

補強土壁設計計算書

設計条件

(1) 擁壁諸元

- 補強土壁の形式 : ジオテキスタイル
- 基礎の形式 : 直接基礎

(2) 荷重条件

- 載荷重 : $q = 10.0 \text{ KN/m}^2$ (車道)
- 裏込土 : C2
せん断抵抗角 $\phi = 30^\circ$
単位体積重量 $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$

表 2-1 裏込土の種類及び壁面摩擦角

裏込め土の種類	標準設計での呼称	内部摩擦角 ϕ (度)	単位体積重量 γ_s (kN/m ³)
礫質土	C1	35	20
砂質土	C2	30	19
粘性土 (ただし、 $W_t < 50\%$)	C3	25	18

「近畿地整 設計便覧(案)第3編 P3-7」

- 地震の影響 : 重要度区分 B 種、レベル 1 地震動
- 水位 : なし
- 衝突荷重 : なし

(3) 地盤条件

設計に用いる地盤定数は、「平成 24 年度 紀の里地区(粉河工区)地質調査その 1 業務」を基に見直しを行ない当該設計用として設定した。

表 2-2 設計地盤定数

地層名称	地質記号	設計 N 値	γ (kN/m ³)	C (kN/m ²)	ϕ (°)	E _o (kN/m ²)	許容支持力度 常時(kN/m ²)
崖錐性堆積物(盛土層含む)	T1	8.0	18.0	-	29	5,600	-
DL 級岩盤(DH, CL, CM 挟在)	DL	21.0	19.0	41	36	20,000	300 (密でない砂礫)
DH 級以上の岩盤	DH~	109.0	21.0	70	39	60,000	300 (軟岩・土丹)

● 地盤種別

耐震設計上の地盤種別は、地盤の特性値 T_G により区別し下表によるものとする。地表面が基盤面と一致する場合は I 種地盤とする。

地盤の特性値 T_G は、次式によって算出するものとする。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

ここに、 T_G : 地盤の特性値 (s)

H_i : i 番目の地層の厚さ (m)

V_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

値は式によるものとする。

粘性土層の場合 $V_{si} = 100 N_i^{1/3}$ ($1 \leq N_i \leq 25$)

砂質土層の場合 $V_{si} = 80 N_i^{1/3}$ ($1 \leq N_i \leq 50$)

N_i : 標準貫入試験による i 番目の地層の平均 N 値

i : 当該地盤が地表面から基盤面まで n 層に区分されるときに地表面から i 番目の地層の番号

ここでの基盤面とは、粘性土層の場合は N 値が 25 以上、砂質土層の場合は N 値が 50 以上の地層の上面、若しくはせん断弾性波速度が 300m/s 程度以上の地層の上面をいう。

表-9.1.18 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 T_G (s)
I 種	$T_G < 0.2$
II 種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
III 種	$0.6 \leq T_G$

「土地改良事業計画設計基準 設計「農道」 P548」

(4)補強土壁の要求性能確認

壁高が 8.0m以上であるため、地震時の検討を行ない、その性能を確認する。

- 性能1 : 想定する作用によって擁壁としての健全性を損なわない性能
- 性能2 : 想定する作用による損傷が限定的なものにとどまり、擁壁としての機能の回復が速やかに行ない得る性能
- 性能3 : 想定する作用による損傷が擁壁として致命的とならない性能

「道路土工 擁壁工指針(H24 P42)」

● 重要度

家屋に接近しているが、各性能は致命的とならない性能を有していることから、重要度区分は下表(土地改良事業計画設計基準 設計「農道」P545)よりB種とする。

表-9.1.15 構造物の耐震設計に用いる計水平震度の標準値

重要度	C種 高さH=8m以下で、重要度は低く、かつ復旧が容易なもの	B種 A種、C種以外	A種 復旧困難で、きわめて重大な2次被害を起す可能性があるもの
耐震設計で考慮する地震動 地盤種別 K_{hg0}	—	レベル1 (中規模地震)	レベル2 (大規模地震)
I種	—	0.12	0.16
II種	—	0.15	0.20
III種	—	0.18	0.24
耐震設計法	—	震度法 (固有周期を考慮しない)	震度法 (固有周期を考慮しない)
照査法	—	— 注1)	— 注1)

注1) 「土地改良施設耐震設計の手引き」では、許容応力度法で照査を行う。

● 地震レベル

上記よりレベル1地震動に設定する。

- レベル1地震動 : 供用期間中に発生する確率が高い地震動
- レベル2地震動 : 供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動。
さらに、レベル2地震動としては、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプIの地震動、及び内陸直下型地震を想定したタイプIIの地震動の2種類を考慮する。

「道路土工 擁壁工指針(H24 P41)」

● 性能確認

レベル1地震動に対する設計水平震度に対して、「道路土工 擁壁工指針(6-5)」に従い部材の安全性と安定性を満足させると、補強土壁の性能は下表のとおりとなり、「重要度2」以上の性能を満足する。

重要度		重要度 B
想定する作用		
常時の作用		性能1
降雨の作用		性能1
地震動の作用	レベル1地震動	性能1
	レベル2地震動	性能3

一般的な要求性能の目安

重要度		重要度 1	重要度 2
想定する作用			
常時の作用		性能1	性能1
降雨の作用		性能1	性能1
地震動の作用	レベル1地震動	性能1	性能2
	レベル2地震動	性能2	性能3

「道路土工 擁壁工指針(H24 P44 解表 4-1)」

- 重要度1 : 万一損傷すると交通機能に著しい影響を与える場合、あるいは隣接する施設に重大な影響を与える場合
- 重要度2 : 上記以外の場合

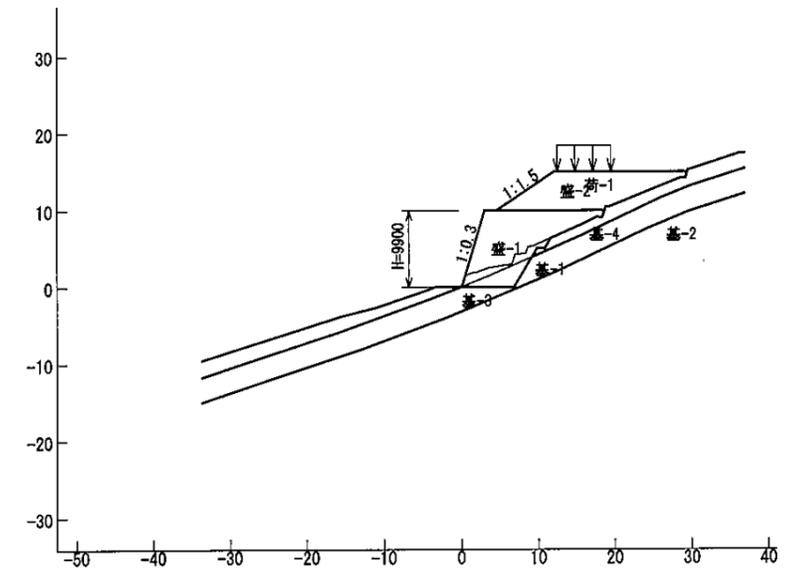
「道路土工 擁壁工指針(H24 P42)」

設計計算書(CASE1)

1. 設計条件

1.1 計画補強土壁断面および土質材料の設計定数

(1) 計画補強土壁断面形状



(2) 壁面工の形式 : 鋼製枠形式

(3) 補強土壁の高さ : $H = 9.900$ (m)

(4) 基本締固め層厚 : $v_0 = 30.0$ (cm)

(5) 設計外力

設計外力	死・活荷重	荷重の種類	荷重幅 (m)	記号	単位	常時	地震時
載荷重-1	活荷重	分布荷重	7.000	W_1	kN/m^2	10.000	—

(6)

土質材料の設計定数

土層番号	H (m)	h (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	c (kN/m ²)	c' (kN/m ²)	ϕ (°)
盛土層 - 2	14.900	5.000	19.000	19.000	0.00	—	30.0
盛土層 - 1	9.900	9.900	19.000	19.000	0.00	0.00	30.0
基礎地盤- 1	—	—	19.000	19.000	41.00	—	36.0
基礎地盤- 2	—	—	21.000	21.000	70.00	—	39.0
基礎地盤- 3	—	—	18.000	18.000	0.00	—	29.0
基礎地盤- 4	—	—	18.000	18.000	0.00	—	29.0

本設計定数は内的安定および補強時の全体安定検討に用いる。

- H : 基礎地盤面からの高さ (m) h : 層厚 (m)
- γ : 土の単位体積重量 (kN/m³) γ' : 土の水中単位体積重量 (kN/m³)
- c : 補強時の全体安定検討で用いる土の粘着力 (kN/m²)
- c' : 内的安定検討で用いる土の粘着力 ≤ 10.0 (kN/m²)
- ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

(7) ジオテキスタイルと土との摩擦補正係数および摩擦応力成分

土層番号	摩擦補正係数		摩擦応力成分	
	$\alpha 1$	$\alpha 2$	c* (kN/m ²)	ϕ^* (°)
盛土層 - 1	0.00	1.00	—	—

- $\alpha 1, \alpha 2$: ジオテキスタイルと土との摩擦に関する補正係数
- $\alpha 1 = c^*/c$
- $\alpha 2 = \tan \phi^*/\tan \phi$
- c* : 土とジオテキスタイルの見かけの粘着力 (kN/m²)
- ϕ^* : 土とジオテキスタイルの見かけのせん断抵抗角 (°)

1.2 ジオテキスタイルの材料

材料 No	名称	規格	材料単価 (円/m ²)	Tmax (kN/m)	材料安全率			
					Fcr	FD	FC	FB
42	ADEAM	HG-60	1,980	57.000	1.54	1.00	1.00	1.00
43	ADEAM	HG-80	2,360	76.000	1.54	1.00	1.00	1.00
46	ADEAM	HG-150	3,480	139.000	1.54	1.00	1.00	1.00
47	ADEAM	HG-200	4,150	185.000	1.54	1.00	1.00	1.00

- Tmax : ジオテキスタイルの最大引張強さ (kN/m)
- Fcr : クリープを考慮した材料安全率
- $Fcr = 1/\mu$
- μ : クリープ低減係数
- FD : 耐久性を考慮した材料安全率
- FC : 施工中の損傷を考慮した材料安全率
- FB : 接合部の強度低下を考慮した材料安全率

1.3 設計安全率

安全率の種類	設計安全率	
	常時	地震時
内的安定・円弧すべりに対する安全率	$F_s \geq 1.20$	$F_s \geq 1.00$
引抜きに対する安全率	$F_s \geq 2.00$	$F_s \geq 1.20$
滑動に対する安全率	$F_s \geq 1.50$	$F_s \geq 1.20$
転倒に対する許容値	$e \leq L/6$	$e \leq L/3$
支持力に対する安全率	$F_s \geq 3.00$	$F_s \geq 2.00$
全体安定・円弧すべりに対する安全率	$F_s \geq 1.20$	$F_s \geq 1.00$

p148

1.4 設計水平震度

$k_h = c_z k_h o = 0.12$ ✓

ただし、 k_h : 設計水平震度

$k_h o$: 標準設計水平震度 = 0.12 [地盤種別 : 中規模地震 I 種]

c_z : 地域別補正係数 = 1.00 [地域区分 : A]

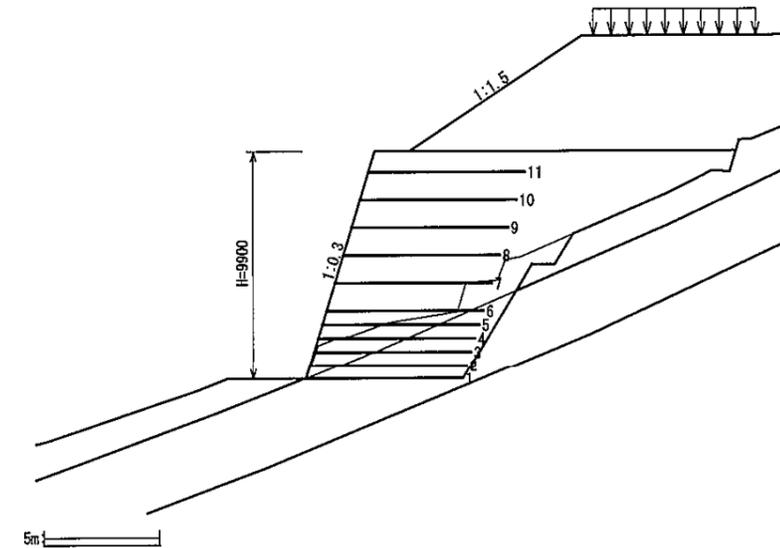
2. 計算結果の総括

2.1 補強材の使用材料および配置

2.1.1 使用材料の設計引張強さ (常時 : T_A, 地震時 : T_{AE})

材料 No	名称	規格	T _{max} (kN/m)	材料安全率				T _A (kN/m)	T _{AE} (kN/m)
				F _{cr}	F _D	F _C	F _B		
42	ADEAM	HG-60	57.000	1.54	1.00	1.00	1.00	37.000	37.000
43	ADEAM	HG-80	76.000	1.54	1.00	1.00	1.00	49.000	49.000
46	ADEAM	HG-150	139.000	1.54	1.00	1.00	1.00	90.000	90.000
47	ADEAM	HG-200	185.000	1.54	1.00	1.00	1.00	120.000	120.000

2.1.2 ジオテキスタイルの配置



2.2 外的安定の検討

()内は設計値

項目	記号	単位	常時		地震時	
			計算結果	判定	計算結果	判定
滑動に対する安定	F_s	—	2.285 (1.500)	○	1.305 (1.200)	○
転倒に対する安定	e	m	-0.975 (1.133)	○	0.003 (2.267)	○
支持力に対する安定	q	kN/m ²	234.830 (300.000)	○	240.209 (450.000)	○

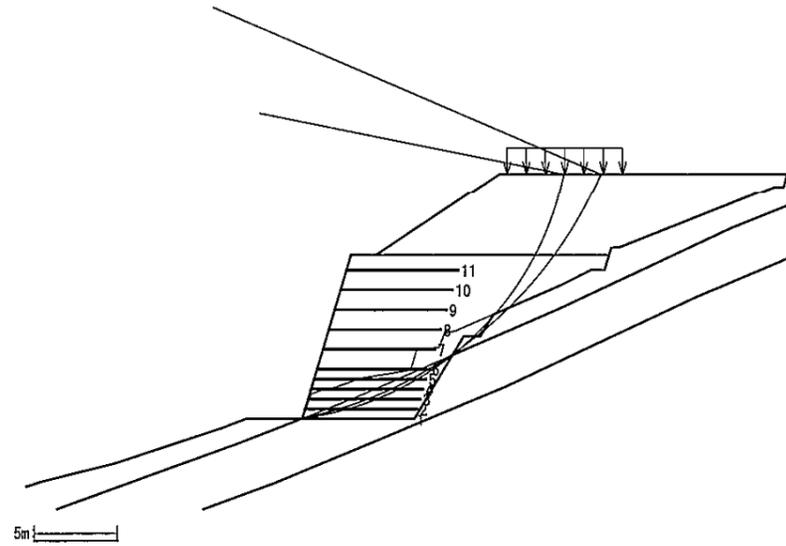
2.3 補強時全体の円弧すべり安定計算

2.3.1 各段の使用材料・敷設間隔・敷設長

位置 番号	材料 No	天端から 敷設深さ h (m)	敷設間隔 V (m)	引張力 T (kN/m)		必要敷設長 L (m)		使用 敷設長 L (m)
				常時	地震時	常時	地震時	
11	42	0.900	0.900	26.249	31.968	5.626	6.349	6.800
10	42	2.100	1.200	29.422	31.615	5.524	6.068	6.800
9	43	3.300	1.200	37.844	37.655	5.311	5.690	6.800
8	43	4.500	1.200	46.266	43.696	4.973	5.202	6.800
7	46	5.700	1.200	54.689	49.736	4.490	4.589	6.800
6	46	6.900	1.200	47.334	41.832	3.833	3.828	6.800
5	46	7.500	0.600	33.661	29.398	3.425	3.382	6.800
4	47	8.100	0.600	35.767	30.908	2.953	2.884	6.800
3	47	8.700	0.600	37.873	32.419	2.405	2.329	6.800
2	47	9.300	0.600	39.978	33.929	1.763	1.705	6.800
1	47	9.900	0.600	21.042	17.719	1.000	1.000	6.800
合計		9.900						74.800

必要同長敷設長 = 6.400 (m)

2.3.2 円弧すべり形状



2.3.3 円弧すべり安定計算

ケース	円弧中心座標		半径 R (m)	F _{min}	F _{sa}	判定
	X (m)	Y (m)				
常時 - 1	-2.500	18.600	18.767	1.206	1.200	○
地震時 - 1	-5.300	25.000	25.556	1.038	1.000	○

3. 内的安定検討【常時の場合】

3.1 必要引張力の合計が最大となるすべり円弧の算定

3.1.1 計算条件

- ・ 最下層盛土ののり尻のポイントを通る円弧とする。
- ・ 内的安定検討では、設計に用いる粘着力は 10.0 (kN/m²) を上回らないものとする。

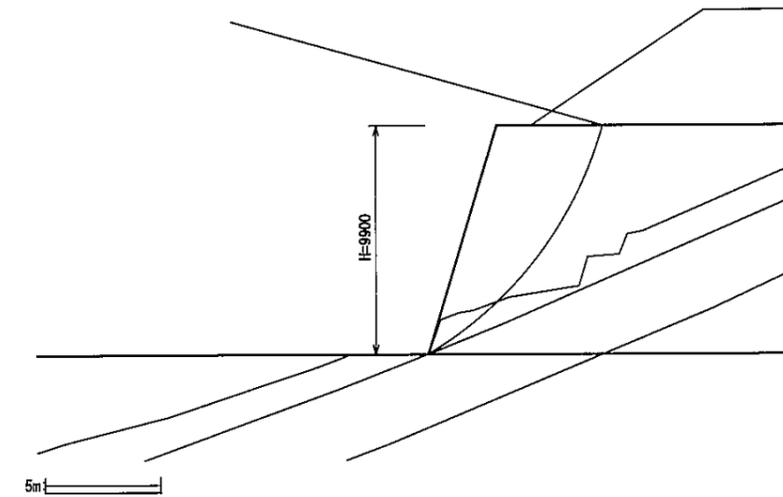
3.1.2 必要引張力の合計の計算式

$$\Sigma T_{req} = \frac{Fsa \Sigma W \sin \alpha - \Sigma (c l + W \cos \alpha \tan \phi)}{\Sigma \left[\frac{2}{H^2} z b \tan \theta (\cos \theta + \sin \theta \tan \phi) \right]}$$

ただし、 ΣT_{req} : 必要引張力の合計 (kN/m)

- Fsa : 円弧すべりに対する設計安全率
- l : 分割片で切られたすべり線の弧長 (m)
- W : 分割片の土塊重量 (kN/m)
- c : 土の粘着力 (kN/m²)
- ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)
- α : 各分割片で切られたすべり線の中点とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度 (°)
- θ : ジオテキスタイル位置でのすべり線の交点とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度 (°)
- H : 補強土壁の高さ (m)
- z : 各分割片で切られたすべり線の中点の盛土天端からの深さ (m)
- b : 分割片の幅 (m)

3.1.3 必要引張力の合計が最大となる円弧すべり形状



3.1.4 必要引張力の合計一覧表

円中心Y座標	Σ Treq (kN/m)	円中心X座標						
		-10.00m	-9.50m	-9.00m	-8.50m	-8.00m	-7.50m	-7.00m
15.90m	286.277	286.020	284.974	283.051	280.159	276.194	271.047	
15.40m	286.004	286.457	286.143	284.976	282.858	279.686	275.346	
14.90m	284.946	286.133	286.579	286.195	284.884	282.538	279.043	
14.40m	283.018	284.963	286.196	286.627	286.156	284.673	282.061	
13.90m	280.123	282.852	284.901	286.177	286.581	286.000	284.313	
13.40m	276.151	279.689	282.582	284.737	286.052	286.414	285.697	
12.90m	270.974	275.347	279.113	282.181	284.446	285.792	286.093	

3.1.5 必要引張力の合計が最大となるすべり円弧の抽出

項目	記号	単位	常時
引張力の最大値	Σ Treq	kN/m	286.627
設計安全率	Fsa	—	1.200
抵抗モーメント	MRC	kNm/m	0.0
	MRF		4034.0
	MR		4034.0
起動モーメント	MD	kNm/m	7684.3
円中心X座標 Y座標	X	m	-8.500
	Y		14.400
半径	R	m	16.722

3.2 ジオテキスタイルの引張強さの照査

3.2.1 ジオテキスタイルの設計引張強さ

$$T_A = \frac{T_{max}}{F_{cr} F_D F_C F_B}$$

ただし、T_A : ジオテキスタイルの設計引張強さ (kN/m)

T_{max} : ジオテキスタイルの最大引張強さ (kN/m)

F_{cr} : クリープを考慮した材料安全率

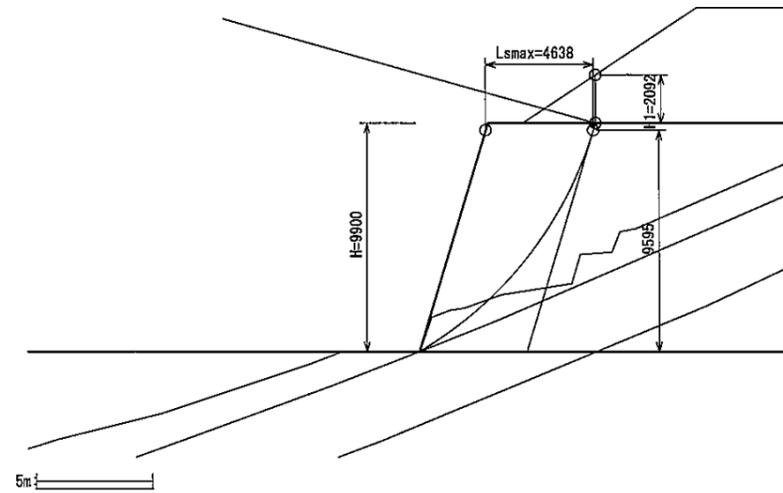
F_D : 耐久性を考慮した材料安全率

F_C : 施工中の損傷を考慮した材料安全率

F_B : 接合部の強度低下を考慮した材料安全率

材料No	名称	規格	Tmax (kN/m)	材料安全率				T _A (kN/m)
				F _{cr}	F _D	F _C	F _B	
42	ADEAM	HG-60	57.000	1.54	1.00	1.00	1.00	37.000
43	ADEAM	HG-80	76.000	1.54	1.00	1.00	1.00	49.000
46	ADEAM	HG-150	139.000	1.54	1.00	1.00	1.00	90.000
47	ADEAM	HG-200	185.000	1.54	1.00	1.00	1.00	120.000

3.2.2 ジオテキスタイルの敷設間隔の算出に用いる係数



$$Kg = \frac{2 \sum T_{req}}{\gamma H^2} = 0.308$$

γ 2.26

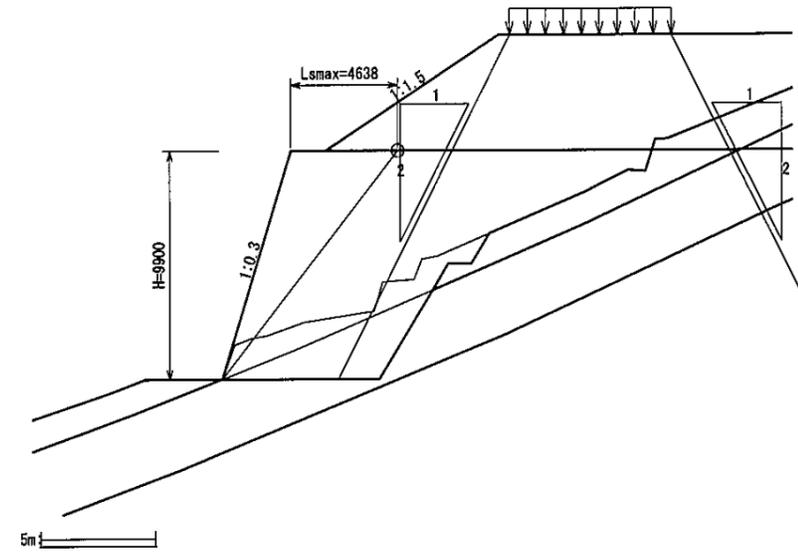
ただし、Kg : ジオテキスタイルの敷設間隔の算出に用いる係数

$\sum T_{req}$: ジオテキスタイルの必要引張力の合計の最大値 = 286.627 (kN/m)

γ : 土の単位体積重量 = 19.000 (kN/m³)

H : 補強土壁の高さ = 9.900 (m)

3.2.3 活荷重およびその他荷重の分布形状



$$w_2 = wL \frac{BL}{BLi} \quad (\text{分布荷重の場合})$$

$$= \frac{PL}{BLi} \quad (\text{集中荷重の場合})$$

ただし、wL : 上載する活荷重およびその他荷重 (kN/m²)

PL : 上載する集中荷重 (kN/m)

BL : 路面または地表面における活荷重およびその他荷重の載荷幅 (m)

BLi : ジオテキスタイルの敷設位置における荷重の分布幅 (m)

3.2.4 ジオテキスタイルの引張強さの照査

$$T = v K_G (\gamma h + w_1 + w_2) \leq T_A$$

ただし、T : 深さhにおけるジオテキスタイルに発生する引張力 (kN/m)

T_A : ジオテキスタイルの設計引張強さ (kN/m)

h : ジオテキスタイルの盛土天端からの敷設深さ (m)

v : 深さhにおけるジオテキスタイルの分担範囲 (m)

K_G : 係数 = 0.308

γ : 土の単位体積重量 = 19.000 (kN/m³)

L_{smax} : のり肩部から着目点までの水平距離 = 4.638 (m)

w₁ : 上載盛土荷重 (kN/m²)

$$w_1 = \gamma H_1 = 39.746 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

w₂ : 深さhにおける活荷重またはその他の載荷重による鉛直荷重 (kN/m²)

H₁ : 着目点における上載盛土高さ = 2.092 (m)

V : ジオテキスタイルの敷設間隔 (m)

位置 番号	h (m)	V (m)	v (m)	w ₂ (kN/m ²)	T (kN/m)	T _A (kN/m)	材料 No	判 定
11	0.900	0.900	1.500	0.000	26.249	37.000	42	○
10	2.100	1.200	1.200	0.000	29.422	37.000	42	○
9	3.300	1.200	1.200	0.000	37.844	49.000	43	○
8	4.500	1.200	1.200	0.000	46.266	49.000	43	○
7	5.700	1.200	1.200	0.000	54.689	90.000	46	○
6	6.900	1.200	0.900	0.000	47.334	90.000	46	○
5	7.500	0.600	0.600	0.000	33.661	90.000	46	○
4	8.100	0.600	0.600	0.000	35.767	120.000	47	○
3	8.700	0.600	0.600	0.000	37.873	120.000	47	○
2	9.300	0.600	0.600	0.000	39.978	120.000	47	○
1	9.900	0.600	0.300	0.000	21.042	120.000	47	○

3.3 ジオテキスタイルの敷設長の計算

【ジオテキスタイルと土の摩擦係数が引抜き試験などで求められない場合】

$$L = L_s + L_e = L_s + \frac{F_s T}{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma v \tan \phi)}$$

【ジオテキスタイルと土の摩擦係数が引抜き試験などで求められている場合】

$$L = L_s + L_e = L_s + \frac{F_s T}{2(c^* + \sigma v \tan \phi^*)}$$

ただし、L : 各段の必要敷設長 (m)

L_s : 各段ののり面から Σ T_{req} が最大となるすべり線までの水平距離 (m)

L_e : 各段のジオテキスタイルの必要定着長 ≥ 1.0 (m) (φ(b))

σ_v : 各段のジオテキスタイルの定着部に作用する鉛直力 (kN/m)

$$\sigma_v = \gamma h + w_1$$

w₁ : 上載盛土荷重 = 39.746 (kN/m²)

α₁, α₂ : 土とジオテキスタイルの摩擦に関する補正係数

c* : 土とジオテキスタイルの見かけの粘着力 (kN/m²)

φ* : 土とジオテキスタイルの見かけのせん断抵抗角 (°)

F_s : 引抜きに対する安全率 = 2.00

T : 深さhにおけるジオテキスタイルに発生する引張力 (kN/m)

位置 番号	h (m)	σ _v (kN/m ²)	T (kN/m)	L _s (m)	L _e (m)	L ₁ (m)	敷設長 L (m)
11	0.900	56.846	26.249	4.626	1.000	5.626	6.800
10	2.100	79.646	29.422	4.524	1.000	5.524	6.800
9	3.300	102.446	37.844	4.311	1.000	5.311	6.800
8	4.500	125.246	46.266	3.973	1.000	4.973	6.800
7	5.700	148.046	54.689	3.490	1.000	4.490	6.800
6	6.900	170.846	47.334	2.833	1.000	3.833	6.800
5	7.500	182.246	33.661	2.425	1.000	3.425	6.800
4	8.100	193.646	35.767	1.953	1.000	2.953	6.800
3	8.700	205.046	37.873	1.405	1.000	2.405	6.800
2	9.300	216.446	39.978	0.763	1.000	1.763	6.800
1	9.900	227.846	21.042	0.000	1.000	1.000	6.800

初期敷設長 = 5.700 (m)

4. 内的安定検討【地震時の場合】

4.1 必要引張力の合計が最大となるすべり円弧の算定

4.1.1 必要引張力の合計が最大となる補強土壁の円弧すべりの安全率の計算式

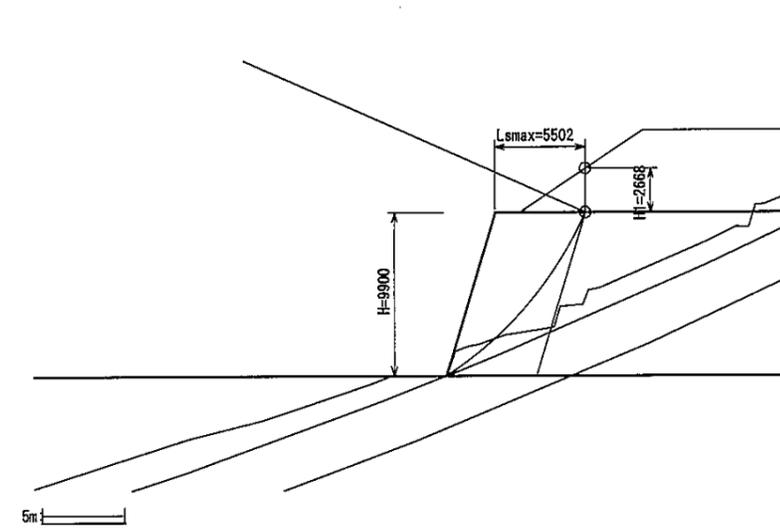
$$F_s = \frac{MR + \Delta MR}{MD}$$

$$= \frac{R \sum \{c l + (W' \cos \alpha - khW \sin \alpha) \tan \phi\} + R \sum T (\cos \theta + \sin \theta \tan \phi)}{\sum (RW \sin \alpha + khW y G)}$$

円弧すべりに対する安全率 F_s が設計安全率 $F_{da} = 1.00$ を満足するために必要なジオテキスタイルの張力 (T) を必要引張力 (T_{req}) とする。

- ただし、 F_s : 円弧すべりに対する安全率
 ΔMR : ジオテキスタイルによる抵抗モーメント (kNm/m)
 MR : 無補強時の土塊の抵抗モーメント (kNm/m)
 MD : 無補強時の土塊の起動モーメント (kNm/m)
 l : 分割片で切られたすべり線の弧長 (m)
 W : 分割片の土塊重量 (kN/m)
 W' : 浮力を考慮した分割片の土塊重量 (kN/m)
 α : 分割片で切られたすべり線の中点とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度 (°)
 θ : ジオテキスタイル位置でのすべり線の交点とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度 (°)
 c : 土の粘着力 (kN/m²)
 ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)
 R : すべり円弧の半径 (m)
 kh : 設計水平震度 = 0.12
 yG : 円弧中心から分割片重心までの距離 (m)
 T : ジオテキスタイルによる引張力 (kN/m)
 $\sum T_{req}$: 必要引張力の合計 (kN/m)

4.1.2 必要引張力の合計が最大となる円弧すべり形状



4.1.3 必要引張力の合計一覧表

(1) 常時の場合

円中心 Y 座標	$\sum T_{req}'$ (kN/m)	円中心 X 座標						
		-11.00m	-10.50m	-10.00m	-9.50m	-9.00m	-8.50m	-8.00m
15.30m	205.261	204.878	203.851	202.108	199.571	196.155	191.766	
14.80m	205.163	205.422	205.061	204.008	202.184	199.502	195.867	
14.30m	204.282	205.201	205.527	205.188	204.103	202.184	199.335	
13.80m	202.532	204.130	205.165	205.563	205.244	204.118	202.088	
13.30m	199.815	202.111	203.875	205.036	205.510	205.209	204.033	
12.80m	196.018	199.030	201.546	203.493	204.790	205.346	205.059	
12.30m	191.011	194.756	198.044	200.804	202.952	204.398	205.040	

(2) 地震時の場合

円中心 Y 座標	Σ TreqE (kN/m)	円中心 X 座標						
		-13.80m	-13.30m	-12.80m	-12.30m	-11.80m	-11.30m	-10.80m
20.60m	268.287	268.204	267.709	266.765	265.334	263.372	260.834	
20.10m	268.066	268.343	268.219	267.657	266.617	265.057	262.930	
19.60m	267.478	268.123	268.379	268.208	267.570	266.422	264.717	
19.10m	266.495	267.517	268.161	268.390	268.164	267.440	266.171	
18.60m	265.087	266.493	267.535	268.175	268.372	268.083	267.261	
18.10m	263.220	265.020	266.468	267.528	268.159	268.318	267.956	
17.60m	260.859	263.060	264.923	266.414	267.490	268.109	268.221	

4.1.4 必要引張力の合計が最大となるすべり円弧の抽出

項目	記号	単位	常時	地震時
引張力の最大値	Σ Treq	kN/m	205.563	268.390
設計安全率	Fda	—	1.000	1.000
設計水平震度	kh	—	0.00	0.12
抵抗モーメント	MRC	kNm/m	0.0	0.0
	MRF		3178.7	5327.5
	MR		3178.7	5327.5
起動モーメント	MD	kNm/m	6846.3	12048.4
円中心 X 座標	X	m	-9.500	-12.300
Y 座標	Y		13.800	19.100
半径	R	m	16.754	22.718

4.2 ジオテキスタイルの引張強さの照査

4.2.1 ジオテキスタイルの設計引張強さ

$$T_{AE} = \lambda T_A$$

$$T_A = \frac{T_{max}}{F_{cr} F_D F_G F_B}$$

ただし、 T_{AE} : ジオテキスタイルの地震時設計引張強さ (kN/m)

T_A : ジオテキスタイルの常時設計引張強さ (kN/m)

λ : ジオテキスタイルの耐震設計用引張強さの常時設計用引張強さに対する割増し係数 = 1.00

T_{max} : ジオテキスタイルの最大引張強さ (kN/m)

F_{cr} : クリープを考慮した材料安全率

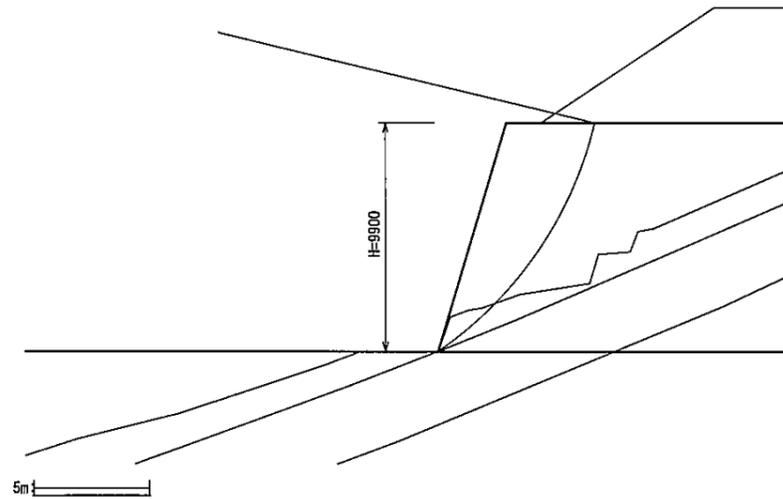
F_D : 耐久性を考慮した材料安全率

F_G : 施工中の損傷を考慮した材料安全率

F_B : 接合部の強度低下を考慮した材料安全率

材料 No	名称	規格	Tmax (kN/m)	材料安全率				TA (kN/m)	TAE (kN/m)
				Fcr	FD	FG	FB		
42	ADEAM	HG-60	57.000	1.54	1.00	1.00	1.00	37.000	37.000
43	ADEAM	HG-80	76.000	1.54	1.00	1.00	1.00	49.000	49.000
46	ADEAM	HG-150	139.000	1.54	1.00	1.00	1.00	90.000	90.000
47	ADEAM	HG-200	185.000	1.54	1.00	1.00	1.00	120.000	120.000

4.2.2 ジオテキスタイルの敷設間隔の算出に用いる係数



$$Kg' = \frac{2 \sum Treq'}{\gamma H^2} = 0.221$$

ただし、 Kg' : 常時の必要引張力の最大値($\sum Treq'$)に対するジオテキスタイルの敷設間隔の算出に用いる係数
 $\sum Treq'$: 常時の必要引張力の合計の最大値(ただし安全率Fs=1.0) = 205.563 (kN/m)
 γ : 土の単位体積重量 = 19.000 (kN/m³)
 H : 補強土壁の高さ = 9.900 (m)

4.2.3 地震力に起因する単位層厚当りの必要補強材張力

$$\Delta t = \frac{\sum TreqE - \sum Treq'}{H} = 6.346 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ただし、 Δt : 地震力に起因する単位層厚当りの必要補強材張力 (kN/m²)
 $\sum TreqE$: 地震時の必要引張力の合計の最大値 = 268.390 (kN/m)
 $\sum Treq'$: 常時の必要引張力の合計の最大値(ただし安全率Fs= 1.00) = 205.563 (kN/m)
 H : 盛土高さ = 9.900 (m)

4.2.4 その他荷重の分布形状 : その他荷重なし

4.2.5 ジオテキスタイルの引張強さの照査

$$T = v \{ Kg' (\gamma h + w1' + w2) + \Delta t \} \leq TAE$$

ただし、 T : 深さhにおけるジオテキスタイルに発生する引張力 (kN/m)
 TAE : ジオテキスタイルの地震時設計引張強さ (kN/m)
 h : ジオテキスタイルの盛土天端からの敷設深さ (m)
 v : 深さhにおけるジオテキスタイルの分担範囲 (m)
 Kg' : 常時の必要引張力に対するジオテキスタイルの敷設間隔の算出に用いる係数 = 0.221
 $LsEmax$: 地震時ののり肩部から着目点までの水平距離 = 5.502 (m)
 $H1'$: 着目点における上載盛土高さ = 2.668 (m)
 $w1'$: 上載盛土荷重 (kN/m²)
 $w1' = \gamma H1' = 50.687 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
 $w2$: 深さhにおけるその他の載荷重による鉛直荷重 (kN/m²)
 γ : 土の単位体積重量 = 19.000 (kN/m³)
 Δt : 地震力に起因する補強材張力 = 6.346 (kN/m²)
 V : ジオテキスタイルの敷設間隔 (m)

位置番号	h (m)	V (m)	v (m)	w2 (kN/m ²)	T (kN/m)	TAE (kN/m)	材料No	判定
11	0.900	0.900	1.500	0.000	31.968	37.000	42	○
10	2.100	1.200	1.200	0.000	31.615	37.000	42	○
9	3.300	1.200	1.200	0.000	37.655	49.000	43	○
8	4.500	1.200	1.200	0.000	43.696	49.000	43	○
7	5.700	1.200	1.200	0.000	49.736	90.000	46	○
6	6.900	1.200	0.900	0.000	41.832	90.000	46	○
5	7.500	0.600	0.600	0.000	29.398	90.000	46	○
4	8.100	0.600	0.600	0.000	30.908	120.000	47	○
3	8.700	0.600	0.600	0.000	32.419	120.000	47	○
2	9.300	0.600	0.600	0.000	33.929	120.000	47	○
1	9.900	0.600	0.300	0.000	17.719	120.000	47	○

(2) 仮想的な擁壁の底面に作用する荷重計算

作用荷重	鉛直荷重 V (kN/m)	作用位置 X (m)	モーメント Mx (kNm/m)	水平荷重 H (kN/m)	作用位置 Y (m)	モーメント My (kNm/m)
仮想擁壁の自重	1501.459	5.412	8126.298	0.000	0.000	0.000
土圧	95.382	8.232	785.153	403.471	4.772	1925.453
合計	1596.841	—	8911.451	403.471	—	1925.453
仮想擁壁上の活荷重	0.000	—	—	—	—	—

5.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{cL + \mu \sum V}{\sum H} \geq F_{sa}$$

ただし、 F_s : 滑動に対する安全率

F_{sa} : 滑動に対する設計安全率 = 1.50

$\sum V$: 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 1596.841 (kN/m)

$\sum H$: " 全水平荷重 = 403.471 (kN/m)

c : 仮想的な擁壁の底面と基礎地盤との粘着力 (kN/m²)

L : 仮想的な擁壁の領域 = 6.800 (m)

μ : 仮想的な擁壁の底面と基礎地盤との摩擦係数

α_1 : 補正係数 = 0.0 [砂または砂質土(ϕ 材)], 0.5 [砂質土($c\phi$ 材)または粘性土]

α_2 : 補正係数 = 1.0

ϕ_1 : 盛土材料のせん断抵抗角 = 30.0 (°)

ϕ_2 : 基礎地盤のせん断抵抗角 = 36.0 (°)

c_1 : 盛土材料の粘着力 = 0.00 (kN/m²)

c_2 : 基礎地盤の粘着力 = 41.00 (kN/m²)

項目	c	μ	F_s	判定
盛土材料	$c_1 = 0.00$	$\tan \phi_1 = 0.577$	2.285	○
基礎地盤	$c_2 = 41.00$	$\tan \phi_2 = 0.727$	3.566	○
盛土材料とソレキスタイル	$\alpha_1 c_1 = 0.00$	$\alpha_2 \tan \phi_1 = 0.577$	2.285	○
基礎地盤とソレキスタイル	$\alpha_1 c_2 = 20.50$	$\alpha_2 \tan \phi_2 = 0.727$	3.221	○

5.3 転倒に対する安定

仮想的な擁壁のつま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = 4.375 \text{ (m)}$$

ただし、 d : 仮想的な擁壁のつま先から合力Rの作用点までの距離 (m)

$\sum Mr$: つま先まわりの抵抗モーメント = 8911.451 (kNm/m)

$\sum Mo$: つま先まわりの転倒モーメント = 1925.453 (kNm/m)

$\sum V$: 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 1596.841 (kN/m)

偏心距離

$$e = \frac{L}{2} - d = -0.975 \leq \frac{L}{6} = 1.133 \text{ (m)} \cdots \text{満足している}$$

ただし、 e : 合力Rの作用点の底面中央からの偏心距離 (m)

L : 敷設長さ = 6.800 (m)

5.4 基礎地盤の支持力に対する安定

$e = -0.975 \leq 0$ の時

$$q_1 = \frac{\sum V}{L} = 234.830 \leq q_a = 300.000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \dots \text{満足している}$$

ただし, q_a : 地盤の許容支持力度 (kN/m²)

$$q_a = \frac{q_u}{F_s} = 300.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

q_u : 地盤の極限支持力度 = 900.0 (kN/m²)

F_s : 地盤の支持に対する安全率 = 3.00

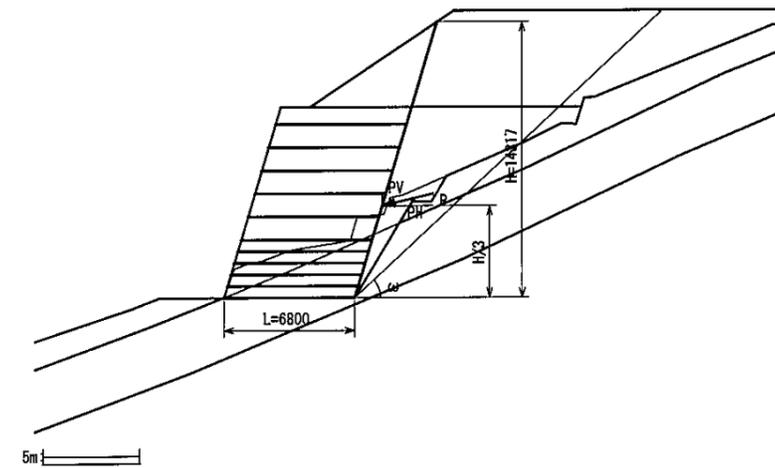
$\sum V$: 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 1596.841 (kN/m)

L : 敷設長さ = 6.800 (m)

6. 外的安定の検討【地震時の場合】

6.1 仮想的な擁壁に作用する荷重

(1) 試行くさび法による背面土圧



- ϕ_s : 裏込め土のせん断抵抗角 = 30.0 (°)
- γ_s : 裏込め土の単位体積重量 = 19.000 (kN/m³)
- δ_1 : 仮想的な擁壁背面の摩擦角 = 30.0 (°)
- z : 粘着高 = 0.000 (m)
- c_s : 裏込め土の粘着力 = 0.00 (kN/m²)
- α : 壁背面と鉛直面のなす角 = 16.70 (°)
- h_o : すべり基準高さ = 0.000 (m)
- k_h : 設計水平震度 = 0.12

項目	記号	単位	値
すべり線の傾き	ω	°	42.86
すべり線の長さ	L_s	m	21.905
すべり線位置の壁面摩擦角	δ_2	°	30.0
くさびの自重	W	kN/m	1636.169
裏込土上の載荷重	Wq	kN/m	0.000
すべり線に作用する反力	R	kN/m	1547.155

- X_p : X方向土圧作用位置 = 8.232 (m)
- Y_p : Y方向土圧作用位置 = 4.772 (m)
- P : 背面土圧合力 = 555.614 (kN/m)
- P_H : 土圧Pの水平方向成分 = $P \cos(\delta_1 - \alpha) = 540.710$ (kN/m)
- P_V : 土圧Pの鉛直方向成分 = $P \sin(\delta_1 - \alpha) = 127.826$ (kN/m)

(2) 仮想的な擁壁の底面に作用する荷重計算

作用荷重	鉛直荷重 V (kN/m)	作用位置 X (m)	モーメント Mx (kNm/m)	水平荷重 H (kN/m)	作用位置 Y (m)	モーメント My (kNm/m)
仮想擁壁の自重	1501.459	5.412	8126.298	180.175	5.901	1063.247
土圧	127.826	8.232	1052.220	540.710	4.772	2580.389
合計	1629.285	—	9178.518	720.885	—	3643.636

6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{cL + \mu \sum V}{\sum H} \geq F_{sa}$$

ただし、 F_s : 滑動に対する安全率

F_{sa} : 滑動に対する設計安全率 = 1.20

$\sum V$: 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 1629.285 (kN/m)

$\sum H$: " 全水平荷重 = 720.885 (kN/m)

c : 仮想的な擁壁の底面と基礎地盤との粘着力 (kN/m²)

L : 仮想的な擁壁の領域 = 6.800 (m)

μ : 仮想的な擁壁の底面と基礎地盤との摩擦係数

α_1 : 補正係数 = 0.0 [砂または砂質土(ϕ 材)], 0.5 [砂質土($c\phi$ 材)または粘性土]

α_2 : 補正係数 = 1.0

ϕ_1 : 盛土材料のせん断抵抗角 = 30.0 (°)

ϕ_2 : 基礎地盤のせん断抵抗角 = 36.0 (°)

c_1 : 盛土材料の粘着力 = 0.00 (kN/m²)

c_2 : 基礎地盤の粘着力 = 41.00 (kN/m²)

項目	c	μ	F_s	判定
盛土材料	$c_1 = 0.00$	$\tan \phi_1 = 0.577$	1.305	○
基礎地盤	$c_2 = 41.00$	$\tan \phi_2 = 0.727$	2.029	○
盛土材料とゾナキスタイル	$\alpha_1 c_1 = 0.00$	$\alpha_2 \tan \phi_1 = 0.577$	1.305	○
基礎地盤とゾナキスタイル	$\alpha_1 c_2 = 20.50$	$\alpha_2 \tan \phi_2 = 0.727$	1.835	○

6.3 転倒に対する安定

仮想的な擁壁のつま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = 3.397 \text{ (m)}$$

ただし、 d : 仮想的な擁壁のつま先から合力Rの作用点までの距離 (m)

$\sum Mr$: つま先まわりの抵抗モーメント = 9178.518 (kNm/m)

$\sum Mo$: つま先まわりの転倒モーメント = 3643.636 (kNm/m)

$\sum V$: 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 1629.285 (kN/m)

偏心距離

$$e = \frac{L}{2} - d = 0.003 \leq \frac{L}{3} = 2.267 \text{ (m)} \dots \text{満足している}$$

ただし、 e : 合力Rの作用点の底面中央からの偏心距離 (m)

L : 敷設長さ = 6.800 (m)

6.4 基礎地盤の支持力に対する安定

$$|e| = 0.003 \leq \frac{L}{6} = 1.133 \text{ (m) の時}$$

$$q_1 = \frac{\sum V}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = 240.209 \leq q_a = 450.000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \cdots \text{満足している}$$

$$q_2 = \frac{\sum V}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = 238.993 \leq q_a = 450.000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \cdots \text{満足している}$$

ただし、 q_a : 地盤の許容支持力度 (kN/m²)

$$q_a = \frac{q_u}{F_s} = 450.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

q_u : 地盤の極限支持力度 = 900.0 (kN/m²)

F_s : 地盤の支持に対する安全率 = 2.00

$\sum V$: 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 1629.285 (kN/m)

L : 敷設長さ = 6.800 (m)

e : 偏心距離 = 0.003 (m)

d : 仮想的な擁壁のつま先から合力Rの作用点までの距離 = 3.397 (m)

7. 補強時の全体安定検討【常時の場合】

7.1 計算式

7.1.1 定着部の引抜き抵抗力の計算式

【引抜き試験などからジオテキスタイルと土の摩擦係数が求められない場合】

$$T_p = \frac{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \tan \phi) L e}{F_s}$$

ただし、 T_p : 引抜き抵抗力 (kN/m)

$L e$: すべり線より奥のジオテキスタイルの定着長 (m)

【引抜き試験などからジオテキスタイルと土の摩擦係数が求められている場合】

$$T_p = \frac{2(c^* + \sigma_v \tan \phi^*) L e}{F_s}$$

7.1.2 ジオテキスタイルの発揮可能引張強さの計算式

$$T_{avail} = \min(T_A, T_p)$$

ただし、 T_{avail} : ジオテキスタイルの発揮可能引張強さ (kN/m)

T_A : ジオテキスタイルの設計引張強さ (kN/m)

T_p : 定着部の引抜き抵抗力 (kN/m)

7.1.3 補強土壁の全体安定に対する計算式

$$F_s = \frac{R \sum \{c l + (W' \cos \alpha + T_{avail} \sin \theta) \tan \phi + T_{avail} \cos \theta\}}{R \sum (W \sin \alpha)}$$

ただし、 F_s : 円弧すべりに対する安全率

l : 分割片で切られたすべり線の弧長 (m)

W : 分割片の土塊重量 (kN/m)

W' : 浮力を考慮した分割片の土塊重量 (kN/m)

α : 各分割片で切られたすべり線の midpoint とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度 (°)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

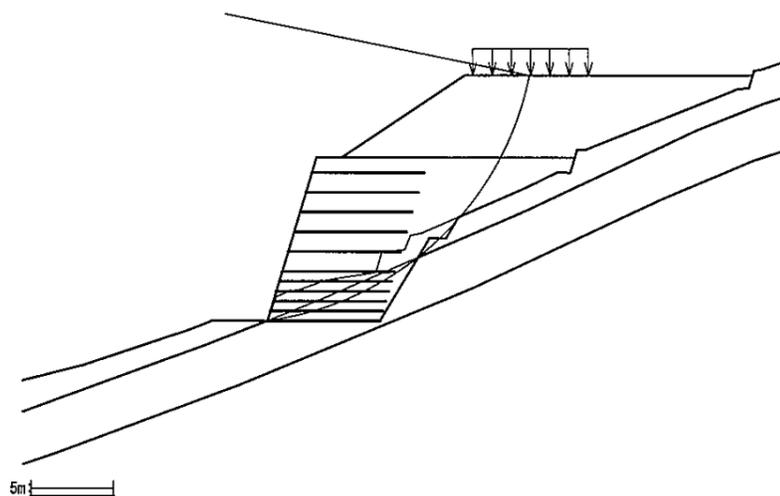
R : すべり円弧の半径 (m)

T_{avail} : 各ジオテキスタイルの引張力 (kN/m)

θ : ジオテキスタイル位置でのすべり線の交点とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度 (°)

7.2 全体安定検討 [常時 - 1]

7.2.1 円弧すべり形状



7.2.2 ジオテキスタイルの引張強さの計算

位置番号	h (m)	σ_v (kN/m ²)	Le (m)	L (m)	Tp (kN/m)	TA (kN/m)	Tavail (kN/m)
11	0.900	0.000	-4.126	6.800	0.000	37.000	0.000
10	2.100	0.000	-3.708	6.800	0.000	37.000	0.000
9	3.300	0.000	-3.149	6.800	0.000	49.000	0.000
8	4.500	0.000	-2.421	6.800	0.000	49.000	0.000
7	5.700	0.000	-1.475	6.800	0.000	90.000	0.000
6	6.900	0.000	-0.233	6.800	0.000	90.000	0.000
5	7.500	177.680	0.545	6.800	55.940	90.000	55.940
4	8.100	180.910	1.475	6.800	154.084	120.000	120.000
3	8.700	182.730	2.628	6.800	277.247	120.000	120.000
2	9.300	182.091	4.169	6.800	438.260	120.000	120.000
1	9.900	0.000	0.000	6.800	0.000	120.000	0.000
					$\Sigma T_{avail} = 415.940$		

7.2.3 補強時の安全率一覧表

上段は安全率, 下段()内は不足抵抗力 (kN/m)

Fs	円中心 X 座標	円中心 X 座標						
		-4.00m	-3.50m	-3.00m	-2.50m	-2.00m	-1.50m	-1.00m
円	20.10m	1.252 (0.0)	1.229 (0.0)	1.219 (0.0)	1.267 (0.0)	1.301 (0.0)	1.345 (0.0)	1.390 (0.0)
	19.60m	1.263 (0.0)	1.240 (0.0)	1.210 (0.0)	1.246 (0.0)	1.279 (0.0)	1.325 (0.0)	1.368 (0.0)
中	19.10m	1.276 (0.0)	1.252 (0.0)	1.219 (0.0)	1.226 (0.0)	1.261 (0.0)	1.305 (0.0)	1.348 (0.0)
	18.60m	1.291 (0.0)	1.265 (0.0)	1.240 (0.0)	1.206 (0.0)	1.251 (0.0)	1.284 (0.0)	1.329 (0.0)
Y	18.10m	1.307 (0.0)	1.280 (0.0)	1.254 (0.0)	1.216 (0.0)	1.234 (0.0)	1.264 (0.0)	1.310 (0.0)
	17.60m	1.314 (0.0)	1.298 (0.0)	1.270 (0.0)	1.234 (0.0)	1.214 (0.0)	1.245 (0.0)	1.291 (0.0)
座	17.10m	1.337 (0.0)	1.319 (0.0)	1.288 (0.0)	1.259 (0.0)	1.215 (0.0)	1.237 (0.0)	1.272 (0.0)

7.2.4 補強土壁の円弧すべり安定計算結果

()内は設計値

項目	記号	単位	常時
最小安全率	F _{smin}	—	1.206
	F _{ea}	—	(1.200)
引張力の合力	ΣT_{avail}	kN/m	415.940
抵抗モーメント	M _{RC}	—	0.0
	M _{RF}	kNm/m	18772.3
	M _R	kNm/m	18772.3
	M _T	kNm/m	8910.9
起動モーメント	M _D	kNm/m	22961.8
円中心 X 座標	X	m	-2.500
	Y 座標	Y	18.600
通過点 X 座標	XP	m	0.000
	YP 座標	YP	0.000
半径	R	m	18.767

8. 補強時の全体安定検討【地震時の場合】

8.1 計算式

8.1.1 定着部の引抜き抵抗力の計算式

【引抜き試験などからジオテキスタイルと土の摩擦係数が求められない場合】

$$T_p = \frac{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \tan \phi) L_e}{F_s}$$

ただし、 T_p : 引抜き抵抗力 (kN/m)

L_e : すべり線より奥のジオテキスタイルの定着長 (m)

【引抜き試験などからジオテキスタイルと土の摩擦係数が求められている場合】

$$T_p = \frac{2(c^* + \sigma_v \tan \phi^*) L_e}{F_s}$$

8.1.2 ジオテキスタイルの発揮可能引張強さの計算式

$$T_{avail} = \min(T_{AE}, T_p)$$

ただし、 T_{avail} : ジオテキスタイルの発揮可能引張強さ (kN/m)

T_{AE} : ジオテキスタイルの地震時設計引張強さ (kN/m)

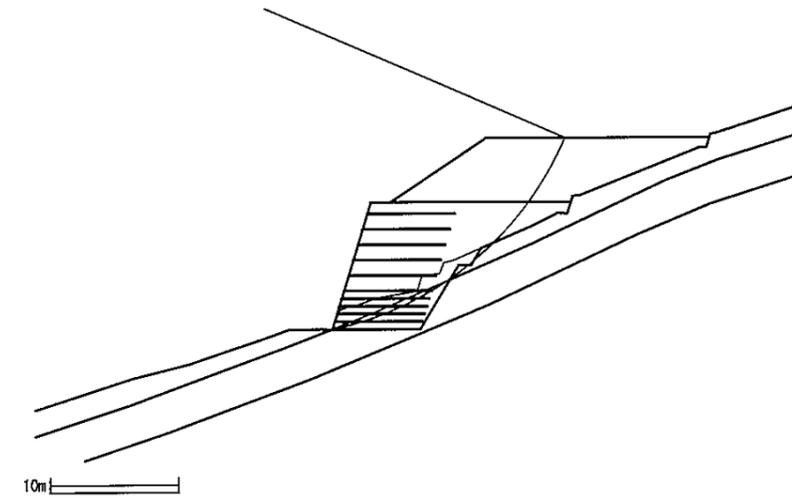
T_p : 定着部の引抜き抵抗力 (kN/m)

8.1.3 補強土壁の全体安定に対する計算式

$$F_s = \frac{R \sum \{c l + (W' \cos \alpha - khW \sin \alpha) \tan \phi\} + R \sum T_{avail} (\cos \theta + \sin \theta \tan \phi)}{\sum (RW \sin \alpha + khWyG)}$$

8.2 全体安定検討 [地震時 - 1]

8.2.1 円弧すべり形状



8.2.2 ジオテキスタイルの引張強さの計算

位置 番号	h (m)	σ_v (kN/m ²)	L_e (m)	L (m)	T_p (kN/m)	T_{AE} (kN/m)	T_{avail} (kN/m)
11	0.900	0.000	-5.127	6.800	0.000	37.000	0.000
10	2.100	0.000	-4.461	6.800	0.000	37.000	0.000
9	3.300	0.000	-3.655	6.800	0.000	49.000	0.000
8	4.500	0.000	-2.679	6.800	0.000	49.000	0.000
7	5.700	0.000	-1.488	6.800	0.000	90.000	0.000
6	6.900	0.000	-0.003	6.800	0.000	90.000	0.000
5	7.500	175.498	0.890	6.800	150.264	90.000	90.000
4	8.100	178.073	1.923	6.800	329.544	120.000	120.000
3	8.700	179.414	3.151	6.800	544.067	120.000	120.000
2	9.300	178.841	4.682	6.800	805.724	120.000	120.000
1	9.900	0.000	0.000	6.800	0.000	120.000	0.000
$\Sigma T_{avail} = 450.000$							

8.2.3 補強時の安全率一覧表

上段は安全率, 下段()内は不足抵抗力(kN/m)

Fs	円中心X座標							
	-6.80m	-6.30m	-5.80m	-5.30m	-4.80m	-4.30m	-3.80m	
円 中 心 Y 座 標	26.50m	1.092 (0.0)	1.063 (0.0)	1.044 (0.0)	1.103 (0.0)	1.133 (0.0)	1.153 (0.0)	1.210 (0.0)
	26.00m	1.099 (0.0)	1.075 (0.0)	1.045 (0.0)	1.078 (0.0)	1.122 (0.0)	1.141 (0.0)	1.188 (0.0)
	25.50m	1.097 (0.0)	1.088 (0.0)	1.057 (0.0)	1.053 (0.0)	1.110 (0.0)	1.131 (0.0)	1.165 (0.0)
	25.00m	1.095 (0.0)	1.100 (0.0)	1.069 (0.0)	1.038 (0.0)	1.088 (0.0)	1.120 (0.0)	1.141 (0.0)
	24.50m	1.094 (0.0)	1.099 (0.0)	1.083 (0.0)	1.051 (0.0)	1.063 (0.0)	1.109 (0.0)	1.128 (0.0)
	24.00m	1.093 (0.0)	1.097 (0.0)	1.096 (0.0)	1.064 (0.0)	1.040 (0.0)	1.097 (0.0)	1.118 (0.0)
	23.50m	1.093 (0.0)	1.096 (0.0)	1.101 (0.0)	1.078 (0.0)	1.044 (0.0)	1.074 (0.0)	1.107 (0.0)

8.2.4 補強土壁の円弧すべり安定計算結果

()内は設計値

項目	記号	単位	地震時
最小安全率	F _{min}	—	1.038
	F _{da}	—	(1.000)
設計水平震度	k _h	—	0.12
引張力の合力	Σ T _{avail}	kN/m	450.000
抵抗モーメント	M _{RC}	kNm/m	0.0
	M _{RF}		26020.9
	M _R		26020.9
	M _T		13135.7
起動モーメント	M _D	kNm/m	37705.5
円中心X座標	X	m	-5.300
	Y座標		25.000
通過点X座標	X _P	m	0.000
	Y座標		0.000
半径	R	m	25.556

9. 参考資料

9.1 盛土形状座標データ

盛土層番号	土層の下端座標		土層の上端座標	
	XL (m)	YL (m)	XU (m)	YU (m)
盛土層 - 1	0.000	0.000	2.970	9.900
盛土層 - 2	4.470	9.900	11.970	14.900

9.2 基礎地盤座標データ

基礎地盤番号	座標番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
基礎地盤 - 1	1	-33.672	-11.721
	2	-15.685	-5.826
	3	-3.850	-1.491
	4	-0.039	0.000
	5	0.000	0.000
	6	0.012	0.012
	7	3.349	1.352
	8	15.672	6.697
	9	26.002	11.563
	10	29.992	13.142
	11	36.882	15.297
基礎地盤 - 2	1	-33.672	-14.944
	2	-12.756	-8.009
	3	-1.708	-3.886
	4	12.350	1.965
	5	23.858	7.371
	6	29.467	9.732
	7	36.882	12.074
基礎地盤 - 3	1	-33.672	-9.520
	2	-25.282	-6.910
	3	-15.641	-3.810
	4	-11.214	-2.700
	5	-4.792	-0.550
	6	-3.359	0.000
	7	-0.039	0.000
基礎地盤 - 4	1	0.012	0.012
	2	0.542	1.497
	3	1.332	1.800
	4	1.938	1.890
	5	3.538	2.470
	6	6.565	2.950
	7	6.937	4.210
	8	8.307	4.320
	9	8.648	5.190
	10	9.333	5.330
	11	15.672	8.080
	12	17.582	9.030

基礎地盤番号	座標番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
基礎地盤 - 4	13	18.340	8.990
	14	18.757	10.350
	15	19.285	10.390
	16	28.559	14.090
	17	29.171	14.110
	18	29.477	15.160
	19	29.981	15.260
	20	36.143	17.270
	21	36.882	17.310

9.3 掘削形状座標データ

座標番号	レベル幅	掘削高 (m)	掘削勾配
1	6.800	5.000	1:0.60
2	1.000	5.000	1:0.60

9.4 設計土層座標データ

土層番号	旧座標番号	新座標番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
盛土層 -1	- 1	1	0.000	0.000
		2	2.970	9.900
		3	18.619	9.900
盛土層 -2	- 1	1	4.470	9.900
		2	11.970	14.900
		3	29.401	14.900
基礎地盤-3	- 1	1	-33.672	-9.520
		2	-25.282	-6.910
		3	-15.641	-3.810
		4	-11.214	-2.700
		5	-4.792	-0.550
		6	-3.359	0.000
		7	-0.039	0.000
基礎地盤-4	- 1	1	9.111	3.851
		2	9.800	5.000
		3	10.800	5.000
		4	11.584	6.306
		5	15.672	8.080
		6	17.582	9.030
		7	18.340	8.990
		8	18.757	10.350
		9	19.285	10.390
		10	28.559	14.090
		11	29.171	14.110
		12	29.477	15.160
		13	29.981	15.260
		14	36.143	17.270

土層番号	旧座標番号	新座標番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
基礎地盤-4	- 1	21	36.882	17.310
基礎地盤-1	- 1	1	-33.672	-11.721
		2	-15.685	-5.826
		3	-3.850	-1.491
		4	-0.039	0.000
		5	0.000	0.000
		6	6.800	0.000
		7	9.111	3.851
		8	15.672	6.697
		9	26.002	11.563
		10	29.992	13.142
		11	36.882	15.297
基礎地盤-2	- 1	1	-33.672	-14.944
		2	-12.756	-8.009
		3	-1.708	-3.886
		4	12.350	1.965
		5	23.858	7.371
		6	29.467	9.732
		7	36.882	12.074

9.5 設計外力データ

載荷重番号	荷重の種類	左端座標		右端座標		常時	地震時
		X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	W (kN/m)	W (kN/m)
載荷重 - 1	活荷重	12.470	14.900	19.470	14.900	10.000	0.000

9.6 参考文献

(1) ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル (改訂版)

ジオテキスタイル補強土工法普及委員会 (財) 土木研究センター 12年2月