する。

前項の条件から極限支持力は次のようになる。

$$\begin{aligned} Q_u &= \alpha \cdot \kappa \cdot c_3 \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_3 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r \\ &= 1760.485 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

よって、壁面直下支持力の結果は次のようになる。

$$N \cdot F_s = 278.860 \times 2.0 = 557.720 \quad (\text{kN/m}^2) \leq Q_u = 1760.485 \quad (\text{kN/m}^2) \cdots \text{OK}$$

2.3 安定計算(地震時-1)

仮想擁壁から自重を計算する。仮想擁壁の計算は別紙(仮想擁壁のモーメント集計表)にて詳細に記載するが、次のような計算結果が得られた。

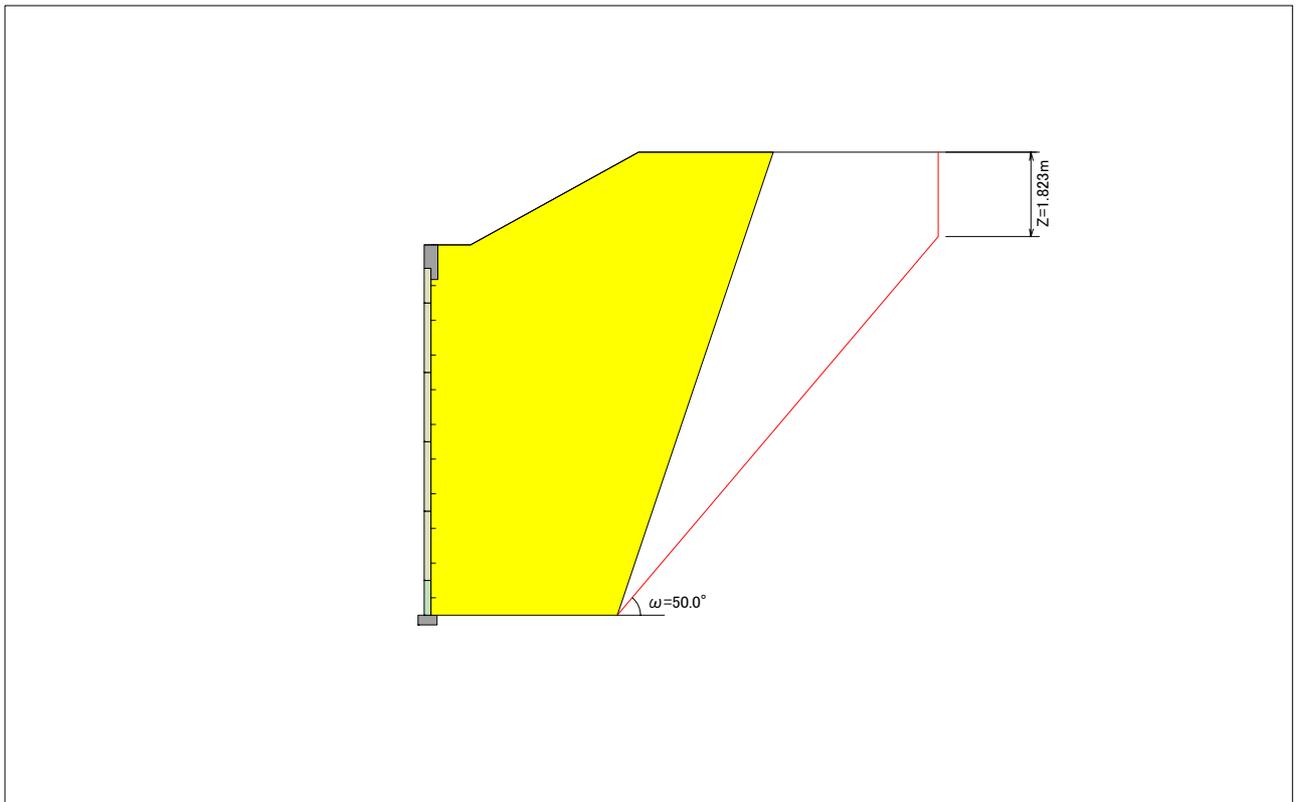
鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	モーメント	
		抵抗 Mr (kN・m/m)	転倒 Mo (kN・m/m)
975.555	146.333	2983.221	746.742

2.3.1 土圧計算

土圧は試行くさび法によって、すべり面を変化させて最大土圧を算出する。

$$P = \frac{W_1 \cdot \sin(\omega - \phi_2) - c_2 \cdot l \cdot \cos \phi_2}{\cos(\omega - \phi_2 - \alpha - \delta)}$$

最大土圧における採用値



上図のようにすべり面角度 $\omega=50.0(^{\circ})$ の時に最大土圧 $P = 80.178(\text{kN/m})$ となる。

最大土圧の算出式は次のとおりとなる。

$$P = \frac{W_1 \cdot \sin(\omega - \phi_2) - c_2 \cdot l \cdot \cos \phi_2}{\cos(\omega - \phi_2 - \alpha - \delta)}$$

ここに

くさび重量：	$W_1 = 453.929$	(kN/m)	$W_1 = v_1 + w_1$
くさび角度：	$\omega = 50.0$	($^{\circ}$)	
せん断抵抗角：	$\phi_2 = 30.0$	($^{\circ}$)	
粘着力：	$c_2 = 10.000$	(kN/m ²)	
すべり線長：	$l = 10.675$	(m)	
壁面摩擦角(常時)：	$\delta = 0.000$	($^{\circ}$)	
仮想擁壁背面の傾斜角：	$\alpha = -18.435$	($^{\circ}$)	
土塊重量：	$v_1 = 453.929$	(kN/m)	
くさび上の載荷重：	$w_1 = 0.000$	(kN/m)	

最大土圧Pから鉛直成分および水平成分に分ける。各成分は以下の式で算出することが出来る。

$$\begin{aligned} P_h &= P \cdot \cos(\delta + \alpha) \\ &= 80.178 \times \cos(0.000 + -18.435) \\ &= 76.064 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_v &= P \cdot \sin(\delta + \alpha) \\ &= 80.178 \times \sin(0.000 + -18.435) \\ &= -25.355 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

土圧分布は三角形分布として仮定することができ、この場合の作用位置は土圧分布下端より分布高さ H_T の1/3の点となる。

$$\begin{aligned} y &= \frac{H_T}{3} = \frac{10.000}{3} \\ &= 3.333 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

ここに

y : 作用位置(y方向) (m)

H_T : 仮想擁壁高 (m)

$$\begin{aligned} x &= y \cdot \tan \alpha + B = 3.333 \times \tan 18.435 + 4.000 \\ &= 5.111 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

ここに

x : 作用位置(x方向) (m)

y : 作用位置(y方向) (m)

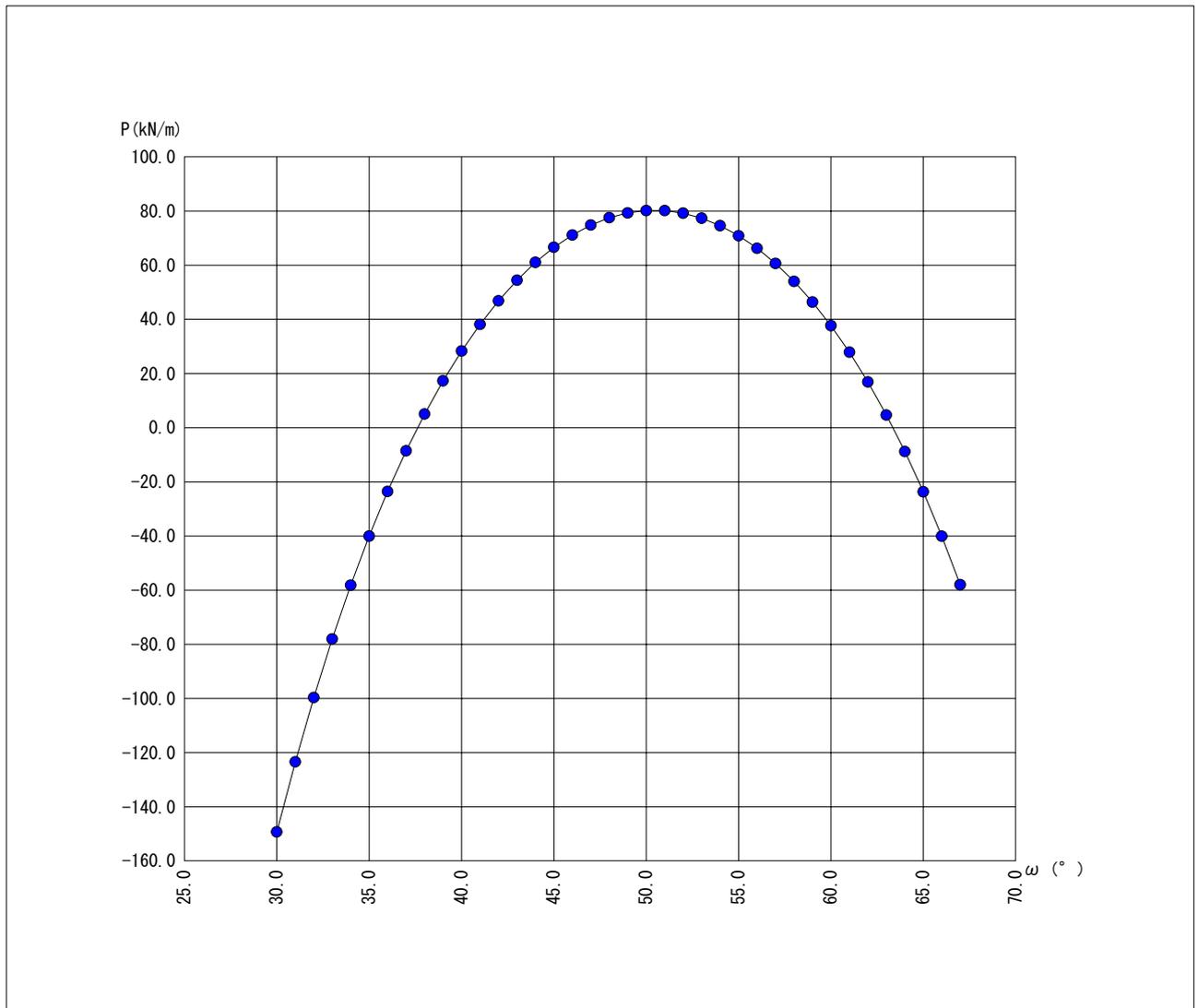
α : 仮想擁壁背面の傾斜角 (°)

B : 仮想擁壁底版幅 (m)

※ α は絶対値として計算する。

すべり面角度と土圧

すべり面角度 ω (°)	土圧合力 P (kN/m)	鉛直成分 Pv (kN/m)	水平成分 Ph (kN/m)	備考
45.0	66.640	-21.073	63.220	
46.0	71.191	-22.513	67.538	
47.0	74.833	-23.664	70.993	
48.0	77.539	-24.520	73.560	
49.0	79.318	-25.083	75.248	
50.0	80.178	-25.355	76.064	最大土圧
51.0	80.166	-25.351	76.052	
52.0	79.230	-25.055	75.164	
53.0	77.375	-24.468	73.404	
54.0	74.624	-23.598	70.795	
55.0	70.917	-22.426	67.278	



すべり面角度-土圧関係図

2.3.2 荷重集計

算出した各荷重を集計し、仮想擁壁の安定度を照査する。

(地震時-1)

荷重名称	鉛直成分 V (kN/m)	アーム X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m/m)	水平成分 H (kN/m)	アーム Y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m/m)
自重	975.555	-	2983.221	146.333	-	746.742
土圧	-25.355	5.111	-129.589	76.064	3.333	253.521
合計	950.200	-	2853.632	222.397	-	1000.263

また、転倒時の合力作用位置は次式で算出することができる。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{2853.632 - 1000.263}{950.200} = 1.951 \quad (\text{m})$$

ここに

抵抗モーメント合計 : $\Sigma Mr = 2853.632$ (kN・m/m)

転倒モーメント合計 : $\Sigma Mo = 1000.263$ (kN・m/m)

全鉛直力の合計 : $\Sigma V = 950.200$ (kN/m)

2.3.3 滑動に対する安定照査

仮想擁壁には、底版下面に沿って滑らせようとする滑動力と、これに対して底版と支持地盤の間に生じる滑動抵抗力が作用する。滑動抵抗力が不足すると仮想擁壁は前方に押し出されるように滑動する。

仮想擁壁に対する安全率 F_s は次式によって算出する。

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B}{\Sigma H} = \frac{950.200 \times 0.577 + 0.000 \times 4.000}{222.397} = 2.465 \geq 1.2 \cdots \text{OK}$$

ここに

$$\text{全鉛直力の合計} : \Sigma V = 950.200 \quad (\text{kN/m})$$

$$\text{全水平力の合計} : \Sigma H = 222.397 \quad (\text{kN/m})$$

$$\text{摩擦係数} : \mu = 0.577$$

$$\text{付着力} : c_B = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{仮想擁壁の底版幅} : B = 4.000 \quad (\text{m})$$

2.3.4 転倒に対する安定照査

転倒に対する安定度は、合力作用点の底版中央からの偏心距離 e が規定した範囲内にあるかどうかで判定する。偏心距離 e は次式によって算出する。ただし、合力作用点位置が所定の範囲の後方にはずれても安定と判断する。

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{4.000}{2} - 1.951 = 0.049 \quad (\text{m}) \leq \frac{B}{3} = \frac{4.000}{3} = 1.333 \quad (\text{m}) \cdots \text{OK}$$

ここに

$$\text{仮想擁壁の底版幅} : B = 4.000 \quad (\text{m})$$

$$\text{合力作用位置} : d = 1.951 \quad (\text{m})$$

2.3.5 盛土直下支持力に対する検討

盛土直下の地盤反力度を算出する。

$$\begin{aligned} N &= \gamma_1 (H + H_3) + q \\ &= 19.0 \times (7.500 + 2.244) + 0.000 \\ &= 185.136 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

ここに

盛土材料の単位体積重量 : $\gamma_1 = 19.0$ (kN/m³)

壁面材高 : $H = 7.500$ (m)

上載盛土の荷重換算高さ : $H_3 = 2.244$ (m)

上載する荷重 : $q = 0.000$ (kN/m²)

支持力における極限支持力度の算出

極限支持力度は「道路橋示方書」（日本道路協会）の式にて行う。算出式は以下のとおり。

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c_3 \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_3 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r$$

ここに

基礎地盤の粘着力	: $c_3 = 50.000$ (kN/m ²)
上載する荷重, $q = \gamma_4 \cdot D_f$: $q = 9.000$ (kN/m ²)
基礎地盤の単位体積重量	: $\gamma_3 = 18.0$ (kN/m ³)
根入れ地盤の単位体積重量	: $\gamma_4 = 18.0$ (kN/m ³)
基礎幅	: $B = 4.000$ (m)
基礎の有効根入れ深さ	: $D_f = 0.500$ (m)
支持地盤と同等な地盤に根入れした深さ	: $D_f' = 0.500$ (m)
根入れ効果に対する割増係数, $\kappa = 1 + 0.3 \left(\frac{D_f'}{B_e} \right)$: $\kappa = 1.038$
荷重の偏心を考慮した基礎の有効幅	: $B_e = 4.000$ (m)
基礎の形状係数	: $\alpha = 1.0$
基礎の形状係数	: $\beta = 1.0$
支持力係数	: $N_c = 20.00$
支持力係数	: $N_q = 11.00$
支持力係数	: $N_r = 6.70$
寸法効果に関する補正係数	: $S_c = 1.000$
寸法効果に関する補正係数	: $S_q = 1.000$
寸法効果に関する補正係数	: $S_r = 1.000$

なお、極限支持力計算に際し、支持力係数は道路橋示方書のグラフを利用し、 $\tan \theta$ との関係から読み取った値を採用した。なお、荷重の偏心は考慮しないことから $\tan \theta = 0.000$ としてグラフから読みとるものとする。

また、寸法効果に関する補正は行わないものとし、各補正係数を1.000として算出する。

前項の条件から極限支持力は次のようになる。

$$\begin{aligned} Q_u &= \alpha \cdot \kappa \cdot c_3 \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_3 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r \\ &= 1381.962 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

よって、盛土直下支持力の結果は次のようになる。

$$N \cdot F_s = 185.136 \times 1.5 = 277.704 \quad (\text{kN/m}^2) \leq Q_u = 1381.962 \quad (\text{kN/m}^2) \dots \text{OK}$$

2.3.6 壁面直下支持力に対する検討

壁面に作用する鉛直土圧、基礎底面に作用する壁面材の重量、基礎上の土塊重量などの地盤反力を算出する。

壁面に作用する鉛直土圧

$$P_v = \sum (T_i \cdot \tan \delta_E)$$

$$\delta_E = 1/2 \times 30.000 = 15.000 \quad (^\circ)$$

段数 <i>i</i>	T_i (kN/m)	$\tan \delta_E$	P_{vi} (kN/m)
1	16.780	0.268	4.497
2	19.870	0.268	5.325
3	22.694	0.268	6.082
4	25.094	0.268	6.725
5	27.262	0.268	7.306
6	29.040	0.268	7.783
7	31.319	0.268	8.393
8	34.279	0.268	9.187
9	37.239	0.268	9.980
10	26.799	0.268	7.182
計	-	-	72.460

よって、 $P_v = 72.460$ (kN/m)

基礎コンクリート底面に作用する地盤反力度

$$N = \frac{W_{c1} + W_{c2} + P_v}{b} = \frac{27.440 + 1.840 + 72.460}{0.400} = 254.350 \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここに

壁面材の自重 ($\gamma_{c1} \cdot H_{ta} \cdot t$)	: $W_{c1} = 27.440$ (kN/m)
壁面材の単位体積重量	: $\gamma_{c1} = 24.5$ (kN/m ³)
壁全高 ($H+H_4$)	: $H_{ta} = 8.000$ (m)
壁面材の厚さ	: $t = 0.140$ (m)
基礎コンクリート重量	: $W_{c2} = 1.840$ (kN/m)
基礎幅	: $b = 0.400$ (m)

支持力における極限支持力度の算出

極限支持力度は「道路橋示方書」（日本道路協会）の式にて行う。算出式は以下のとおり。

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c_3 \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_3 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r$$

ここに

基礎地盤の粘着力	: $c_3 = 50.000$ (kN/m ²)
上載する荷重, $q = \gamma_4 \cdot D_f$: $q = 12.600$ (kN/m ²)
基礎地盤の単位体積重量	: $\gamma_3 = 18.0$ (kN/m ³)
根入れ地盤の単位体積重量	: $\gamma_4 = 18.0$ (kN/m ³)
基礎幅	: $b = 0.400$ (m)
基礎の有効根入れ深さ	: $D_f = 0.700$ (m)
支持地盤と同等な地盤に根入れした深さ	: $D_f' = 0.700$ (m)
根入れ効果に対する割増係数, $\kappa = 1 + 0.3 \left(\frac{D_f'}{B_e} \right)$: $\kappa = 1.525$
荷重の偏心を考慮した基礎の有効幅	: $B_e = 0.400$ (m)
基礎の形状係数	: $\alpha = 1.0$
基礎の形状係数	: $\beta = 1.0$
支持力係数	: $N_c = 20.00$
支持力係数	: $N_q = 11.00$
支持力係数	: $N_r = 6.70$
寸法効果に関する補正係数	: $S_c = 1.000$
寸法効果に関する補正係数	: $S_q = 1.000$
寸法効果に関する補正係数	: $S_r = 1.000$

なお、極限支持力計算に際し、支持力係数は道路橋示方書のグラフを利用し、 $\tan \theta$ との関係から読み取った値を採用した。なお、荷重の偏心は考慮しないことから $\tan \theta = 0.000$ としてグラフから読みとるものとする。

また、寸法効果に関する補正は行わないものとし、各補正係数を1.000として算出する。

前項の条件から極限支持力は次のようになる。

$$\begin{aligned} Q_u &= \alpha \cdot \kappa \cdot c_3 \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_3 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r \\ &= 1760.485 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

よって、壁面直下支持力の結果は次のようになる。

$$N \cdot F_s = 254.350 \times 1.5 = 381.525 \quad (\text{kN/m}^2) \leq Q_u = 1760.485 \quad (\text{kN/m}^2) \dots \text{OK}$$

2.4 安定計算(地震時-2)

仮想擁壁から自重を計算する。仮想擁壁の計算は別紙(仮想擁壁のモーメント集計表)にて詳細に記載するが、次のような計算結果が得られた。

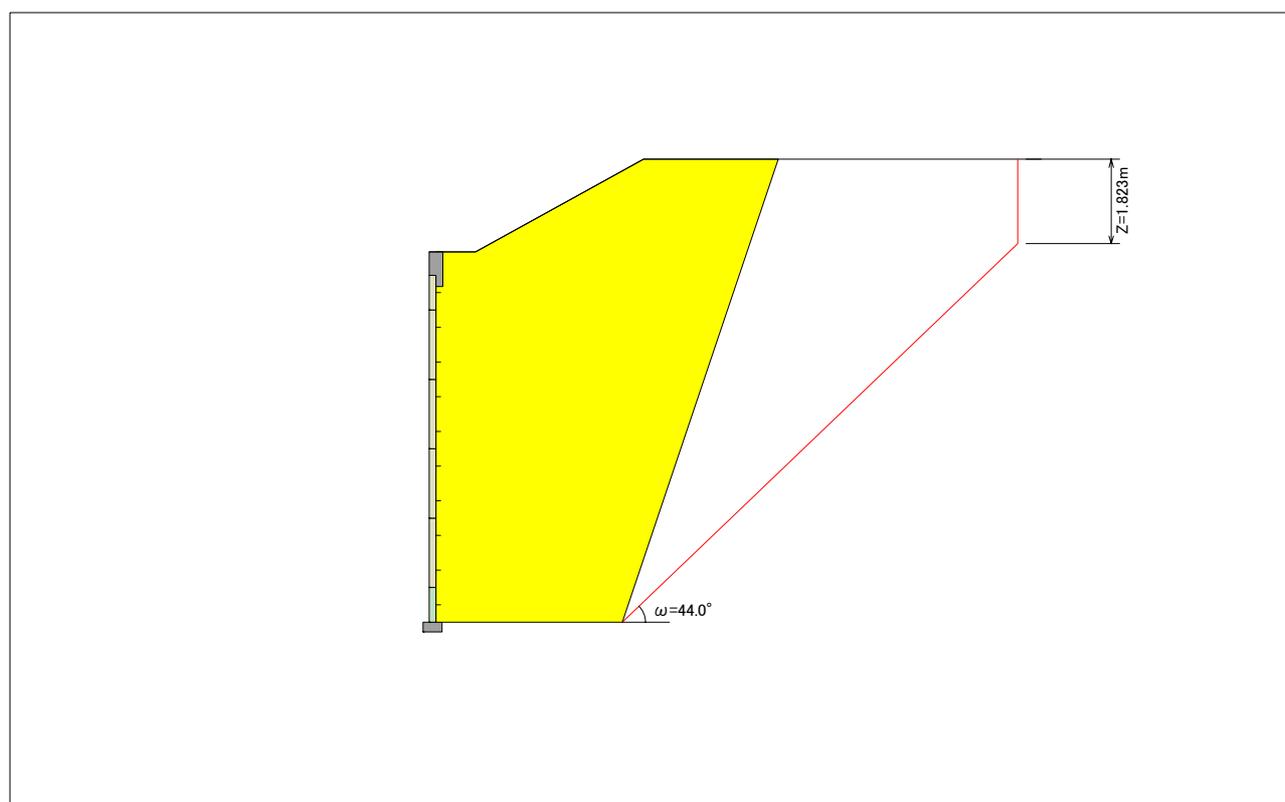
鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	モーメント	
		抵抗 Mr (kN・m/m)	転倒 Mo (kN・m/m)
975.555	-	2983.221	-

2.4.1 土圧計算

土圧は試行くさび法によって、すべり面を変化させて最大土圧を算出する。

$$P_E = \frac{W_1 \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega - \phi_2 + \theta) - c_2 \cdot l \cdot \cos \phi_2}{\cos(\omega - \phi_2 - \alpha - \delta_E)}$$

最大土圧における採用値



上図のようにすべり面角度 $\omega=44.0(^{\circ})$ の時に最大土圧 $P_E=146.471$ (kN/m)となる。

最大土圧の算出式は次のとおりとなる。

$$P_E = \frac{W_1 \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega - \phi_2 + \theta) - c_2 \cdot l \cdot \cos \phi_2}{\cos(\omega - \phi_2 - \alpha - \delta_E)}$$

ここに

くさび重量：	$W_1 = 634.353$ (kN/m)	$W_1 = v_1 + w_1$
くさび角度：	$\omega = 44.0$ ($^{\circ}$)	
せん断抵抗角：	$\phi_2 = 30.0$ ($^{\circ}$)	
粘着力：	$c_2 = 10.000$ (kN/m ²)	
すべり線長：	$l = 11.771$ (m)	
地震時合成角：	$\theta = 8.531$ ($^{\circ}$)	$\theta = \tan^{-1} kh$
壁面摩擦角(地震時)：	$\delta_E = 21.587$ ($^{\circ}$)	
仮想擁壁背面の傾斜角：	$\alpha = -18.435$ ($^{\circ}$)	
土塊重量：	$v_1 = 634.353$ (kN/m)	
くさび上の載荷重：	$w_1 = 0.000$ (kN/m)	
設計水平震度：	$kh = 0.15$	

最大土圧 P_E から鉛直成分および水平成分に分ける。各成分は以下の式で算出することが出来る。

$$\begin{aligned} P_h &= P_E \cdot \cos(\delta_E + \alpha) \\ &= 146.471 \times \cos(21.587 + -18.435) \\ &= 146.249 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_v &= P_E \cdot \sin(\delta_E + \alpha) \\ &= 146.471 \times \sin(21.587 + -18.435) \\ &= 8.054 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

土圧分布は三角形分布として仮定することができ、この場合の作用位置は土圧分布下端より分布高さ H_T の1/3の点となる。

$$\begin{aligned} y &= \frac{H_T}{3} = \frac{10.000}{3} \\ &= 3.333 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

ここに

y : 作用位置(y方向) (m)

H_T : 仮想擁壁高 (m)

$$\begin{aligned} x &= y \cdot \tan \alpha + B = 3.333 \times \tan 18.435 + 4.000 \\ &= 5.111 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

ここに

x : 作用位置(x方向) (m)

y : 作用位置(y方向) (m)

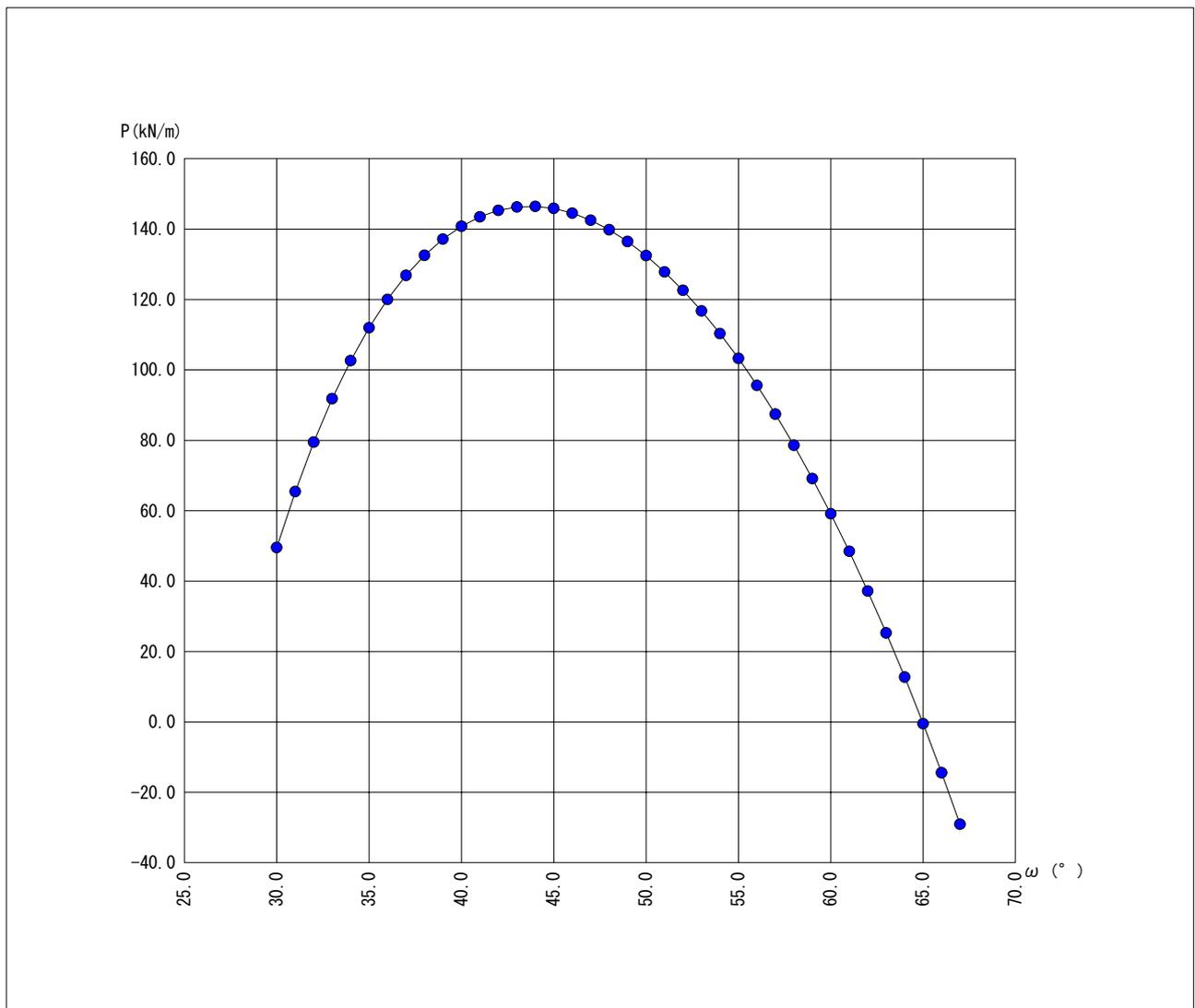
α : 仮想擁壁背面の傾斜角 (°)

B : 仮想擁壁底版幅 (m)

※ α は絶対値として計算する。

すべり面角度と土圧

すべり面角度 ω (°)	土圧合力 P (kN/m)	鉛直成分 Pv (kN/m)	水平成分 Ph (kN/m)	備考
39.0	137.182	7.543	136.974	
40.0	140.827	7.743	140.614	
41.0	143.492	7.890	143.275	
42.0	145.333	7.991	145.113	
43.0	146.299	8.044	146.078	
44.0	146.471	8.054	146.249	最大土圧
45.0	145.918	8.023	145.697	
46.0	144.553	7.948	144.334	
47.0	142.540	7.838	142.324	
48.0	139.848	7.690	139.636	
49.0	136.486	7.505	136.280	



すべり面角度-土圧関係図

2.4.2 荷重集計

算出した各荷重を集計し、仮想擁壁の安定度を照査する。

(地震時-2)

荷重名称	鉛直成分 V (kN/m)	アーム X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m/m)	水平成分 H (kN/m)	アーム Y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m/m)
自重	975.555	-	2983.221	-	-	-
土圧	8.054	5.111	41.164	146.249	3.333	487.448
合計	983.609	-	3024.385	146.249	-	487.448

また、転倒時の合力作用位置は次式で算出することができる。

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = \frac{3024.385 - 487.448}{983.609} = 2.579 \quad (\text{m})$$

ここに

抵抗モーメント合計 : $\sum Mr = 3024.385 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m})$

転倒モーメント合計 : $\sum Mo = 487.448 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m})$

全鉛直力の合計 : $\sum V = 983.609 \quad (\text{kN}/\text{m})$

2.4.3 滑動に対する安定照査

仮想擁壁には、底版下面に沿って滑らせようとする滑動力と、これに対して底版と支持地盤の間に生じる滑動抵抗力が作用する。滑動抵抗力が不足すると仮想擁壁は前方に押し出されるように滑動する。

仮想擁壁に対する安全率 F_s は次式によって算出する。

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B}{\Sigma H} = \frac{983.609 \times 0.577 + 0.000 \times 4.000}{146.249} = 3.880 \geq 1.2 \cdots \text{OK}$$

ここに

$$\text{全鉛直力の合計} : \Sigma V = 983.609 \quad (\text{kN/m})$$

$$\text{全水平力の合計} : \Sigma H = 146.249 \quad (\text{kN/m})$$

$$\text{摩擦係数} : \mu = 0.577$$

$$\text{付着力} : c_B = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{仮想擁壁の底版幅} : B = 4.000 \quad (\text{m})$$

2.4.4 転倒に対する安定照査

転倒に対する安定度は、合力作用点の底版中央からの偏心距離 e が規定した範囲内にあるかどうかで判定する。偏心距離 e は次式によって算出する。ただし、合力作用点位置が所定の範囲の後方にはずれても安定と判断する。

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{4.000}{2} - 2.579 = -0.579 \quad (\text{m}) \leq \frac{B}{3} = \frac{4.000}{3} = 1.333 \quad (\text{m}) \cdots \text{OK}$$

ここに

$$\text{仮想擁壁の底版幅} : B = 4.000 \quad (\text{m})$$

$$\text{合力作用位置} : d = 2.579 \quad (\text{m})$$