

③-2 テラセル・網状鉄筋挿入工

H=3.90m(1:0.8)3cell 7°

2024 年 11 月

KGC BLOCK

目 次

設計概説	1
§ 1 設計条件	4
§ 2 一般形状寸法図	5
§ 3 計算結果	6
§ 4 設計荷重	9
§ 5 安定計算	19

設計概説

本擁壁は、テラセルを積み上げた擁壁で、以下の方法で設計を行った。基本的な考えは『道路土工擁壁工指針』に準拠した。

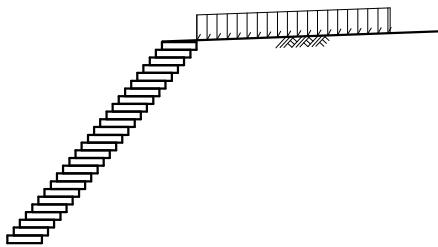
注) テラセルの設計控長について

3セルタイプの底版幅は最大800mmであるが、平面的に展開すると波形状となっているため、安定計算に用いる設計控長は、セル内に拘束される充填材の重量に関わることから平均長2.5セルとし、設計控長を667mmとする。同様に4セルタイプ、5セルタイプについても下記を設計控長とする。

- ・3セルタイプの底版幅 800mm(2.5セル= 667mm)
- ・4セルタイプの底版幅1067mm(3.5セル= 933mm)
- ・5セルタイプの底版幅1333mm(4.5セル=1200mm)

(1) 設計断面

- 1) 拥壁形式 もたれ式擁壁
- 2) 基礎形式 直接基礎
- 3) 拥壁寸法 拥壁高さ $H = 3.900$ (m)
底版幅 $B = 0.667$ (m)
勾配 1 : 0.800
- 4) 使用製品ブロック
テラセル (ジオセル)



[設計方針・方法]

[計算結果]

(2) 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行った。

常時 自重+土圧

地震時 自重+地震の影響（自重による慣性力、地震時土圧）

※ 常時に作用する土圧は、地表面上の活荷重を考慮する。

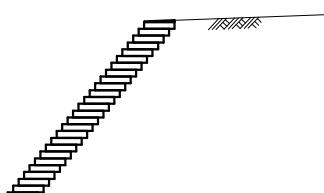
(3) 設計荷重

設計は、以下の荷重を考慮して行った。

1) 自重

製品本体および、製品上の土砂を自重として考慮した。

$$\begin{aligned} \text{軀体} &: W_c = 52.00 (\text{kN}) \\ \text{裏込土} &: W_s = 0.34 (\text{kN}) \end{aligned}$$

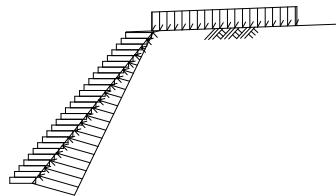


2) 土 壓

計算は、試行くさび法により行った。また、土圧は下図の
ように三角形分布するものとして計算を行った。

$$\text{内部摩擦角: } \phi = 34.00(^{\circ})$$

$$\text{単位体積重量: } \gamma_s = 20.00 (\text{kN/m}^3)$$

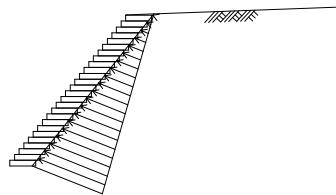


$$\text{土圧 : } P_a = 10.39 (\text{kN})$$

3) 地震の影響

地震の影響として、転倒の自重に起因する慣性力を考慮した。また、土圧についても土塊に対して水平方向に慣性力を作用させ、地震時土圧を求めた。

$$\text{設計水平震度 : } K_h = 0.13$$



$$\text{慣性力 : } H = 6.80 (\text{kN})$$

$$\text{土圧 : } P_a = 17.88 (\text{kN})$$

(4) 安定計算

擁壁全体の安定に対して、以下の検討を行った。

1) 転 倒

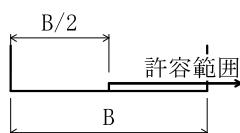
基礎底版位置での合力の作用位置による検討を行った。

$$\text{常 時: } d = 1.595 > 0.334$$

※ ここで、安定条件として合力の作用位置の許容範囲は、下
図の通り合力の作用位置が山側に位置している場合は、条件
を満足しているものとした。

$$\text{地 震 時: } d = 1.173 \geq 0.222$$

(単位: m)



2) 滑 動

滑動安全率による検討を行った。

$$\text{常 時: } F_s = 3.14 \geq 1.50$$

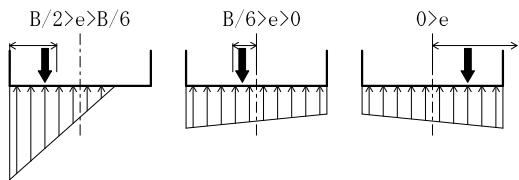
$$\text{摩擦係数 : } 0.600$$

$$\text{地 震 時: } F_s = 1.34 \geq 1.20$$

3) 支持力

支持力の検討は、擁壁底面に生じる反力度を算出した。

常 時: $q = 86.13$ 以上
の支持力が必要です。
地 震 時: $q = 93.24$ 以上
の支持力が必要です。
(単位: kN/m^2)



§ 1 設計条件

1.1 設計条件

(1) 擁壁形式	もたれ式擁壁
(2) 基礎形式	直接基礎
(3) 擁壁高さ	$H = 3.900 \text{ (m)}$
(4) 土 壓	試行くさび法による土圧
(5) 地表面載荷重 自動車荷重	$q = 10.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
(6) 設計水平震度	$K_h = c_z \cdot k_{h0} = 0.13$
地域別補正係数	$c_z = 0.85$
設計水平震度の標準値	
レベル1 地震動 II種地盤	$k_{h0} = 0.15$

1.2 土質条件

(1) 擁壁背面の裏込め土

$$\begin{aligned}\text{せん断抵抗角 } \phi &= 34.00 \text{ (°)} \\ \text{単位体積重量 } \gamma_s &= 20.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}\end{aligned}$$

(2) 支持地盤

$$\begin{aligned}\text{擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数 } \mu &= 0.600 \\ \text{ } \mu &= 0.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \text{許容支持力度 } q_a &= 86.13 \text{ (kN/m}^2\text{) 以上必要}\end{aligned}$$

1.3 安定条件

$$(1) \text{ 滑動に対する検討} \quad \text{滑動安全率 } F_s \geq 1.50 \text{ (1.20)}$$

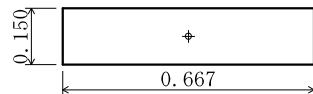
$$(2) \text{ 転倒に対する検討} \quad \text{合力の作用位置 } d > 1/2 B \text{ (1/3)}$$

※ ()は地震時

1.4 使用ブロック

(1) テラセル (ジオセル) TW-150M(3セル)

製品幅 (m)	2.650	体積 (m ³)	重心座標 (m)	重量 (kN)	[単重] (kN/m ³)
碎石	0.265	(0.334, 0.075)		5.30	[20.00]



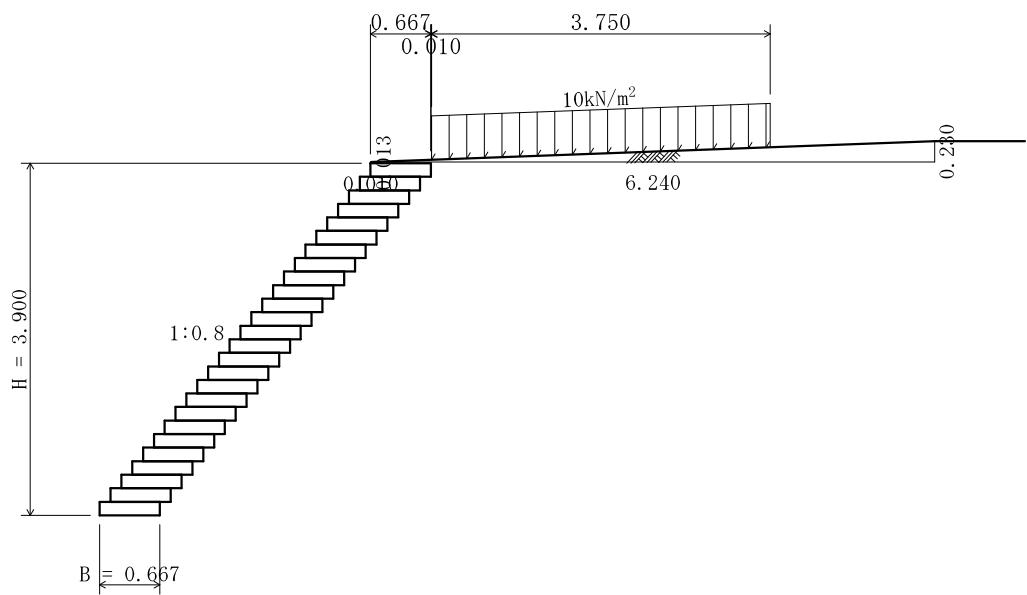
1.5 参考文献

一、道路土工 擁壁工指針 (平成24年度版)

(社)日本道路協会

§ 2 一般形状寸法図

2.1 一般図



§ 3 計算結果

3.1 安定計算結果

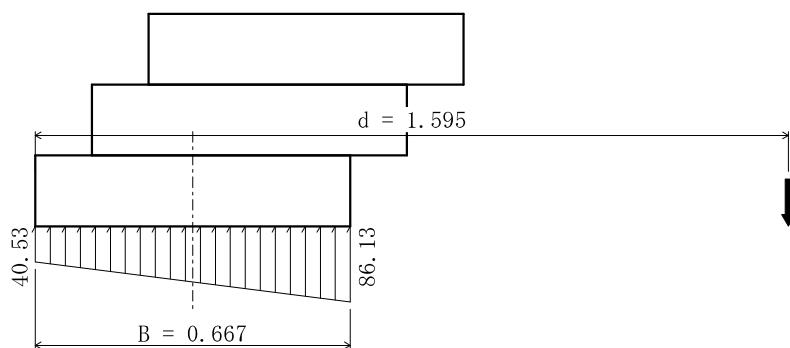
安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

3.1.1 常 時

(1) 全体の安定計算結果

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	合力位置 d (m)	滑動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 (kN/m ²)	地盤反力度 q_2 (kN/m ²)	判定
52.34	9.99	1.595	3.14	40.53	86.13	O.K.
許容値		0.334	1.50			

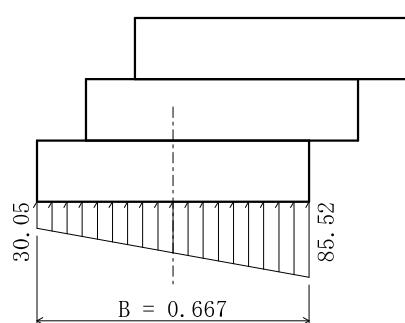
《地盤反力図》



主働土圧状態が生起しない場合

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	地盤反力度 q_1 (kN/m ²)	地盤反力度 q_2 (kN/m ²)	判定
52.34	0.00	30.05	85.52	—
許容値				

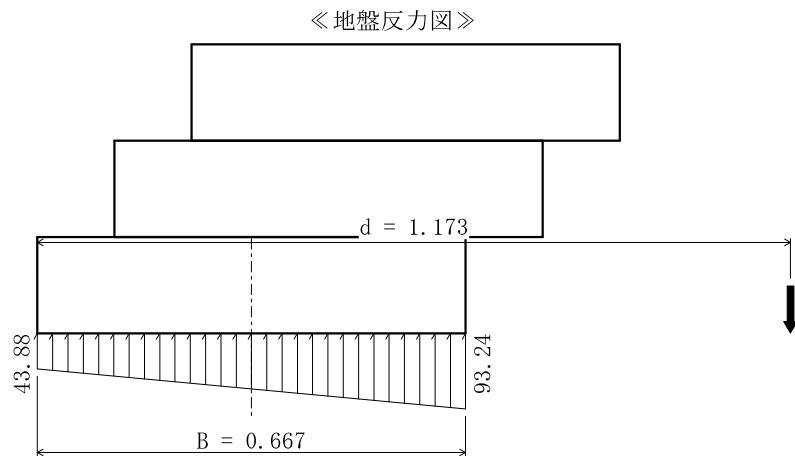
《地盤反力図》



3.1.2 地震時

(1) 全体の安定計算結果

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	合力位置 d (m)	滑動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 (kN/m ²)	地盤反力度 q_2 (kN/m ²)	判定
52.34	23.42	1.173	1.34	43.88	93.24	O.K.
許容値	0.222	1.20				



3.1.3 最大地盤反力度の選定

最大地盤反力度の選定は、安定計算結果のケース毎の反力度を常時値に換算・比較し行った。

	地盤反力度		安全率	常時換算値	
	q_1	q_2		q_1	q_2
	(kN/m^2)			(kN/m^2)	
常 時	40.53	86.13	3.0	*	40.53
主動土圧が作用しない状態	30.05	85.52	3.0	30.05	85.52
地 震 時	43.88	93.24	2.0	29.25	62.16

よって、常時の値として $86.13 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ 以上の支持力度が必要となる。

§ 4 設計荷重

擁壁に作用する荷重は、以下の荷重を考える。

- ・自 重
- ・土 壓
- ・地震の影響（自重による慣性力、地震時土圧）

4.1 荷重の組合せ

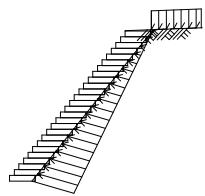
以下の組合せについて設計を行う。

常 時	自重+土圧
地 震 時	自重+地震の影響

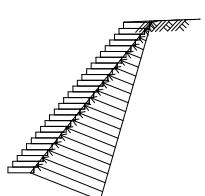
※ 常時に作用する土圧は、地表面上の活荷重を考慮する。

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 常時



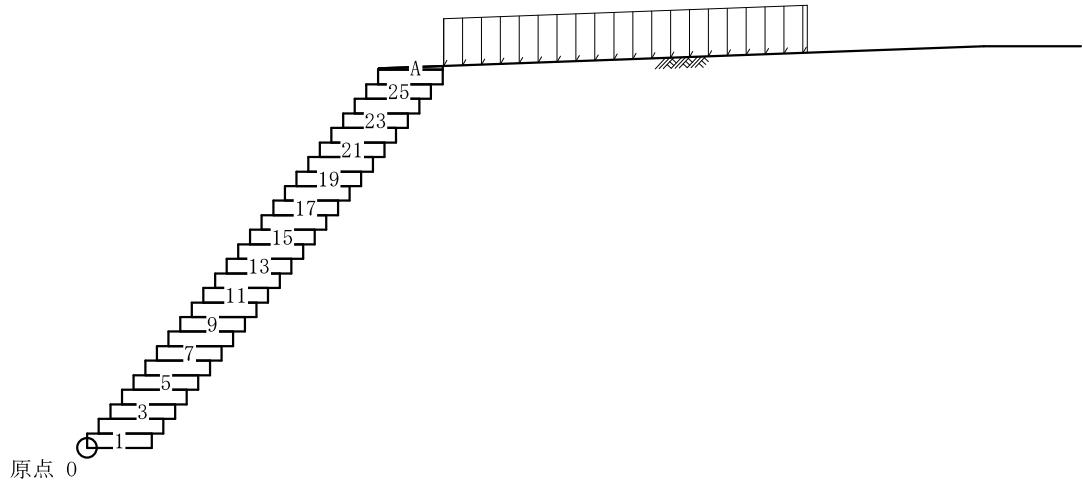
2) 地震時



4.2 荷重の計算

擁壁に作用する荷重と、つま先を原点0とする作用位置の計算を行う。

荷重の計算は、擁壁の延長 1.000 mあたりで行う。



4.2.1 自重

各段毎に自重の集計を行う。

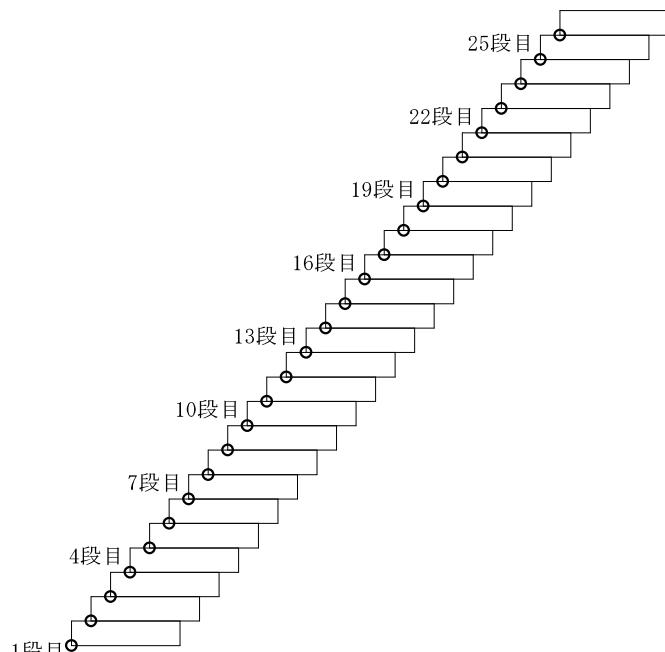
		体 積 単位重量	鉛直荷重	慣 性 力	重心位置	
		V _o γ (m ³) (kN/m ³)	V (kN)	H (kN)	X _g (m)	y _g (m)
26段目～ 1段目		TW-150M(3セル) 胴込め砕石	0.100 × 20.00	0.00 2.00	0.334 0.334	0.075 0.075
		合 計 Σ		2.00	0.26	0.334 0.075

※ 製品及び、胴込め材の体積、作用位置は『設計条件』の使用ブロックを参照。

1) 荷重の作用位置

以下に各段における基準点(x_N, y_N)を示す。

番号 N	基 準 点	
	x _N (m)	y _N (m)
26段目 26	3.000	3.750
25段目 25	2.880	3.600
24段目 24	2.760	3.450
23段目 23	2.640	3.300
22段目 22	2.520	3.150
21段目 21	2.400	3.000
20段目 20	2.280	2.850
19段目 19	2.160	2.700
18段目 18	2.040	2.550
17段目 17	1.920	2.400
16段目 16	1.800	2.250
15段目 15	1.680	2.100
14段目 14	1.560	1.950
13段目 13	1.440	1.800
12段目 12	1.320	1.650
11段目 11	1.200	1.500
10段目 10	1.080	1.350
9段目 9	0.960	1.200
8段目 8	0.840	1.050
7段目 7	0.720	0.900
6段目 6	0.600	0.750
5段目 5	0.480	0.600
4段目 4	0.360	0.450
3段目 3	0.240	0.300
2段目 2	0.120	0.150
1段目 1	0.000	0.000



「荷重の総括」で用いる荷重の作用位置は、算出した重心位置(x_g, y_g)と、上の基準点(x_N, y_N)を用いて、次式により算出する。

$$x = x_g + (x_k - x_m)$$

$$y = y_g + (y_k - y_m)$$

ここに、

(x_k, y_k) : 荷重が属する段の基準点座標 (N=k)

(x_m, y_m) : 荷重を集計する段の原点座標 (N=m)

1段目の荷重集計(m=1)で用いる、2段目の自重(k=2)の作用位置は

$$x = 0.334 + (0.120 - 0.000) = 0.454 \text{ (m)}$$

$$y = 0.075 + (0.150 - 0.000) = 0.225 \text{ (m)} \text{ となる。}$$

2) 26段目上の土砂(A)

記号	幅(m)	高さ(m)	面積(m ²)	重心位置		断面一次モーメント	
				A(x)(m)	A(y)(m)	A·x(m ³)	A·y(m ³)
	0.667	0.037	0.025	3.334	3.919	0.0834	0.0980
a	-1/2	0.010	0.013	0.000	3.003	3.909	0.0000
b	-	0.010	0.024	0.000	3.005	3.925	0.0000
c	-1/2	0.657	0.024	-0.008	3.229	3.929	-0.0258
合計			0.017			0.0576	0.0666

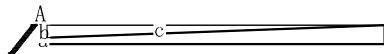
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.017 \times 1.000 = 0.017 \text{ (m}^3\text{)}$$

荷重

$$V = V_o \cdot \gamma = 0.017 \times 20.00 = 0.34 \text{ (kN)}$$

$$H = V \cdot Kh = 0.34 \times 0.13 = 0.04 \text{ (kN)}$$



作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0576}{0.017} = 3.388 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.0666}{0.017} = 3.918 \text{ (m)}$$

4.2.2 土圧

土圧の計算は、試行くさび法により行う。また、土圧は三角形分布するものとする。

主働土圧合力

常 時

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

地 震 時

$$W_e = \frac{W}{\cos \theta}$$

$$P_a = \frac{W_e \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

主働土圧係数

$$K_a = \frac{2 \cdot P_a}{\gamma s \cdot h^2}$$

鉛直荷重・水平荷重

$$V = P_a \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

$$H = P_a \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ただし、鉛直荷重 $V < 0$ のときは $V = 0$ とする。

ここに、

P_a : 主働土圧合力 (kN/m)

W : 土くさびの重量 (kN/m)

W_e : 土くさびの重量とそれに起因する慣性力との合力 (kN/m)

ω : すべり角 (°)

ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 $\phi = 34.00$ (°)

δ : 壁面摩擦角 (°)

地 震 時

$$\tan \delta_e = \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta + \Delta - \beta')}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta')}$$

$$\sin \Delta = \frac{\sin(\beta' + \theta)}{\sin \phi}$$

$$\beta' + \theta \geq \phi \text{ のとき } \delta_e = \phi$$

β' : 仮想のり面傾斜角 (°)

α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 $\alpha = -38.66$ (°)

θ : 地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.13 = 7.41$ (°)

K_a : 主働土圧係数

γs : 裏込め土の単位体積重量 $\gamma s = 20.00$ (kN/m³)

h : 土圧の作用高さ (m)

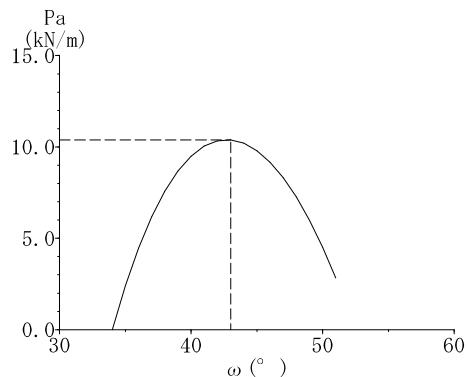
V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)

L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000$ (m)

(1) 常時

1) 擁壁全体

$$\begin{aligned}
 h &= 3.937 \text{ (m)} \\
 \alpha &= -38.66^\circ \\
 W &= 60.20 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 12.62] \\
 \omega &= 43.00^\circ \\
 \delta &= 22.67^\circ \\
 \phi &= 34.00^\circ
 \end{aligned}$$

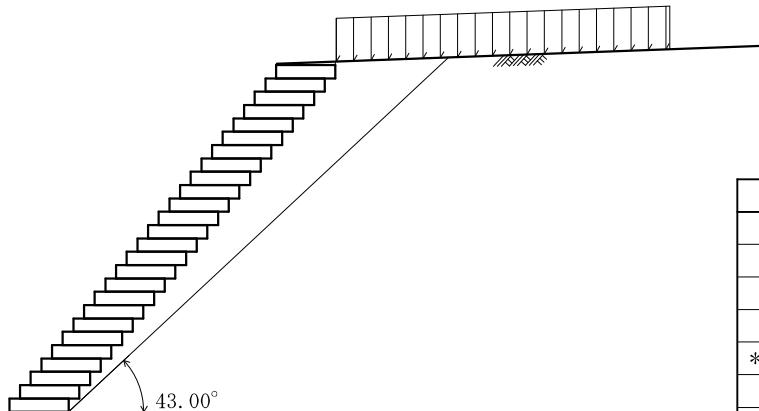


最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{60.20 \times \sin(43.00 - 34.00)}{\cos(43.00 - 34.00 - 22.67 + 38.66)} \\
 &= 10.39 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働土圧係数

$$\begin{aligned}
 K_a &= \frac{2 \times 10.39}{20.00 \times 3.937^2} \\
 &= 0.067
 \end{aligned}$$



ω	P_a	W
47.00	8.319	32.35
46.00	9.166	38.93
45.00	9.797	45.75
44.00	10.207	52.83
* 43.00	10.390	60.20
42.00	10.338	67.87
41.00	10.043	75.86
40.00	9.493	84.21
39.00	8.676	92.94

鉛直荷重

$$V = 10.39 \times \sin(22.67 - 38.66) \times 1.000 = -2.86 \text{ (kN)}$$

$$V < 0 \text{ より } V = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 10.39 \times \cos(22.67 - 38.66) \times 1.000 = 9.99 \text{ (kN)}$$

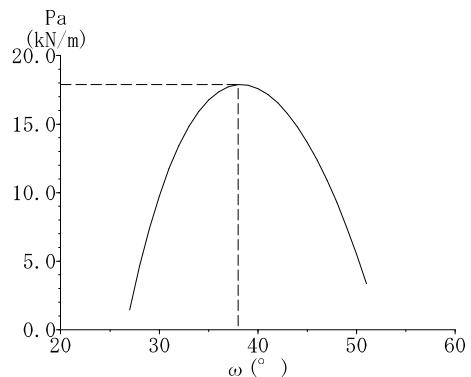
作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 1.627 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{3.900 + 0.037}{3} = 1.312 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

(2) 地震時

1) 擁壁全体

$$\begin{aligned}
 h &= 3.937 \text{ (m)} \\
 \alpha &= -38.66^\circ \\
 W &= 80.79 \text{ (kN/m)} \\
 \omega &= 38.00^\circ \\
 \delta &= 17.00^\circ \\
 \phi &= 34.00^\circ \\
 \theta &= 7.41^\circ
 \end{aligned}$$



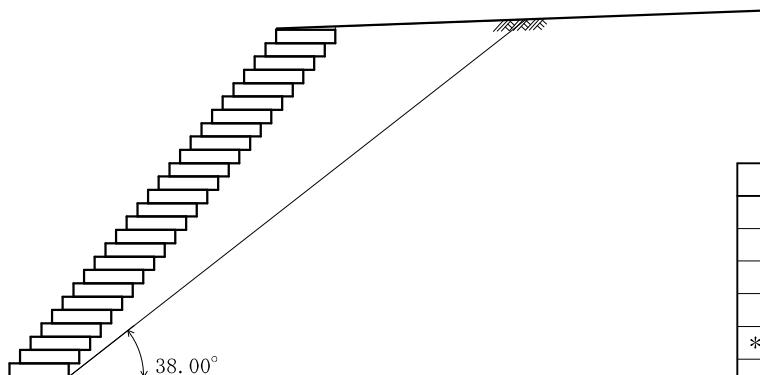
最大主働土圧合力

$$W_e = \frac{80.79}{\cos 7.41} = 81.47 \text{ (kN/m)}$$

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{81.47 \times \sin(38.00 - 34.00 + 7.41)}{\cos(38.00 - 34.00 - 17.00 + 38.66)} \\
 &= 17.88 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働土圧係数

$$\begin{aligned}
 K_a &= \frac{2 \times 17.88}{20.00 \times 3.937^2} \\
 &= 0.115
 \end{aligned}$$



ω	P_a	W
42.00	16.545	53.65
41.00	17.158	59.99
40.00	17.589	66.61
39.00	17.832	73.54
* 38.00	17.880	80.79
37.00	17.724	88.40
36.00	17.353	96.40
35.00	16.755	104.83
34.00	15.914	113.73

鉛直荷重

$$V = 17.88 \times \sin(17.00 - 38.66) \times 1.000 = -6.60 \text{ (kN)}$$

$$V < 0 \text{ より } V = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 17.88 \times \cos(17.00 - 38.66) \times 1.000 = 16.62 \text{ (kN)}$$

作用位置

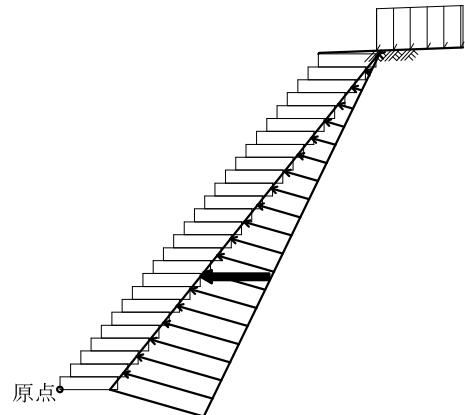
$$x = 1.627 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{3.900 + 0.037}{3} = 1.312 \text{ (m)}$$

4.3 荷重の総括

4.3.1 荷重の集計方法

基礎のつま先下端を原点として荷重を集計する。



4.3.2 荷重の集計

算出された荷重を各荷重ケース毎に集計する。

(1) 常 時

			荷 重		作用位置		モーメント	
1段目	自重	26段目 2.00	鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 V・x (kN・m)	転倒 H・y (kN・m)
			25段目 2.00		3.214	3.675	6.43	
		24段目 2.00			3.094	3.525	6.19	
		23段目 2.00			2.974	3.375	5.95	
		22段目 2.00			2.854	3.225	5.71	
		21段目 2.00			2.734	3.075	5.47	
		20段目 2.00			2.614	2.925	5.23	
		19段目 2.00			2.494	2.775	4.99	
		18段目 2.00			2.374	2.625	4.75	
		17段目 2.00			2.254	2.475	4.51	
		16段目 2.00			2.134	2.325	4.27	
		15段目 2.00			2.014	2.175	4.03	
		14段目 2.00			1.894	2.025	3.79	
		13段目 2.00			1.774	1.875	3.55	
		12段目 2.00			1.654	1.725	3.31	
		11段目 2.00			1.534	1.575	3.07	
		10段目 2.00			1.414	1.425	2.83	
		9段目 2.00			1.294	1.275	2.59	
		8段目 2.00			1.174	1.125	2.35	
		7段目 2.00			1.054	0.975	2.11	
		6段目 2.00			0.934	0.825	1.87	
		5段目 2.00			0.814	0.675	1.63	
		4段目 2.00			0.694	0.525	1.39	
		3段目 2.00			0.574	0.375	1.15	
		2段目 2.00			0.454	0.225	0.91	
		1段目 2.00			0.334	0.075	0.67	
	製品上の土砂		0.34		3.388	3.918	1.15	
	土圧		0.00	9.99	1.627	1.312	0.00	13.11
	合 計 Σ	52.34	9.99				96.57	13.11
	自重のみの合計 Σ	52.34	0.00				96.57	0.00

(2) 地震時

			荷重		作用位置		モーメント		
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 V・x (kN・m)	転倒 H・y (kN・m)	
1段目	自重	26段目	2.00	0.26	3.334	3.825	6.67	0.99	
		25段目	2.00	0.26	3.214	3.675	6.43	0.96	
		24段目	2.00	0.26	3.094	3.525	6.19	0.92	
		23段目	2.00	0.26	2.974	3.375	5.95	0.88	
		22段目	2.00	0.26	2.854	3.225	5.71	0.84	
		21段目	2.00	0.26	2.734	3.075	5.47	0.80	
		20段目	2.00	0.26	2.614	2.925	5.23	0.76	
		19段目	2.00	0.26	2.494	2.775	4.99	0.72	
		18段目	2.00	0.26	2.374	2.625	4.75	0.68	
		17段目	2.00	0.26	2.254	2.475	4.51	0.64	
		16段目	2.00	0.26	2.134	2.325	4.27	0.60	
		15段目	2.00	0.26	2.014	2.175	4.03	0.57	
		14段目	2.00	0.26	1.894	2.025	3.79	0.53	
		13段目	2.00	0.26	1.774	1.875	3.55	0.49	
		12段目	2.00	0.26	1.654	1.725	3.31	0.45	
		11段目	2.00	0.26	1.534	1.575	3.07	0.41	
		10段目	2.00	0.26	1.414	1.425	2.83	0.37	
		9段目	2.00	0.26	1.294	1.275	2.59	0.33	
		8段目	2.00	0.26	1.174	1.125	2.35	0.29	
		7段目	2.00	0.26	1.054	0.975	2.11	0.25	
		6段目	2.00	0.26	0.934	0.825	1.87	0.21	
		5段目	2.00	0.26	0.814	0.675	1.63	0.18	
		4段目	2.00	0.26	0.694	0.525	1.39	0.14	
		3段目	2.00	0.26	0.574	0.375	1.15	0.10	
		2段目	2.00	0.26	0.454	0.225	0.91	0.06	
		1段目	2.00	0.26	0.334	0.075	0.67	0.02	
製品上の土砂			0.34	0.04	3.388	3.918	1.15	0.16	
土圧			0.00	16.62	1.627	1.312	0.00	21.81	
合計 Σ			52.34	23.42			96.57	35.16	

3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$$B / 6 \geq e \geq 0 \text{ のとき}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$e > B / 6 \text{ のとき}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L}$$

ここに、

q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m^2)

ΣV : 鉛直荷重 (kN)

B : 擁壁の底版幅 $B = 0.667$ (m)

L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000$ (m)

e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)

d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

$$e < 0 \text{ のとき}$$

擁壁底面の鉛直地盤反力度は、底面地盤と背面地盤に支持された構造体として、擁壁本体を剛体と仮定し、底面の地盤バネと背面の地盤バネを考慮した弾性バネ上のはりモデル「地盤バネモデルによる計算法」に基づく「簡便法」を用いて求める。

$$Q_t = \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3} \right)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta, \quad Q_H = \Sigma H + Q_t \cdot \cos \theta$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L}, \quad q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L}$$

ここに、

l : 擁壁壁面長 (m)

θ : 擁壁壁面傾斜角 $\theta = 38.66^\circ$

ΣM : 擁壁底面つま先回りのモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)

Q_v : 擁壁底面に発生する鉛直地盤反力 (kN)

Q_H : 擁壁底面に発生する水平地盤反力 (kN)

Q_t : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN) $d \leq \kappa_d \cdot B$ の時は $Q_t = 0$ とする

q_1 : 擁壁底面の前方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m^2)

q_2 : 擁壁底面の後方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m^2)

κ_1 : 壁面地盤反力度が発生する区間長 l_2 と擁壁壁面長 l との比 ($\kappa_1 = l_2 / l$)

κ_d : つま先からの鉛直地盤反力の作用位置 d_q と擁壁底面幅 B との比 ($\kappa_d = d_q / B$)

κ_1, κ_d は下表による。

荷重状態	自重のみの場合	荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合		
背面勾配	—	1:0.3	1:0.4	1:0.5
κ_1	1.00	0.50	0.60	0.70
κ_d	0.58		0.56	

背面勾配 (1:0.8) が表に載っていないため、本設計では以下の値を用いた。

$$\kappa_1 = 0.70$$

5.2 計算結果

5.2.1 常 時

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 52.34 \text{ (kN)} \\ \Sigma H &= 9.99 \text{ (kN)} \\ \Sigma M_r &= 96.57 \text{ (kN·m)} \\ \Sigma M_o &= 13.11 \text{ (kN·m)}\end{aligned}$$

1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{96.57 - 13.11}{52.34} = 1.595 \text{ (m)}$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.667}{2} - 1.595 = -1.262 \text{ (m)}$$

$$d = 1.595 \text{ (m)} > 1/2 B = 0.334 \text{ (m)}$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

2) 滑動に対する安定

$$Be = B - 2 \cdot e = 0.667 - 2 \times -1.262 = 3.191 \text{ (m)} > B = 0.667 \text{ より } Be = 0.667 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned}F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{52.34 \times 0.600 + 0.0 \times 0.667 \times 1.000}{9.99} \\ &= 3.14 \geq F_{sa} = 1.50\end{aligned}$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$e = -1.262 < 0.000 \text{ (m)} \text{ より、「簡便法」にて計算を行った。}$$

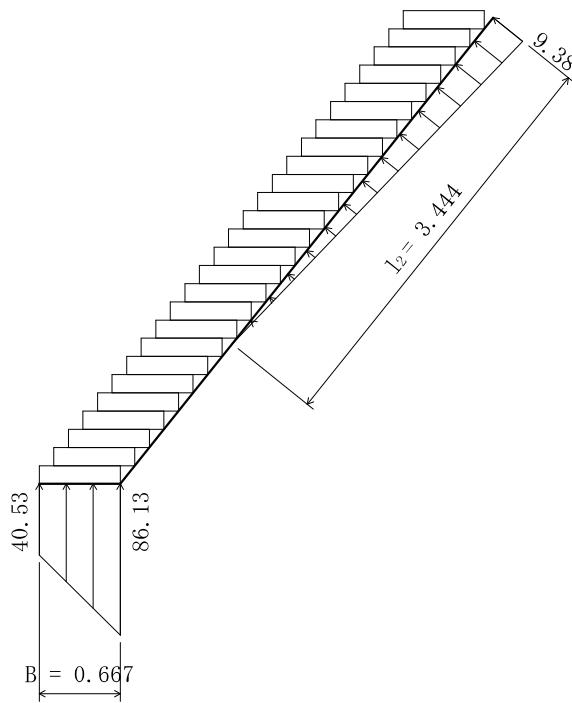
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{83.46 - 0.56 \times 0.667 \times 52.34}{0.667 \times \sin 38.66 \times (1 - 0.56) + 4.919 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 16.16 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 16.16}{0.70 \times 4.919} = 9.38 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 52.34 - 16.16 \times \sin 38.66 = 42.24 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 42.24 \times (2 - 3 \times 0.56)}{0.667 \times 1.000} = 40.53 \text{ (kN/m²)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 42.24 \times (3 \times 0.56 - 1)}{0.667 \times 1.000} = 86.13 \text{ (kN/m²)}$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

4) 主働土圧が作用しない状態の照査

主働土圧が作用しない状態の支持の検討を行う。

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\Sigma V = 52.34 \text{ (kN)}$$

$$\Sigma H = 0.00 \text{ (kN)}$$

$$\Sigma M_r = 96.57 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\Sigma M_o = 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

最大地盤反力度

「簡便法」にて計算を行った。

$$Q_t = \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)}$$

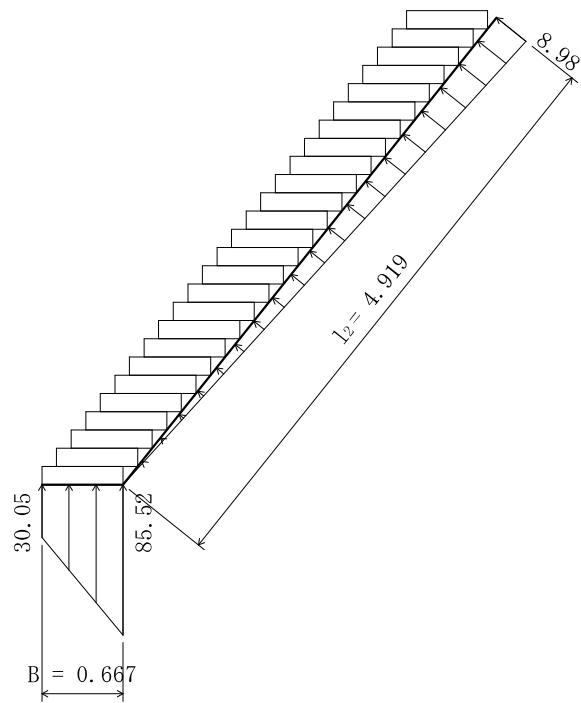
$$= \frac{96.57 - 0.58 \times 0.667 \times 52.34}{0.667 \times \sin 38.66 \times (1 - 0.58) + 4.919 \times \left(1 - \frac{1.00}{3}\right)} = 22.09 \text{ (kN)}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 22.09}{1.00 \times 4.919} = 8.98 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 52.34 - 22.09 \times \sin 38.66 = 38.54 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 38.54 \times (2 - 3 \times 0.58)}{0.667 \times 1.000} = 30.05 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 38.54 \times (3 \times 0.58 - 1)}{0.667 \times 1.000} = 85.52 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

5.2.2 地震時

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 52.34 \text{ (kN)} \\ \Sigma H &= 23.42 \text{ (kN)} \\ \Sigma M_r &= 96.57 \text{ (kN・m)} \\ \Sigma M_o &= 35.16 \text{ (kN・m)}\end{aligned}$$

1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{96.57 - 35.16}{52.34} = 1.173 \text{ (m)}$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.667}{2} - 1.173 = -0.840 \text{ (m)}$$

$$d = 1.173 \text{ (m)} \geq 1/3 B = 0.222 \text{ (m)}$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

2) 滑動に対する安定

$$Be = B - 2 \cdot e = 0.667 - 2 \times -0.840 = 2.347 \text{ (m)} > B = 0.667 \text{ より } Be = 0.667 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned}F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{52.34 \times 0.600 + 0.0 \times 0.667 \times 1.000}{23.42} \\ &= 1.34 \geq F_{sa} = 1.20\end{aligned}$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

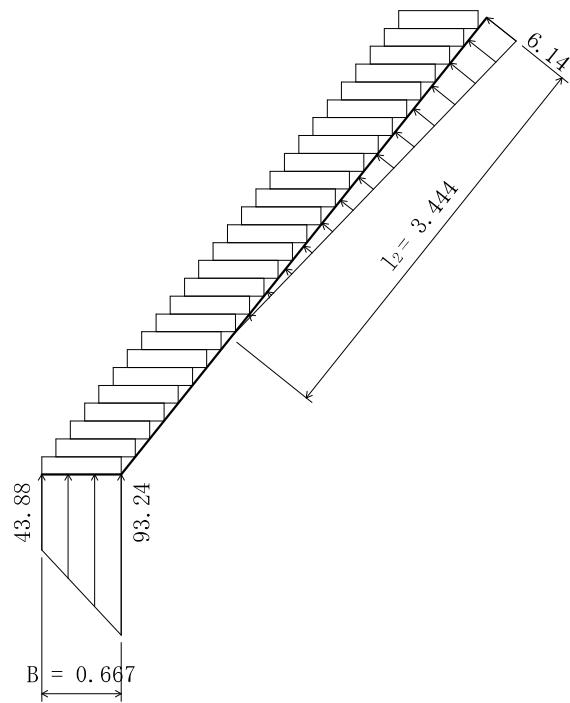
$e = -0.840 < 0.000 \text{ (m)}$ より、「簡便法」にて計算を行った。

$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{61.41 - 0.56 \times 0.667 \times 52.34}{0.667 \times \sin 38.66 \times (1 - 0.56) + 4.919 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 10.58 \text{ (kN)} \\ q_t &= \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 10.58}{0.70 \times 4.919} = 6.14 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 52.34 - 10.58 \times \sin 38.66 = 45.73 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 45.73 \times (2 - 3 \times 0.56)}{0.667 \times 1.000} = 43.88 \text{ (kN/m²)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 45.73 \times (3 \times 0.56 - 1)}{0.667 \times 1.000} = 93.24 \text{ (kN/m²)}$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

圧縮補強土工

【SPフィックスパイ爾】

設計計算書

検討断面：【A-1測線】

検討ケース：常時

(テラセル擁壁Hmax=3.90mの荷重を採用)

2024年11月

圧縮補強土工 設計計算

1. 圧縮補強の設計

1. 1 設計フロー図
1. 2 各部材の応力度照査の流れ
1. 3 検討基準面の設定
1. 4 設計荷重の算定
1. 5 配置間隔と配置角度の設定
1. 6 SPフィックスパイ爾の設計諸元
1. 7 疑似擁壁の詳細設計
1. 8 詳細設計の結果
1. 9 配置間隔（中抜けの確認）

2. 杭頭部の水平力に関する照査

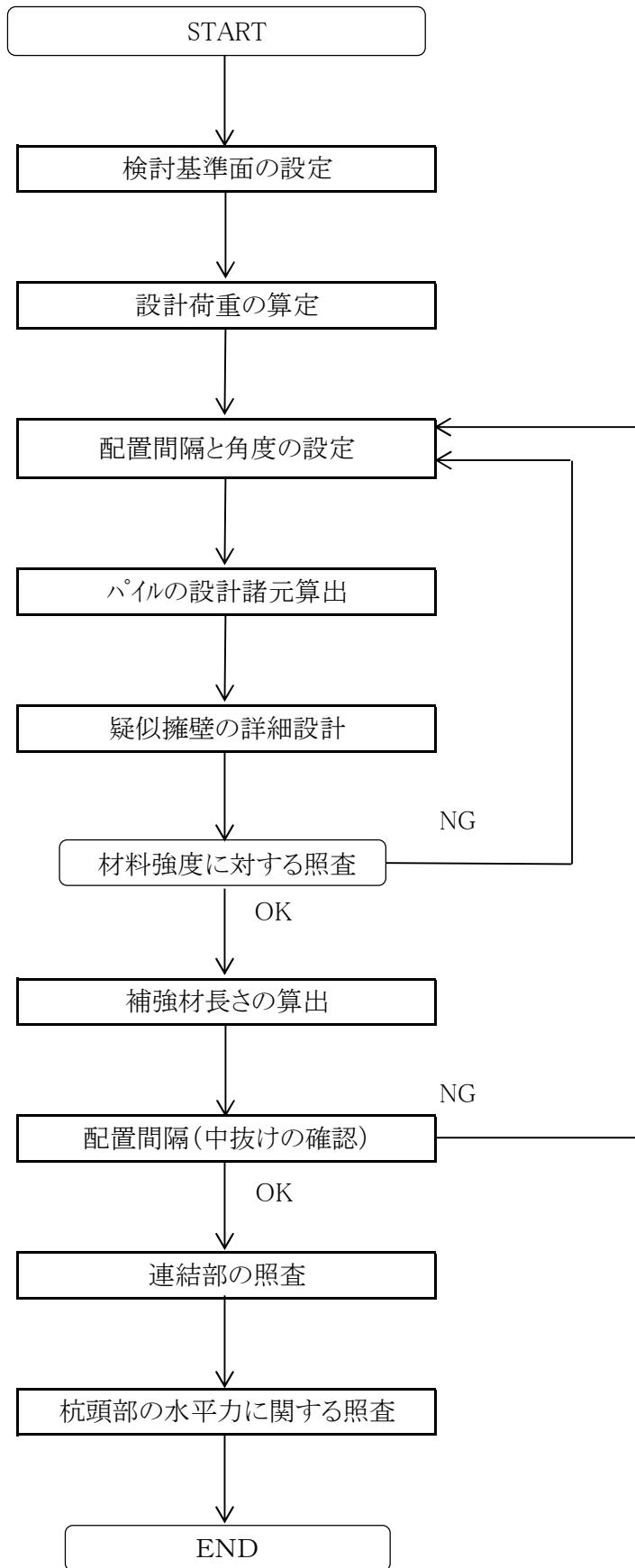
- 2.1 SPフィックスパイ爾の概略
- 2.2 基礎底面における水平変位の照査
- 2.3 解析モデルと計算結果
- 2.4 まとめ

3. 円弧すべり計算

- 3.1 円弧すべりによる必要抑止力の算定

1.圧縮補強の設計

1.1 設計フロー図

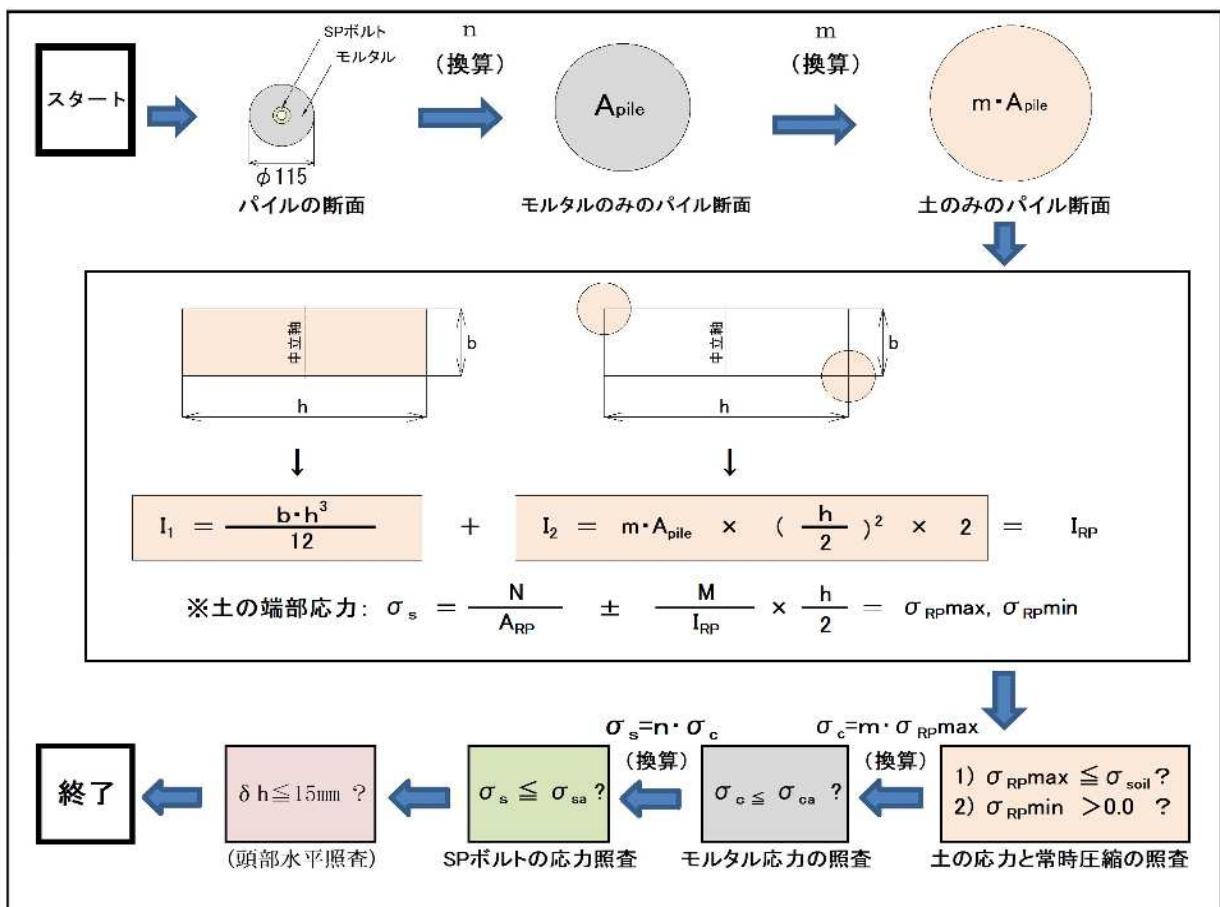


1.2 各部材の応力度照査の流れ

圧縮補強による補強設計法は、鉄筋コンクリート構造物の許容応力度法による設計を応用した設計法で行う。

補強土構造物を線形理論により解析し、弾性体として応力度を算定する事を仮定して、補強土を構成する各材料について応力度の検討を行うものである。

以下に、各部材の応力度照査の流れを記す。

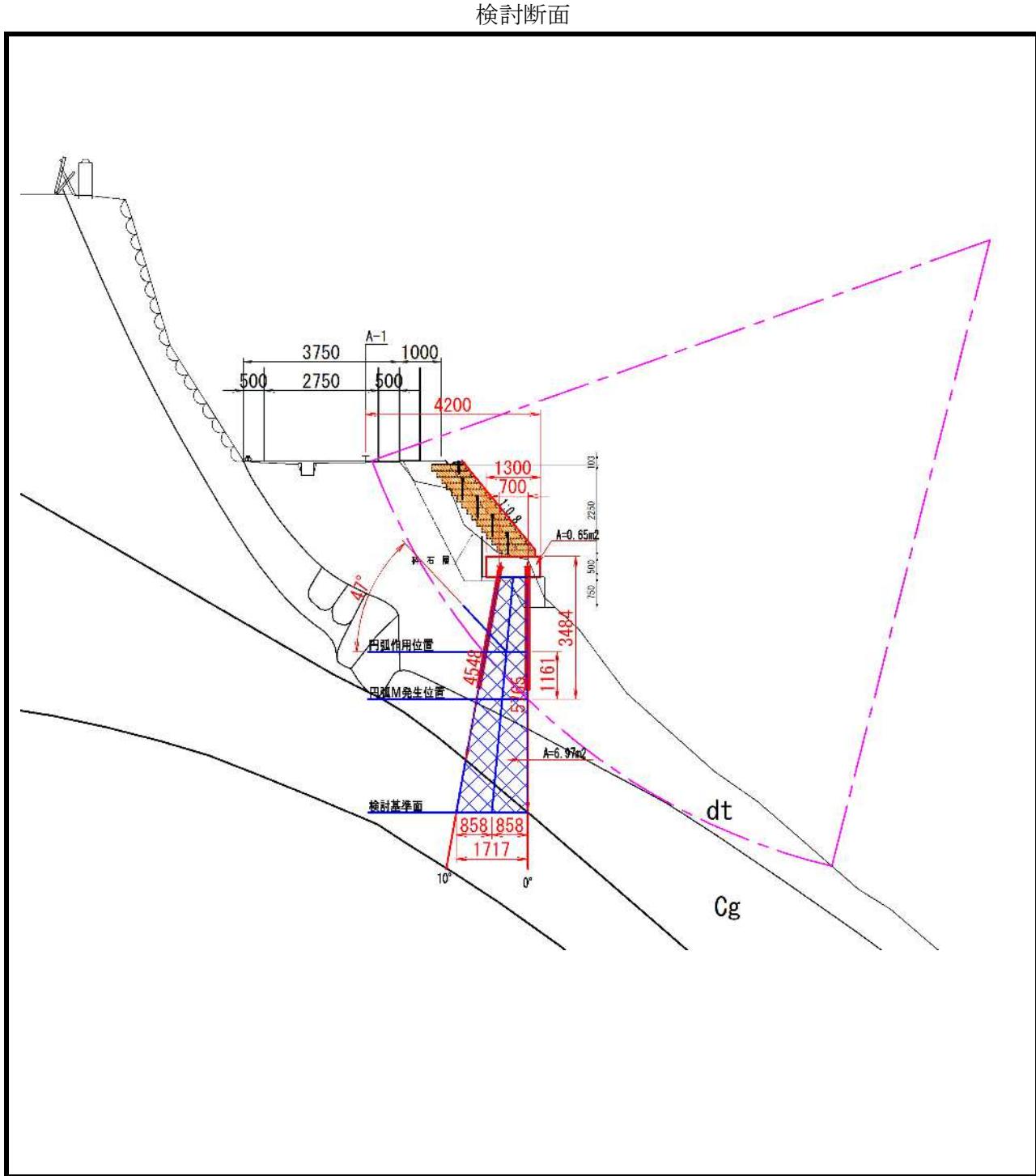


圧縮補強土体は、土とパイル(鉄筋とモルタル)で構成される3種の複合体としてその弾性変形により各部材の応力度の検討を行う。

補強土体の検討基準面に作用する、鉛直力、水平力、曲げモーメントにより内力の算定を行う。

1.3 検討基準面の設定

検討基準面は想定する円弧すべり線と計画する補強材とが交差する最深部とする。尚、本検討断面は別途計算の結果、円弧すべりの発生が確認されたので、下図のとおり円弧すべり線と補強体の交差部の最深部を基準点として滑り力モーメントを設定し、安全のために「検討基準面」は更に下の支持層との境に設定した。



1.4 設計荷重の算定

圧縮補強の設計では、検討基準面より上位の荷重について、鉛直力と水平力により発生するキャッピングビームの底面における曲げモーメントを考慮する。

作用する外力の集計

項目	鉛直力N (kN/m)	水平力H (kN/m)	作用位置 (m)	モーメントM (kN・m/m)
①新設盛土自重	57.45	9.99	-	13.11
②キャッピングビーム自重	15.93	-	-	-
③補強体自重	139.40	-	-	-
④抑止力(Pr)	35.62	33.21	1.16	38.52
合計	248.40	43.20	-	51.63

※①新設盛土自重:計画される盛土重量。

- 別途計算のテラセル擁壁工の計算(H=3.90m)より求まる最大地盤反力がテラセル擁壁の設計底版幅に作用する事とする。

$$q_{max}=86.130 \text{ kN/m}^2$$

テラセル擁壁の設計底版幅=0.667m

$$N=86.130 \text{ kN/m}^2 \times 0.667 \text{ m}=57.45 \text{ kN/m}$$

H=テラセル擁壁に作用する水平力を採用。

※②キャッピングビーム自重:キャッピングビーム(基礎)の重量。

- 基礎断面積 0.650 m² × 単位体積重量 24.5kN/m³

※③補強体自重:検討基準面までの補強領域の土塊重量。

- 補強体断面積 6.970 m² × 単位体積重量 20.0kN/m³
- 水平力 : 土中構造物であり、水平力は検討基準面に影響しない。

※④抑止力(Pr):別途計算で求まる、円弧すべり力(抑止力)を鉛直成分と水平成分にして作用させる。

- 抑止力の鉛直分力

$$\begin{aligned} Pr_V &= Pr \times \sin \theta & Pr &= 48.7 \text{ kN/m} & \theta &= 47.0^\circ \\ &= 48.7 \times \sin 47.0 & & & & \\ &= 35.62 \text{ kN/m} & & & & \end{aligned}$$

- 抑止力の水平分力

$$\begin{aligned} Pr_H &= Pr \times \cos \theta & Pr &= 48.7 \text{ kN/m} & \theta &= 47.0^\circ \\ &= 48.7 \times \cos 47.0 & & & & \\ &= 33.21 \text{ kN/m} & & & & \end{aligned}$$

1.5 配置間隔と配置角度の設定

(1)配置間隔の仮定 $p=0.8 \text{ m}$

単位幅(1組の補強体の分担する荷重)は以下となる

鉛直力	:	$N=198.7 \text{ kN}$
曲げモーメント	:	$M=41.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$
水平力	:	$H=34.6 \text{ kN}$

(2)配置角度の仮定

補強材の配置角度は、検討基準面上で地盤反力が圧縮状態となるように設定するのが基本であるが、一般的に補強材と補強材のなす角度は鉛直に対して $\pm 20^\circ$ の範囲で設定する。

当検討では、以下の角度にて検討を行う。

前面側	1本目	:	$\theta_{x1}=0^\circ$
	2本目	:	$\theta_{x2}=10^\circ$
	3本目	:	$\theta_{x3}=-^\circ$
背面側	4本目	:	$\theta_{x4}=-^\circ$

1.6 SPフィックスパイ尔の設計諸元

(1) 使用材料の形状寸法

芯材(SPボルト)		(腐食しろ考慮しない)				
項目	単位	形状寸法				
ボルト呼称	mm	SP32N	SP32S	SP32S	SP38	
削孔呼び径	mm	$\phi 115$			$\phi 135$	
外径	d_s	mm	31.4	31.4	31.4	38.0
中空径		mm	17	14	14	16
単位重量	W_s	kg/m	3.4	4.3	4.3	6.3
断面積	A_s	mm^2	468	541	541	805
周長	I_s	mm	99	99	99	119

※SPフィックスパイ尔は引張力が発生しない圧縮補強目的である為、鋼管杭同様に口元補強管に1mm厚の腐食しろを考慮する設計とし、芯材(SPボルト)は加圧された注入材で確実に防護されるため、一般には腐食しろを考慮せずまた溶融亜鉛メッキも実施しないことを標準とする。

口元補強管

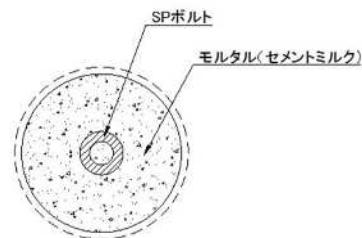
項目	単位	形状寸法		
鋼管径	mm	76.3	89.1	101.6
鋼管厚さ	mm	3.2~5.2	4.2~5.5	4.2~5.7
鋼管長	m	2.0~3.0	2.0~3.0	2.0~3.0
単位重量	kg/m	7.47~10.40	8.79~13.4	10.1~13.5

※ $\phi 76.3$ は在庫状況に応じて周面摩擦抵抗に優れた凹凸面状のディンプル管($t=3.2mm$)も選択できる。
通常の鋼管の場合は市場流通を考え $t=4.2mm$ とする。

モルタル(セメントミルク)

項目	単位	形状寸法	
直径	d_c	mm	115 135
断面積	A_c	mm^2	10,387 14,314
周長	I_c	mm	361 424

※直径はロータリーパーカッション式の削孔径を基準とする



補強材の断面構成

(2) 使用材料の許容応力度

芯材(SPボルト) (腐食しろ考慮しない)

項目	記号	単位	SP32N		SP32S		SP38	
			常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
設計条件	-	-						
降伏荷重	-	kN	204		296		400	
断面積	-	mm ²	468		541		805	
設計許容荷重(※)	-	kN	136	184	197	266	267	360
許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	291	393	364	492	332	447
許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	291	393	364	492	332	447
許容せん断応力度	τ_{sa}	N/mm ²	168	227	210	284	192	258

※設計に用いる許容荷重は下記より算出。

(常時) : SPボルトの降伏荷重×(2/3)

(地震時) : SPボルトの降伏荷重×0.9 (90%)

※許容せん断応力度は、許容圧縮応力度の $1/\sqrt{3}$ とする。

口元補強管

項目	記号	単位	常時	地震時	鋼管材質
許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	140	210	STK400
許容引張応力度	σ_{ta}	N/mm ²	140	210	
許容せん断応力度	τ_a	N/mm ²	80	120	

(地震時) : 常時の1.5倍

注入モルタル(セメントミルク)

- ・ 設計基準強度 : $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$
- ・ 許容曲げ圧縮応力度 : $\sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2$
- ・ 許容付着応力度 : $\tau_{ca} = 1.6 \text{ N/mm}^2$

項目	記号	単位	セメントミルク			FIXモル(S)
設計基準強度	σ_{ck}	N/mm ²	24	27	30	80
許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	8	9	10	26.6
許容せん断応力度	τ_{a1}	N/mm ²	0.23	0.24	0.25	0.61
許容付着応力度	τ_{ca}	N/mm ²	1.6	1.7	1.8	2.8

※許容圧縮応力度は地震時・短期(仮設)は上表の1.5倍値。

※セメントミルク(コンクリート)の許容応力度は、道路橋示方書・同解説:共通編、下部構造編に準拠。

※超高強度FIXパイルモル(S)の許容圧縮応力度もセメントミルクと同じ安全率(SF=3.0)とした。

※超高強度FIXパイルモル(S)の許容付着応力度は、コンクリート標準示方書の(解5.2.2)に準

拠し、4.2N/mm²を超えないように、地震時・短期(仮設)は上表の1.5倍値を採用することとした。

(3)補強材周面摩擦力

補強材と地盤との間の周面摩擦力は、地盤の種類や土性などを勘案して決定するが、一般的には、標準貫入試験値(N値)を指標として、グラウンドアンカーや杭の周面摩擦抵抗の考え方を準拠した手法により推定する。

地盤と補強材周面との間の周面摩擦力は、地盤工学会「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」に示される下記表を参考にして推定する。

アンカーの極限周面摩擦抵抗

地盤の種類		摩擦抵抗(N/mm ²)	
岩盤	硬 岩	1.5	～ 2.50
	軟 岩	1.0	～ 1.50
	風化岩	0.6	～ 1.00
	土丹	0.6	～ 1.20
砂礫	N値	10	0.10 ～ 0.20
		20	0.17 ～ 0.25
		30	0.25 ～ 0.35
		40	0.35 ～ 0.45
		50	0.45 ～ 0.70
砂	N値	10	0.10 ～ 0.14
		20	0.18 ～ 0.22
		30	0.23 ～ 0.27
		40	0.29 ～ 0.35
		50	0.30 ～ 0.40
粘性土		1.0C	

支持層(岩)を定着層とし、

風化岩層の値を採用。

$$\tau = 0.60 \text{ N/mm}^2 \text{ を採用}$$

周面摩擦力に対する安全率

周面摩擦力(τ)に対する安全率は、SPフィックスパイプが比較的密にボルトを配置して地盤支持力を改善するルートパイプ工法であることから、地盤工学会「地山補強土工法設計・施工マニュアル」の補強材の引抜けに対する安全率に準用し、以下とする。

- ・ 常時 : $fs = 2.00$ ※採用
- ・ 地震時 : $fs = 1.25$
- ・ 仮設時(短期) : $fs = 1.50$

(4) 弹性係数

- SPボルト $E_s = 200,000 \text{ N/mm}^2$
※鋼及び鋳鋼のヤング係数
(道路橋示方書・同解説: I 共通編、IV下部構造編p.86より)
- モルタル (セメントミルク) $E_c = 13,300 \text{ N/mm}^2$
※モルタルとSPボルトの弾性係数比 $n = 15$ より算出。
(道路橋示方書・同解説: I 共通編、IV下部構造編p.87より)
- フィックスパイプ 検討芯材組合せ : パターン①
 $E_c = 13,300 \text{ N/mm}^2$ ($E_c = E_s/n$)
※ SP32N - $\phi 115 \text{ mm}$ (下表参照)
- 補強された土 $E_{soil} = 14.0 \text{ N/mm}^2$
※土の弾性係数(変形係数:E_{soil})
(道路橋示方書・同解説: I 共通編、IV下部構造編P285より)
・N値からの推定
 $E_{soil}=2.8N(\text{N/mm}^2)$ 平均N値= 5.0
(表層(dt層)の値)

E_{pile} 計算集計表

		パターン①	パターン②	パターン③	パターン④
		SP32N	SP32S	SP32S	SP38
削孔径		$\phi 115$	$\phi 115$	$\phi 135$	$\phi 135$
モルタルの弾性係数	E_c	13,300	13,300	13,300	13,300
SPボルトの弾性係数	E_s	200,000	200,000	200,000	200,000
SPボルトの断面積	A_s	468	541	541	805
フィックスパイプの断面積	A_c	10,387	10,387	14,314	14,314

(5) 弹性係数比

- モルタルとSPボルト $n = E_s/E_c = 15$
- モルタル換算されたフィックスパイプと補強された土 $m = E_c/E_{soil} = 950$

(6)地盤の許容圧縮力

被補強地盤の許容圧縮力は地盤の許容支持力を用いる。

地盤の許容支持力は「道路土工 擁壁工指針P69」日本道路協会文献を参考に推定することにする。

基礎地盤の種類と許容鉛直支持力度(常時値)

基礎地盤の種類		許容鉛直支持力度 qa (kN/m ²)	目安とする値	
			一軸圧縮強度 qu (kN/m ²)	N値
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000	10,000以上	-
	亀裂の多い硬岩	600	10,000以上	
	軟岩・土丹	300	1,000以上	
礫層	密なもの	600	-	-
	密でないもの	300	-	
砂質地盤	密なもの	300	-	30~50
	中位なもの	200	-	20~30
粘性土地盤	非常に硬いもの	200	200~400	15~30
	硬いもの	100	100~200	10~15

※ 地震時は上記表の1.5倍値を採用する。

被補強地盤とは「検討基準面」レベルの地盤であって、その部位で土の許容圧縮応力度などの照査を行う。

なお、上表に合致しない場合は、以下の経験式から推定するものとする。この経験式は地盤工学会「N値およびC・φ-考え方と利用方法」、P21より引用している。

$$\text{砂質土} \quad qa = (0.8 \sim 1.0) \times 10 \times N$$

$$\text{沖積粘土} \quad qa = (1.0 \sim 1.2) \times 10 \times N$$

$$\text{洪積粘土} \quad qa = (2.0 \sim 5.0) \times 10 \times N$$

$$\text{関東ローム} \quad qa = 3 \times 10 \times N$$

本設計での検討基準面は表層(dt層)でN値5程度の砂質土となる。

$$qa = 0.8 \times 10 \times 5.0$$

$$qa = 40 \text{ kN/m}^2 \quad \text{とする。}$$

1.7 疑似擁壁の詳細設計

(1)荷重分担率の評価

・補強材1本の等価換算断面積

$$A_{pile} = (n-1) \times A_s + A_c$$

ここに、 A_{pile} : 補強材1本の等価換算断面積(mm^2)

$$\begin{aligned} \text{※) } A_{pile} &= [\text{鉄筋の等価モルタル断面積}] + [\text{モルタル断面積}] \\ &= [n \cdot A_s] + [A_c - A_s] \\ &= (n-1) \times A_s + A_c \end{aligned}$$

n : モルタルと芯材の弾性比 : 15

A_s : 芯材の断面積 (SP32N) : 468 mm^2

A_c : 補強材断面積 ($\phi 115$) : 10,387 mm^2

$$A_{pile} = (15-1) \times 468.0 + 10387$$

$$= 16,939 \text{ mm}^2$$

・補強体の等価換算断面積

$$A_{RP} = m \times A_{pile} \times S + A$$

$$m = E_c / E_{soil}$$

ここに、 A_{RP} : 補強体の等価換算断面積(mm^2)

m : モルタル換算した補強材と土との弾性比 : 950

A_{pile} : 補強材1本の等価換算断面積 : 16,939 mm^2

S : 単位幅当たりの補強材本数 : 2 本

A : 検討基準面の純断面積(mm^2) : 単位幅 × 基準面幅

E_{soil} : 被補強土の弾性係数 : 14.0 N/mm^2

$$A_{RP} = 950 \times 16939 \times 2 + 1717 \times 800$$

$$= 33557700 \text{ mm}^2 \quad \hat{=} \quad 33.5 \text{ m}^2$$

・補強体の等価換算断面二次モーメント

$$I_{RP} = m \times A_{pile} \times \sum x_i^2 + I$$

ここに、 m : 補強材と被補強土との弾性比 : 950

A_{pile} : 補強材1本の等価換算断面積 : 16,939 mm^2

x_i : 検討基準面の中立軸より各補強材中心までの距離(m)

I : 検討基準面の純断面二次モーメント(m^4)

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

b : 単位幅(m) : 0.800 m

h : 検討基準面の幅(m) : 1.717 m

$\sum x_i^2$ 集計表

	$x_i(m)$	x_i^2
1本目	0.858	0.73616
2本目	-0.858	0.73616
3本目		
4本目		
合計		1.47232

$$I_{RP} = 950 \times 0.016939 \times 1.47232 + (0.80 \times 1.717^3) / 12 \\ = 24.0 \text{ m}^4$$

(2)最大圧縮応力度の算出

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{RPmax} \\ \sigma_{RPmin} \end{array} \right\} = \left\{ -\frac{N}{A_{RP}} \pm \frac{M}{I_{RP}} \times x \right\} \times \frac{1}{\cos \theta_i}$$

$$\sigma_{RPmax} \leq \sigma_{soil} \quad , \theta x1 = 0^\circ \text{ 【角度補正!】}$$

$$\sigma_{RPmin} \geq 0 \quad , \theta x2 = 10^\circ \text{ 【角度補正!】}$$

ここに、 σ_{RPmax} : 補強体の最大圧縮応力度(kN/m^2)

σ_{RPmin} : 補強体の最小圧縮応力度(kN/m^2)

θ_i : σ_{RPmax} 、 σ_{RPmin} となる縁端部補強材の打設角($^\circ$)

σ_{soil} : 被補強土の許容圧縮応力度(支持力度)(kN/m^2)

N : 単位幅当たりの軸力(kN) : 198.7 kN

M : 単位幅当たりのモーメント : 41.3 $\text{kN}\cdot\text{m}$

A_{RP} : 補強体の等価換算断面積 : 33.5 m^2

I_{RP} : 補強体の等価換算断面二次モーメント : 24.0 m^4

x : 検討基準面中立軸より縁端の距離 : 0.858 m

$$\sigma_{RPmax} = \{ (198.7/33.5) + (41.3/24.0) \times 0.858 \} \times 1/\cos(0.0^\circ)$$

$$= 7.4 \text{ kN}/\text{m}^2$$

$$\leq \sigma_{soil} = 40 \text{ kN}/\text{m}^2 \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{RPmin} = \{ (198.7/33.5) - (41.3/24.0) \times 0.858 \} \times 1/\cos(10.0^\circ)$$

$$= 4.5 \text{ kN}/\text{m}^2$$

$$\geq 0 \text{ kN}/\text{m}^2 \dots \dots \text{OK}$$

(3)補強材料の許容応力に対する照査

・モルタルの許容応力度に対する照査 $(\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2)$

$$\sigma_c \max = m \times \sigma_{Rp \max} \leq \sigma_{ca}$$

ここに、	$\sigma_c \max$	： モルタルに作用する最大圧縮応力度(N/mm^2)
	σ_{ca}	： モルタルの許容圧縮応力度 : 8.0 N/mm^2
	m	： 補強体と被補強土との弾性比 : 950
	$\sigma_{Rp \max}$	： 補強体の最大圧縮応力度 : 0.0074 N/mm^2

$$\begin{aligned} \sigma_c \max &= 950 \times 0.0074 \\ &= 7.0 \text{ N/mm}^2 \\ &\leq 8.0 \text{ N/mm}^2 \quad \cdots \cdots \text{ OK} \end{aligned}$$

・芯材の許容応力度に対する照査 (SP32N)

$$\sigma_s \max = n \times \sigma_c \max \leq \sigma_{sa}$$

ここに、	$\sigma_s \max$	： 芯材に作用する最大圧縮応力度(N/mm^2)
	σ_{sa}	： 芯材の許容圧縮応力度(N/mm^2) : 291 N/mm^2
	n	： モルタルと芯材の弾性比 : 15
	$\sigma_c \max$	： モルタルに作用する最大圧縮応力度 : 7.0 N/mm^2

$$\begin{aligned} \sigma_s \max &= 15 \times 7.0 \\ &= 105.0 \text{ N/mm}^2 \\ &\leq 291.0 \text{ N/mm}^2 \quad \cdots \cdots \text{ OK} \end{aligned}$$

・補強材に作用する圧縮力 ($\phi 115$)

$$P_{pile} = \sigma_c \max \times A_{pile}$$

ここに、 P_{pile} : 補強材に作用する圧縮力(N)

$$\text{※) } P_{pile} = [\text{鉄筋の圧縮力}] + [\text{モルタルの圧縮力}]$$

$$\begin{aligned} &= [\sigma_s \cdot A_s] + [\sigma_c (A_c - A_s)] \\ &= [n \cdot \sigma_c \cdot A_s] + [\sigma_c (A_c - A_s)] \\ &= \sigma_c \times \{ (n-1) \times A_s + A_c \} = \sigma_c \times A_{pile} \end{aligned}$$

$\sigma_c \max$: モルタルに作用する圧縮応力度 : 7.0 N/mm^2

A_{pile} : 補強材1本の等価換算断面積 : $16,939 \text{ mm}^2$

$$\text{※) } A_{pile} = (n-1) \times A_s + A_c$$

$$\begin{aligned} P_{pile} &= 7.0 \times 16939 \\ &= 118573 \text{ N/本} \quad = \quad 118.6 \text{ kN/本} \end{aligned}$$

(4) 基礎底面における補強材の水平せん断耐力の照査

(材料仕様)

補強芯材 : SP32N ボルト

口元補強管 : 鋼管径 ϕ 76.3mm、鋼管厚さ4.2mm、鋼管長3.0m

$$\Sigma H \cdot b \leq S(A_s \cdot \tau_{sa} + A_p \cdot \tau_a)$$

ここに、	ΣH	: 水平力(kN/m)	:	9.99	kN/m
b	:	施工単位幅(m)	:	0.80	m
S	:	施工単位幅あたりの補強材本数(本)	:	2	本
A_s	:	補強材1本の芯材断面積(mm^2)	:	468	mm^2
A_p	:	補強材1本の口元補強管断面積(mm^2)	:	715	mm^2
[腐食シロ、全周1mm考慮済みの値]					
τ_{sa}	:	芯材許容せん断応力度、常時(N/mm^2)	:	168	N/mm^2 (常時の値)
τ_a	:	口元管許容せん断応力度、常時(N/mm^2)	:	80	N/mm^2 (常時の値)

$$\begin{aligned} S(A_s \cdot \tau_{sa} + A_p \cdot \tau_a) &= 2\text{本} \times (468\text{mm}^2 \times 168\text{N/mm}^2 + 715\text{mm}^2 \times 80\text{N/mm}^2) \\ &= 271,612 \quad (\text{N}) \\ &= 271.6 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma H \cdot b &= 9.99\text{kN/m} \times 0.80\text{m} \\ &= 7.99 \quad (\text{kN}) \\ &\leq 271.6 \quad (\text{kN}) \cdots \cdots \text{OK} \end{aligned}$$

(5) 円弧すべりの水平成分による検討基準面でのせん断耐力照査

・検討基準面における円弧すべりの水平成分力

$$S \times \{A_s \times \tau_{sa} + (A_c - A_s) \times \tau_{a1}\} \geq P_{rH} \times b$$

ここに、	P_{rH}	: 円弧すべり力(抑止力)の水平成分	:	33.2	kN/m
b	:	単位幅	:	0.800	m
S	:	単位幅当たりの補強材本数	:	2	本
A_s	:	芯材の断面積 (SP32N)	:	468	mm^2
A_c	:	補強材断面積 ($\phi 115$)	:	10,387	mm^2
τ_{sa}	:	芯材の許容せん断応力度	:	168	N/mm^2 (常時の値)
τ_{a1}	:	モルタルの許容せん断応力度	:	0.23	N/mm^2 (常時の値)

$$\begin{aligned} S \times \{A_s \times \tau_{sa} + (A_c - A_s) \times \tau_{a1}\} &= 2 \times \{468.0 \times 168.0 + (10,387 - 468.0) \times 0.23\} \\ &= 161,811 \quad \text{N} \\ &= 161.8 \quad \text{kN} \\ &\geq P_{rH} \times b = 33.2 \times 0.800 \\ &\geq 26.6 \quad \text{kN} \cdots \cdots \text{OK} \end{aligned}$$

(6)補強材配置長さの算定

・支持領域への根入れ長さの算定

① 鉄筋と注入材との付着で決まる定着長さ

$$L_{ca} = \frac{P_{pile}}{l_s \times \tau_{ca}}$$

② 補強材と地山との付着で決まる定着長さ

$$L_{pa} = \frac{P_{pile}}{l_c \times \tau / f_s}$$

③ 補強材の必要根入れ長さ

$$L_a = \max(L_{ca}, L_{pa}, 1.0m)$$

ここに、	L_{ca}	： 鉄筋と注入材との付着で決まる定着長さ(m)
	L_{pa}	： 補強材と地山との付着で決まる定着長さ(m)
	L_a	： 最低必要根入れ長さ($\geq 1.0m$)
	P_{pile}	： 補強材に作用する圧縮力(N) : 118,573 N
	l_s	： 芯材周長 (SP32N) : 99 mm
	τ_{ca}	： モルタルの許容付着応力度 : 1.6 N/mm ²
	l_c	： 補強材周長 ($\phi 115$) : 361 mm
	τ	： 補強材と支持地盤の許容付着応力度 : 0.60 N/mm ²
	f_s	： τ に対する安全率 : 2.0 (常時安全率)

・補強材配置長さの算定

$$L_1 = L_a + L_f$$

ここに、	L_1	： 補強材の必要計画長さ(m)
	L_a	： 補強材の支持地盤必要根入れ長さ($\geq 1.0m$)
	L_f	： 基礎底面から支持地盤までの補強材長さ(m)

	P_{pile} (N)	L_f (m)	L_{ca} (m)	L_{pa} (m)	L_a (m)	L_1 (m)
1本目	118,573	5.765	0.749	1.094	1.500	7.265
2本目	118,573	4.548	0.749	1.094	1.500	6.048
3本目						

※補強材の根入れ長さ(L_a)は50cm単位であるめ、最低長を1.0mとする。

※ L_f は支持地盤までの距離と口元鋼管の先端までの距離の大きい方とする。

1.8 詳細設計の結果

①上部構造物を含めた支持力に対する照査

補強体及び補強材の断面算定

	材料	記号	単位	計算値	許容値	判定
補強体の最大圧縮	補強された土	σ_{RPmax}	kN/m ²	7.4	40	OK
補強体の最小圧縮	補強された土	σ_{RPmin}	kN/m ²	4.5	≥ 0	OK
モルタルの圧縮応力度	115mm 24N/mm ²	σ_c	N/mm ²	7.0	8.0	OK
芯材の圧縮応力度	SP32N	σ_s	N/mm ²	105.0	291.0	OK
基礎底面の水平せん断力	SP32N鋼管	$\Sigma H \cdot b$	kN	8.0	271.6	OK
円弧の水平分力によるせん断力	SP32N 24N/mm ²	$Pr_H \times b$	kN	26.6	161.8	OK

補強材の配置長さ

	補強材の必要根入れ長さ $L_a(m)$	補強体形成部内の補強材長さ $L_f(m)$	補強材の必要計画長さ $L_1(m)$	頭部張出余長 $L_2(m)$	補強材設計全長 $\Sigma L(m)$	全長まるめ (m)
1本目	1.500	5.765	7.265	0.350	7.615	8.0
2本目	1.500	4.548	6.048	0.350	6.398	6.5
3本目						

※補強材の設計長は50cm単位でまるめることとする。

※補強材の計画長さ(L)は4.0m以上とする。

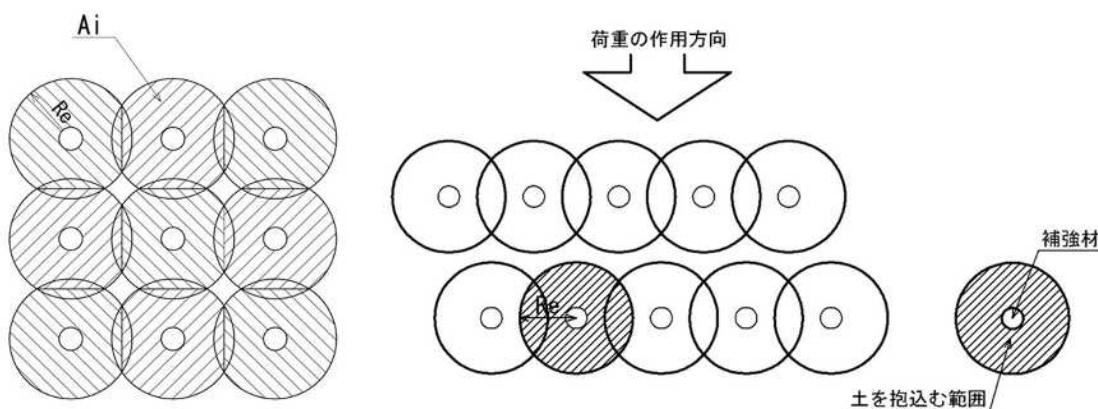
1.9 配置間隔(中抜けの確認)

補強材間隔は補強対象地盤の強度に左右されるが、過去の数多くのルートパイプの実績から補強材径の2～7倍の範囲で補強効果が高まるという結果や地すべりの抑止杭の設計における実績及び土塊の中抜け、遠心模型実験結果より示されている杭径の4～8倍以下という値を参考に、SPフックスパイプでは、補強材径の4～7倍以下となるように計画する。

特に傾斜地における採用においては、補強材間隔を決定する際土のすり抜けを生じさせないように留意しなければならない。

土の拘束は、補強材と土の周面摩擦抵抗力によってなされ、下図のような影響範囲が想定できる。

影響範囲の推定方法として、「基礎杭による負の周面摩擦抵抗力」による円筒半径を参考として求める。



$$Re = \left(\frac{D \cdot f}{\gamma} + \frac{D^2}{4} \right)^{1/2}$$

ここに、 Re : 円筒半径(m)

D : 補強材の削孔径(m)

f : 負の摩擦抵抗力(kN/m²) (下記参考式より算出)

砂質土: $f = 30 + 10N/5$ (kN/m²)

粘性土: $f = qu/2$ (kN/m²)

γ : 補強対象地盤の単位体積重量(kN/m³)

(引用文献)

「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」:群杭の場合の負の周面摩擦力

「建築基礎構造設計指針」:くいに作用する負の周面摩擦力

当検討では

$$D = 0.115 \text{ (m)}$$

$$f = 30+10N/5 \text{ (kN/m2)}$$

$$N = 5 \text{ (表層(dt層)の値)}$$

$$\gamma = 40.0 \text{ (kN/m2)}$$

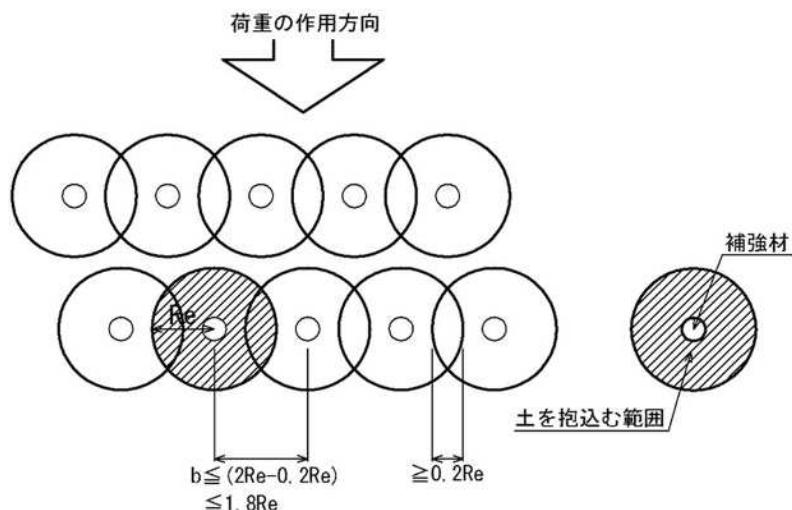
$$\gamma = 20.0 \text{ (kN/m3) (表層(dt層)の値)}$$

$$Re = \left(\frac{0.115 \times 40.0}{20.0} + \frac{0.115^2}{4} \right)^{1/2}$$

$$= 0.483 \text{ (m)}$$

実際には隣り合うReの面積部分が十分にラップしていれば、ルートパイプには常に圧縮力が働いているため、土は締まってすり抜けは起こりにくくなる。

SPフィックスパイプではその隣り合うReの面積部分のラップ率を20%以上($\geq 0.2Re$)とし、補強材間隔を決定する事とする。



$$\text{配置間隔} \leq 1.8 \times 0.483$$

$$\leq 0.869 \text{ (m)}$$

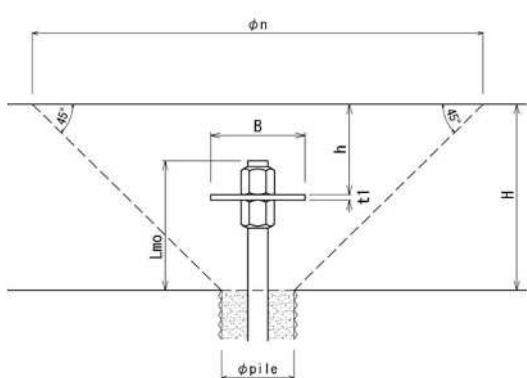
$$\doteq 0.86 \text{ (m)} \quad \geq 4d \sim 7d (=0.460 \sim 0.805 \text{ m})$$

以上より配置間隔は、前項計算で仮定した「配置間隔」で問題ないことを確認した。

配置間隔 : $p = 0.80 \text{ m}$ の千鳥配置 【単位幅 $b = 0.80 \text{ m}$ 】である。

1.10 連結部の検討

頭部形状・条件



H	:	軀体厚さ	:	500 mm
h	:	プレート取付位置	:	250 mm
L _{mo}	:	ボルト頭出し長さ	:	350 mm
t ₁	:	プレート厚さ	:	12 mm
B	:	プレート幅	:	150 mm
ϕ _{pile}	:	パイル外径	:	115 mm
ϕ _n	:	押し抜き上端径	:	1115 mm

(1) 補強体の押し抜きに対する検討

キャッピングビームでのルートパイル押し抜き検討は、押し抜きせん断応力の検討に準じて行う。

$$\tau_{p1} = \frac{P_{pile}}{\pi (\phi_{pile} + \phi_n) \times H/2} \leq \tau_a$$

ここで、

τ_{p1} : 補強材(ルートパイル)の押し抜きせん断応力度 (N/mm²)

P _{pile}	:	補強材に作用する圧縮力	:	118,573 N/本
ϕ _{pile}	:	補強材(ルートパイル)の外径	:	115 mm
H	:	キャッピングビームの厚さ	:	500 mm
τ _{sa}	:	許容押し抜きせん断応力度	:	0.90 N/mm ²

(下表より:常時)

$$\begin{aligned} \tau_p &= \frac{118,573}{\pi \times (115 + 1115) \times 500 \div 2} \\ &= 0.123 \text{ N/mm}^2 \\ &\leq 0.90 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \dots \quad \text{OK} \end{aligned}$$

コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

設計基準強度 (σ _{ck})		21	24	27	30
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	7.0	8.0	9.0	10.0
せん断応力度	無筋コンクリート	0.22	0.23	0.24	0.25
	せん断筋配置	1.6	1.7	1.8	1.9
	押抜きせん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00

※道路橋示方書・同解説 共通編p.157の表4.2.1より抜粋

※地震時は上記値の1.5倍。

(2) キャッピングビーム内のボルト頭部照査

キャッピングビームとルートパイルの接合面で、ボルトが分担する圧縮荷重は以下となる。

$$P_s = n \times \sigma_c \times A_s$$

ここに、

P_s : SPボルトに作用する圧縮力 (N/本)

n : モルタルと芯材の弾性比 : 15 (-) ←[1.6(5)参照]

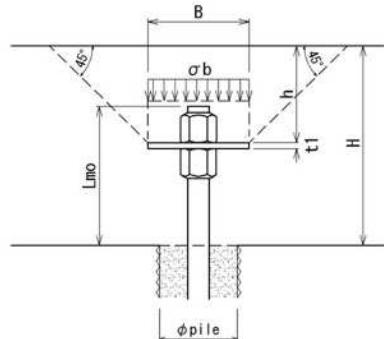
σ_c : モルタルに作用する圧縮応力度 : 7 N/mm² ←[1.7(3)参照]

A_s : SPボルトの断面積 : 468 mm² ←[1.6(4)参照]

$$P_s = 15 \times 7 \times 468 = 49,140 \text{ N/本}$$

(3) 支圧応力度の検討

$$\sigma_b = \frac{P_s}{B \cdot B} \leq \sigma_{ba}$$



ここに、

σ_b : 支圧応力度(N/m²)

P_s : SPボルトに作用する圧縮力 (N/本) : 49,140 N/本

B : 頭部プレート辺長(mm) : 150 mm

σ_{ba} : 許容支圧応力度(N/mm²) $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_{ba} = 0.3 \sigma_{ck} \leq 6.0 \quad (\text{下表より:常時})$$

$$= 0.3 \times 24.0 = 7.2 \text{ N/mm}^2$$

よって、許容支圧応力度 σ_{ba} は

$$= 6.0 \text{ N/mm}^2 \text{とする。}$$

無筋コンクリートの許容応力度(N/mm²)

応力度の種類	許容応力度	
圧縮応力度	$\sigma_{ck}/4 \leq 5.5$	σ_{ck} : 設計基準強度
曲げ応力度	$\sigma_{tk}/7 \leq 0.3$	σ_{tk} : 設計基準引張強度
支圧応力度	$0.3 \sigma_{ck} \leq 6.0$	(JIS A 1113の規定による)

※道路橋示方書・同解説 共通編p.159の表-4.2.6より抜粋

※ただし、鉄筋などで補強をする場合の許容支圧応力度は7.0N/mm²まで高めてよい。

※地震時は上記値の1.5倍。

$$\sigma_b = \frac{49,140}{150 \times 150}$$

$$= 2.18 \text{ N/mm}^2$$

$$\leq 6.0 \text{ N/mm}^2 (\sigma_{ba}) \dots \dots \text{OK}$$

(4)頭部プレート厚さ

a)プレートの許容せん断応力度から求められる厚さ(t_{1a})

$$t_{1a} = \frac{P_s}{\phi \cdot \tau_{sa}}$$

ここに、

t_{1a} : せん断応力から求まる必要プレート厚さ (mm)

P_s : SPボルトに作用する圧縮力 (N/本) : 49,140 N/本

ϕ : せん断面の総周長 (mm)

$$\phi = W \times \pi = 46 \times \pi = 145 \text{ mm}$$

τ_{sa} : プレートの許容せん断応力度 (N/mm²) : 80 N/mm²
(下表より:常時)

許容応力度(N/mm²)

SS400材	母材部			工場溶接部		
	引張	圧縮	せん断	引張	圧縮	せん断
	140	140	80	140	140	80

※道路橋示方書・同解説 共通編p.167表-4.4.1に準拠(材質はSS400)。

※地震時は上記値の1.5倍

頭部プレートはナットにより固定されるから、せん断面はナットの周長和となるが、隅角部の欠損などを考慮しナットの対辺距離を直径とする円の周長をせん断長さとして取り扱うこととした。

使用されるナットの形状より対辺距離は $W = 46 \text{ mm}$ であるから、

$$t_{1a} = \frac{49,140}{145 \times 80} = 4.2 \text{ mm}$$

b) プレートの曲げ応力度から求まる必要厚さ (t_{1b})

$$\sigma_m = \frac{M_a}{Z} = \frac{6 \cdot \sigma_b (B-W)^2}{8 \cdot t_{1b}^2} \leq 140 \text{ (N/mm}^2\text{)} , \text{材質SS400}$$

ここに、 σ_m : プレートの許容圧縮・引張応力度 (N/mm²) : 140 N/mm²
(下表より:常時)

M_a	:	ナット端面位置のプレート曲げモーメント (N·mm)
Z	:	プレートの断面1次モーメント (mm ³)
σ_b	:	押し抜き支圧応力度 (N/mm ²) : 2.18 N/mm ²
B	:	プレートの辺長(mm) : 150 mm
W	:	ナットの対辺距離(mm) : 46 mm

許容応力度 (N/mm²)

SS400材	母材部			工場溶接部		
	引張	圧縮	せん断	引張	圧縮	せん断
	140	140	80	140	140	80

※道路橋示方書・同解説 共通編p.167表-4.4.1より抜粋

(但し、SS400材は溶接構造に用いてはならないと記載あり。)

※地震時は上記値の1.5倍

$$t_{1b} = \sqrt{\left(\frac{6 \cdot \sigma_b (B-W)^2}{8 \cdot \sigma_m} \right)}$$

$$= \sqrt{\left\{ \frac{6 \times 2.18}{8 \times 140} (150 - 46)^2 \right\}}$$

$$t_{1b} = 11.24 \text{ mm} > t_{1a} = 4.20 \text{ mm} \Rightarrow 12.0 \text{ mm} \text{ のプレートとなる。}$$

※ 以上より頭部プレートは 150×150×12 となる。

(5) 頭部プレートによる押し抜きの検討

プレートによるキャッピングビーム押し抜きの検討は、押し抜きせん断応力の検討に準じて行う。

$$\tau_{p2} = \frac{P_s}{4 \cdot (B+h) \cdot h} \leq \tau_a$$

ここで、

τ_{p2} : 頭部プレートによる押し抜きせん断応力度 (N/mm²)

P_s : SPボルトに作用する圧縮力 (N/本) : 49,140 N/本

B : 定着板幅 (mm) : 150 mm

h : 頭部プレート取付け高さ(mm) : 250 mm

τ_{sa} : 許容押し抜きせん断応力度(N/mm²) (= 0.90)

(下表より:常時)

$$\tau_{p2} = \frac{49140}{4 \times (150 + 250) \times 250}$$

$$= 0.123 \text{ N/mm}^2$$

$$\leq 0.90 \text{ N/mm}^2 \dots \dots \text{OK}$$

コンクリートの許容応力度 τ_{sa} (N/mm²)

設計基準強度 (σ_{ck})		21	24	27	30
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	7.0	8.0	9.0	10.0
せん断応力度	無筋コンクリート	0.22	0.23	0.24	0.25
	せん断筋配置	1.6	1.7	1.8	1.9
	押抜きせん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00

※道路橋示方書・同解説 共通編p.157の表4.2.1より抜粋

※地震時は上記値の1.5倍。

1.11 床版の配筋計算

パイル間で土塊の「すり抜け」を抑制できる小ピッチ打設の場合、キャッピングビーム(床版)の配筋は盛土体側からの圧縮力とルートパイル群と周辺土塊による下側からの支えにより、終局破壊まで大きな変形を伴わずに安定して保持されるため、最小鉄筋を配置すれば良い。ただし、本設計では、曲げモーメントとせん断力についての照査を行う。

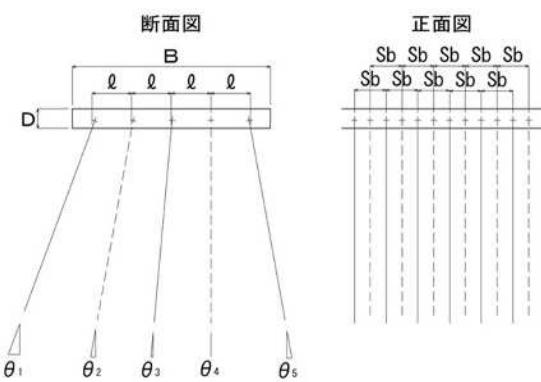


図-1.11.1 SP Fixx Spile Layout Diagram

ここで、パイルは延長方向に千鳥配列で図-1.11.1の如く@800mm間隔に配置されている。配筋の検討では、簡易化のため図-1.11.2の如く、千鳥を並列配置としたモデルとする。

【本物件の床版断面寸法】

- ・床版幅(B) : 1300 (mm)
- ・列間隔(l) : 700 (mm)
- ・列ピッチ(Sb) : 800 (mm千鳥)
- ・床版厚(D) : 500 (mm)
- ・パイルの列数 : 2 (列/断面)

$$P_{pile} = 118.600 \text{ kN/本}$$

$$\begin{aligned} w &= \frac{P_{pile} \times 2 \text{ 本}}{B} \\ &= \frac{118.600}{1.300} \times 2 = 182.462 \text{ (kN/Sb)} \end{aligned}$$

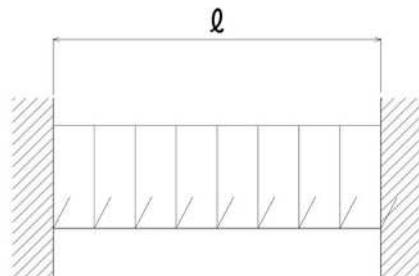


図-1.11.2 配筋設計モデル図

(1)作用荷重

- ・最大曲げモーメント :連続梁として、

$$M_{max} = \frac{w \cdot l^2}{12} = \frac{182.5 \times (0.700)^2}{12} = 7.45 \text{ (kN·m/Sb)}$$

- ・最大せん断力 :連続梁として、

$$\tau_{max} = \frac{w \cdot l}{2} = \frac{182.5 \times 0.700}{2} = 63.86 \text{ (kN/Sb)}$$

(2)許容応力度

コンクリートの許容応力度(N/mm²)

設計基準強度(σ _{ck})		21	24	27	30
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	7.0	8.0	9.0	10.0
せん断応力度	無筋コンクリート	0.22	0.23	0.24	0.25
	せん断筋配置	1.6	1.7	1.8	1.9
	押抜きせん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00

※道路橋示方書・同解説 共通編4.2表-4.2.1より抜粋

※地震時は上表の1.5倍。

鉄筋の許容応力度(N/mm²)

部材の種類	SD345	SD390	SD490
1)活荷重、衝撃以外の主荷重に対し	100	100	100
衝突・地震の影響を含まない場合	2)一般の部材	180	180
	3)水中・地下水	160	160
衝突・地震の影響を含む場合	4)軸方向鉄筋	200	230
	5)上記以外	200	200
6)重ね継手長、定着長の算出時	200	230	290
7)圧縮応力度	200	230	290

※道路橋示方書・同解説 共通編4.3表-4.3.1に準拠(材質はSD345)。

※地震時は上表の1.5倍。

コンクリートの許容付着応力度(N/mm²)

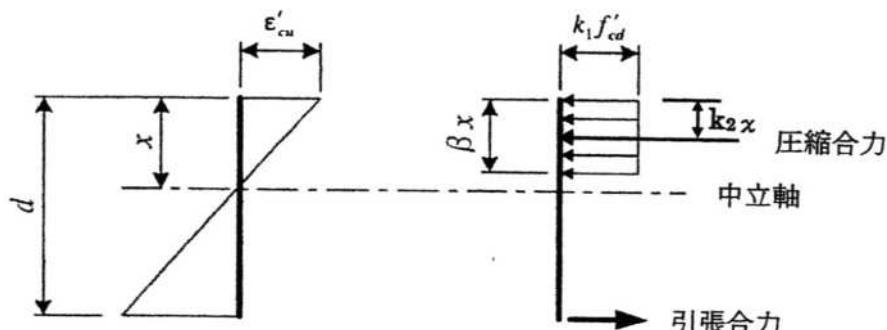
コンクリートの設計基準強度(σ _{ck})	21	24	27	30
付着応力度(異形鉄筋)	1.4	1.6	1.7	1.8

※道路橋示方書・同解説 共通編4.2表-4.2.4に準拠。

※地震時は上表の1.5倍。

※コンクリート標準示方書の解5.2.2の式より、≤4.2N/mm²のこと。

(3)曲げモーメントに対する照査



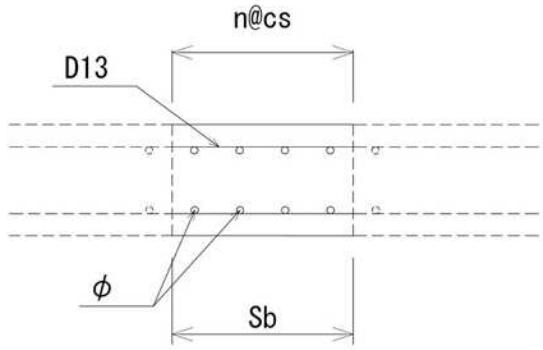


図-1.11.3 軸体の断面図

h	:	軸体の高さ	:	500 mm
d	:	有効高さ	:	400 mm
Sb	:	軸体の設計有効幅	:	800 mm
n	:	鉄筋本数	:	4 本
cs	:	鉄筋の配置間隔	:	200 mm
phi	:	鉄筋径	:	13 mm
As	:	鉄筋面積(D13*4本)	:	506.8 mm ²
m	:	ヤング係数比(Es/Ec)	:	15 -
U	:	鉄筋周長(D13 π*本)	:	159.6 mm

・鉄筋比

$$p = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{506.8}{800 \times 400} = 0.00158$$

・圧縮側端部から中立軸までの距離と、有効高さ(d)との比

$$\begin{aligned} k &= \sqrt{[2mp + (mp)^2] - mp} \\ &= \sqrt{[(2 \times 15 \times 0.00158) + (15 \times 0.0016)^2] - 15 \times 0.00158} \\ &= 0.19551 \end{aligned}$$

・全圧縮力の作用点から引張鉄筋の図心までの距離と、有効高さ(d)との比

$$\begin{aligned} j &= 1 - \frac{k}{3} \\ &= 0.9348 \end{aligned}$$

(4)コンクリートの圧縮応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2M_{max}}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} \\ &= \frac{2 \times 7.451 \times 800 \times 10^6}{0.19551 \times 0.9348 \times (400)^2} \\ &= 0.637 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 8.00 \text{ OK} \\ &\quad (\text{常時の値}) \end{aligned}$$

(5) 鉄筋の引張応力度

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{M_{max}}{A_s \cdot j \cdot d} \\ &= \frac{7.451 \times 10^6}{506.8 \times 0.9348 \times 400} \\ &= 39.315 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 200.0 \text{ OK} \\ &\quad (\text{常時の値})\end{aligned}$$

(6) 鉄筋コンクリート梁のコンクリートせん断応力度

$$\begin{aligned}\tau_c &= \frac{\tau_{max}}{b \cdot j \cdot d} \\ &= \frac{63.8615 \times 1000}{800 \times 0.9348 \times 400} \\ &= 0.213 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{sa} = 0.90 \text{ OK} \\ &\quad (\text{常時の値})\end{aligned}$$

(7) 鉄筋コンクリート梁の鉄筋付着応力度

$$\begin{aligned}\tau_b &= \frac{\tau_{max}}{U \cdot j \cdot d} \\ &= \frac{63.8615 \times 1000}{159.6 \times 0.9348 \times 400} \\ &= 1.070 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ba} = 1.60 \text{ OK} \\ &\quad (\text{常時の値})\end{aligned}$$

【但し、コンクリート標準示方書、解5.2.2式より、 $\leq 4.2 \text{ N/mm}^2$ のこと！】

- ※上記より、延長直角方向に下端筋D13@200で配置する。用心のため、上端筋も同じとする。
- ※延長方向は、杭間隔が@800(=@400mm千鳥)の配置であるが、用心筋として同様にD13@200で配筋すればよい。

2.杭頭部の水平変位に関する照査

2.1 SPフィックスパイプの概略

SPフィックスパイプは、補強土工法において「Micropiling」の領域に区分される幾分太径で中央部にSPボルト(中空ボルト)を配置し、周りを加圧グラウトで巻きたてたシンプルな杭基礎であり、杭体は曲げに対して剛性が小さく曲げモーメントに抵抗できないため、適用においては所定の狭い間隔で斜杭を組み合わせて「竹の根状態」に密に打設し、地中土塊を拘束することで地中疑似擁壁を形成させ、地すべり力(P_r)に抵抗させる「圧縮型のルートパイプ」としての用途の他、盛土壁面基礎や歩道橋、およびフェンスなどの小さな基礎反力を有する構造物の杭基礎としての用途にも有効である。

一方、本設計では盛土とキャッピングビームの鉛直荷重(ΣV)と同時に、キャッピングビームの地震時慣性力、盛土本体の地震動における基礎部への活動力、および背面土圧の水平力成分が同時に「水平力」として生じる。

SPフィックスパイプの「口元補強管」を水平力に抵抗するせん断パイプとして解析する。

2.2 基礎底面における水平変位の照査

基礎底盤の鉛直力と水平荷重：常時

項目	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)
新設盛土自重	57.45	9.99
キャッピングビーム	15.93	-
-	-	-
合 計	73.38	9.99

※ 1.4設計荷重の算定(作用する外力の集計)より

基礎底面部におけるSPフィックスパイプ頭部への荷重は以下の如くなる。(図-1参照)

ここで、垂直力(V)は参考までに記載したものであり、この V 荷重への安定性については、既に前章の詳細設計において問題ないことが確認されている。転倒モーメントの扱いについては上部構造物の許容変位量の大小に応じて取扱いが異なることから、SPフィックスパイプ 設計の手引書(案)を参考にされたい。

口元補強管の目的は「疑似擁壁天端部の水平変位抑制」であり、このせん断パイプの水平変位抑止効果を確認する目的で以下の荷重を入力し、水平変位を確認する。

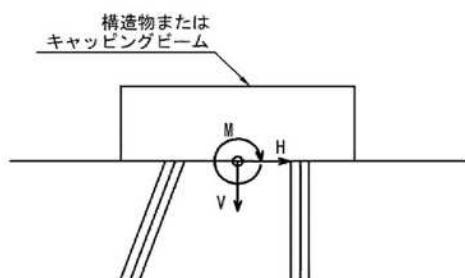


図-2.2.1 杭頭部に作用する荷重

2.3 解析モデルと計算結果

・延長:@0.80m(千鳥)×12+0.20m×2=10.00m当り		
・垂直力(V_0)= 0 (kN/m) × 10.0m = 0.0 (kN)		
・水平力(H_0)= 9.99 (kN/m) × 10.0m = 99.9 (kN)		
・モーメント(M_0)= 0.0 (kN/m) × 10.0m = 0.0 (kN)		

(材料仕様)

補強芯材 : SP32N

口元補強管 : 鋼管径 ϕ 76.3mm、鋼管厚さ4.2mm、鋼管長3.0m

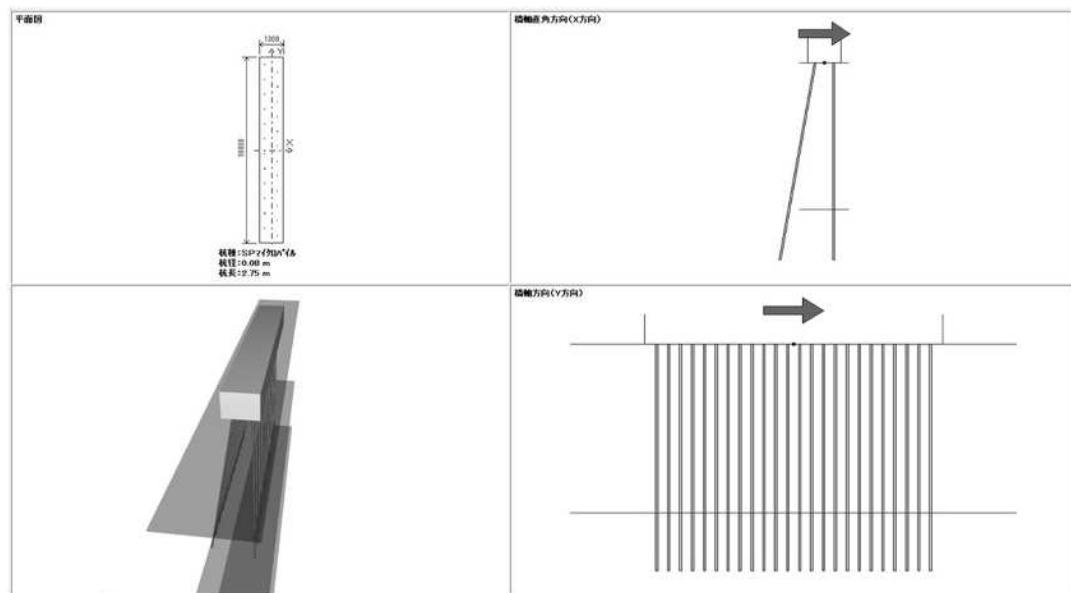


図-2.3.1 斜杭+鉛直杭:2列の解析モデル

SPマイクロパイアルの設計に準拠して解析を行った。

簡略化のため杭頭レベルを平均位置で統一し、図-2のモデルで解析した。

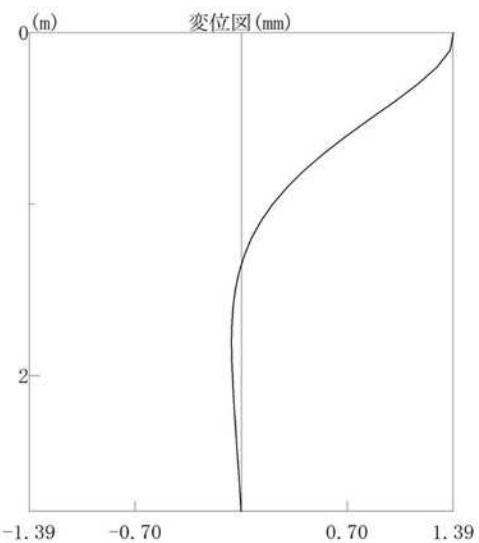
図-2で表層0.1mは「鋼管非定着部」として周面摩擦は無視し、それより深い鋼管部およびボルト部は定着層として計算した。ただ、横荷重解析に対する杭長はあくまでも鋼管長さのみのL=3.00mとした。

下記の如く、口元鋼管を配置することで水平変位を1.39mm程度に抑制できるとともに各部分の応力レベルの照査が可能である。

(解析結果)

(1) 橋軸直角方向

荷重ケースNo. 略称		1 常時
原点作用力		
Vo	kN	0.00
Ho	kN	99.90
Mo	kN.m	0.00
原点変位		
δ_x	mm	1.38
δ_z	mm	0.12
α	rad	-0.00022348
δ_f, δ_a	mm	1.39 \leq 15.00
鉛直反力		
PNmax, Ra PNmin, Pa	kN kN	3.24 \leq 96.00 -3.97 \geq -48.00
水平反力		
PH	kN	3.86
杭発生モーメント		
杭頭 Mt 地中部 Mm	kN.m kN.m	-1.14 0.76



2.4まとめ

以上の如く、従来のルートパイル工においても口元補強鋼管を配置することにより、構築された疑似擁壁の天端部(キャッピングビーム底面部)の不安定化を抑制できると共に短尺な杭頭部補強管の水平変位の照査が可能となる。

解析から明らかなように、この事例では将来の地震に対して口元補強鋼管の曲げ剛性により水平変位を1.39mm程度に抑えることができて擁壁天端部の安定性が向上することが判明した。

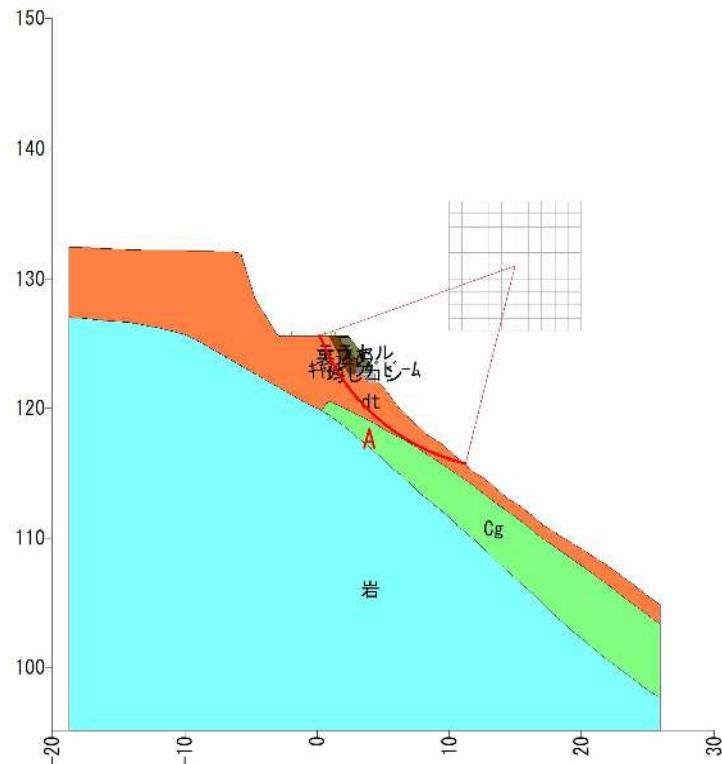
また解析を杭基礎(マイクロパイル)で実施しており、その構造も高耐力マイクロパイルやSPマイクロパイルと類似していることから、小径鋼管杭として横荷重を負担する「口元補強管」に長期腐食しろを外周の1mmとして設計し、中央部の芯材は口元では鋼管とグラウトに防食され、地中内ではしっかりと加圧されたグラウト内に配置されるので溶融亜鉛メッキが不要である、といった構造が可能となり、引張部材に適用される補強土の鉄筋防食仕様に従う必要はない。

3.円弧すべり計算

3.1 円弧すべりによる必要抑止力の算定

SPフィックスパイプに作用する円弧すべり荷重は別途計算により求める。

計算結果図



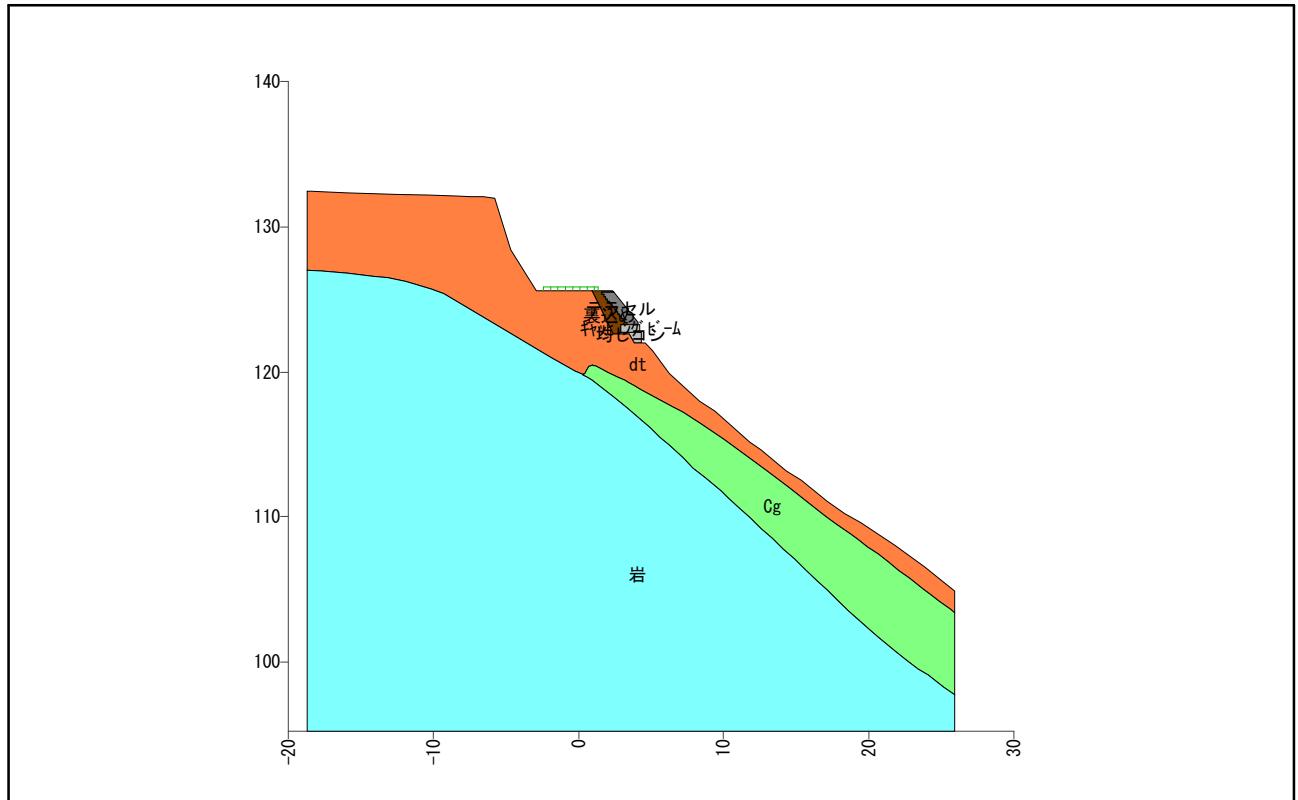
安定計算結果

安定計算結果		項目	記号	単位	常時
計算結果	安全率		Fs	—	1.051
	計画安全率		Fsp	—	1.200
	必要抑止力		Pr	kN/m	48.7
円弧	中心座標	X		m	15.000
		Y		m	131.000
計算要素	半径	r		m	15.793
	すべり抵抗力	S		kN/m	343.29
計算要素	滑動力	T		kN/m	326.61
	法線力	N		kN/m	348.46
	間隙水圧	U		kN/m	0.00
	すべり面長	l		m	15.464
	面積	A		m ²	23.62

ここで求まる、必要抑止力Pr 48.7 kN/mを円弧すべり力とする。

安定解析

現場名	_____
ケース名	A-1測線
備考	_____



土質定数		土質名	湿潤重量 γ_t (kN/m³)	飽和重量 γ_{sat} (kN/m³)	粘着力 C (kN/m²)	内部摩擦角	
No	地層名					ϕ (°)	$\tan \phi$
1	テラセル		20.00	20.00	0.00	0.0000	0.000000
2	裏込め		20.00	20.00	0.00	34.0000	0.674509
3	キャッピングビーム		24.50	24.50	0.00	0.0000	0.000000
4	均しコン		23.00	23.00	0.00	0.0000	0.000000
5	dt		20.00	21.00	7.00	34.0000	0.674509
6	Cg		22.00	22.00	0.00	0.0000	0.000000
7	岩		23.00	23.00	0.00	0.0000	0.000000

※水の単位体積重量 $\gamma_w = 10.00$ (kN/m³)

座標の入力データ								
No.	距離 X (m)	原地形 標高 YG (m)	計画地形 標高 Y (m)	水位 標高 Yw (m)	すべり面			ハタ上げ
					標高 Ys (m)	形状	強度	
1	-18.702		132.472					
2	-18.410		132.468					
3	-16.042		132.336					
4	-12.532		132.236					
5	-10.249		132.210					
6	-8.402		132.117					
7	-7.471		132.114					
8	-6.571		132.077					
9	-5.757		131.982					
10	-4.690		128.432					
11	-2.929		125.603					
12	0.908		125.603					
13	1.921		125.603					
14	2.321		125.603					
15	4.084		123.400					
16	4.084		123.250					
17	4.200		123.250					
18	4.200		122.750					
19	4.300		122.750					
20	4.300		122.000					
21	4.573		122.000					
22	5.131		121.475					
23	6.285		119.903					
24	8.382		117.999					
25	9.418		117.254					
26	11.835		115.108					
27	12.607		114.619					
28	14.338		113.112					
29	15.365		112.500					
30	17.120		111.034					
31	18.353		110.188					
32	19.415		109.566					
33	21.779		108.021					
34	23.899		106.488					
35	24.920		105.672					
36	25.907		104.882					

原：原地形のハタ上げ、 計：計画地形のハタ上げ

地層境界線の座標								
No.	No. 1		No. 2		No. 3		No. 4	
	距離X(m)	標高Y(m)	距離X(m)	標高Y(m)	距離X(m)	標高Y(m)	距離X(m)	標高Y(m)
1	4.300	122.000	2.900	122.750	3.284	123.250	2.800	122.650
2	3.800	122.000	2.900	123.250	3.284	123.400	2.384	122.650
3	3.475	122.650	4.084	123.250	3.163	123.400	0.908	125.603
4	2.800	122.650			3.163	123.550		
5	2.800	122.750			3.043	123.550		
6	4.200	122.750			3.043	123.700		
7					2.923	123.700		
8					2.923	123.850		
9					2.803	123.850		
10					2.803	124.000		
11					2.683	124.000		
12					2.683	124.150		
13					2.563	124.150		
14					2.563	124.300		
15					2.443	124.300		
16					2.443	124.450		
17					2.323	124.450		
18					2.323	124.600		
19					2.203	124.600		
20					2.203	124.750		
21					2.083	124.750		
22					2.083	124.900		
23					1.963	124.900		
24					1.963	125.050		
25					1.843	125.050		
26					1.843	125.200		
27					1.723	125.200		
28					1.723	125.350		
29					1.603	125.350		
30					1.603	125.500		
31					2.403	125.500		

地層境界線の座標				
No.	No. 5		No. 6	
	距離X(m)	標高Y(m)	距離X(m)	標高Y(m)
1	25. 907	103. 391	25. 907	97. 708
2	25. 586	103. 627	25. 111	98. 265
3	24. 874	104. 157	24. 063	99. 081
4	24. 165	104. 691	23. 428	99. 528
5	23. 758	105. 002	22. 592	100. 142
6	22. 759	105. 774	21. 771	100. 776
7	22. 058	106. 319	20. 639	101. 722
8	21. 355	106. 860	20. 176	102. 100
9	20. 639	107. 422	19. 401	102. 787
10	19. 933	107. 924	18. 637	103. 488
11	19. 215	108. 445	17. 881	104. 198
12	18. 736	108. 791	17. 130	104. 912
13	17. 775	109. 483	16. 516	105. 499
14	17. 055	110. 002	15. 629	106. 344
15	15. 981	110. 855	14. 877	107. 057
16	14. 514	112. 004	14. 124	107. 769
17	13. 036	113. 136	13. 368	108. 478
18	11. 775	114. 075	12. 610	109. 185
19	10. 025	115. 328	11. 850	109. 890
20	8. 491	116. 383	11. 087	110. 591
21	7. 232	117. 220	10. 321	111. 290
22	6. 490	117. 626	9. 807	111. 756
23	5. 350	118. 249	8. 781	112. 678
24	4. 254	118. 844	7. 893	113. 368
25	3. 881	119. 044	7. 231	114. 056
26	3. 428	119. 283	6. 225	114. 945
27	3. 136	119. 433	5. 678	115. 426
28	2. 763	119. 623	4. 901	116. 110
29	2. 388	119. 811	4. 122	116. 792
30	2. 010	120. 000	3. 340	117. 472
31	1. 628	120. 190	2. 502	118. 195
32	1. 214	120. 396	1. 755	118. 822
33	1. 130	120. 435	1. 755	118. 822
34	1. 029	120. 466	0. 926	119. 446
35	0. 931	120. 476	0. 607	119. 644
36	0. 833	120. 470	0. 289	119. 842

No.	No. 5		No. 6	
	距離X(m)	標高Y(m)	距離X(m)	標高Y(m)
37	0.722	120.417	0.225	119.859
38	0.683	120.368	-0.243	120.101
39	0.551	120.148	-0.711	120.342
40	0.420	119.929	-1.904	121.043
41	0.393	119.896	-5.007	122.867
42	0.376	119.876	-9.303	125.392
43	0.345	119.857	-10.111	125.732
44	0.289	119.842	-11.896	126.218
45			-13.162	126.486
46			-14.135	126.633
47			-15.936	126.813
48			-17.736	126.992
49			-18.702	127.036

分布荷重データ（常時）		作用範囲(m)		分布荷重(kN/m ²)		滑動力 加算	抵抗力 加算
荷重名		左側 X1	右側 X2	左側 q1	右側 q2		
荷重		-2.429	1.321	10.00	10.00	○	○

1. 設計条件

(1) 補強斜面の計画安全率

本現場は永久として考え、計画安全率を設定する。

切土補強土工法設計・施工要領では下表のように示されている。

補強斜面の計画安全率

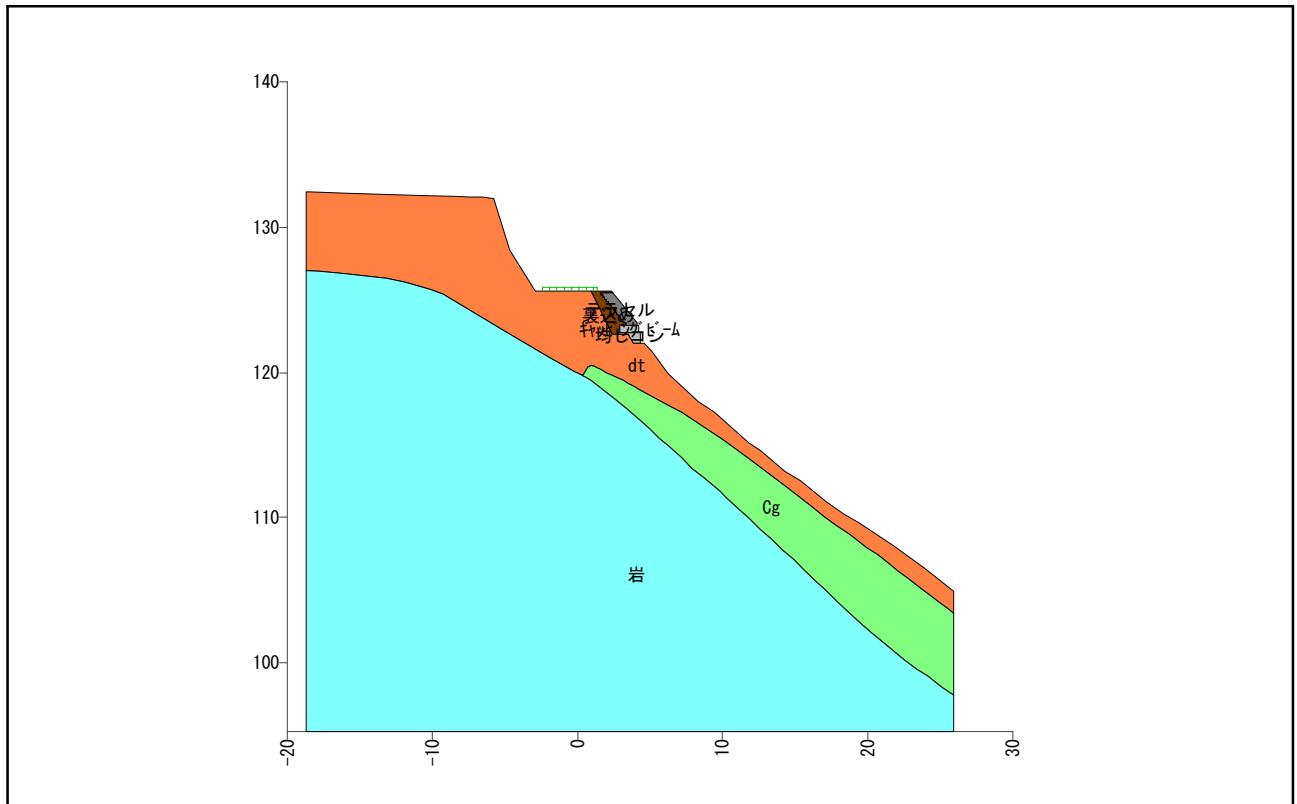
項目	計画安全率
永久(長期)	$F_{sp} \geq 1.20$
仮設(短期)	$F_{sp} \geq 1.05, 1.10$

【切土補強土工法設計・施工要領 P. 31】

計画安全率は、当該斜面の重要性を考慮して $F_{sp} = 1.200$ とする。

(2) 土質条件

当該斜面の地形、土質の構成と定数は以下の通りである。



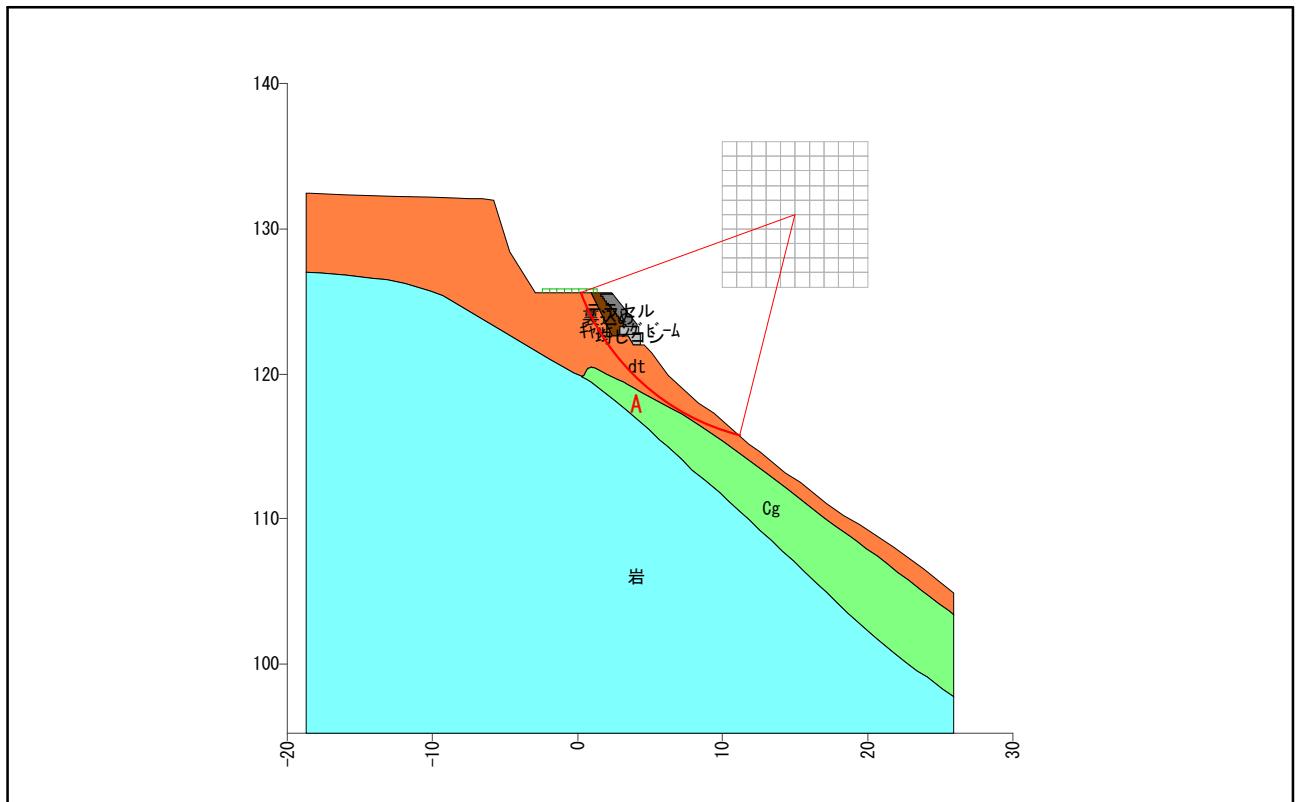
土質定数		地層名	土質名	湿潤重量 γ_t (kN/m ³)	飽和重量 γ_{sat} (kN/m ³)	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角	
No							ϕ (°)	$\tan \phi$
1	テラセル			20.00	20.00	0.00	0.0000	0.000000
2	裏込め			20.00	20.00	0.00	34.0000	0.674509
3	キャッピング			24.50	24.50	0.00	0.0000	0.000000
4	均しコン			23.00	23.00	0.00	0.0000	0.000000
5	dt			20.00	21.00	7.00	34.0000	0.674509
6	Cg			22.00	22.00	0.00	0.0000	0.000000
7	岩			23.00	23.00	0.00	0.0000	0.000000

※水の単位体積重量 $\gamma_w = 10.00$ (kN/m³)

2. 繰り返し円弧計算

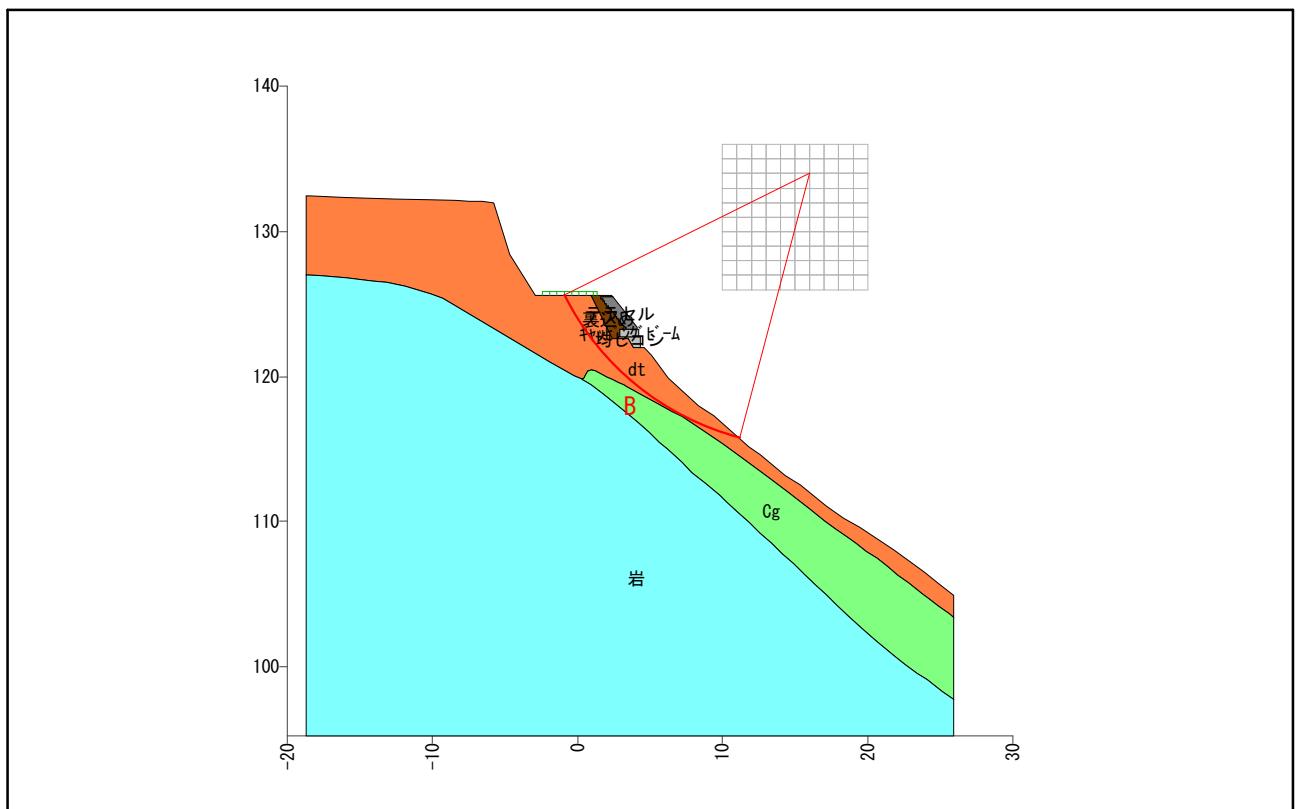
斜面の安定性は繰り返し円弧すべりで検討した結果、以下のすべり面が最も危険と判断できる。

〈円弧A〉



安定計算結果				
	項目	記号	単位	常時
計算結果	安全率	Fs	—	1.051
	計画安全率	Fsp	—	1.200
	必要抑止力	Pr	kN/m	48.7
円弧	中心座標	X	m	15.000
		Y	m	131.000
	半径	r	m	15.793
計算要素	すべり抵抗力	S	kN/m	343.29
	滑動力	T	kN/m	326.61
	法線力	N	kN/m	348.46
	間隙水圧	U	kN/m	0.00
	すべり面長	l	m	15.464
	面積	A	m ²	23.62

〈円弧B〉



安定計算結果

	項目	記号	単位	常時
計算結果	安全率	Fs	—	1.079
	計画安全率	Fsp	—	1.200
	必要抑止力	Pr	kN/m	46.1
円弧	中心座標	X	m	16.000
		Y	m	134.000
	半径	r	m	18.927
計算要素	すべり抵抗力	S	kN/m	412.40
	滑動力	T	kN/m	382.08
	法線力	N	kN/m	443.88
	間隙水圧	U	kN/m	0.00
	すべり面長	l	m	16.145
	面積	A	m ²	28.39

(1) 安定計算式

安定計算は、修正Fellenius法を用いて行う。

基本的に極限つり合い法を用いることとし、所要の計画安全率を確保するものとする。

$$\text{安全率}(F_s) = \frac{\text{すべり抵抗力}(\Sigma S)}{\text{滑動力}(\Sigma T)}$$

計算手法は、「スライス分割法」に基づいて、すべり土塊の断面をいくつかのスライスに分割し、各スライス（分割片）について力のつり合いを考えるものとする。

＜當時＞

$$F_s = \frac{\sum \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \sum (C \cdot 1)}{\sum T}$$

$$Pr = F_{sp} \cdot \sum T - [\sum \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \sum (C \cdot 1)]$$

ここで、

F_s	: 安全率	
F_{sp}	: 計画安全率	
Pr	: 必要抑止力	(kN/m)
N	: スライスの重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_N$)	(kN/m)
U	: スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$)	(kN/m)
T	: スライスの重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_T$)	(kN/m)
l	: スライスのすべり面長	(m)
b	: スライス幅	(m)
ϕ	: すべり面の内部摩擦角	(°)
C	: すべり面の粘着力	(kN/m²)
W	: スライス重量	(kN/m)
θ	: すべり面傾斜角	(°)
u	: 単位間隙水圧	(kN/m²)
Q_N	: 上載荷重分力(法線方向)	(kN/m)
Q_T	: 上載荷重分力(接線方向)	(kN/m)

(2) 安定性の評価(常時)

〈円弧A〉

スライス要素の集計表		粘着力 C (kN/m ²)	すべり面長 l (m)	法線力 N (kN/m)	間隙水圧 U (kN/m)	滑動力 T (kN/m)	すべり抵抗力 S (kN/m)
内部摩擦角 ϕ (°)	$\tan \phi$						
34.0000	0.674509	7.00	15.464	348.46	0.00	326.61	343.29

常時の安全率は次式を用いて計算する。

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (C \cdot l)}{\Sigma T} \\
 &= \frac{(348.46 - 0.00) \times 0.674509 + 7.00 \times 15.464}{326.61} \\
 &= 1.051
 \end{aligned}$$

ここで、

F_s	: 安全率	
N	: スライスの重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_N$)	(kN/m)
U	: スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$)	(kN/m)
T	: スライスの重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_T$)	(kN/m)
l	: スライスのすべり面長	(m)
b	: スライス幅	(m)
ϕ	: すべり面の内部摩擦角	(°)
C	: すべり面の粘着力	(kN/m ²)
W	: スライス重量	(kN/m)
θ	: すべり面傾斜角	(°)
u	: 単位間隙水圧	(kN/m ²)
Q_N	: 上載荷重分力(法線方向)	(kN/m)
Q_T	: 上載荷重分力(接線方向)	(kN/m)

〈円弧B〉

スライス要素の集計表		粘着力 C(kN/m ²)	すべり面長 l(m)	法線力 N(kN/m)	間隙水圧 U(kN/m)	滑動力 T(kN/m)	すべり抵抗力 S(kN/m)
内部摩擦角 ϕ (°)	$\tan \phi$						
34.0000	0.674509	7.00	16.145	443.88	0.00	382.08	412.40

常時の安全率は次式を用いて計算する。

$$\begin{aligned}
 F_S &= \frac{\sum \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \sum (C \cdot l)}{\sum T} \\
 &= \frac{(443.88 - 0.00) \times 0.674509 + 7.00 \times 16.145}{382.08} \\
 &= 1.079
 \end{aligned}$$

ここで、

F_S	: 安全率	
N	: スライスの重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_N$)	(kN/m)
U	: スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$)	(kN/m)
T	: スライスの重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_T$)	(kN/m)
l	: スライスのすべり面長	(m)
b	: スライス幅	(m)
ϕ	: すべり面の内部摩擦角	(°)
C	: すべり面の粘着力	(kN/m ²)
W	: スライス重量	(kN/m)
θ	: すべり面傾斜角	(°)
u	: 単位間隙水圧	(kN/m ²)
Q_N	: 上載荷重分力(法線方向)	(kN/m)
Q_T	: 上載荷重分力(接線方向)	(kN/m)

(3) 必要抑止力の計算(常時)

計画安全率 $F_{sp} = 1.200$ を満足する必要抑止力を計算する。

〈円弧A〉

$$\begin{aligned} Pr &= F_{sp} \cdot \Sigma T - [\Sigma \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (C \cdot 1)] \\ &= 1.200 \times 326.61 - \{(348.46 - 0.00) \times 0.674509 + 7.00 \times 15.464\} \\ &= 48.7 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここで、

F_{sp}	: 計画安全率	
Pr	: 必要抑止力	(kN/m)
N	: スライスの重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_N$)	(kN/m)
U	: スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$)	(kN/m)
T	: スライスの重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_T$)	(kN/m)
l	: スライスのすべり面長	(m)
b	: スライス幅	(m)
ϕ	: すべり面の内部摩擦角	(°)
C	: すべり面の粘着力	(kN/m²)
W	: スライス重量	(kN/m)
θ	: すべり面傾斜角	(°)
u	: 単位間隙水圧	(kN/m²)
Q_N	: 上載荷重分力(法線方向)	(kN/m)
Q_T	: 上載荷重分力(接線方向)	(kN/m)

〈円弧B〉

$$\begin{aligned}
 Pr &= F_{sp} \cdot \Sigma T - [\Sigma \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (C \cdot 1)] \\
 &= 1.200 \times 382.08 - \{(-443.88 - 0.00) \times 0.674509 + 7.00 \times 16.145\} \\
 &= 46.1 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

ここで、

F_{sp}	: 計画安全率	
Pr	: 必要抑止力	(kN/m)
N	: スライスの重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_N$)	(kN/m)
U	: スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$)	(kN/m)
T	: スライスの重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_T$)	(kN/m)
l	: スライスのすべり面長	(m)
b	: スライス幅	(m)
ϕ	: すべり面の内部摩擦角	(°)
C	: すべり面の粘着力	(kN/m²)
W	: スライス重量	(kN/m)
θ	: すべり面傾斜角	(°)
u	: 単位間隙水圧	(kN/m²)
Q_N	: 上載荷重分力(法線方向)	(kN/m)
Q_T	: 上載荷重分力(接線方向)	(kN/m)

繰り返し円弧計算条件

1. 円弧条件

中心の変化範囲

X座標 : 10.000～ 20.000(m) ピッチ : 1.000(m)

Y座標 : 126.000～ 136.000(m) ピッチ : 1.000(m)

2次追跡 : なし

地表からの深度の変化範囲

深度 : 1.000～ 20.000(m) ピッチ : 0.500(m)

2. 通過線 (条件: 1本でも通過したすべりを採用)

線番号	No.	X座標(m)	Y座標(m)
No. 1	1	-2.929	125.603
	2	2.900	123.250

3. 不通過層名

テラセル、キャッピングペーム、均しコン、Cg、岩

4. 有効範囲

X座標 : -2.929 ～ (m)

5. 計算条件

計画安全率(常時) $F_{sp} = 1.200$

計算式 修正Fellenius法

すべり面強度 地層値

6. 出力条件

安全率 F_s … 全て出力

抑止力 P_r (kN/m) … 全て出力

滑動力 T (kN/m) … 全て出力

深度 (m) … 全て出力

繰り返し円弧計算結果一覧（常時）

No.	円弧条件				すべり抵抗力 S(kN/m)	滑動力 T(kN/m)	安全率 Fs	抑止力 Pr(kN/m)				
	登 録	中心座標		半径 r(m)								
		X(m)	Y(m)									
1	A	15.000	131.000	15.793	2.500	343.29	326.61	1.051 ※ 48.7				
2		14.000	130.000	14.400	2.500	332.61	316.48	1.050 47.2				
3	B	16.000	134.000	18.927	3.000	412.40	382.08	1.079 46.1				
4		13.000	129.000	13.012	2.500	321.90	305.75	1.052 45.0				
5		15.000	133.000	17.521	3.000	401.92	372.33	1.079 44.9				
6		14.000	132.000	16.116	3.000	390.49	361.56	1.080 43.4				
7		12.000	128.000	11.632	2.500	311.36	294.72	1.056 42.4				
8		18.000	135.000	20.613	2.500	351.31	327.86	1.071 42.2				
9		17.000	134.000	19.208	2.500	342.72	320.67	1.068 42.1				
10		15.000	132.000	16.397	2.500	324.00	304.84	1.062 41.9				
11		16.000	133.000	17.802	2.500	333.62	312.87	1.066 41.9				
12		19.000	136.000	22.019	2.500	359.45	334.38	1.074 41.9				
13		13.000	131.000	14.710	3.000	377.87	349.70	1.080 41.8				
14		14.000	131.000	14.993	2.500	313.62	295.65	1.060 41.2				
15		12.000	127.000	10.655	2.000	244.82	238.11	1.028 41.0				
16		13.000	130.000	13.591	2.500	302.65	285.53	1.059 40.0				
17		13.000	128.000	12.000	2.000	253.23	244.27	1.036 39.9				
18		12.000	130.000	13.304	3.000	364.55	336.57	1.083 39.4				
19		12.000	129.000	12.190	2.500	290.79	274.58	1.059 38.8				
20		14.000	129.000	13.362	2.000	264.08	251.77	1.048 38.1				
21		11.000	127.000	10.265	2.500	300.76	281.96	1.066 37.6				
22		11.000	129.000	11.899	3.000	350.46	322.48	1.086 36.6				
23		11.000	128.000	10.795	2.500	278.47	262.46	1.060 36.5				
24		10.000	127.000	9.907	3.000	348.71	320.97	1.086 36.5				
25		17.000	136.000	20.957	3.000	398.57	362.31	1.100 36.3				
26		16.000	135.000	19.552	3.000	390.24	354.95	1.099 35.7				
27		11.000	127.000	9.765	2.000	210.27	204.81	1.026 35.6				
28		15.000	134.000	18.146	3.000	380.99	346.33	1.100 34.7				
29		14.000	132.000	15.616	2.500	298.60	277.31	1.076 34.2				
30		15.000	133.000	17.021	2.500	307.19	284.27	1.080 34.0				
31		16.000	134.000	18.427	2.500	315.16	290.77	1.083 33.8				
32		15.000	130.000	14.736	2.000	275.35	257.47	1.069 33.7				
33		12.000	130.000	12.804	2.500	277.50	259.23	1.070 33.6				
34		17.000	135.000	19.832	2.500	322.98	297.13	1.086 33.6				
35		13.000	131.000	14.210	2.500	288.55	268.34	1.075 33.5				
36		14.000	133.000	16.740	3.000	371.24	337.27	1.100 33.5				

※は最小安全率、最大抑止力を表す。

No.	円弧条件				すべり抵抗力 S (kN/m)	滑動力 T (kN/m)	安全率 Fs	抑止力 Pr (kN/m)	
	登録	中心座標 X (m)	Y (m)	半径 r (m)					
37		12.000	130.000	11.804	1.500	111.44	120.64	0.923	33.4
38		18.000	136.000	21.238	2.500	330.16	302.94	1.089	33.4
39		13.000	131.000	13.210	1.500	115.52	123.86	0.932	33.2
40		17.000	132.000	17.505	2.000	289.77	268.99	1.077	33.1
41		10.000	128.000	10.494	3.000	334.26	306.08	1.092	33.1
42		10.000	126.000	8.919	2.500	288.45	267.85	1.076	33.0
43		11.000	129.000	10.399	1.500	106.56	116.16	0.917	32.9
44		12.000	128.000	11.132	2.000	222.38	212.68	1.045	32.9
45		11.000	129.000	11.399	2.500	265.96	249.00	1.068	32.9
46		16.000	131.000	16.117	2.000	283.06	263.27	1.075	32.9
47		14.000	131.000	13.993	1.500	129.30	135.00	0.957	32.7
48		10.000	127.000	9.407	2.500	264.98	247.96	1.068	32.6
49		15.000	132.000	15.397	1.500	133.41	138.24	0.965	32.5
50		18.000	133.000	18.897	2.000	296.22	273.92	1.081	32.5
51		13.000	130.000	12.591	1.500	124.39	130.60	0.952	32.4
52		16.000	133.000	16.802	1.500	137.69	141.43	0.973	32.1
53		13.000	132.000	15.335	3.000	360.62	327.15	1.102	32.0
54		11.000	128.000	9.795	1.500	114.44	121.95	0.938	31.9
55		12.000	129.000	11.190	1.500	119.35	125.98	0.947	31.9
56		10.000	128.000	8.994	1.500	101.42	110.89	0.914	31.7
57		10.000	129.000	9.618	1.500	97.90	107.22	※ 0.913	30.8
58		16.000	136.000	20.676	3.500	467.36	415.02	1.126	30.7
59		19.000	134.000	20.292	2.000	304.06	278.86	1.090	30.6
60		12.000	131.000	13.929	3.000	349.36	316.38	1.104	30.3
61		14.000	130.000	13.400	1.500	143.82	144.96	0.992	30.2
62		10.000	128.000	9.994	2.500	253.79	236.48	1.073	30.0
63		13.000	129.000	12.512	2.000	235.46	221.11	1.064	29.9
64		10.000	127.000	8.907	2.000	184.62	178.00	1.037	29.0
65		15.000	131.000	14.793	1.500	149.09	148.30	1.005	28.9
66		11.000	130.000	12.524	3.000	337.00	304.77	1.105	28.8
67		14.000	130.000	13.900	2.000	245.19	228.24	1.074	28.7
68		15.000	131.000	15.293	2.000	253.14	234.83	1.077	28.7
69		15.000	135.000	19.271	3.500	457.02	404.61	1.129	28.6
70		16.000	132.000	16.690	2.000	260.41	240.57	1.082	28.3
71		20.000	135.000	21.690	2.000	312.57	284.02	1.100	28.3
72		16.000	132.000	16.190	1.500	154.42	152.16	1.014	28.2
73		17.000	132.000	17.005	1.500	178.63	172.21	1.037	28.1
74		18.000	133.000	18.397	1.500	182.90	175.53	1.041	27.8

※は最小安全率、最大抑止力を表す。

No.	円弧条件				すべり抵抗力 S (kN/m)	滑動力 T (kN/m)	安全率 Fs	抑止力 Pr (kN/m)	
	登録	中心座標 X (m)	Y (m)	半径 r (m)					
75		17.000	133.000	17.590	1.500	159.13	155.62	1.022	27.7
76		20.000	134.000	20.610	1.500	215.62	202.76	1.063	27.7
77		17.000	133.000	18.090	2.000	267.48	245.93	1.087	27.7
78		11.000	128.000	10.295	2.000	198.85	188.48	1.055	27.4
79		18.000	134.000	19.493	2.000	274.89	251.89	1.091	27.4
80		13.000	132.000	14.835	2.500	272.58	249.74	1.091	27.2
81		19.000	134.000	19.792	1.500	186.75	178.07	1.048	27.0
82		12.000	131.000	13.429	2.500	264.15	242.54	1.089	26.9
83		19.000	135.000	20.896	2.000	281.31	256.64	1.096	26.7
84		18.000	134.000	18.993	1.500	163.70	158.57	1.032	26.6
85		14.000	133.000	16.240	2.500	280.86	256.05	1.096	26.4
86		12.000	129.000	11.690	2.000	210.69	197.49	1.066	26.3
87		20.000	135.000	21.190	1.500	190.87	180.83	1.055	26.2
88		14.000	134.000	17.865	3.500	446.62	393.92	1.133	26.1
89		20.000	136.000	22.300	2.000	287.43	261.11	1.100	26.0
90		15.000	134.000	17.646	2.500	289.23	262.66	1.101	26.0
91		13.000	130.000	13.091	2.000	219.93	204.85	1.073	25.9
92		11.000	130.000	12.024	2.500	256.00	234.88	1.089	25.9
93		10.000	129.000	11.118	3.000	322.95	290.45	1.111	25.6
94		16.000	135.000	19.052	2.500	296.29	268.18	1.104	25.6
95		17.000	136.000	20.457	2.500	302.62	273.16	1.107	25.2
96		16.000	136.000	20.176	3.000	366.73	326.56	1.123	25.2
97		14.000	131.000	14.493	2.000	228.95	211.51	1.082	24.9
98		15.000	132.000	15.897	2.000	236.75	217.95	1.086	24.8
99		15.000	135.000	18.771	3.000	358.75	319.10	1.124	24.2
100		16.000	133.000	17.302	2.000	243.83	223.24	1.092	24.1
101		12.000	130.000	12.304	2.000	200.92	187.13	1.073	23.7
102		14.000	132.000	14.616	1.500	128.38	126.65	1.013	23.6
103		13.000	131.000	13.710	2.000	207.96	192.92	1.077	23.6
104		10.000	129.000	10.618	2.500	246.30	224.80	1.095	23.5
105		19.000	135.000	20.396	1.500	170.45	161.48	1.055	23.4
106		17.000	134.000	18.708	2.000	250.60	228.25	1.097	23.3
107		14.000	134.000	17.365	3.000	350.53	311.46	1.125	23.3
108		14.000	132.000	15.116	2.000	214.35	197.76	1.083	23.0
109		13.000	133.000	16.460	3.500	434.81	381.50	1.139	23.0
110		11.000	130.000	11.024	1.500	111.61	112.00	0.996	22.8
111		11.000	129.000	10.899	2.000	192.90	179.58	1.074	22.6
112		13.000	133.000	15.960	3.000	340.75	302.54	1.126	22.3

※は最小安全率、最大抑止力を表す。

No.	円弧条件				すべり抵抗力 S (kN/m)	滑動力 T (kN/m)	安全率 Fs	抑止力 Pr (kN/m)
	登録	中心座標 X (m)	Y (m)	半径 r (m)				
113		18.000	135.000	20.113	2.000	256.77	232.37	1.105
114		17.000	134.000	18.208	1.500	149.72	142.69	1.049
115		12.000	132.000	14.554	3.000	331.22	293.86	1.127
116		15.000	133.000	16.021	1.500	134.11	129.53	1.035
117		10.000	128.000	9.494	2.000	184.62	171.54	1.076
118		15.000	133.000	16.521	2.000	221.15	201.89	1.095
119		10.000	129.000	11.618	3.500	411.18	360.31	1.141
120		19.000	136.000	21.519	2.000	262.51	236.24	1.111
121		12.000	131.000	12.429	1.500	115.94	113.81	1.018
122		12.000	132.000	15.054	3.500	422.75	368.62	1.146
123		14.000	134.000	16.865	2.500	263.32	235.65	1.117
124		15.000	135.000	18.271	2.500	268.63	240.07	1.118
125		16.000	134.000	17.927	2.000	227.61	205.79	1.106
126		16.000	134.000	17.427	1.500	138.11	131.17	1.052
127		11.000	131.000	13.148	3.000	321.55	283.83	1.132
128		13.000	133.000	15.460	2.500	257.09	230.01	1.117
129		16.000	136.000	19.676	2.500	274.82	244.58	1.123
130		12.000	131.000	12.929	2.000	191.63	174.86	1.095
131		12.000	132.000	14.054	2.500	250.70	223.92	1.119
132		18.000	135.000	19.613	1.500	156.96	145.65	1.077
133		11.000	130.000	11.524	2.000	185.51	169.45	1.094
134		13.000	132.000	14.335	2.000	196.97	178.91	1.100
135		17.000	135.000	19.332	2.000	233.90	209.72	1.115
136		10.000	129.000	10.118	2.000	179.11	163.85	1.093
137		17.000	135.000	18.832	1.500	141.40	132.32	1.068
138		20.000	136.000	21.800	1.500	179.18	163.76	1.094
139		14.000	133.000	15.740	2.000	201.80	182.57	1.105
140		11.000	131.000	12.648	2.500	244.37	217.69	1.122
141		15.000	136.000	19.897	3.500	430.68	372.98	1.154
142		15.000	134.000	17.146	2.000	206.13	185.75	1.109
143		18.000	136.000	20.738	2.000	238.94	212.91	1.122
144		11.000	131.000	13.648	3.500	409.40	354.80	1.153
145		16.000	135.000	18.552	2.000	210.30	188.64	1.114
146		18.000	136.000	20.238	1.500	144.17	133.33	1.081
147		10.000	130.000	11.743	3.000	311.36	272.38	1.143
148		17.000	136.000	19.957	2.000	213.87	190.83	1.120
149		15.000	136.000	19.397	3.000	335.03	291.85	1.147
150		10.000	130.000	11.243	2.500	236.85	209.79	1.128

※は最小安全率、最大抑止力を表す。

No.	円弧条件				すべり抵抗力 S (kN/m)	滑動力 T (kN/m)	安全率 Fs	抑止力 Pr (kN/m)
	登録	中心座標 X (m)	Y (m)	半径 r (m)				
151		14.000	135.000	17.990	3.000	327.28	284.87	1.148
152		19.000	136.000	21.019	1.500	163.03	147.88	1.102
153		14.000	135.000	18.490	3.500	421.16	362.99	1.160
154		13.000	134.000	16.584	3.000	320.17	277.85	1.152
155		12.000	132.000	13.554	2.000	181.00	160.79	1.125
156		13.000	133.000	14.960	2.000	184.82	163.87	1.127
157		10.000	130.000	12.243	3.500	395.41	339.34	1.165
158		13.000	134.000	17.084	3.500	411.10	352.41	1.166
159		11.000	131.000	12.148	2.000	176.33	156.61	1.125
160		14.000	134.000	16.365	2.000	188.70	166.92	1.130
161		15.000	136.000	18.897	2.500	250.15	217.85	1.148
162		10.000	130.000	10.743	2.000	171.73	152.23	1.128
163		15.000	135.000	17.771	2.000	192.13	169.17	1.135
164		12.000	133.000	15.179	3.000	313.21	270.09	1.159
165		14.000	135.000	17.490	2.500	245.68	213.64	1.149
166		16.000	136.000	19.176	2.000	195.40	171.58	1.138
167		13.000	134.000	16.084	2.500	241.31	209.53	1.151
168		12.000	133.000	15.679	3.500	400.57	341.50	1.172
169		12.000	133.000	14.679	2.500	236.17	204.34	1.155
170		11.000	132.000	13.773	3.000	305.70	261.54	1.168
171		11.000	132.000	13.273	2.500	230.95	198.64	1.162
172		14.000	135.000	16.990	2.000	174.61	150.35	1.161
173		11.000	132.000	14.273	3.500	389.34	329.31	1.182
174		10.000	131.000	11.868	2.500	225.52	192.71	1.170
175		15.000	136.000	18.397	2.000	177.02	152.15	1.163
176		13.000	134.000	15.584	2.000	172.32	148.15	1.163
177		14.000	136.000	18.636	3.000	308.54	261.33	1.180
178		12.000	133.000	14.179	2.000	170.32	145.94	1.167
179		10.000	131.000	12.368	3.000	297.24	251.59	1.181
180		14.000	136.000	19.136	3.500	398.44	335.47	1.187
181		11.000	132.000	12.773	2.000	167.63	142.76	1.174
182		14.000	136.000	18.136	2.500	230.57	194.56	1.185
183		13.000	135.000	17.225	3.000	302.07	254.15	1.188
184		10.000	131.000	11.368	2.000	164.49	139.12	1.182
185		13.000	135.000	16.725	2.500	226.36	190.16	1.190
186		13.000	135.000	17.725	3.500	387.43	324.39	1.194
187		12.000	134.000	15.814	3.000	295.58	246.83	1.197
188		10.000	131.000	12.868	3.500	377.93	315.45	1.198

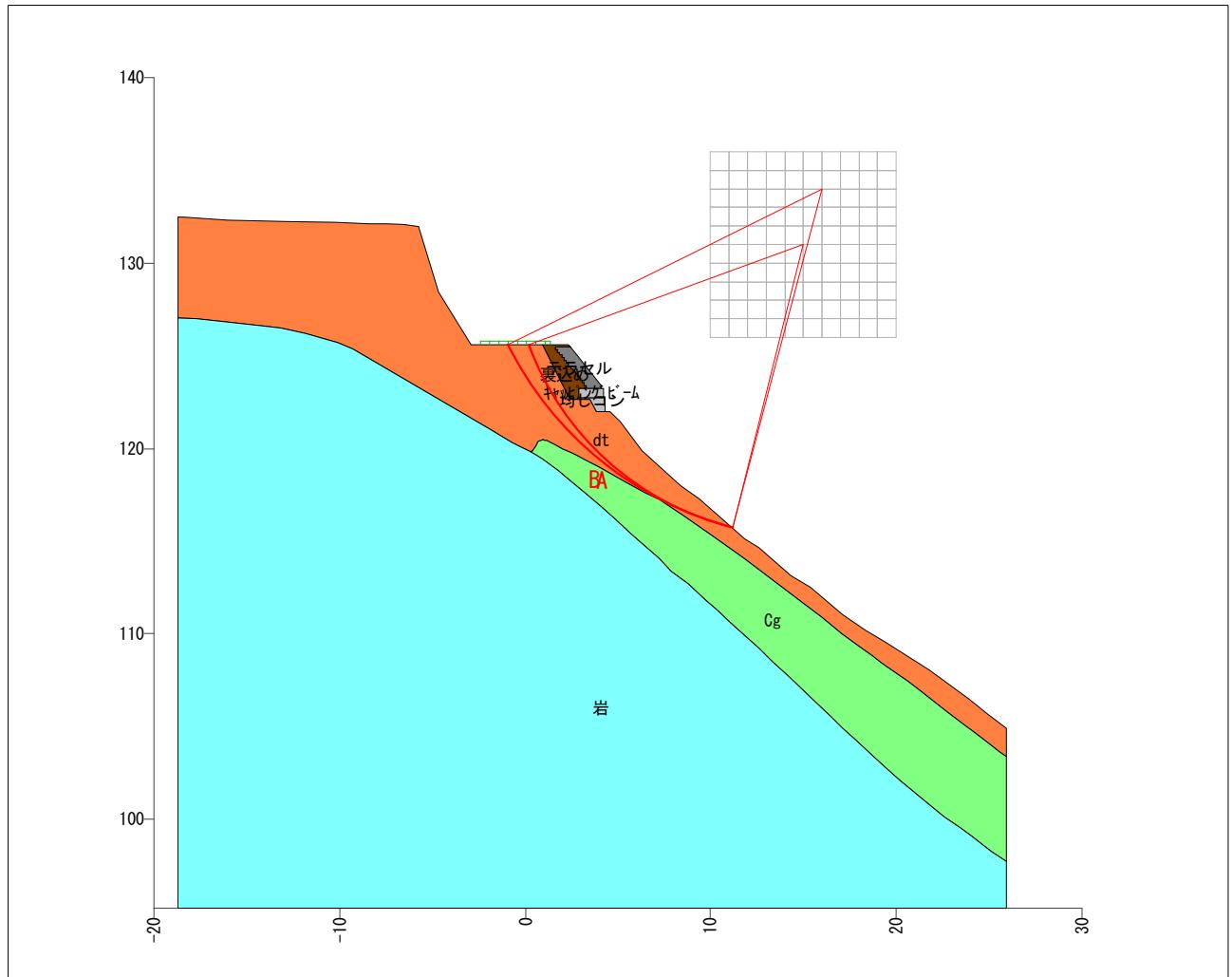
※は最小安全率、最大抑止力を表す。

No.	円弧条件				すべり抵抗力 S (kN/m)	滑動力 T (kN/m)	安全率 Fs	抑止力 Pr (kN/m)
	登録	中心座標 X (m)	Y (m)	半径 r (m)				
189		12.000	134.000	15.314	2.500	221.36	184.89	1.197
190		14.000	136.000	17.636	2.000	163.44	136.42	1.198
191		13.000	135.000	16.225	2.000	161.42	134.03	1.204
192		11.000	133.000	13.904	2.500	216.94	179.74	1.206
193		14.000	136.000	19.636	4.000	497.30	413.40	1.202
194		12.000	134.000	16.314	3.500	378.31	314.01	1.204
195		12.000	134.000	14.814	2.000	158.93	131.01	1.213
196		11.000	133.000	14.404	3.000	288.15	238.29	1.209
197		11.000	132.000	14.773	4.000	483.70	401.06	1.206
198		11.000	133.000	13.404	2.000	156.49	128.08	1.221
199		10.000	132.000	12.494	2.500	213.34	174.40	1.223
200		10.000	132.000	11.994	2.000	153.54	124.32	1.235
201		13.000	136.000	16.904	2.000	152.32	122.61	1.242
202		13.000	135.000	18.225	4.000	485.32	400.03	1.213
203		13.000	136.000	17.404	2.500	216.19	175.51	1.231
204		10.000	132.000	12.994	3.000	281.46	229.76	1.225
205		11.000	133.000	14.904	3.500	369.00	302.65	1.219
206		12.000	135.000	15.490	2.000	149.60	119.48	1.252
207		13.000	136.000	17.904	3.000	288.83	235.37	1.227
208		11.000	134.000	14.076	2.000	146.44	115.83	1.264
209		12.000	135.000	15.990	2.500	212.62	170.40	1.247
210		10.000	131.000	13.368	4.000	468.62	383.71	1.221
211		13.000	136.000	18.404	3.500	372.18	302.76	1.229
212		10.000	133.000	12.662	2.000	142.81	111.47	1.281
213		12.000	135.000	16.490	3.000	282.32	227.63	1.240
214		12.000	134.000	16.814	4.000	471.97	385.51	1.224
215		11.000	134.000	14.576	2.500	208.87	165.06	1.265
216		10.000	132.000	13.494	3.500	359.00	290.10	1.237
217		11.000	134.000	15.076	3.000	275.85	219.71	1.255
218		12.000	135.000	16.990	3.500	363.27	292.00	1.244
219		11.000	133.000	15.404	4.000	459.08	371.06	1.237
220		10.000	133.000	13.162	2.500	204.35	158.69	1.287
221		10.000	133.000	13.662	3.000	269.25	211.09	1.275
222		12.000	136.000	16.705	2.500	206.93	158.61	1.304
223		11.000	134.000	15.576	3.500	354.51	281.02	1.261
224		13.000	136.000	18.904	4.000	465.03	372.81	1.247
225		12.000	136.000	17.205	3.000	274.48	213.50	1.285
226		11.000	135.000	15.292	2.500	203.19	152.98	1.328

※は最小安全率、最大抑止力を表す。

No.	円弧条件				すべり抵抗力 S (kN/m)	滑動力 T (kN/m)	安全率 Fs	抑止力 Pr (kN/m)
	登録	中心座標 X (m)	Y (m)	半径 r (m)				
227		10.000	132.000	13.994	4.000	446.13	355.30	1.255
228		12.000	135.000	17.490	4.000	452.74	359.31	1.260
229		11.000	135.000	15.792	3.000	268.12	205.15	1.306
230		10.000	133.000	14.162	3.500	344.49	268.36	1.283
231		10.000	134.000	13.879	2.500	199.04	146.68	1.356
232		12.000	136.000	17.705	3.500	353.45	274.67	1.286
233		10.000	134.000	14.379	3.000	263.07	196.92	1.335
234		11.000	134.000	16.076	4.000	440.77	344.89	1.278
235		11.000	136.000	16.043	2.500	200.23	143.81	1.392
236		11.000	135.000	16.292	3.500	345.09	263.79	1.308
237		10.000	135.000	14.636	2.500	196.92	138.17	1.425
238		11.000	136.000	16.543	3.000	264.44	193.72	1.365
239		10.000	133.000	14.662	4.000	428.77	329.35	1.301
240		10.000	134.000	14.879	3.500	336.76	252.43	1.334
241		10.000	135.000	15.136	3.000	260.33	186.04	1.399
242		10.000	136.000	15.425	2.500	196.13	131.00	1.497
243		11.000	136.000	17.043	3.500	338.73	249.03	1.360
244		11.000	135.000	16.792	4.000	428.86	323.55	1.325
245		10.000	135.000	15.636	3.500	331.54	238.28	1.391
246		10.000	136.000	15.925	3.000	259.81	177.22	1.466
247		10.000	134.000	15.379	4.000	418.06	308.72	1.354
248		10.000	136.000	16.425	3.500	329.98	226.48	1.456

※は最小安全率、最大抑止力を表す。



解析断面図(常時)

圧縮補強土工

【SPフィックスパイル】

設計計算書

検討断面：【A-1測線】

検討ケース：地震時

(テラセル擁壁Hmax=3.90mの荷重を採用)

2024年11月

圧縮補強土工 設計計算

1. 圧縮補強の設計

1. 1 設計フロー図
1. 2 各部材の応力度照査の流れ
1. 3 検討基準面の設定
1. 4 設計荷重の算定
1. 5 配置間隔と配置角度の設定
1. 6 SPフィックスパイ爾の設計諸元
1. 7 疑似擁壁の詳細設計
1. 8 詳細設計の結果
1. 9 配置間隔（中抜けの確認）

2. 杭頭部の水平力に関する照査

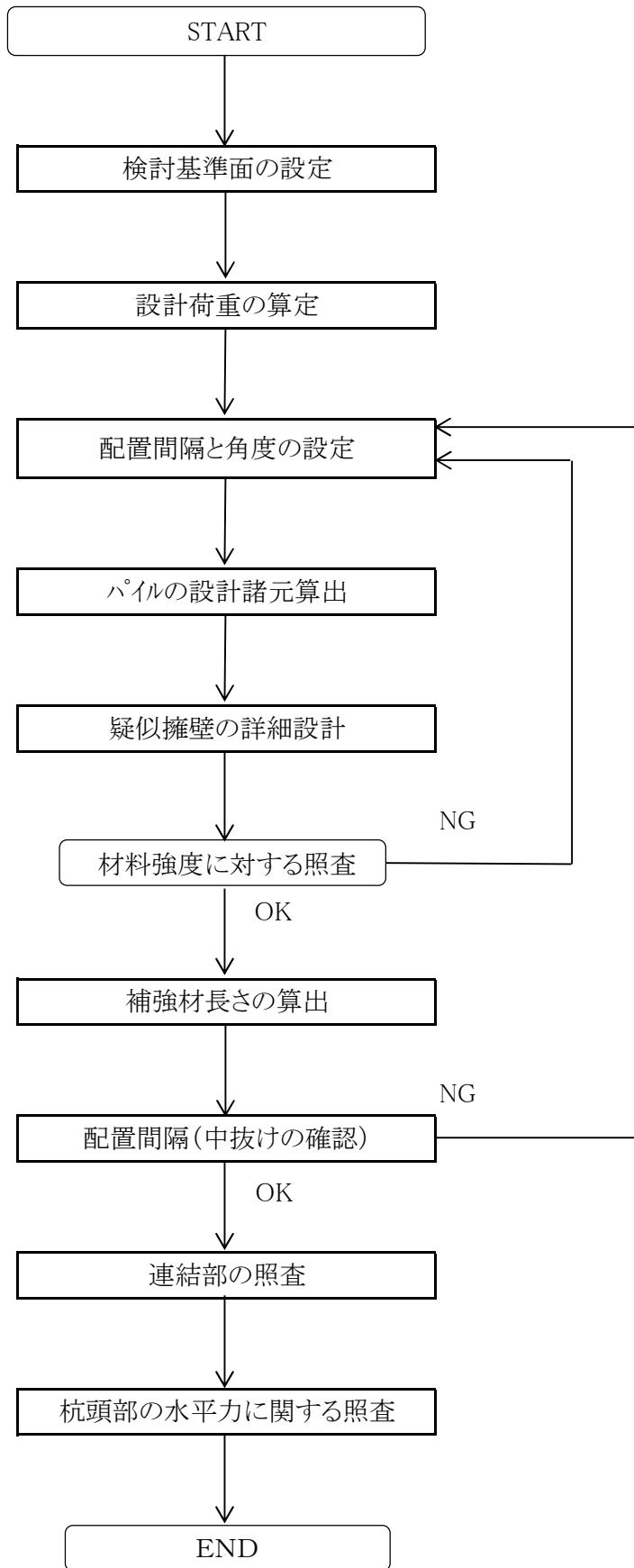
- 2.1 SPフィックスパイ爾の概略
- 2.2 基礎底面における水平変位の照査
- 2.3 解析モデルと計算結果
- 2.4 まとめ

3. 円弧すべり計算

- 3.1 円弧すべりによる必要抑止力の算定

1.圧縮補強の設計

1.1 設計フロー図

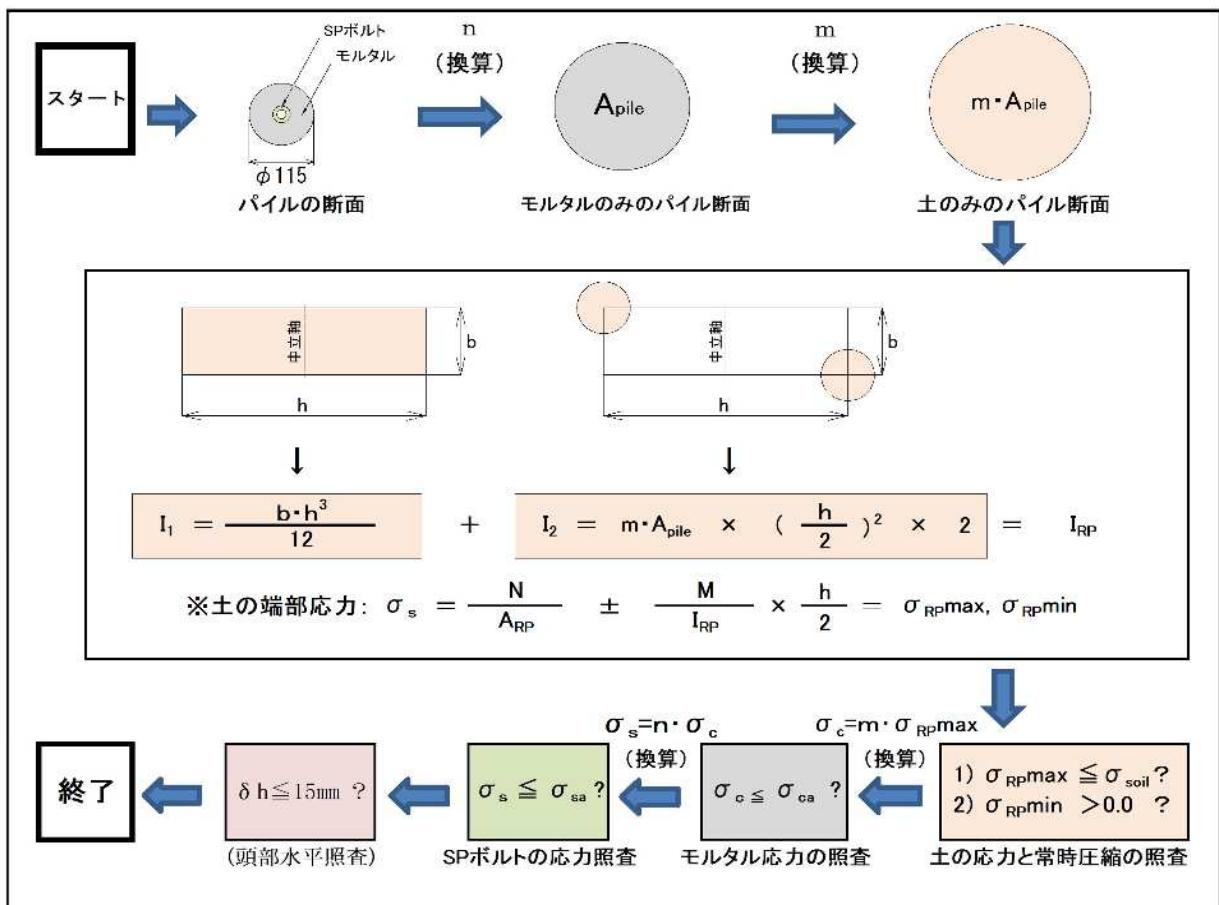


1.2 各部材の応力度照査の流れ

圧縮補強による補強設計法は、鉄筋コンクリート構造物の許容応力度法による設計を応用した設計法で行う。

補強土構造物を線形理論により解析し、弾性体として応力度を算定する事を仮定して、補強土を構成する各材料について応力度の検討を行うものである。

以下に、各部材の応力度照査の流れを記す。



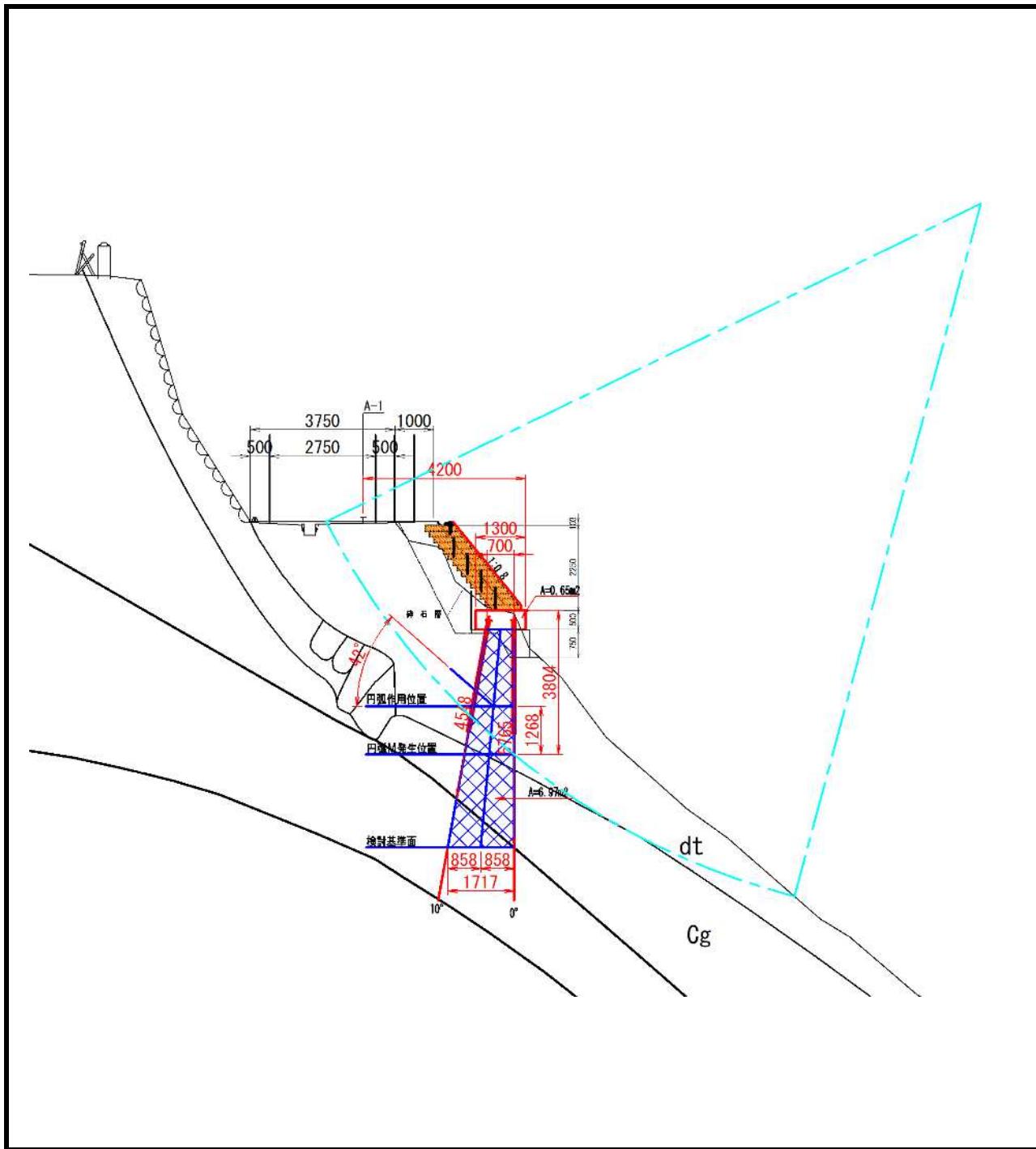
圧縮補強土体は、土とパイル(鉄筋とモルタル)で構成される3種の複合体としてその弾性変形により各部材の応力度の検討を行う。

補強土体の検討基準面に作用する、鉛直力、水平力、曲げモーメントにより内力の算定を行う。

1.3 検討基準面の設定

検討基準面は想定する円弧すべり線と計画する補強材とが交差する最深部とする。尚、本検討断面は別途計算の結果、円弧すべりの発生が確認されたので、下図のとおり円弧すべり線と補強体の交差部の最深部を基準点として滑り力モーメントを設定し、安全のために「検討基準面」は更に下の支持層との境に設定した。

検討断面



1.4 設計荷重の算定

圧縮補強の設計では、検討基準面より上位の荷重について、鉛直力と水平力により発生するキャッピングビームの底面における曲げモーメントを考慮する。

作用する外力の集計 (設計水平震度:Kh= 0.13)

項目	鉛直力N (kN/m)	水平力H (kN/m)	作用位置 (m)	モーメントM (kN・m/m)
①新設盛土自重	62.19	23.42	-	35.16
②キャッピングビーム自重	15.93	2.07	0.25	0.52
③補強体自重	139.40	-	-	-
④抑止力(Pr)	36.47	40.50	1.27	51.44
合計	253.99	65.99	-	87.12

※①新設盛土自重:計画される盛土重量。

- 別途計算のテラセル擁壁工の計算(H=3.90m)より求まる最大地盤反力がテラセル擁壁の設計底版幅に作用する事とする。

$$q_{max}=93.240 \text{ kN/m}^2$$

テラセル擁壁の設計底版幅=0.667m

$$N=93.240 \text{ kN/m}^2 \times 0.667 \text{ m}=62.19 \text{ kN/m}$$

H=テラセル擁壁に作用する水平力を採用。

※②キャッピングビーム自重:キャッピングビームの重量。

- 基礎断面積 0.650 m² × 単位体積重量 24.5kN/m³
- 水平力 : 鉛直力(N)×kh(0.13) 、 作用位置はキャッピングビーム高さ1/2位置とする。

※③補強体自重:検討基準面までの補強領域の土塊重量。

- 補強体断面積 6.970 m² × 単位体積重量 20.0kN/m³
- 水平力 : 土中構造物であり、水平力は検討基準面に影響しない。

※④抑止力(Pr):別途計算で求まる、円弧すべり力(抑止力)を鉛直成分と水平成分にして作用させる。

- 抑止力の鉛直分力

$$\begin{aligned} Pr_V &= Pr \times \sin \theta & Pr &= 54.50 \text{ kN/m} & \theta &= 42.0^\circ \\ &= 54.50 \times \sin 42.0 & & & & \\ &= 36.47 \text{ kN/m} & & & & \end{aligned}$$

- 抑止力の水平分力

$$\begin{aligned} Pr_H &= Pr \times \cos \theta & Pr &= 54.50 \text{ kN/m} & \theta &= 42.0^\circ \\ &= 54.50 \times \cos 42.0 & & & & \\ &= 40.50 \text{ kN/m} & & & & \end{aligned}$$

1.5 配置間隔と配置角度の設定

(1)配置間隔の仮定 $p= 0.8 \text{ m}$

単位幅(1組の補強体の分担する荷重)は以下となる

鉛直力	:	$N=$	203.2	kN
曲げモーメント	:	$M=$	69.7	$\text{kN}\cdot\text{m}$
水平力	:	$H=$	52.8	kN

(2)配置角度の仮定

補強材の配置角度は、検討基準面上で地盤反力が圧縮状態となるように設定するのが基本であるが、一般的に補強材と補強材のなす角度は鉛直に対して $\pm 20^\circ$ の範囲で設定する。

当検討では、以下の角度にて検討を行う。

前面側	1本目	:	$\theta_{x1} =$	0	$^\circ$
	2本目	:	$\theta_{x2} =$	10	$^\circ$
	3本目	:	$\theta_{x3} =$	-	$^\circ$
背面側	4本目	:	$\theta_{x4} =$	-	$^\circ$

1.6 SPフィックスパイ尔の設計諸元

(1) 使用材料の形状寸法

芯材(SPボルト)		(腐食しろ考慮しない)				
項目	単位	形状寸法				
ボルト呼称	mm	SP32N	SP32S	SP32S	SP38	
削孔呼び径	mm	$\phi 115$			$\phi 135$	
外径	d_s	mm	31.4	31.4	31.4	38.0
中空径		mm	17	14	14	16
単位重量	W_s	kg/m	3.4	4.3	4.3	6.3
断面積	A_s	mm^2	468	541	541	805
周長	I_s	mm	99	99	99	119

※SPフィックスパイ尔は引張力が発生しない圧縮補強目的である為、鋼管杭同様に口元補強管に1mm厚の腐食しろを考慮する設計とし、芯材(SPボルト)は加圧された注入材で確実に防護されるため、腐食しろを考慮せずまた溶融亜鉛メッキも実施しないことを標準とする。

口元補強管

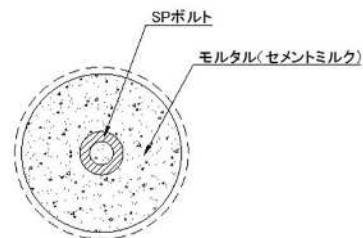
項目	単位	形状寸法		
鋼管径	mm	76.3	89.1	101.6
鋼管厚さ	mm	3.2～5.2	4.2～5.5	4.2～5.7
鋼管長	m	2.0～3.0	2.0～3.0	2.0～3.0
単位重量	kg/m	7.47～10.40	8.79～13.4	10.1～13.5

※ $\phi 76.3$ は在庫状況に応じて周面摩擦抵抗に優れた凹凸面状のディンプル管($t=3.2mm$)も選択できる。
通常の鋼管の場合は市場流通を考え $t=4.2mm$ とする。

モルタル(セメントミルク)

項目	単位	形状寸法	
直径	d_c	mm	115 135
断面積	A_c	mm^2	10,387 14,314
周長	I_c	mm	361 424

※直径はロータリーパーカッション式の削孔径を基準とする



補強材の断面構成

(2) 使用材料の許容応力度

芯材(SPボルト)

(腐食しろ考慮しない)

項目	記号	単位	SP32N		SP32S		SP38	
			常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
設計条件	-	-						
降伏荷重	-	kN	204		296		400	
断面積	-	mm ²	468		541		805	
設計許容荷重(※)	-	kN	136	184	197	266	267	360
許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	291	393	364	492	332	447
許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	291	393	364	492	332	447
許容せん断応力度	τ_{sa}	N/mm ²	168	227	210	284	192	258

※設計に用いる許容荷重は下記より算出。

(常時) : SPボルトの降伏荷重×(2/3)

(地震時) : SPボルトの降伏荷重×0.9 (90%)

※許容せん断応力度は、許容圧縮応力度の $1/\sqrt{3}$ とする。

口元補強管

項目	記号	単位	常時	地震時	鋼管材質
許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	140	210	STK400
許容引張応力度	σ_{ta}	N/mm ²	140	210	
許容せん断応力度	τ_a	N/mm ²	80	120	

(地震時) : 常時の1.5倍

注入モルタル(セメントミルク)

- ・ 設計基準強度 : $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$
- ・ 許容曲げ圧縮応力度 : $\sigma_{ca} = 12 \text{ N/mm}^2$:(地震時は常時の1.5倍)
- ・ 許容付着応力度 : $\tau_{ca} = 2.4 \text{ N/mm}^2$:(地震時は常時の1.5倍)

項目	記号	単位	セメントミルク			FIXモル(S)
			常時	地震時	安全率	
設計基準強度	σ_{ck}	N/mm ²	24	27	30	80
許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	8	9	10	26.6
許容せん断応力度	τ_{a1}	N/mm ²	0.23	0.24	0.25	0.61
許容付着応力度	τ_{ca}	N/mm ²	1.6	1.7	1.8	2.8

※許容圧縮応力度は地震時・短期(仮設)は上表の1.5倍値。

※セメントミルク(コンクリート)の許容応力度は、道路橋示方書・同解説:共通編、下部構造編に準拠。

※超高強度FIXパイルモル(S)の常時許容圧縮応力度もセメントミルクと同じ安全率(=3.0)とした。

※超高強度FIXパイルモル(S)の許容付着応力度は、コンクリート標準示方書の(解5.2.2)に準

拠し、4.2N/mm²を超えないように、地震時・短期(仮設)は上表の1.5倍値を採用することとした。

(3)補強材周面摩擦力

補強材と地盤との間の周面摩擦力は、地盤の種類や土性などを勘案して決定するが、一般的には、標準貫入試験値(N値)を指標として、グラウンドアンカーや杭の周面摩擦抵抗の考え方を準拠した手法により推定する。

地盤と補強材周面との間の周面摩擦力は、地盤工学会「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」に示される下記表を参考にして推定する。

アンカーの極限周面摩擦抵抗

地盤の種類		摩擦抵抗(N/mm ²)	
岩盤	硬 岩	1.5	～ 2.50
	軟 岩	1.0	～ 1.50
	風化岩	0.6	～ 1.00
	土丹	0.6	～ 1.20
砂礫	N値	10	0.10 ～ 0.20
		20	0.17 ～ 0.25
		30	0.25 ～ 0.35
		40	0.35 ～ 0.45
		50	0.45 ～ 0.70
砂	N値	10	0.10 ～ 0.14
		20	0.18 ～ 0.22
		30	0.23 ～ 0.27
		40	0.29 ～ 0.35
		50	0.30 ～ 0.40
粘性土		1.0C	

支持層(岩)を定着層とし、

風化岩層の値を採用。

$$\tau = 0.60 \text{ N/mm}^2 \text{ を採用}$$

周面摩擦力に対する安全率

周面摩擦力(τ)に対する安全率は、SPフィックスパイプが比較的密にボルトを配置して地盤支持力を改善するルートパイプ工法であることから、地盤工学会「地山補強土工法設計・施工マニュアル」の補強材の引抜けに対する安全率に準用し、以下とする。

- ・ 常時 : $f_s = 2.00$
- ・ 地震時 : $f_s = 1.25$ ※採用
- ・ 仮設時(短期) : $f_s = 1.25, 1.50$

(4) 弹性係数

- SPボルト

$$E_s = 200,000 \text{ N/mm}^2$$

※鋼及び鋳鋼のヤング係数

(道路橋示方書・同解説: I 共通編、IV下部構造編p.86より)

- モルタル

(セメントミルク)

$$E_c = 13,300 \text{ N/mm}^2$$

※モルタルとSPボルトの弾性係数比 $n = 15$ より算出。

(道路橋示方書・同解説: I 共通編、IV下部構造編p.87より)

- フィックスパイプ

検討芯材組合せ : パターン①

$$E_c = 13,300 \text{ N/mm}^2 \quad (E_c = E_s/n)$$

※ SP32N - $\phi 115 \text{ mm}$ (下表参照)

- 補強された土

$$E_{soil} = 14.0 \text{ N/mm}^2$$

※土の弾性係数(変形係数:E_{soil})

(道路橋示方書・同解説: I 共通編、IV下部構造編P285より)

・N値からの推定

$$E_{soil} = 2.8N(N/\text{mm}^2) \quad \text{平均N値} = 5.0$$

(表層(dt層)の値)

E_{pile}計算集計表

		パターン①	パターン②	パターン③	パターン④
		SP32N	SP32S	SP32S	SP38
削孔径		$\phi 115$	$\phi 115$	$\phi 135$	$\phi 135$
モルタルの弾性係数	E_c	13,300	13,300	13,300	13,300
SPボルトの弾性係数	E_s	200,000	200,000	200,000	200,000
SPボルトの断面積	A_s	468	541	541	805
フィックスパイプの断面積	A_c	10,387	10,387	14,314	14,314

(5) 弹性係数比

- モルタルとSPボルト

$$n = E_s/E_c = 15$$

- モルタル換算されたフィックスパイプと補強された土

$$m = E_c/E_{soil} = 950$$

(6)地盤の許容圧縮力

被補強地盤の許容圧縮力は地盤の許容支持力を用いる。

地盤の許容支持力は「道路土工 擁壁工指針P69」日本道路協会文献を参考に推定することにする。

基礎地盤の種類と許容鉛直支持力度(常時値)

基礎地盤の種類		許容鉛直支持力度 qa (kN/m ²)	目安とする値	
			一軸圧縮強度 qu (kN/m ²)	N値
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000	10,000以上	-
	亀裂の多い硬岩	600	10,000以上	
	軟岩・土丹	300	1,000以上	
礫層	密なもの	600	-	-
	密でないもの	300	-	
砂質地盤	密なもの	300	-	30~50
	中位なもの	200	-	20~30
粘性土地盤	非常に硬いもの	200	200~400	15~30
	硬いもの	100	100~200	10~15

※ 地震時は上記表の1.5倍値を採用する。

被補強地盤とは「検討基準面」レベルの地盤であって、その部位で土の許容圧縮応力度などの照査を行う。

なお、上表に合致しない場合は、以下の経験式から推定するものとする。この経験式は地盤工学会「N値およびC・φ-考え方と利用方法」、P21より引用している。

$$\text{砂質土} \quad qa = (0.8 \sim 1.0) \times 10 \times N$$

$$\text{沖積粘土} \quad qa = (1.0 \sim 1.2) \times 10 \times N$$

$$\text{洪積粘土} \quad qa = (2.0 \sim 5.0) \times 10 \times N$$

$$\text{関東ローム} \quad qa = 3 \times 10 \times N$$

本設計での検討基準面は表層(dt層)でN値5程度の砂質土となる。

[地震時は常時の1.5倍]

$$qa = 0.8 \times 10 \times 5.0 \times 1.5$$

$$qa = 60 \text{ kN/m}^2 \text{ とする。}$$

1.7 疑似擁壁の詳細設計

(1)荷重分担率の評価

・補強材1本の等価換算断面積

$$A_{pile} = (n-1) \times A_s + A_c$$

ここに、 A_{pile} : 補強材1本の等価換算断面積(mm^2)

※) $A_{pile} = [\text{鉄筋の等価モルタル断面積}] + [\text{モルタル断面積}]$

$$= [n \cdot A_s] + [A_c - A_s]$$

$$= (n-1) \times A_s + A_c$$

$$n : モルタルと芯材の弾性比 : 15$$

$$A_s : 芯材の断面積 (SP32N) : 468 \text{ mm}^2$$

$$A_c : 補強材断面積 (\phi 115) : 10,387 \text{ mm}^2$$

$$A_{pile} = (15-1) \times 468.0 + 10387$$

$$= 16,939 \text{ mm}^2$$

・補強体の等価換算断面積

$$A_{RP} = m \times A_{pile} \times S + A$$

$$m = E_{pile} / E_{soil}$$

ここに、 A_{RP} : 補強体の等価換算断面積(mm^2)

$$m : モルタル換算した補強材と土との弾性比 : 950$$

$$A_{pile} : 補強材1本の等価換算断面積 : 16,939 \text{ mm}^2$$

$$S : 単位幅当たりの補強材本数 : 2 \text{ 本}$$

$$A : 検討基準面の純断面積(mm^2) : 単位幅 \times 基準面幅$$

$$E_c : 補強体の弾性係数 : 13,300 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{soil} : 被補強土の弾性係数 : 14.0 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{RP} = 950 \times 16939 \times 2 + 1717 \times 800$$

$$= 33557700 \text{ mm}^2 \quad \div \quad 33.5 \text{ m}^2$$

・補強体の等価換算断面二次モーメント

$$I_{RP} = m \times A_{pile} \times \sum x_i^2 + I$$

$$m : モルタル換算した補強材と土との弾性比 : 950$$

$$A_{pile} : 補強材1本の等価換算断面積 : 16,939 \text{ mm}^2$$

$$x_i : 検討基準面の中立軸より各補強材中心までの距離(m)$$

$$I : 検討基準面の純断面二次モーメント(m^4)$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$b : 単位幅(m) : 0.800 \text{ m}$$

$$h : 検討基準面の幅(m) : 1.717 \text{ m}$$

Σx_i^2 集計表

	$x_i(m)$	x_i^2
1本目	0.858	0.73616
2本目	-0.858	0.73616
3本目		
4本目		
合計		1.47232

$$I_{RP} = 950 \times 0.016939 \times 1.47232 + (0.80 \times 1.717^3) / 12 \\ = 24.0 \text{ m}^4$$

(2)最大圧縮応力度の算出

$$\left. \frac{\sigma_{RPmax}}{\sigma_{RPmin}} \right\} = \left\{ \frac{N}{A_{RP}} \pm \frac{M}{I_{RP}} \times x \right\} \times \frac{1}{\cos \theta_i}$$

$$\sigma_{RPmax} \leq \sigma_{soil} \quad , \theta x1 = 0^\circ \text{ 【角度補正!】}$$

$$\sigma_{RPmin} \geq 0 \quad , \theta x2 = 10^\circ \text{ 【角度補正!】}$$

ここに、 σ_{RPmax} : 補強体の最大圧縮応力度(kN/m^2)

σ_{RPmin} : 補強体の最小圧縮応力度(kN/m^2)

θ_i : $\sigma_{RPmax}, \sigma_{RPmin}$ となる縁端部補強材の打設角($^\circ$)

σ_{soil} : 被補強土の許容圧縮応力度(支持力度)(kN/m^2)

N : 単位幅当たりの軸力(kN) : 203.2 kN

M : 単位幅当たりのモーメント($\text{kN}\cdot\text{m}$) : 69.7 $\text{kN}\cdot\text{m}$

A_{RP} : 補強体の等価換算断面積(m^2) : 33.5 m^2

I_{RP} : 補強体の等価換算断面二次モーメント(m^4) : 24.0 m^4

x : 検討基準面中立軸より縁端の距離(m) : 0.858 m

$$\sigma_{RPmax} = \{ (203.2/33.5) + (69.7/24.0) \times 0.858 \} \times 1/\cos(0.0^\circ) \\ = 8.6 \text{ kN}/\text{m}^2 \\ \leq \sigma_{soil} = 60 \text{ kN}/\text{m}^2 \quad \dots \dots \quad \text{OK} \quad (\text{地震時の値})$$

$$\sigma_{RPmin} = \{ (203.2/33.5) - (69.7/24.0) \times 0.858 \} \times 1/\cos(10.0^\circ) \\ = 3.6 \text{ kN}/\text{m}^2 \\ \geq 0 \text{ kN}/\text{m}^2 \quad \dots \dots \quad \text{OK}$$

(3)補強材料の許容応力に対する照査

・モルタルの許容応力度に対する照査 $(\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2)$

$$\sigma_{cmax} = m \times \sigma_{Rpmax} \leq \sigma_{ca}$$

ここに、	σ_{cmax}	： モルタルに作用する最大圧縮応力度(N/mm ²)
	σ_{ca}	： モルタルの許容圧縮応力度 : 12.0 N/mm^2
	m	： 補強体と被補強土との弾性比 : 950
	σ_{Rpmax}	： 補強体の最大圧縮応力度 : 0.0086 N/mm^2

$$\begin{aligned} \sigma_{cmax} &= 950 \times 0.0086 \\ &= 8.2 \text{ N/mm}^2 \\ &\leq 12.0 \text{ N/mm}^2 \quad \cdots \quad \text{OK} \quad (\text{地震時の値}) \end{aligned}$$

・芯材の許容応力度に対する照査 (SP32N)

$$\sigma_{smax} = n \times \sigma_{cmax} \leq \sigma_{sa}$$

ここに、	σ_{smax}	： 芯材に作用する最大圧縮応力度(N/mm ²)
	σ_{sa}	： 芯材の許容圧縮応力度 : 393 N/mm^2
	n	： モルタルと芯材の弾性比 : 15
	σ_{cmax}	： モルタルに作用する最大圧縮応力度 : 8.2 N/mm^2

$$\begin{aligned} \sigma_{smax} &= 15 \times 8.2 \\ &= 123.0 \text{ N/mm}^2 \\ &\leq 393.0 \text{ N/mm}^2 \quad \cdots \quad \text{OK} \quad (\text{地震時の値}) \end{aligned}$$

・補強材に作用する圧縮力 ($\phi 115$)

$$P_{pile} = \sigma_{cmax} \times A_{pile}$$

ここに、 P_{pile} : 補強材に作用する圧縮力(N)

$$\begin{aligned} \text{※) } P_{pile} &= [\text{鉄筋の圧縮力}] + [\text{モルタルの圧縮力}] \\ &= [\sigma_s \cdot A_s] + [\sigma_c (A_c - A_s)] \\ &= [n \cdot \sigma_c \cdot A_s] + [\sigma_c (A_c - A_s)] \\ &= \sigma_c \times \{ (n-1) \times A_s + A_c \} = \sigma_c \times A_{pile} \end{aligned}$$

σ_{cmax} : モルタルに作用する圧縮応力度 : 8.2 N/mm^2

A_{pile} : 補強材1本の等価換算断面積 : $16,939 \text{ mm}^2$

$$\text{※) } A_{pile} = (n-1) \times A_s + A_c$$

$$\begin{aligned} P_{pile} &= 8.2 \times 16939 \\ &= 138900 \text{ N/本} \quad = \quad 138.9 \text{ kN/本} \end{aligned}$$

(4) 基礎底面における補強材の水平せん断力の照査

(材料仕様)

補強芯材 : SP32N ボルト

口元補強管 : 鋼管径 ϕ 76.3mm、鋼管厚 \pm 4.2mm、鋼管長3.0m

$$\Sigma H \cdot b \leq S(A_s \cdot \tau_{sa} + A_p \cdot \tau_a)$$

ここに、	ΣH	: 基礎底面の水平力(kN/m)	:	66.0	kN/m
b	:	施工単位幅(m)	:	0.800	m
S	:	施工単位幅あたりの補強材本数(本)	:	2	本
A_s	:	補強材1本の芯材断面積(mm^2)	:	468	mm^2
A_p	:	補強材1本の口元補強管断面積(mm^2)	:	715	mm^2
[腐食シロ、全周1mm考慮済みの値]					
τ_{sa}	:	芯材許容せん断応力度(N/ mm^2)	:	227	N/mm^2 (地震時の値)
τ_a	:	口元管許容せん断応力度(N/ mm^2)	:	120	N/mm^2 (地震時の値)

$$\begin{aligned} S(A_s \cdot \tau_{sa} + A_p \cdot \tau_a) &= 2\text{本} \times (468\text{mm}^2 \times 227\text{N}/\text{mm}^2 + 715\text{mm}^2 \times 120\text{N}/\text{mm}^2) \\ &= 384,018 \quad (\text{N}) \\ &= 384.0 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma H \cdot b &= 66.0\text{kN}/\text{m} \times 0.80\text{m} \\ &= 52.8 \quad (\text{kN}) \\ &\leq 384.0 \quad (\text{kN}) \cdots \cdots \text{OK} \end{aligned}$$

(5) 円弧すべりの水平成分による検討基準面でのせん断耐力照査

・検討基準面における円弧すべりの水平成分数

$$S \times \{A_s \times \tau_{sa} + (A_c - A_s) \times \tau_{a1}\} \geq P_{rh} \times b$$

ここに、	P_{rh}	: 円弧すべり力(抑止力)の水平成分	:	40.5	kN/m
b	:	単位幅	:	0.800	m
S	:	単位幅当たりの補強材本数	:	2	本
A_s	:	芯材の断面積 (SP32N)	:	468	mm^2
A_c	:	補強材断面積 ($\phi 115$)	:	10,387	mm^2
τ_{sa}	:	芯材の許容せん断応力度	:	227	N/mm^2 (地震時の値)
τ_{a1}	:	モルタルの許容せん断応力度	:	0.35	N/mm^2 (地震時の値)

$$\begin{aligned} S \times \{A_s \times \tau_{sa} + (A_c - A_s) \times \tau_{a1}\} &= 2 \times \{468.0 \times 227.0 + (10,387 - 468.0) \times 0.35\} \\ &= 219,316 \quad \text{N} \\ &= 219.3 \quad \text{kN} \\ &\geq P_{rh} \times b = 40.5 \times 0.800 \\ &\geq 32.4 \quad \text{kN} \cdots \cdots \text{OK} \end{aligned}$$

(5)補強材配置長さの算定

・支持領域への根入れ長さの算定

① 鉄筋と注入材との付着で決まる定着長さ

$$L_{ca} = \frac{P_{pile}}{l_s \times \tau_{ca}}$$

② 補強材と地山との付着で決まる定着長さ

$$L_{pa} = \frac{P_{pile}}{l_c \times \tau / f_s}$$

③ 補強材の必要根入れ長さ

$$L_a = \max (L_{ca}, L_{pa}, 1.0m)$$

ここに、	L_{ca}	： 鉄筋と注入材との付着で決まる定着長さ(m)
	L_{pa}	： 補強材と地山との付着で決まる定着長さ(m)
	L_a	： 最低必要根入れ長さ($\geq 1.0m$)
	P_{pile}	： 補強材に作用する圧縮力(N) : 138,900 N
	l_s	： 芯材周長 (SP32N) : 99 mm
	τ_{ca}	： モルタルの許容付着応力度 : 2.4 N/mm ²
	l_c	： 補強材周長 ($\phi 115$) : 361 mm
	τ	： 補強材と支持地盤の許容付着応力度 : 0.60 N/mm ²
	f_s	： τ に対する安全率 : 1.25 (地震時)

・補強材配置長さの算定

$$L_1 = L_a + L_f$$

ここに、	L_1	： 補強材の必要計画長さ(m)
	L_a	： 補強材の支持地盤必要根入れ長さ($\geq 1.0m$)
	L_f	： 基礎底面から支持地盤までの補強材長さ(m)

	P_{pile} (N)	L_f (m)	L_{ca} (m)	L_{pa} (m)	L_a (m)	L_1 (m)
1本目	138,900	5.765	0.585	0.801	1.000	6.765
2本目	138,900	4.548	0.585	0.801	1.000	5.548
3本目						
4本目						

※補強材の根入れ長さ(L_a)は50cm単位であるめ、最低長を1.0mとする。

※ L_f は支持地盤までの距離と口元鋼管の先端までの距離の大きい方とする。

1.8 詳細設計の結果

①上部構造物を含めた支持力に対する照査

補強体及び補強材の断面算定

	材料	記号	単位	計算値	許容値	判定
補強体の最大圧縮	補強された土	σ_{RPmax}	kN/m ²	8.6	60	OK
補強体の最小圧縮	補強された土	σ_{RPmin}	kN/m ²	3.6	≥ 0	OK
モルタルの圧縮応力度	115mm 24N/mm ²	σ_c	N/mm ²	8.2	12.0	OK
芯材の圧縮応力度	SP32N	σ_s	N/mm ²	123.0	393.0	OK
基礎底面の水平せん断耐力	SP32Nと鋼管	$\Sigma H \cdot b$	kN	52.8	384.0	OK
円弧の水平分力によるせん断力	SP32N 24N/mm ²	$Pr_H \times b$	kN	32.4	219.3	OK

補強材の配置長さ

	補強材の必要根入れ長さ $L_a(m)$	補強体形成部内の補強材長さ $L_f(m)$	補強材の必要計画長さ $L_1(m)$	頭部張出余長 $L_2(m)$	補強材設計全長 $\Sigma L(m)$	全長まるめ (m)
1本目	1.000	5.765	6.765	0.350	7.115	7.5
2本目	1.000	4.548	5.548	0.350	5.898	6.0
3本目						
4本目						

※補強材の設計長は50cm単位でまるめることとする。

※當時で決定

※補強材の計画長さ(L)は4.0m以上とする。

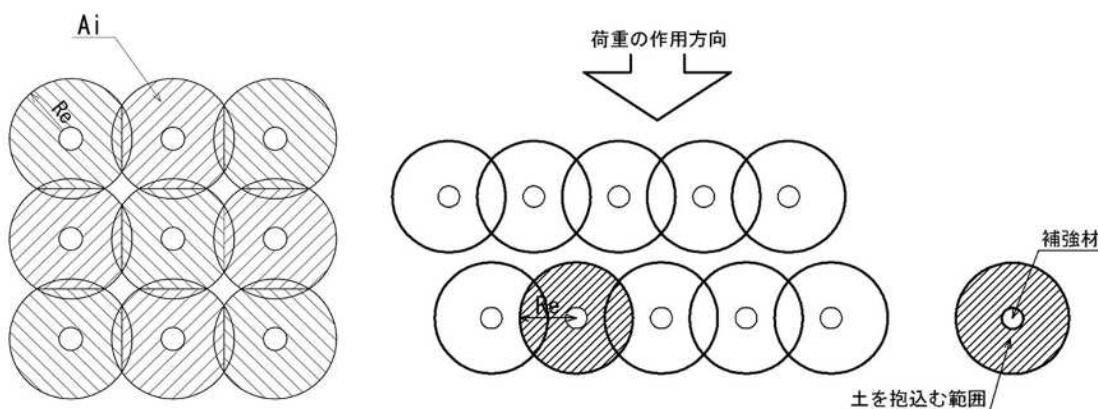
1.9 配置間隔(中抜けの確認)

補強材間隔は補強対象地盤の強度に左右されるが、過去の数多くのルートパイプの実績から補強材径の2～7倍の範囲で補強効果が高まるという結果や地すべりの抑止杭の設計における実績及び土塊の中抜け、遠心模型実験結果より示されている杭径の4～8倍以下という値を参考に、SPフックスパイプでは、補強材径の4～7倍以下となるように計画する。

特に傾斜地における採用においては、補強材間隔を決定する際土のすり抜けを生じさせないように留意しなければならない。

土の拘束は、補強材と土の周面摩擦抵抗力によってなされ、下図のような影響範囲が想定できる。

影響範囲の推定方法として、「基礎杭による負の周面摩擦抵抗力」による円筒半径を参考として求める。



$$Re = \left(\frac{D \cdot f}{\gamma} + \frac{D^2}{4} \right)^{1/2}$$

ここに、 Re : 円筒半径(m)

D : 補強材の削孔径(m)

f : 負の摩擦抵抗力(kN/m²) (下記参考式より算出)

砂質土: $f = 30 + 10N/5$ (kN/m²)

粘性土: $f = qu/2$ (kN/m²)

γ : 補強対象地盤の単位体積重量(kN/m³)

(引用文献)

「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」:群杭の場合の負の周面摩擦力

「建築基礎構造設計指針」:くいに作用する負の周面摩擦力

当検討では

$$D = 0.115 \text{ (m)}$$

$$f = 30+10N/5 \text{ (kN/m2)}$$

$$N = 5 \text{ (表層(dt層)の値)}$$

$$\gamma = 40.0 \text{ (kN/m2)}$$

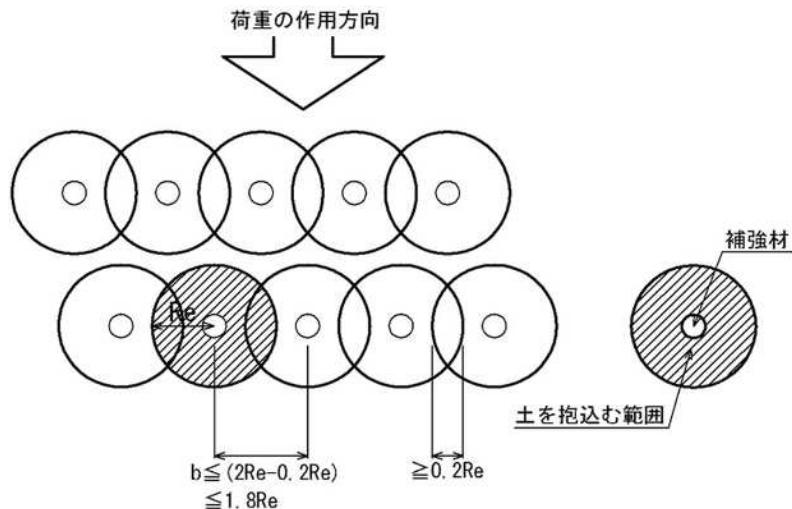
$$\gamma = 20.0 \text{ (kN/m3) (表層(dt層)の値)}$$

$$Re = \left(\frac{0.115 \times 40.0}{20.0} + \frac{0.115^2}{4} \right)^{1/2}$$

$$= 0.483 \text{ (m)}$$

実際には隣り合うReの面積部分が十分にラップしていれば、ルートパイプには常に圧縮力が働いているため、土は締まってすり抜けは起こりにくくなる。

SPフィックスパイプではその隣り合うReの面積部分のラップ率を20%以上($\geq 0.2Re$)とし、補強材間隔を決定する事とする。



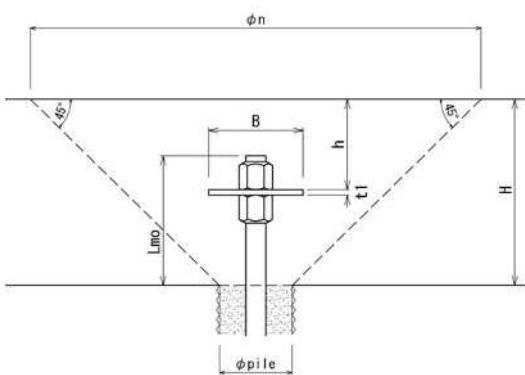
$$\begin{aligned} \text{配置間隔} &\leq 1.8 \times 0.483 \\ &\leq 0.869 \text{ (m)} \\ &\doteq 0.86 \text{ (m)} \quad \geq 4d \sim 7d (=0.460 \sim 0.805 \text{m}) \end{aligned}$$

以上より配置間隔は、前項計算で仮定した「配置間隔」で問題ないことを確認した。

配置間隔 : $p = 0.80 \text{ m}$ の千鳥配置 【単位幅 $b = 0.80 \text{ m}$ 】である。

1.10 連結部の検討

頭部形状・条件



H	:	軀体厚さ	:	500 mm
h	:	プレート取付位置	:	250 mm
L _{mo}	:	ボルト頭出し長さ	:	350 mm
t ₁	:	プレート厚さ	:	12 mm
B	:	プレート幅	:	150 mm
ϕ _{pile}	:	パイル外径	:	115 mm
ϕ _n	:	押し抜き上端径	:	1115 mm

(1) 補強体の押し抜きに対する検討

キャッピングビームでのルートパイル押し抜き検討は、押し抜きせん断応力の検討に準じて行う。

$$\tau_{p1} = \frac{P_{pile}}{\pi (\phi_{pile} + \phi_n) \times H/2} \leq \tau_a$$

ここで、

τ_{p1} : 補強材(ルートパイル)の押し抜きせん断応力度 (N/mm²)

P _{pile}	:	補強材に作用する圧縮力	:	138,900 N/本
ϕ _{pile}	:	補強材(ルートパイル)の外径	:	115 mm
H	:	キャッピングビームの厚さ	:	500 mm
τ _{sa}	:	許容押し抜きせん断応力度	:	1.35 N/mm ²

(下表より:地震時)

$$\begin{aligned} \tau_{p1} &= \frac{138,900}{\pi \times (115 + 1115) \times 500 \div 2} \\ &= 0.14 \text{ N/mm}^2 \\ &\leq 1.35 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \dots \quad \text{OK} \end{aligned}$$

コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

設計基準強度 (σ_{ck})		21	24	27	30
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	7.0	8.0	9.0	10.0
せん断応力度	無筋コンクリート	0.22	0.23	0.24	0.25
	せん断筋配置	1.6	1.7	1.8	1.9
	押抜きせん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00

※道路橋示方書・同解説 共通編p.157の表4.2.1より抜粋

※地震時は上記値の1.5倍。

(2) キャッピングビーム内のボルト頭部照査

キャッピングビームとルートパイルの接合面で、ボルトが分担する圧縮荷重は以下となる。

$$P_s = n \times \sigma_{c\max} \times A_s$$

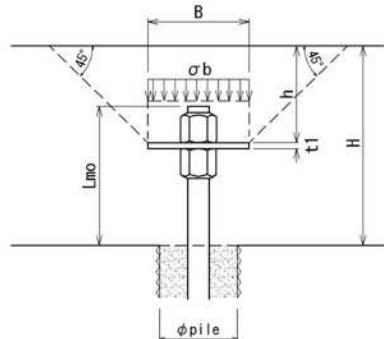
ここに、

P_s	SPボルトに作用する圧縮力 (N/本)
n	モルタルと芯材の弾性比 : 15 (-) ←[1.6(5)参照]
$\sigma_{c\max}$	モルタルに作用する圧縮応力度 : 8.2 N/mm ² ←[1.7(3)参照]
A_s	SPボルトの断面積 : 468 mm ² ←[1.6(4)参照]

$$P_s = 15 \times 8.2 \times 468 = 57,564 \text{ N/本}$$

(3) 支圧応力度の検討

$$\sigma_b = \frac{P_s}{B \cdot B} \leq \sigma_{ba}$$



ここに、

σ_b	支圧応力度(N/m ²)
P_s	SPボルトに作用する圧縮力 (N/本) : 57,564 N/本
B	頭部プレート辺長(mm) : 150 mm
σ_{ba}	許容支圧応力度(N/mm ²) $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$
	$\sigma_{ba} = 0.3 \sigma_{ck} \times 1.5 \leq 9.0 \quad (\text{下表より: 地震時})$
	$= 0.3 \times 24.0 \times 1.5 = 10.8 \text{ N/mm}^2$

よって、許容支圧応力度 σ_{ba} は

$$= 9.0 \text{ N/mm}^2 \text{ とする。}$$

無筋コンクリートの許容応力度(N/mm²)

応力度の種類	許容応力度	
圧縮応力度	$\sigma_{ck}/4 \leq 5.5$	σ_{ck} : 設計基準強度
曲げ応力度	$\sigma_{tk}/7 \leq 0.3$	σ_{tk} : 設計基準引張強度
支圧応力度	$0.3 \sigma_{ck} \leq 6.0$	(JIS A 1113の規定による)

※道路橋示方書・同解説 共通編p.159の表-4.2.6より抜粋

※ただし、鉄筋などで補強をする場合の許容支圧応力度は7.0N/mm²まで高めてよい。

※地震時は上記値の1.5倍。

$$\sigma_b = \frac{57,564}{150 \times 150}$$

$$= 2.56 \text{ N/mm}^2$$

$$\leq 9.0 \text{ N/mm}^2 (\sigma_{ba}) \dots \dots \text{OK}$$

(4)頭部プレート厚さ

a)プレートの許容せん断応力度から求められる厚さ(t_{1a})

$$t_{1a} = \frac{P_s}{\phi \cdot \tau_{sa}}$$

ここに、

t_{1a} : せん断応力から求まる必要プレート厚さ (mm)

P_s : SPボルトに作用する圧縮力 (N/本) : 57,564 N/本

ϕ : せん断面の総周長 (mm)

$\phi = W \times \pi = 46 \times \pi = 145 \text{ mm}$

τ_{sa} : プレートの許容せん断応力度 (N/mm²) : 120 N/mm²
(下表より:地震時)

許容応力度(N/mm²)

SS400材	母材部			工場溶接部		
	引張	圧縮	せん断	引張	圧縮	せん断
	140	140	80	140	140	80

※道路橋示方書・同解説 共通編p.167表-4.4.1に準拠(材質はSS400)。

※地震時は上記値の1.5倍

頭部プレートはナットにより固定されるから、せん断面はナットの周長和となるが、隅角部の欠損などを考慮しナットの対辺距離を直径とする円の周長をせん断長さとして取り扱うこととした。

使用されるナットの形状より対辺距離は $W = 46 \text{ mm}$ であるから、

$$t_{1a} = \frac{57,564}{145 \times 120} = 3.3 \text{ mm}$$

b) プレートの曲げ応力度から求まる必要厚さ (t_{1b})

$$\sigma_m = \frac{M_a}{Z} = \frac{6 \cdot \sigma_b (B-W)^2}{8 \cdot t_{1b}^2} \leq 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} , \text{材質SS400}$$

ここに、 σ_m : プレートの許容圧縮・引張応力度 (N/mm²) : 210 N/mm²
(下記表より:地震時)

M_a	:	ナット端面位置のプレート曲げモーメント (N·mm)
Z	:	プレートの断面1次モーメント (mm ³)
σ_b	:	押し抜き支圧応力度 (N/mm ²) : 2.56 N/mm ²
B	:	プレートの辺長(mm) : 150 mm
W	:	ナットの対辺距離(mm) : 46 mm

許容応力度 (N/mm²)

SS400材	母材部			工場溶接部		
	引張	圧縮	せん断	引張	圧縮	せん断
	140	140	80	140	140	80

※道路橋示方書・同解説 共通編p.167表-4.4.1より抜粋

(但し、SS400材は溶接構造に用いてはならないと記載あり。)

※地震時は上記値の1.5倍

$$\begin{aligned}
 t_{1b} &= \sqrt{\left(\frac{6 \cdot \sigma_b (B-W)^2}{8 \cdot \sigma_m} \right)} \\
 &= \sqrt{\left\{ \frac{6 \times 2.56 \times (150 - 46)^2}{8 \times 210} \right\}} \\
 t_{1b} &= 9.94 \text{ mm} > t_{1a} = 3.30 \text{ mm} \Rightarrow 12.0 \text{ mm} \text{ のプレートとなる。}
 \end{aligned}$$

※ 以上より頭部プレートは 150×150×12 となる。

(5) 頭部プレートによる押し抜きの検討

プレートによるキャッピングビーム押し抜きの検討は、押し抜きせん断応力の検討に準じて行う。

$$\tau_{p2} = \frac{P_s}{4 \cdot (B+h) \cdot h} \leq \tau_a$$

ここで、

τ_{p2} : 頭部プレートによる押し抜きせん断応力度 (N/mm²)

P_s : SPボルトに作用する圧縮力 (N/本) : 57,564 N/本

B : 定着板幅 (mm) : 150 mm

h : 頭部プレート取付け高さ(mm) : 250 mm

τ_{sa} : 許容押し抜きせん断応力度(N/mm²) (= 1.35)

(下表より:地震時)

$$\tau_{p2} = \frac{57564}{4 \times (150 + 250) \times 250}$$

$$= 0.14 \text{ N/mm}^2$$

$$\leq 1.35 \text{ N/mm}^2 \dots \dots \text{OK}$$

コンクリートの許容応力度 τ_{sa} (N/mm²)

設計基準強度 (σ_{ck})		21	24	27	30
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	7.0	8.0	9.0	10.0
せん断応力度	無筋コンクリート	0.22	0.23	0.24	0.25
	せん断筋配置	1.6	1.7	1.8	1.9
	押抜きせん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00

※道路橋示方書・同解説 共通編p.157の表4.2.1より抜粋

※地震時は上記値の1.5倍。

1.11 床版の配筋計算

パイル間で土塊の「すり抜け」を抑制できる小ピッチ打設の場合、キャッピングビーム(床版)の配筋は盛土体側からの圧縮力とルートパイル群と周辺土塊による下側からの支えにより、終局破壊まで大きな変形を伴わずに安定して保持されるため、最小鉄筋を配置すれば良い。ただし、本設計では、曲げモーメントとせん断力についての照査を行う。

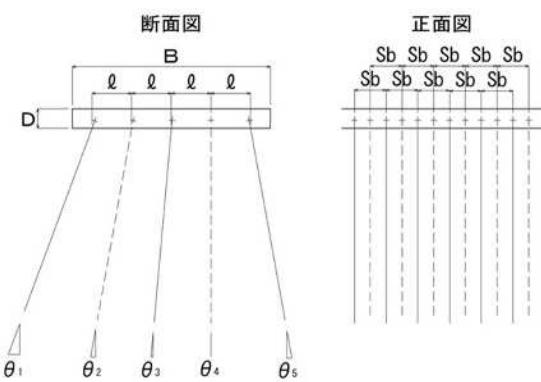


図-1.11.1 SP Fixxus Pile Layout Diagram

ここで、パイルは延長方向に千鳥配列で図-1.11.1の如く@800mm間隔に配置されている。配筋の検討では、簡易化のため図-1.11.2の如く、千鳥を並列配置としたモデルとする。

【本物件の床版断面寸法】

- ・床版幅(B) : 1300 (mm)
- ・列間隔(l) : 700 (mm)
- ・列ピッチ(Sb) : 800 (mm千鳥)
- ・床版厚(D) : 500 (mm)
- ・パイルの列数 : 2 (列/断面)

$$P_{pile} = 138.900 \text{ kN/本}$$

$$\begin{aligned} w &= \frac{P_{pile} \times 2 \text{ 本}}{B} \\ &= \frac{138.900}{1.300} \times 2 = 213.692 \text{ (kN/Sb)} \end{aligned}$$

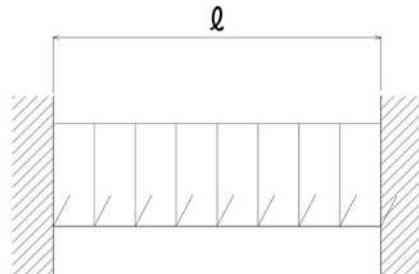


図-1.11.2 配筋設計モデル図

(1)作用荷重

- ・最大曲げモーメント :連続梁として、

$$M_{max} = \frac{w \cdot l^2}{12} = \frac{213.7 \times (0.700)^2}{12} = 8.73 \text{ (kN·m/Sb)}$$

- ・最大せん断力 :連続梁として、

$$\tau_{max} = \frac{w \cdot l}{2} = \frac{213.7 \times 0.700}{2} = 74.79 \text{ (kN/Sb)}$$

(2) 許容応力度

コンクリートの許容応力度(N/mm²)

設計基準強度(σ _{ck})		21	24	27	30
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	7.0	8.0	9.0	10.0
せん断応力度	無筋コンクリート	0.22	0.23	0.24	0.25
	せん断筋配置	1.6	1.7	1.8	1.9
	押抜きせん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00

※道路橋示方書・同解説 共通編4.2表-4.2.1より抜粋

※地震時は上表の1.5倍。

鉄筋の許容応力度(N/mm²)

部材の種類	SD345	SD390	SD490
1)活荷重、衝撃以外の主荷重に対し	100	100	100
衝突・地震の影響を含まない場合	180	180	180
	160	160	160
衝突・地震の影響を含む場合	200	230	290
	200	200	200
6)重ね継手長、定着長の算出時	200	230	290
7)圧縮応力度	200	230	290

※道路橋示方書・同解説 共通編4.3表-4.3.1に準拠(材質はSD345)。

※地震時は上表の1.5倍。

コンクリートの許容付着応力度(N/mm²)

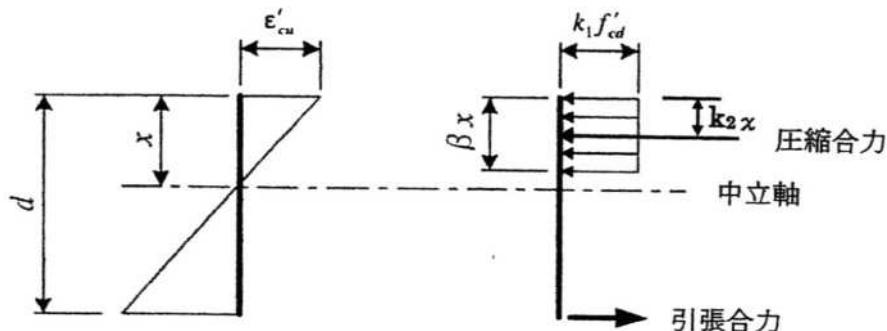
コンクリートの設計基準強度(σ _{ck})	21	24	27	30
付着応力度(異形鉄筋)	1.4	1.6	1.7	1.8

※道路橋示方書・同解説 共通編4.2表-4.2.4に準拠。

※地震時は上表の1.5倍。

※コンクリート標準示方書の解5.2.2の式より、≤4.2N/mm²のこと。

(3) 曲げモーメントに対する照査



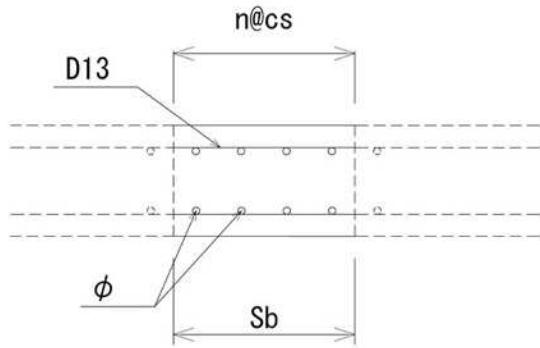


図-1.11.3 軀体の断面図

h	:	軀体の高さ	:	500 mm
d	:	有効高さ	:	400 mm
Sb	:	軀体の設計有効幅	:	800 mm
n	:	鉄筋本数	:	4 本
cs	:	鉄筋の配置間隔	:	200 mm
ϕ	:	鉄筋径	:	13 mm
As	:	鉄筋面積(D13*4本)	:	506.8 mm ²
m	:	ヤング係数比(Es/Ec)	:	15 -
U	:	鉄筋周長(D13 π *本)	:	159.6 mm

・鉄筋比

$$p = \frac{As}{b \times d} = \frac{506.8}{800 \times 400} = 0.00158$$

・圧縮側端部から中立軸までの距離と、有効高さ(d)との比

$$\begin{aligned} k &= \sqrt{[2mp + (mp)^2] - mp} \\ &= \sqrt{[(2 \times 15 \times 0.00158) + (15 \times 0.00158)^2] - 15 \times 0.00158} \\ &= 0.19551 \end{aligned}$$

・全圧縮力の作用点から引張鉄筋の図心までの距離と、有効高さ(d)との比

$$\begin{aligned} j &= 1 - \frac{k}{3} \\ &= 0.9348 \end{aligned}$$

(4)コンクリートの圧縮応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2M_{max}}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} \\ &= \frac{2 \times 8.726 \times 10^6}{0.19551 \times 0.9348 \times 800 \times (400)^2} \\ &= 0.746 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 12.00 \text{ OK} \\ &\quad (\text{地震時の値}) \end{aligned}$$

(5) 鉄筋の引張応力度

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{M_{max}}{A_s \cdot j \cdot d} \\ &= \frac{8.726 \times 10^6}{506.8 \times 0.9348 \times 400} \\ &= 46.044 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 300.0 \text{ OK} \\ &\quad (\text{地震時の値})\end{aligned}$$

(6) 鉄筋コンクリート梁のコンクリートせん断応力度

$$\begin{aligned}\tau_c &= \frac{\tau_{max}}{b \cdot j \cdot d} \\ &= \frac{74.7923 \times 1000}{800 \times 0.9348 \times 400} \\ &= 0.250 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{sa} = 1.35 \text{ OK} \\ &\quad (\text{地震時の値})\end{aligned}$$

(7) 鉄筋コンクリート梁の鉄筋付着応力度

$$\begin{aligned}\tau_b &= \frac{\tau_{max}}{U \cdot j \cdot d} \\ &= \frac{74.7923 \times 1000}{159.6 \times 0.9348 \times 400} \\ &= 1.253 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ba} = 2.40 \text{ OK} \\ &\quad (\text{地震時の値})\end{aligned}$$

【但し、コンクリート標準示方書、解5.2.2式より、 $\leq 4.2 \text{ N/mm}^2$ のこと！】

※上記より、延長直角方向に下端筋D13@200で配置する。用心のため、上端筋も同じとする。

※延長方向は、杭間隔が@800(=@400mm千鳥)の配置であり、用心筋として同様にD13@200で配筋すればよい。

2.杭頭部の水平力に関する照査

2.1 SPフィックスパイプの概略

SPフィックスパイプは、補強土工法において「Micropiling」の領域に区分される幾分太径で中央部にSPボルト(中空ボルト)を配置し、周りを加圧グラウトで巻きたてたシンプルな杭基礎であり、杭体は曲げに対して剛性が小さく曲げモーメントに抵抗できないため、適用においては所定の狭い間隔で斜杭を組み合わせて「竹の根状態」に密に打設し、地中土塊を拘束することで地中疑似擁壁を形成させ、地すべり力(P_r)に抵抗させる「圧縮型のルートパイプ」としての用途の他、盛土壁面基礎や歩道橋、およびフェンスなどの小さな基礎反力を有する構造物の杭基礎としての用途にも有効である。

一方、本設計では盛土とキャッピングビームの鉛直荷重(ΣV)と同時に、キャッピングビームの地震時慣性力、盛土本体の地震動における基礎部への活動力、および背面土圧の水平力成分が同時に「水平力」として生じる。

SPフィックスパイプの「口元補強管」を水平力に抵抗するせん断パイプとして解析する。

2.2 基礎底面における水平変位の照査

基礎底盤の鉛直力と水平荷重： 地震時

項目	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)
新設盛土自重	62.19	23.42
キャッピングビーム	15.93	2.07
-	-	-
合 計	78.12	25.49

※水平震度 $K_{h2}= 0.13$

※ 1.4設計荷重の算定(作用する外力の集計)より

基礎底面部におけるSPフィックスパイプ頭部への荷重は以下の如くなる。(図-2.3.1参照)

ここで、垂直力(V)は参考までに記載したものであり、このV荷重への安定性については、既に前章の詳細設計において問題ないことが確認されている。転倒モーメントの扱いについては上部構造物の許容変位量の大小に応じて取扱いが異なることから、SPフィックスパイプ 設計の手引書(案)を参考にされたい。

口元補強管の目的は「疑似擁壁天端部の水平変位抑制」であり、このせん断パイプの水平変位抑止効果を確認する目的で以下の荷重を入力し、水平変位を確認する。

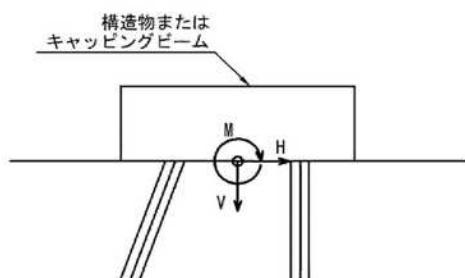


図-2.2.1 杭頭部に作用する荷重

2.3 解析モデルと計算結果

・延長:@0.80m(千鳥)×12+0.20m×2=10.00m当り		
・垂直力(V_0)= 0	(kN/m)×10.0m= 0.0 (kN)	
・水平力(H_0)= 25.49	(kN/m)×10.0m= 254.9 (kN)	
・モーメント(M_0)= 0.0	(kN/m)×10.0m= 0.0 (kN)	

(材料仕様)

補強芯材 : SP32N

口元補強管 : 鋼管径 ϕ 76.3mm、鋼管厚さ4.2mm、鋼管長3.0m

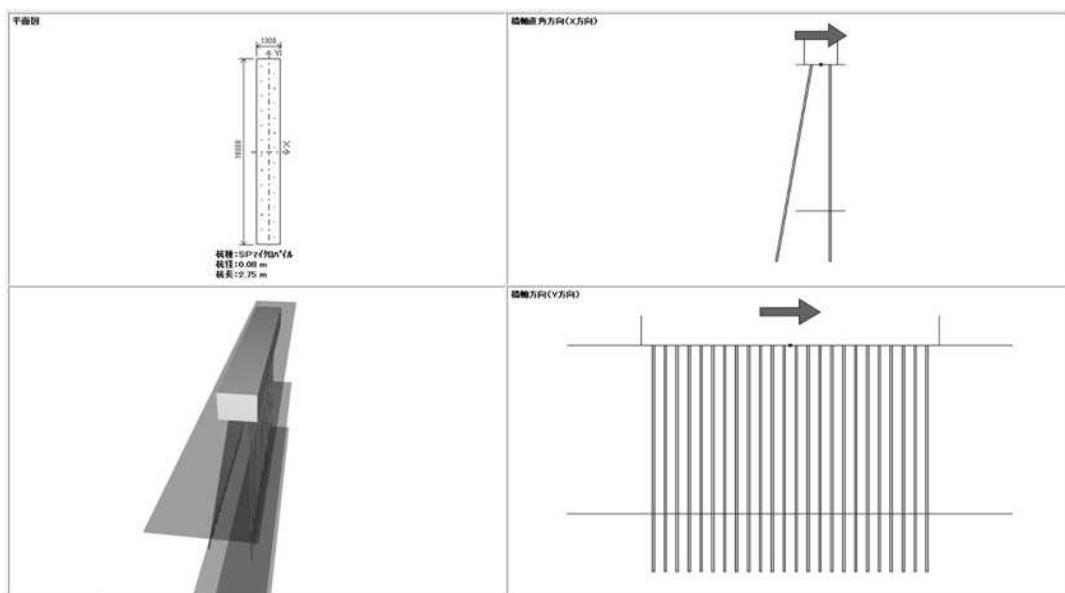


図-2.3.1 斜杭+鉛直杭:2列の解析モデル

SPマイクロパイアルの設計に準拠して解析を行った。

簡略化のため杭頭レベルを平均位置で統一し、図-2のモデルで解析した。

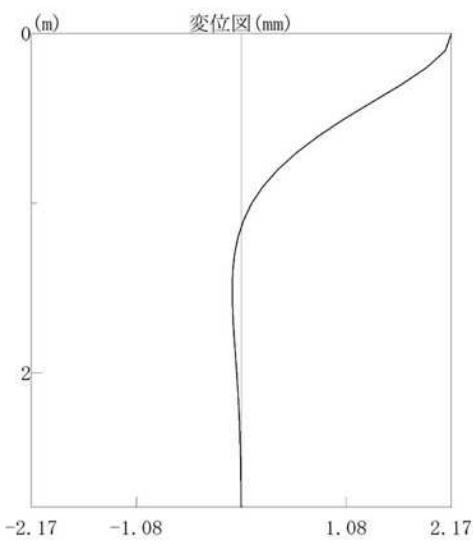
図-2で表層0.1mは「鋼管非定着部」として周面摩擦は無視し、それより深い鋼管部およびボルト部は定着層として計算した。ただ、横荷重解析に対する杭長はあくまでも鋼管長さのみのL=3.00mとした。

下記の如く、口元鋼管を配置することで水平変位を2.17mm程度に抑制できるとともに各部分の応力レベルの照査が可能である。

(解析結果)

(1) 橋軸直角方向

荷重ケースNo. 略称		1 地震時
原点作用力		
Vo	kN	0.00
Ho	kN	254.90
Mo	kN·m	0.00
原点変位		
δ_x	mm	2.15
δ_z	mm	0.18
α	rad	-0.00027140
$\delta f, \delta a$	mm	2.17 ≤ 15.00
鉛直反力		
PNmax, Ra	kN	6.94 ≤ 143.00
PNmin, Pa	kN	-8.81 ≥ -72.00
水平反力		
PH	kN	9.96
杭発生モーメント		
杭頭 Mt	kN·m	-2.44
地中部 Mm	kN·m	1.63



2.4 まとめ

以上の如く、従来のルートパイル工においても口元補強鋼管を配置することにより、構築された疑似擁壁の天端部（キャッピングビーム底面部）の不安定化を抑制できると共に短尺な杭頭部補強管の水平変位の照査が可能となる。

解析から明らかなように、この事例では将来の地震に対して口元補強鋼管の曲げ剛性により水平変位を2.17mmに抑制され安定性していることが判明した。更に、基礎の回転角も-0.00027radと道路橋示方書が求めるL2地震時の許容値0.02radより極めて小さい。

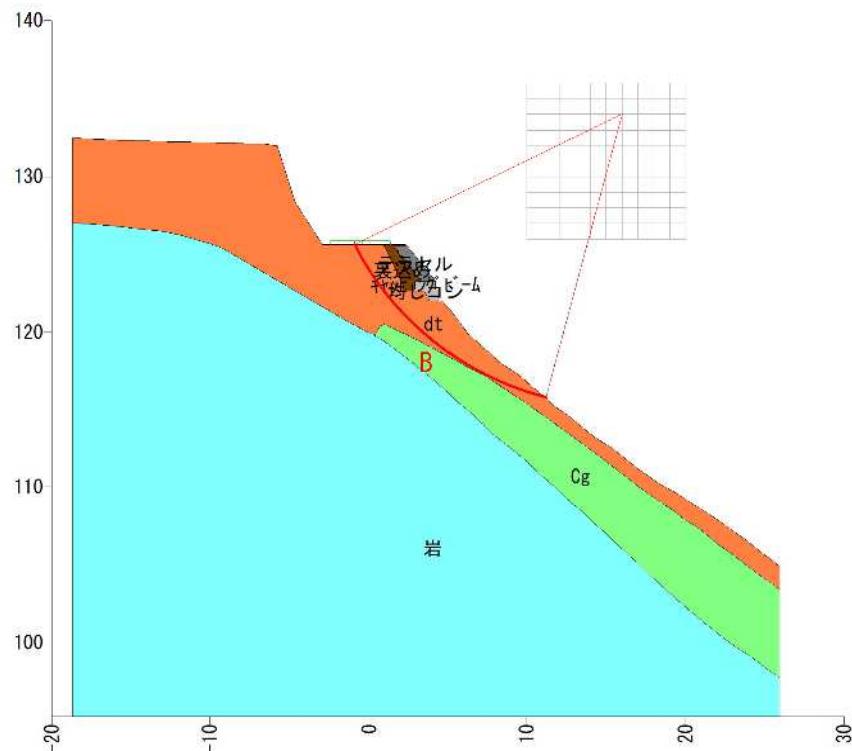
また解析を杭基礎（マイクロパイル）で実施しており、その構造も高耐力マイクロパイルやSPマイクロパイルと類似していることから、小径鋼管杭として横荷重を負担する「口元補強管」に長期腐食しろを外周の1mmとして設計し、中央部の芯材は口元では鋼管とグラウトに防食され、地中内ではしっかりと加圧されたグラウト内に配置されるので溶融亜鉛メッキが不要である、といった構造が可能となり、引張部材に適用される補強土の鉄筋防食仕様に従う必要はない。

3.円弧すべり計算

3.1 円弧すべりによる必要抑止力の算定

SPフィックスパイプに作用する円弧すべり荷重は別途計算により求める。

計算結果図



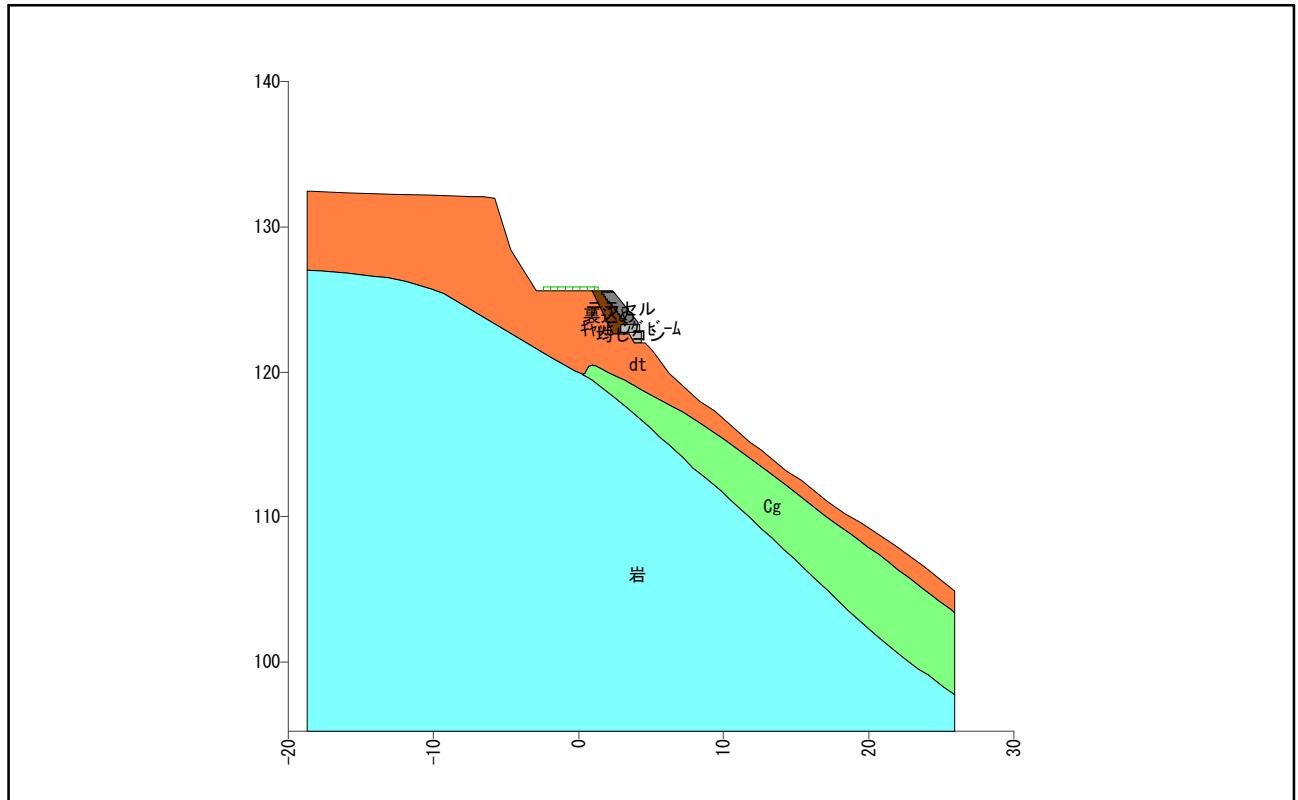
安定計算結果

安定計算結果				
	項目	記号	単位	地震時
計算結果	安全率	Fs	—	0.874
	計画安全率	Fsp	—	1.000
	必要抑止力	Pr	kN/m	54.5
円弧	中心座標	X Y	m	16.000 134.000
	半径	r	m	18.927
	すべり抵抗力	S	kN/m	378.89
計算要素	滑動力	T	kN/m	433.32
	法線力	N	kN/m	394.19
	間隙水圧	U	kN/m	0.00
	すべり面長	l	m	16.145
	面積	A	m ²	28.39
	設計水平震度	Kh	—	0.13

ここで求まる、必要抑止力Pr 54.5 kN/mを円弧すべり力とする。

安定解析

現場名	_____
ケース名	A-1測線
備考	_____



土質定数		土質名	湿潤重量 γ_t (kN/m³)	飽和重量 γ_{sat} (kN/m³)	粘着力 C (kN/m²)	内部摩擦角	
No	地層名					ϕ (°)	$\tan \phi$
1	テラセル		20.00	20.00	0.00	0.0000	0.000000
2	裏込め		20.00	20.00	0.00	34.0000	0.674509
3	キャッピングビーム		24.50	24.50	0.00	0.0000	0.000000
4	均しこン		23.00	23.00	0.00	0.0000	0.000000
5	dt		20.00	21.00	7.00	34.0000	0.674509
6	Cg		22.00	22.00	0.00	0.0000	0.000000
7	岩		23.00	23.00	0.00	0.0000	0.000000

※水の単位体積重量 $\gamma_w = 10.00$ (kN/m³)

座標の入力データ								
No.	距離 X (m)	原地形 標高 YG (m)	計画地形 標高 Y (m)	水位 標高 Yw (m)	すべり面			ハタ上げ
					標高 Ys (m)	形状	強度	
1	-18.702		132.472					
2	-18.410		132.468					
3	-16.042		132.336					
4	-12.532		132.236					
5	-10.249		132.210					
6	-8.402		132.117					
7	-7.471		132.114					
8	-6.571		132.077					
9	-5.757		131.982					
10	-4.690		128.432					
11	-2.929		125.603					
12	0.908		125.603					
13	1.921		125.603					
14	2.321		125.603					
15	4.084		123.400					
16	4.084		123.250					
17	4.200		123.250					
18	4.200		122.750					
19	4.300		122.750					
20	4.300		122.000					
21	4.573		122.000					
22	5.131		121.475					
23	6.285		119.903					
24	8.382		117.999					
25	9.418		117.254					
26	11.835		115.108					
27	12.607		114.619					
28	14.338		113.112					
29	15.365		112.500					
30	17.120		111.034					
31	18.353		110.188					
32	19.415		109.566					
33	21.779		108.021					
34	23.899		106.488					
35	24.920		105.672					
36	25.907		104.882					

原：原地形のハタ上げ、 計：計画地形のハタ上げ

地層境界線の座標								
No.	No. 1		No. 2		No. 3		No. 4	
	距離X(m)	標高Y(m)	距離X(m)	標高Y(m)	距離X(m)	標高Y(m)	距離X(m)	標高Y(m)
1	4.300	122.000	2.900	122.750	3.284	123.250	2.800	122.650
2	3.800	122.000	2.900	123.250	3.284	123.400	2.384	122.650
3	3.475	122.650	4.084	123.250	3.163	123.400	0.908	125.603
4	2.800	122.650			3.163	123.550		
5	2.800	122.750			3.043	123.550		
6	4.200	122.750			3.043	123.700		
7					2.923	123.700		
8					2.923	123.850		
9					2.803	123.850		
10					2.803	124.000		
11					2.683	124.000		
12					2.683	124.150		
13					2.563	124.150		
14					2.563	124.300		
15					2.443	124.300		
16					2.443	124.450		
17					2.323	124.450		
18					2.323	124.600		
19					2.203	124.600		
20					2.203	124.750		
21					2.083	124.750		
22					2.083	124.900		
23					1.963	124.900		
24					1.963	125.050		
25					1.843	125.050		
26					1.843	125.200		
27					1.723	125.200		
28					1.723	125.350		
29					1.603	125.350		
30					1.603	125.500		
31					2.403	125.500		

地層境界線の座標				
No.	No. 5		No. 6	
	距離X(m)	標高Y(m)	距離X(m)	標高Y(m)
1	25. 907	103. 391	25. 907	97. 708
2	25. 586	103. 627	25. 111	98. 265
3	24. 874	104. 157	24. 063	99. 081
4	24. 165	104. 691	23. 428	99. 528
5	23. 758	105. 002	22. 592	100. 142
6	22. 759	105. 774	21. 771	100. 776
7	22. 058	106. 319	20. 639	101. 722
8	21. 355	106. 860	20. 176	102. 100
9	20. 639	107. 422	19. 401	102. 787
10	19. 933	107. 924	18. 637	103. 488
11	19. 215	108. 445	17. 881	104. 198
12	18. 736	108. 791	17. 130	104. 912
13	17. 775	109. 483	16. 516	105. 499
14	17. 055	110. 002	15. 629	106. 344
15	15. 981	110. 855	14. 877	107. 057
16	14. 514	112. 004	14. 124	107. 769
17	13. 036	113. 136	13. 368	108. 478
18	11. 775	114. 075	12. 610	109. 185
19	10. 025	115. 328	11. 850	109. 890
20	8. 491	116. 383	11. 087	110. 591
21	7. 232	117. 220	10. 321	111. 290
22	6. 490	117. 626	9. 807	111. 756
23	5. 350	118. 249	8. 781	112. 678
24	4. 254	118. 844	7. 893	113. 368
25	3. 881	119. 044	7. 231	114. 056
26	3. 428	119. 283	6. 225	114. 945
27	3. 136	119. 433	5. 678	115. 426
28	2. 763	119. 623	4. 901	116. 110
29	2. 388	119. 811	4. 122	116. 792
30	2. 010	120. 000	3. 340	117. 472
31	1. 628	120. 190	2. 502	118. 195
32	1. 214	120. 396	1. 755	118. 822
33	1. 130	120. 435	1. 755	118. 822
34	1. 029	120. 466	0. 926	119. 446
35	0. 931	120. 476	0. 607	119. 644
36	0. 833	120. 470	0. 289	119. 842

No.	No. 5		No. 6	
	距離X(m)	標高Y(m)	距離X(m)	標高Y(m)
37	0.722	120.417	0.225	119.859
38	0.683	120.368	-0.243	120.101
39	0.551	120.148	-0.711	120.342
40	0.420	119.929	-1.904	121.043
41	0.393	119.896	-5.007	122.867
42	0.376	119.876	-9.303	125.392
43	0.345	119.857	-10.111	125.732
44	0.289	119.842	-11.896	126.218
45			-13.162	126.486
46			-14.135	126.633
47			-15.936	126.813
48			-17.736	126.992
49			-18.702	127.036

分布荷重データ (地震時)		作用範囲(m)		分布荷重(kN/m ²)		滑動力 加算	抵抗力 加算
荷重名		左側 X1	右側 X2	左側 q1	右側 q2		
荷重		-2.429	1.321	10.00	10.00	○	○

1. 設計条件

(1) 補強斜面の計画安全率

本現場は永久として考え、計画安全率を設定する。

切土補強土工法設計・施工要領では下表のように示されている。

補強斜面の計画安全率

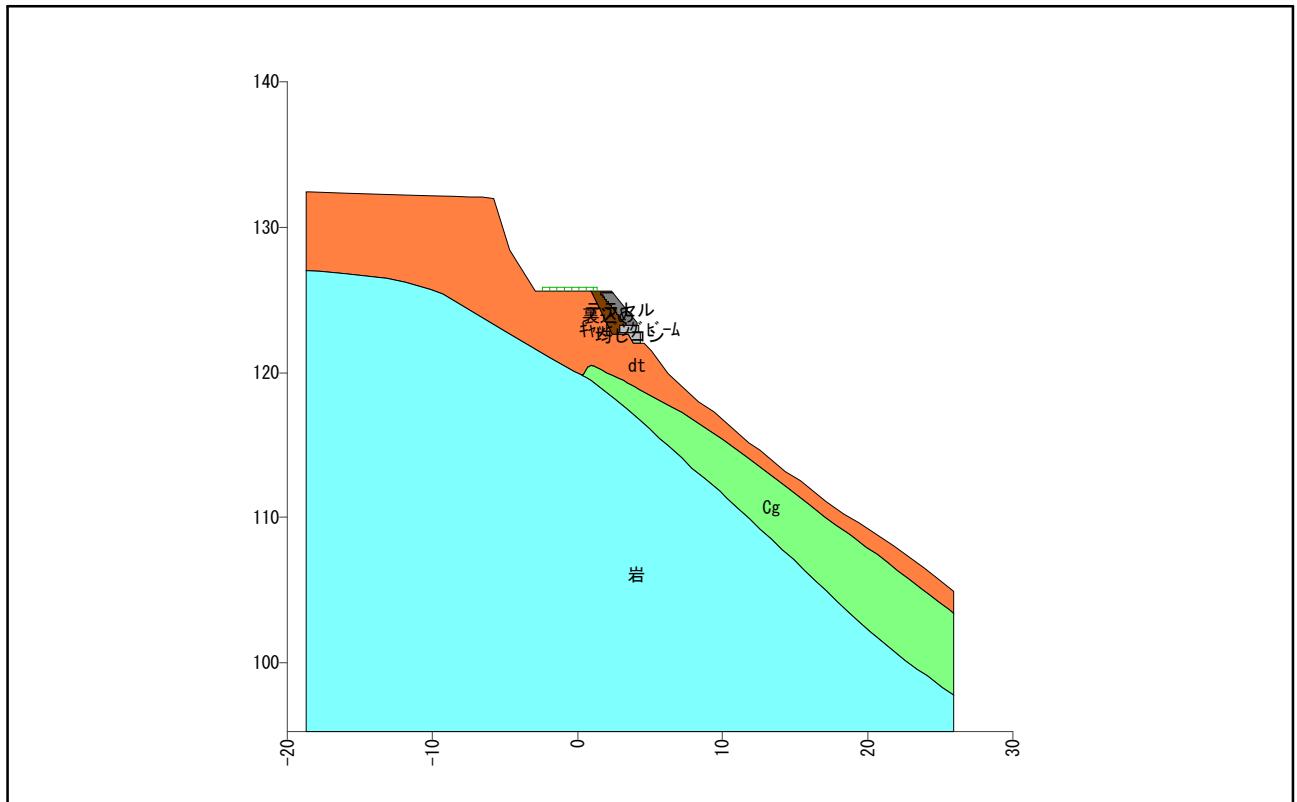
項目	計画安全率
永久(長期)	$F_{sp} \geq 1.20$
仮設(短期)	$F_{sp} \geq 1.05, 1.10$

【切土補強土工法設計・施工要領 P. 31】

地震時の計画安全率は $F_{sp} = 1.000$ とする。

(2) 土質条件

当該斜面の地形、土質の構成と定数は以下の通りである。



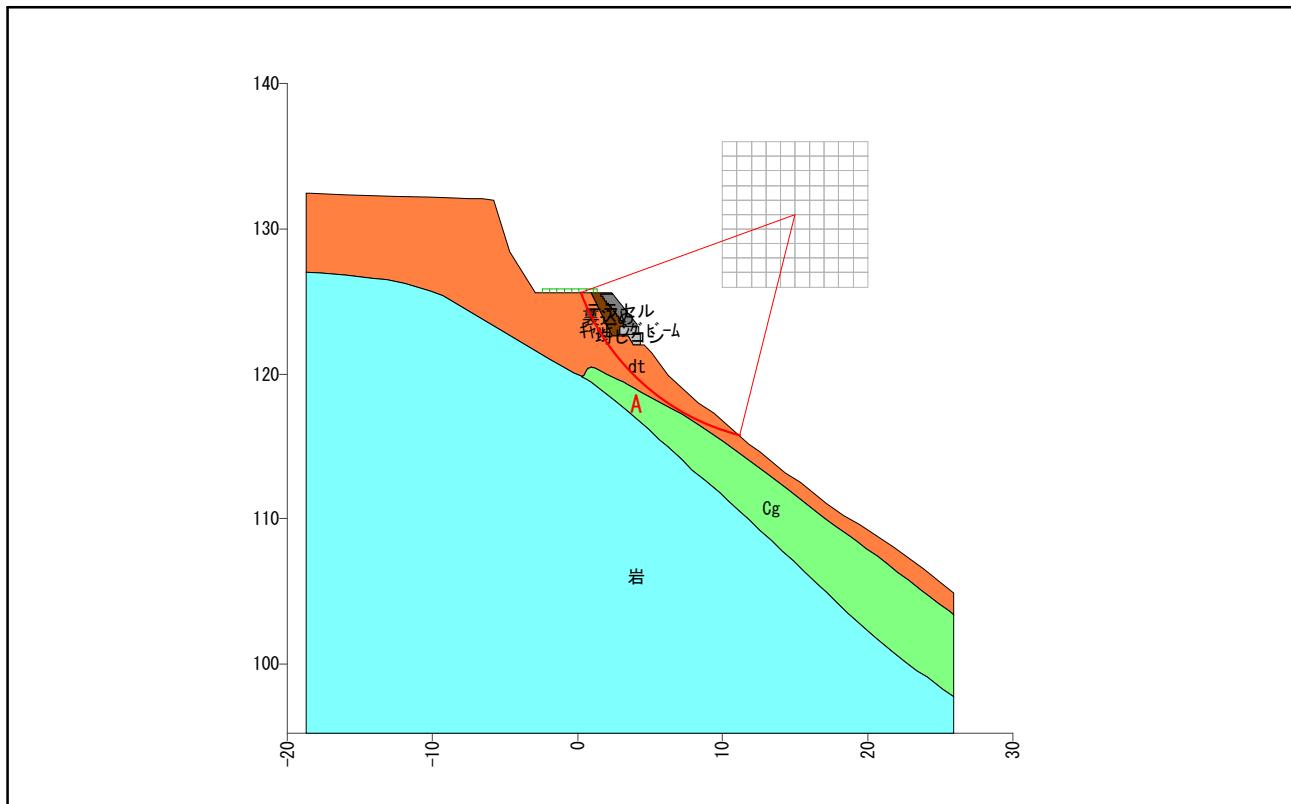
土質定数		地層名	土質名	湿潤重量 γ_t (kN/m ³)	飽和重量 γ_{sat} (kN/m ³)	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角	
No							ϕ (°)	$\tan \phi$
1	テラセル			20.00	20.00	0.00	0.0000	0.000000
2	裏込め			20.00	20.00	0.00	34.0000	0.674509
3	キヤッピングビーム			24.50	24.50	0.00	0.0000	0.000000
4	均しコン			23.00	23.00	0.00	0.0000	0.000000
5	dt			20.00	21.00	7.00	34.0000	0.674509
6	Cg			22.00	22.00	0.00	0.0000	0.000000
7	岩			23.00	23.00	0.00	0.0000	0.000000

※水の単位体積重量 $\gamma_w = 10.00$ (kN/m³)

2. 繰り返し円弧計算

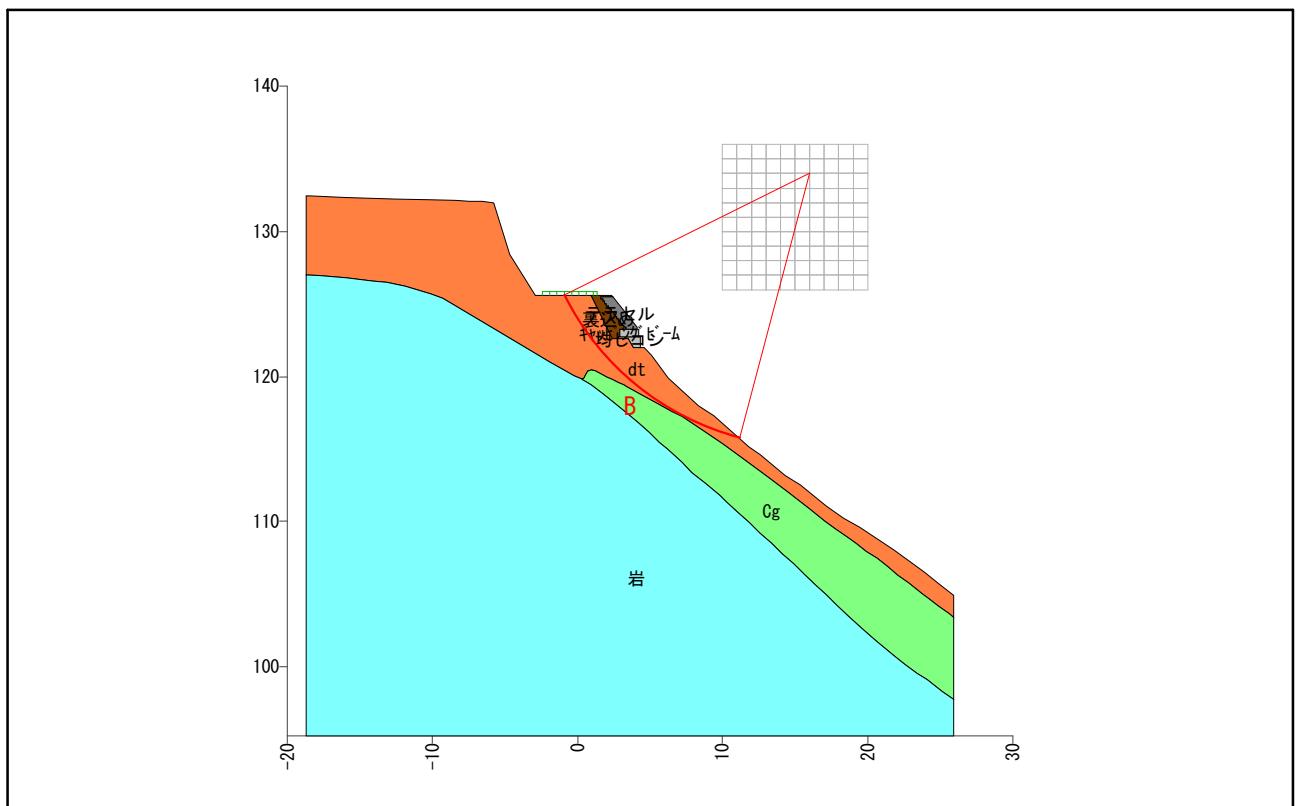
斜面の安定性は繰り返し円弧すべりで検討した結果、以下のすべり面が最も危険と判断できる。

〈円弧A〉



安定計算結果				
	項目	記号	単位	地震時
計算結果	安全率	Fs	—	0.859
	計画安全率	Fsp	—	1.000
	必要抑止力	Pr	kN/m	51.7
円弧	中心座標	X	m	15.000
		Y	m	131.000
	半径	r	m	15.793
計算要素	すべり抵抗力	S	kN/m	314.62
	滑動力	T	kN/m	366.25
	法線力	N	kN/m	305.99
	間隙水圧	U	kN/m	0.00
	すべり面長	l	m	15.464
	面積	A	m ²	23.62
	設計水平震度	Kh	—	0.13

〈円弧B〉



安定計算結果				
	項目	記号	単位	地震時
計算結果	安全率	Fs	—	0.874
	計画安全率	Fsp	—	1.000
	必要抑止力	Pr	kN/m	54.5
円弧	中心座標	X	m	16.000
		Y	m	134.000
	半径	r	m	18.927
計算要素	すべり抵抗力	S	kN/m	378.89
	滑動力	T	kN/m	433.32
	法線力	N	kN/m	394.19
	間隙水圧	U	kN/m	0.00
	すべり面長	l	m	16.145
	面積	A	m ²	28.39
	設計水平震度	Kh	—	0.13

(1) 安定計算式

安定計算は、修正Fellenius法を用いて行う。

基本的に極限つり合い法を用いることとし、所要の計画安全率を確保するものとする。

$$\text{安全率}(F_s) = \frac{\text{すべり抵抗力}(\Sigma S)}{\text{滑動力}(\Sigma T)}$$

計算手法は、「スライス分割法」に基づいて、すべり土塊の断面をいくつかのスライスに分割し、各スライス（分割片）について力のつり合いを考えるものとする。

〈地震時〉

$$F_s = \frac{\sum \{(N - U - Ne) \cdot \tan \phi\} + \sum (C \cdot 1)}{\sum (T + Te)}$$

$$Pr = F_{sp} \cdot \sum (T + Te) - [\sum \{(N - U - Ne) \cdot \tan \phi\} + \sum (C \cdot 1)]$$

ここで、

F_s	: 安全率	
F_{sp}	: 計画安全率	
Pr	: 必要抑止力	(kN/m)
N	: スライスの重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_N$)	(kN/m)
U	: スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$)	(kN/m)
T	: スライスの重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_T$)	(kN/m)
l	: スライスのすべり面長	(m)
b	: スライス幅	(m)
ϕ	: すべり面の内部摩擦角	(°)
C	: すべり面の粘着力	(kN/m²)
W	: スライス重量	(kN/m)
θ	: すべり面傾斜角	(°)
u	: 単位間隙水圧	(kN/m²)
Q_N	: 上載荷重分力(法線方向)	(kN/m)
Q_T	: 上載荷重分力(接線方向)	(kN/m)
Ne	: 鉛直分力慣性力 ($Ne=Kh \cdot W'_{N} \cdot \sin \theta$)	(kN/m)
Te	: 接線分力慣性力	(kN/m)
	直線区間 ($Te=Kh \cdot W'_{T} \cdot \cos \theta$)	
	円弧区間 ($Te=h/r \cdot Kh \cdot W'_{T}$)	
Kh	: 設計水平震度	
r	: すべり円の半径	(m)
h	: スライスの重心とすべり円の中心との鉛直距離	(m)
W'_{N}	: 慣性力(法線)算出用のスライス重量 ($W'_{N}=W+Q_{vN}$)	(kN/m)
W'_{T}	: 慣性力(接線)算出用のスライス重量 ($W'_{T}=W+Q_{vT}$)	(kN/m)
Q_{vN}	: 鉛直荷重分力(法線)	(kN/m)
Q_{vT}	: 鉛直荷重分力(接線)	(kN/m)

(2) 安定性の評価(地震時)

〈円弧A〉

スライス要素の集計表		内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力 C (kN/m²)	すべり面長 l (m)	法線力		間隙水圧 U (kN/m)	滑動力		すべり抵抗力 S (kN/m)
$\tan \phi$	N (kN/m)	Ne (kN/m)	T (kN/m)	Te (kN/m)				T (kN/m)	Te (kN/m)	
34.0000	0.674509	7.00	15.464	348.46	42.47	0.00	326.61	39.64	314.62	

地震時の安全率は次式を用いて計算する。

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\sum \{(N-U-Ne) \cdot \tan \phi\} + \sum (C \cdot l)}{\sum (T+Te)} \\
 &= \frac{(348.46 - 0.00 - 42.47) \times 0.674509 + 7.00 \times 15.464}{326.61 + 39.64} \\
 &= 0.859
 \end{aligned}$$

ここで、

- F_s : 安全率
 N : スライスの重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_N$) (kN/m)
 U : スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$) (kN/m)
 T : スライスの重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_T$) (kN/m)
 l : スライスのすべり面長 (m)
 b : スライス幅 (m)
 ϕ : すべり面の内部摩擦角 (°)
 C : すべり面の粘着力 (kN/m²)
 W : スライス重量 (kN/m)
 θ : すべり面傾斜角 (°)
 u : 単位間隙水圧 (kN/m²)
 Q_N : 上載荷重分力(法線方向) (kN/m)
 Q_T : 上載荷重分力(接線方向) (kN/m)
 Ne : 鉛直分力慣性力 ($Ne=Kh \cdot W_N \cdot \sin \theta$) (kN/m)
 Te : 接線分力慣性力 (kN/m)
 直線区間 ($Te=Kh \cdot W_T \cdot \cos \theta$)
 円弧区間 ($Te=h/r \cdot Kh \cdot W_T$)
 Kh : 設計水平震度
 r : すべり円の半径 (m)
 h : スライスの重心とすべり円の中心との鉛直距離 (m)
 W'_N : 慣性力(法線)算出用のスライス重量 ($W'_N=W+Q_{vN}$) (kN/m)
 W'_T : 慣性力(接線)算出用のスライス重量 ($W'_T=W+Q_{vT}$) (kN/m)
 Q_{vN} : 鉛直荷重分力(法線) (kN/m)
 Q_{vT} : 鉛直荷重分力(接線) (kN/m)

〈円弧B〉

スライス要素の集計表									
内部摩擦角		粘着力 C(kN/m ²)	すべり面長 l(m)	法線力		間隙水圧 U(kN/m)	滑動力		すべり抵抗力 S(kN/m)
ϕ (°)	$\tan \phi$			N(kN/m)	Ne(kN/m)		T(kN/m)	Te(kN/m)	
34.0000	0.674509	7.00	16.145	443.88	49.69	0.00	382.08	51.24	378.89

地震時の安全率は次式を用いて計算する。

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma \{(N - U - Ne) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (C \cdot l)}{\Sigma (T + Te)} \\
 &= \frac{(443.88 - 0.00 - 49.69) \times 0.674509 + 7.00 \times 16.145}{382.08 + 51.24} \\
 &= 0.874
 \end{aligned}$$

ここで、

- F_s : 安全率
- N : スライスの重力による法線力 ($N = W \cdot \cos \theta + Q_N$) (kN/m)
- U : スライスに働く間隙水圧 ($U = u \cdot b \cdot \cos \theta$) (kN/m)
- T : スライスの重力による接線力 ($T = W \cdot \sin \theta + Q_T$) (kN/m)
- l : スライスのすべり面長 (m)
- b : スライス幅 (m)
- ϕ : すべり面の内部摩擦角 (°)
- C : すべり面の粘着力 (kN/m²)
- W : スライス重量 (kN/m)
- θ : すべり面傾斜角 (°)
- u : 単位間隙水圧 (kN/m²)
- Q_N : 上載荷重分力(法線方向) (kN/m)
- Q_T : 上載荷重分力(接線方向) (kN/m)
- Ne : 鉛直分力慣性力 ($Ne = Kh \cdot W'_{N} \cdot \sin \theta$) (kN/m)
- Te : 接線分力慣性力 (kN/m)
 - 直線区間 ($Te = Kh \cdot W'_{T} \cdot \cos \theta$)
 - 円弧区間 ($Te = h/r \cdot Kh \cdot W'_{T}$)
- Kh : 設計水平震度
- r : すべり円の半径 (m)
- h : スライスの重心とすべり円の中心との鉛直距離 (m)
- W'_{N} : 慣性力(法線)算出用のスライス重量 ($W'_{N} = W + Q_{vN}$) (kN/m)
- W'_{T} : 慣性力(接線)算出用のスライス重量 ($W'_{T} = W + Q_{vT}$) (kN/m)
- Q_{vN} : 鉛直荷重分力(法線) (kN/m)
- Q_{vT} : 鉛直荷重分力(接線) (kN/m)

(3) 必要抑止力の計算(地震時)

計画安全率 $F_{sp} = 1.000$ を満足する必要抑止力を計算する。

〈円弧A〉

$$\begin{aligned} Pr &= F_{sp} \cdot \Sigma (T + Te) - [\Sigma \{(N - U - Ne) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (C \cdot 1)] \\ &= 1.000 \times (326.61 + 39.64) \\ &\quad - \{(348.46 - 0.00 - 42.47) \times 0.674509 + 7.00 \times 15.464\} \\ &= 51.7 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここで、

F_{sp}	: 計画安全率	
Pr	: 必要抑止力	(kN/m)
N	: スライスの重力による法線力 ($N = W \cdot \cos \theta + Q_N$)	(kN/m)
U	: スライスに働く間隙水圧 ($U = u \cdot b \cdot \cos \theta$)	(kN/m)
T	: スライスの重力による接線力 ($T = W \cdot \sin \theta + Q_T$)	(kN/m)
l	: スライスのすべり面長	(m)
b	: スライス幅	(m)
ϕ	: すべり面の内部摩擦角	(°)
C	: すべり面の粘着力	(kN/m²)
W	: スライス重量	(kN/m)
θ	: すべり面傾斜角	(°)
u	: 単位間隙水圧	(kN/m²)
Q_N	: 上載荷重分力(法線方向)	(kN/m)
Q_T	: 上載荷重分力(接線方向)	(kN/m)
Ne	: 鉛直分力慣性力 ($Ne = Kh \cdot W'_{N} \cdot \sin \theta$)	(kN/m)
Te	: 接線分力慣性力	(kN/m)
	直線区間 ($Te = Kh \cdot W'_{T} \cdot \cos \theta$)	
	円弧区間 ($Te = h/r \cdot Kh \cdot W'_{T}$)	
Kh	: 設計水平震度	
r	: すべり円の半径	(m)
h	: スライスの重心とすべり円の中心との鉛直距離	(m)
W'_{N}	: 慣性力(法線)算出用のスライス重量 ($W'_{N} = W + Q_{vN}$)	(kN/m)
W'_{T}	: 慣性力(接線)算出用のスライス重量 ($W'_{T} = W + Q_{vT}$)	(kN/m)
Q_{vN}	: 鉛直荷重分力(法線)	(kN/m)
Q_{vT}	: 鉛直荷重分力(接線)	(kN/m)

〈円弧B〉

$$\begin{aligned}
 Pr &= F_{sp} \cdot \Sigma (T+Te) - [\Sigma \{(N-U-Ne) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (C \cdot 1)] \\
 &= 1.000 \times (-382.08 + 51.24) \\
 &\quad - \{(-443.88 - 0.00 - 49.69) \times 0.674509 + 7.00 \times 16.145\} \\
 &= 54.5 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

ここで、

F_{sp}	: 計画安全率	
Pr	: 必要抑止力	(kN/m)
N	: スライスの重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_N$)	(kN/m)
U	: スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$)	(kN/m)
T	: スライスの重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_T$)	(kN/m)
l	: スライスのすべり面長	(m)
b	: スライス幅	(m)
ϕ	: すべり面の内部摩擦角	(°)
C	: すべり面の粘着力	(kN/m²)
W	: スライス重量	(kN/m)
θ	: すべり面傾斜角	(°)
u	: 単位間隙水圧	(kN/m²)
Q_N	: 上載荷重分力(法線方向)	(kN/m)
Q_T	: 上載荷重分力(接線方向)	(kN/m)
Ne	: 鉛直分力慣性力 ($Ne=Kh \cdot W'_N \cdot \sin \theta$)	(kN/m)
Te	: 接線分力慣性力 直線区間 ($Te=Kh \cdot W'_T \cdot \cos \theta$) 円弧区間 ($Te=h/r \cdot Kh \cdot W'_T$)	(kN/m)
Kh	: 設計水平震度	
r	: すべり円の半径	(m)
h	: スライスの重心とすべり円の中心との鉛直距離	(m)
W'_N	: 慣性力(法線)算出用のスライス重量 ($W'_N=W+Q_{vN}$)	(kN/m)
W'_T	: 慣性力(接線)算出用のスライス重量 ($W'_T=W+Q_{vT}$)	(kN/m)
Q_{vN}	: 鉛直荷重分力(法線)	(kN/m)
Q_{vT}	: 鉛直荷重分力(接線)	(kN/m)

繰り返し円弧計算条件

1. 円弧条件

中心の変化範囲

X座標 : 10.000～ 20.000(m) ピッチ : 1.000(m)

Y座標 : 126.000～ 136.000(m) ピッチ : 1.000(m)

2次追跡 : なし

地表からの深度の変化範囲

深度 : 1.000～ 20.000(m) ピッチ : 0.500(m)

2. 通過線 (条件: 1本でも通過したすべりを採用)

線番号	No.	X座標(m)	Y座標(m)
No. 1	1	-2.929	125.603
	2	2.900	123.250

3. 不通過層名

テラセル、キャッピングビーム、均しコン、Cg、岩

4. 有効範囲

X座標 : -2.929 ～ (m)

5. 計算条件

計画安全率(地震時) F_{sp} = 1.000

設計水平震度 K_h = 0.13

計算式 修正Fellenius法

すべり面強度 地層値

6. 出力条件

安全率 F_s … 全て出力

抑止力 P_r (kN/m) … 全て出力

滑動力 T (kN/m) … 全て出力

深度 (m) … 全て出力

繰り返し円弧計算結果一覧（地震時）

No.	円弧条件				すべり抵抗力 S(kN/m)	滑動力 T(kN/m)	安全率 Fs	抑止力 Pr(kN/m)				
	登 録	中心座標		半径 r(m)								
		X(m)	Y(m)									
1	A	15.000	131.000	15.793	2.500	314.62	366.25	0.859	51.7			
2		14.000	130.000	14.400	2.500	304.81	354.20	0.860	49.4			
3	B	16.000	134.000	18.927	3.000	378.89	433.32	0.874	※ 54.5			
4		13.000	129.000	13.012	2.500	295.05	341.46	0.864	46.5			
5		15.000	133.000	17.521	3.000	369.20	421.69	0.875	52.5			
6		14.000	132.000	16.116	3.000	358.71	408.89	0.877	50.2			
7		12.000	128.000	11.632	2.500	285.52	328.28	0.869	42.8			
8		18.000	135.000	20.613	2.500	322.59	369.94	0.872	47.4			
9		17.000	134.000	19.208	2.500	314.62	361.32	0.870	46.7			
10		15.000	132.000	16.397	2.500	297.27	342.44	0.868	45.2			
11		16.000	133.000	17.802	2.500	306.17	352.07	0.869	45.9			
12		19.000	136.000	22.019	2.500	330.11	377.72	0.873	47.7			
13		13.000	131.000	14.710	3.000	347.23	394.72	0.879	47.5			
14		14.000	131.000	14.993	2.500	287.68	331.49	0.867	43.9			
15		12.000	127.000	10.655	2.000	223.93	264.14	0.847	40.3			
16		13.000	130.000	13.591	2.500	277.60	319.38	0.869	41.8			
17		13.000	128.000	12.000	2.000	231.79	271.48	0.853	39.7			
18		12.000	130.000	13.304	3.000	335.03	379.02	0.883	44.0			
19		12.000	129.000	12.190	2.500	266.70	306.30	0.870	39.6			
20		14.000	129.000	13.362	2.000	242.03	280.23	0.863	38.2			
21		11.000	127.000	10.265	2.500	276.05	313.16	0.881	37.2			
22		11.000	129.000	11.899	3.000	322.21	362.20	0.889	40.0			
23		11.000	128.000	10.795	2.500	255.48	291.85	0.875	36.4			
24		10.000	127.000	9.907	3.000	320.59	357.86	0.895	37.3			
25		17.000	136.000	20.957	3.000	366.82	412.41	0.889	45.6			
26		16.000	135.000	19.552	3.000	359.11	403.64	0.889	44.6			
27		11.000	127.000	9.765	2.000	192.29	226.17	0.850	33.9			
28		15.000	134.000	18.146	3.000	350.65	393.43	0.891	42.8			
29		14.000	132.000	15.616	2.500	274.31	311.75	0.879	37.5			
30		15.000	133.000	17.021	2.500	282.27	320.13	0.881	37.9			
31		16.000	134.000	18.427	2.500	289.68	327.91	0.883	38.3			
32		15.000	130.000	14.736	2.000	252.77	287.08	0.880	34.4			
33		12.000	130.000	12.804	2.500	254.79	290.10	0.878	35.4			
34		17.000	135.000	19.832	2.500	296.94	335.52	0.885	38.6			
35		13.000	131.000	14.210	2.500	265.02	301.03	0.880	36.1			
36		14.000	133.000	16.740	3.000	341.67	382.66	0.892	41.0			

※は最小安全率、最大抑止力を表す。

No.	円弧条件				すべり抵抗力 S (kN/m)	滑動力 T (kN/m)	安全率 Fs	抑止力 Pr (kN/m)	
	登録	中心座標 X (m)	Y (m)	半径 r (m)					
37		12.000	130.000	11.804	1.500	100.85	133.25	0.756	32.4
38		18.000	136.000	21.238	2.500	303.62	342.45	0.886	38.9
39		13.000	131.000	13.210	1.500	104.61	137.14	0.762	32.6
40		17.000	132.000	17.505	2.000	266.17	300.77	0.884	34.6
41		10.000	128.000	10.494	3.000	307.42	342.59	0.897	35.2
42		10.000	126.000	8.919	2.500	264.95	296.56	0.893	31.7
43		11.000	129.000	10.399	1.500	96.36	128.03	0.752	31.7
44		12.000	128.000	11.132	2.000	203.68	235.51	0.864	31.9
45		11.000	129.000	11.399	2.500	244.13	277.92	0.878	33.8
46		16.000	131.000	16.117	2.000	259.97	293.98	0.884	34.1
47		14.000	131.000	13.993	1.500	117.44	149.21	0.787	31.8
48		10.000	127.000	9.407	2.500	243.23	274.73	0.885	31.5
49		15.000	132.000	15.397	1.500	121.31	153.05	0.792	31.8
50		18.000	133.000	18.897	2.000	272.20	306.73	0.887	34.6
51		13.000	130.000	12.591	1.500	112.95	144.06	0.784	31.2
52		16.000	133.000	16.802	1.500	125.25	156.86	0.798	31.7
53		13.000	132.000	15.335	3.000	331.97	370.64	0.895	38.7
54		11.000	128.000	9.795	1.500	103.77	133.79	0.775	30.1
55		12.000	129.000	11.190	1.500	108.28	138.63	0.781	30.4
56		10.000	128.000	8.994	1.500	91.71	121.90	0.752	30.2
57		10.000	129.000	9.618	1.500	88.52	118.66	※ 0.745	30.2
58		16.000	136.000	20.676	3.500	430.95	475.72	0.905	44.8
59		19.000	134.000	20.292	2.000	279.65	312.66	0.894	33.1
60		12.000	131.000	13.929	3.000	321.63	357.78	0.898	36.2
61		14.000	130.000	13.400	1.500	131.09	160.03	0.819	29.0
62		10.000	128.000	9.994	2.500	233.06	263.13	0.885	30.1
63		13.000	129.000	12.512	2.000	216.11	245.37	0.880	29.3
64		10.000	127.000	8.907	2.000	169.01	196.12	0.861	27.2
65		15.000	131.000	14.793	1.500	136.07	164.06	0.829	28.0
66		11.000	130.000	12.524	3.000	310.27	343.93	0.902	33.7
67		14.000	130.000	13.900	2.000	225.21	253.89	0.887	28.7
68		15.000	131.000	15.293	2.000	232.49	261.76	0.888	29.3
69		15.000	135.000	19.271	3.500	421.58	463.48	0.909	41.9
70		16.000	132.000	16.690	2.000	239.30	268.67	0.890	29.4
71		20.000	135.000	21.690	2.000	287.69	318.86	0.902	31.2
72		16.000	132.000	16.190	1.500	141.07	168.63	0.836	27.6
73		17.000	132.000	17.005	1.500	163.54	191.38	0.854	27.9
74		18.000	133.000	18.397	1.500	167.47	195.31	0.857	27.9

※は最小安全率、最大抑止力を表す。

No.	円弧条件				すべり抵抗力 S (kN/m)	滑動力 T (kN/m)	安全率 Fs	抑止力 Pr (kN/m)	
	登録	中心座標 X (m)	Y (m)	半径 r (m)					
75		17.000	133.000	17.590	1.500	145.47	172.76	0.842	27.3
76		20.000	134.000	20.610	1.500	197.86	226.46	0.873	28.6
77		17.000	133.000	18.090	2.000	245.88	275.12	0.893	29.3
78		11.000	128.000	10.295	2.000	182.32	208.25	0.875	26.0
79		18.000	134.000	19.493	2.000	252.80	282.12	0.896	29.4
80		13.000	132.000	14.835	2.500	250.64	281.18	0.891	30.6
81		19.000	134.000	19.792	1.500	171.11	198.32	0.862	27.3
82		12.000	131.000	13.429	2.500	242.89	272.68	0.890	29.8
83		19.000	135.000	20.896	2.000	258.76	287.82	0.899	29.1
84		18.000	134.000	18.993	1.500	149.77	176.32	0.849	26.6
85		14.000	133.000	16.240	2.500	258.35	288.77	0.894	30.5
86		12.000	129.000	11.690	2.000	193.39	218.82	0.883	25.5
87		20.000	135.000	21.190	1.500	175.00	201.64	0.867	26.7
88		14.000	134.000	17.865	3.500	412.08	450.90	0.913	38.9
89		20.000	136.000	22.300	2.000	264.54	293.16	0.902	28.7
90		15.000	134.000	17.646	2.500	266.18	296.62	0.897	30.5
91		13.000	130.000	13.091	2.000	201.97	227.55	0.887	25.6
92		11.000	130.000	12.024	2.500	235.46	263.52	0.893	28.1
93		10.000	129.000	11.118	3.000	297.49	326.96	0.909	29.5
94		16.000	135.000	19.052	2.500	272.75	303.23	0.899	30.5
95		17.000	136.000	20.457	2.500	278.62	309.19	0.901	30.6
96		16.000	136.000	20.176	3.000	338.11	372.48	0.907	34.4
97		14.000	131.000	14.493	2.000	210.41	235.52	0.893	25.2
98		15.000	132.000	15.897	2.000	217.65	243.21	0.894	25.6
99		15.000	135.000	18.771	3.000	330.77	363.68	0.909	33.0
100		16.000	133.000	17.302	2.000	224.21	249.56	0.898	25.4
101		12.000	130.000	12.304	2.000	184.50	208.04	0.886	23.6
102		14.000	132.000	14.616	1.500	117.27	140.45	0.834	23.2
103		13.000	131.000	13.710	2.000	191.06	215.00	0.888	24.0
104		10.000	129.000	10.618	2.500	226.55	251.61	0.900	25.1
105		19.000	135.000	20.396	1.500	156.28	179.75	0.869	23.5
106		17.000	134.000	18.708	2.000	230.55	255.57	0.902	25.1
107		14.000	134.000	17.365	3.000	323.23	354.65	0.911	31.5
108		14.000	132.000	15.116	2.000	197.04	220.79	0.892	23.8
109		13.000	133.000	16.460	3.500	401.34	436.24	0.919	34.9
110		11.000	130.000	11.024	1.500	101.78	124.26	0.819	22.5
111		11.000	129.000	10.899	2.000	177.12	199.17	0.889	22.1
112		13.000	133.000	15.960	3.000	314.24	344.15	0.913	30.0

※は最小安全率、最大抑止力を表す。

No.	円弧条件				すべり抵抗力 S (kN/m)	滑動力 T (kN/m)	安全率 Fs	抑止力 Pr (kN/m)
	登録	中心座標 X (m)	Y (m)	半径 r (m)				
113		18.000	135.000	20.113	2.000	236.38	260.54	0.907
114		17.000	134.000	18.208	1.500	137.19	158.49	0.865
115		12.000	132.000	14.554	3.000	305.44	333.90	0.914
116		15.000	133.000	16.021	1.500	122.74	143.84	0.853
117		10.000	128.000	9.494	2.000	169.58	189.68	0.894
118		15.000	133.000	16.521	2.000	203.47	225.80	0.901
119		10.000	129.000	11.618	3.500	379.58	407.93	0.930
120		19.000	136.000	21.519	2.000	241.79	265.25	0.911
121		12.000	131.000	12.429	1.500	105.99	126.48	0.837
122		12.000	132.000	15.054	3.500	390.44	421.08	0.927
123		14.000	134.000	16.865	2.500	242.65	266.87	0.909
124		15.000	135.000	18.271	2.500	247.57	272.04	0.910
125		16.000	134.000	17.927	2.000	209.58	230.52	0.909
126		16.000	134.000	17.427	1.500	126.61	145.93	0.867
127		11.000	131.000	13.148	3.000	296.68	322.08	0.921
128		13.000	133.000	15.460	2.500	236.92	260.21	0.910
129		16.000	136.000	19.676	2.500	253.39	277.37	0.913
130		12.000	131.000	12.929	2.000	176.32	195.38	0.902
131		12.000	132.000	14.054	2.500	231.05	253.03	0.913
132		18.000	135.000	19.613	1.500	144.18	161.98	0.890
133		11.000	130.000	11.524	2.000	170.65	188.95	0.903
134		13.000	132.000	14.335	2.000	181.25	200.28	0.904
135		17.000	135.000	19.332	2.000	215.50	235.23	0.916
136		10.000	129.000	10.118	2.000	164.75	182.29	0.903
137		17.000	135.000	18.832	1.500	129.81	147.34	0.881
138		20.000	136.000	21.800	1.500	164.85	182.49	0.903
139		14.000	133.000	15.740	2.000	185.79	204.66	0.907
140		11.000	131.000	12.648	2.500	225.31	245.74	0.916
141		15.000	136.000	19.897	3.500	397.93	428.72	0.928
142		15.000	134.000	17.146	2.000	189.87	208.46	0.910
143		18.000	136.000	20.738	2.000	220.27	239.11	0.921
144		11.000	131.000	13.648	3.500	378.28	404.72	0.934
145		16.000	135.000	18.552	2.000	193.78	211.95	0.914
146		18.000	136.000	20.238	1.500	132.46	148.64	0.891
147		10.000	130.000	11.743	3.000	287.51	308.59	0.931
148		17.000	136.000	19.957	2.000	197.15	214.60	0.918
149		15.000	136.000	19.397	3.000	309.41	333.78	0.926
150		10.000	130.000	11.243	2.500	218.47	236.43	0.924

※は最小安全率、最大抑止力を表す。

No.	円弧条件				すべり抵抗力 S (kN/m)	滑動力 T (kN/m)	安全率 Fs	抑止力 Pr (kN/m)
	登録	中心座標 X (m)	Y (m)	半径 r (m)				
151		14.000	135.000	17.990	3.000	302.33	325.67	0.928
152		19.000	136.000	21.019	1.500	150.04	164.67	0.911
153		14.000	135.000	18.490	3.500	389.30	417.06	0.933
154		13.000	134.000	16.584	3.000	295.82	317.52	0.931
155		12.000	132.000	13.554	2.000	166.92	180.75	0.923
156		13.000	133.000	14.960	2.000	170.48	184.40	0.924
157		10.000	130.000	12.243	3.500	365.62	386.47	0.946
158		13.000	134.000	17.084	3.500	380.14	404.70	0.939
159		11.000	131.000	12.148	2.000	162.60	175.84	0.924
160		14.000	134.000	16.365	2.000	174.08	188.02	0.925
161		15.000	136.000	18.897	2.500	231.06	247.93	0.931
162		10.000	130.000	10.743	2.000	158.40	170.70	0.927
163		15.000	135.000	17.771	2.000	177.31	190.70	0.929
164		12.000	133.000	15.179	3.000	289.50	308.55	0.938
165		14.000	135.000	17.490	2.500	226.97	243.06	0.933
166		16.000	136.000	19.176	2.000	180.35	193.53	0.931
167		13.000	134.000	16.084	2.500	222.95	238.29	0.935
168		12.000	133.000	15.679	3.500	370.63	391.98	0.945
169		12.000	133.000	14.679	2.500	218.27	232.31	0.939
170		11.000	132.000	13.773	3.000	282.77	298.62	0.946
171		11.000	132.000	13.273	2.500	213.55	225.75	0.945
172		14.000	135.000	16.990	2.000	161.48	170.26	0.948
173		11.000	132.000	14.273	3.500	360.42	377.79	0.954
174		10.000	131.000	11.868	2.500	208.61	218.84	0.953
175		15.000	136.000	18.397	2.000	163.67	172.38	0.949
176		13.000	134.000	15.584	2.000	159.32	167.74	0.949
177		14.000	136.000	18.636	3.000	285.60	300.20	0.951
178		12.000	133.000	14.179	2.000	157.51	165.20	0.953
179		10.000	131.000	12.368	3.000	275.21	287.10	0.958
180		14.000	136.000	19.136	3.500	369.00	387.08	0.953
181		11.000	132.000	12.773	2.000	155.13	161.49	0.960
182		14.000	136.000	18.136	2.500	213.53	222.53	0.959
183		13.000	135.000	17.225	3.000	279.78	292.04	0.958
184		10.000	131.000	11.368	2.000	152.29	157.31	0.968
185		13.000	135.000	16.725	2.500	209.66	217.59	0.963
186		13.000	135.000	17.725	3.500	358.99	374.25	0.959
187		12.000	134.000	15.814	3.000	273.93	283.66	0.965
188		10.000	131.000	12.868	3.500	350.30	361.64	0.968

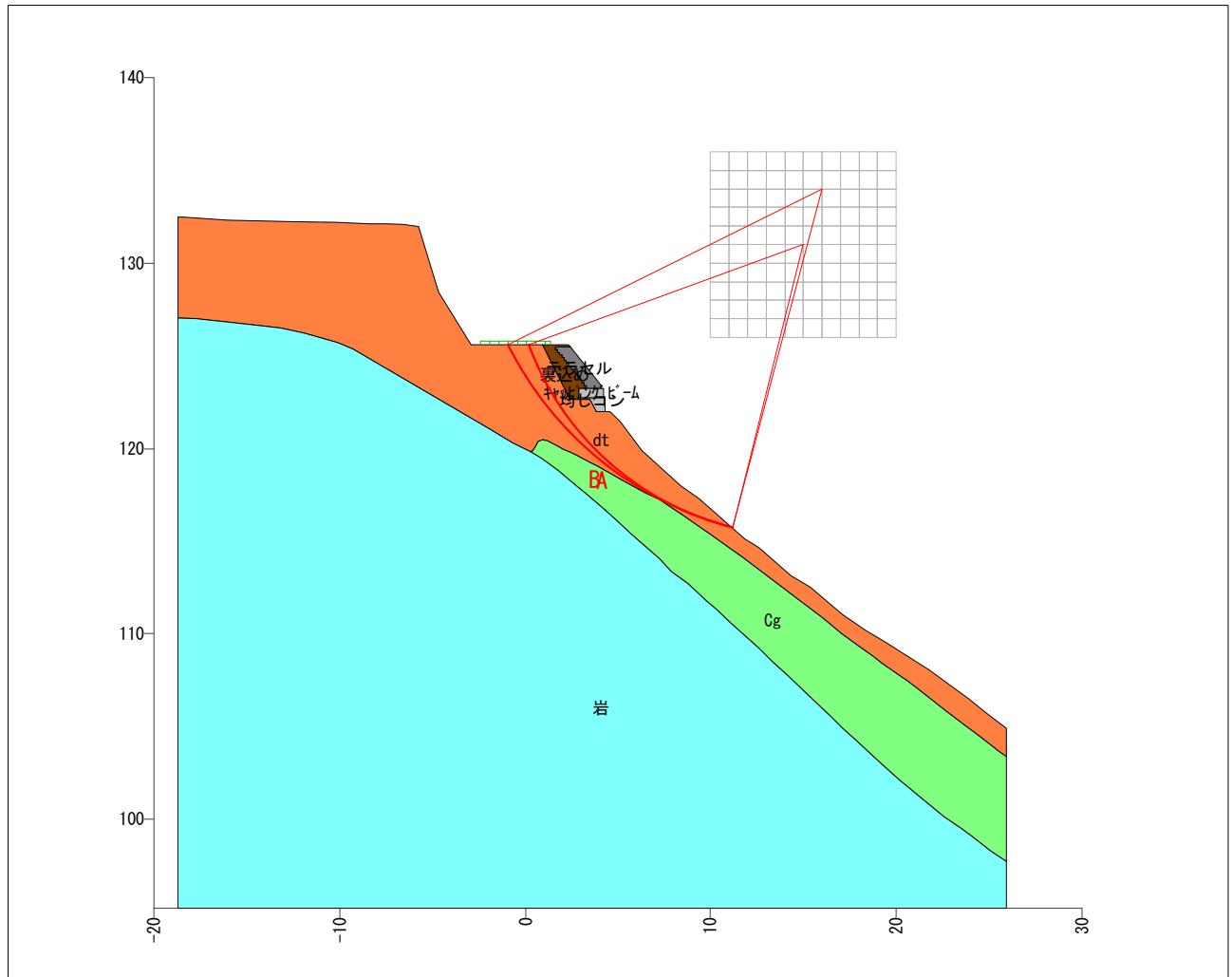
※は最小安全率、最大抑止力を表す。

No.	円弧条件				すべり抵抗力 S (kN/m)	滑動力 T (kN/m)	安全率 Fs	抑止力 Pr (kN/m)	
	登録	中心座標 X (m)	Y (m)	半径 r (m)					
189		12.000	134.000	15.314	2.500	205.19	211.61	0.969	6.5
190		14.000	136.000	17.636	2.000	151.50	155.51	0.974	4.1
191		13.000	135.000	16.225	2.000	149.67	152.81	0.979	3.2
192		11.000	133.000	13.904	2.500	201.17	205.77	0.977	4.6
193		14.000	136.000	19.636	4.000	461.03	479.24	0.962	18.3
194		12.000	134.000	16.314	3.500	350.82	362.34	0.968	11.6
195		12.000	134.000	14.814	2.000	147.42	149.42	0.986	2.0
196		11.000	133.000	14.404	3.000	267.27	273.87	0.975	6.6
197		11.000	132.000	14.773	4.000	448.49	462.20	0.970	13.8
198		11.000	133.000	13.404	2.000	145.24	146.13	0.993	0.9
199		10.000	132.000	12.494	2.500	198.06	199.74	0.991	1.7
200		10.000	132.000	11.994	2.000	142.64	141.84	1.005	-0.8
201		13.000	136.000	16.904	2.000	141.54	140.81	1.005	-0.7
202		13.000	135.000	18.225	4.000	450.25	463.73	0.970	13.5
203		13.000	136.000	17.404	2.500	200.76	202.17	0.993	1.5
204		10.000	132.000	12.994	3.000	261.32	264.15	0.989	2.9
205		11.000	133.000	14.904	3.500	342.44	349.31	0.980	6.9
206		12.000	135.000	15.490	2.000	139.15	137.34	1.013	-1.8
207		13.000	136.000	17.904	3.000	268.21	272.05	0.985	3.9
208		11.000	134.000	14.076	2.000	136.28	133.27	1.022	-3.0
209		12.000	135.000	15.990	2.500	197.65	196.51	1.005	-1.1
210		10.000	131.000	13.368	4.000	434.99	441.87	0.984	6.9
211		13.000	136.000	18.404	3.500	345.64	351.28	0.983	5.7
212		10.000	133.000	12.662	2.000	133.04	128.38	1.036	-4.6
213		12.000	135.000	16.490	3.000	262.34	263.32	0.996	1.0
214		12.000	134.000	16.814	4.000	438.13	446.85	0.980	8.8
215		11.000	134.000	14.576	2.500	194.38	190.53	1.020	-3.8
216		10.000	132.000	13.494	3.500	333.57	334.88	0.996	1.4
217		11.000	134.000	15.076	3.000	256.58	254.41	1.008	-2.1
218		12.000	135.000	16.990	3.500	337.68	339.02	0.996	1.4
219		11.000	133.000	15.404	4.000	426.55	430.08	0.991	3.6
220		10.000	133.000	13.162	2.500	190.44	183.40	1.038	-7.0
221		10.000	133.000	13.662	3.000	250.73	244.72	1.024	-6.0
222		12.000	136.000	16.705	2.500	193.05	184.34	1.047	-8.7
223		11.000	134.000	15.576	3.500	329.89	326.57	1.010	-3.3
224		13.000	136.000	18.904	4.000	432.35	434.46	0.995	2.2
225		12.000	136.000	17.205	3.000	255.71	248.78	1.027	-6.9
226		11.000	135.000	15.292	2.500	189.75	178.12	1.065	-11.6

※は最小安全率、最大抑止力を表す。

No.	円弧条件				すべり抵抗力 S (kN/m)	滑動力 T (kN/m)	安全率 Fs	抑止力 Pr (kN/m)
	登録	中心座標		半径 r (m)	最大深度 (m)			
X (m)	Y (m)							
227		10.000	132.000	13.994	4.000	414.97	411.87	1.007
228		12.000	135.000	17.490	4.000	421.20	418.92	1.005
229		11.000	135.000	15.792	3.000	250.10	239.46	1.044
230		10.000	133.000	14.162	3.500	320.99	312.16	1.028
231		10.000	134.000	13.879	2.500	186.15	171.16	1.087
232		12.000	136.000	17.705	3.500	329.35	321.03	1.025
233		10.000	134.000	14.379	3.000	245.83	230.38	1.067
234		11.000	134.000	16.076	4.000	410.56	402.44	1.020
235		11.000	136.000	16.043	2.500	187.63	168.93	1.110
236		11.000	135.000	16.292	3.500	321.91	308.81	1.042
237		10.000	135.000	14.636	2.500	184.82	162.79	1.135
238		11.000	136.000	16.543	3.000	247.46	228.02	1.085
239		10.000	133.000	14.662	4.000	399.85	384.69	1.039
240		10.000	134.000	14.879	3.500	314.65	296.09	1.062
241		10.000	135.000	15.136	3.000	243.96	219.65	1.110
242		10.000	136.000	15.425	2.500	184.65	155.86	1.184
243		11.000	136.000	17.043	3.500	316.90	293.85	1.078
244		11.000	135.000	16.792	4.000	400.49	380.27	1.053
245		10.000	135.000	15.636	3.500	310.64	281.99	1.101
246		10.000	136.000	15.925	3.000	244.28	211.22	1.156
247		10.000	134.000	15.379	4.000	390.97	363.51	1.075
248		10.000	136.000	16.425	3.500	310.12	270.54	1.146

※は最小安全率、最大抑止力を表す。



解析断面図(地震時)