

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

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

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

- ここに、 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 = 1.50
 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	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		
1	ADEAM	HG-36	34.000	1.54	1.00	1.00	1.00	22.000	33.000

4.2.2 地震力に起因する単位層厚当りの必要補強材張力

$$\Delta t = \frac{\sum T_{reqE} - \sum T_{req}}{H} = 6.582 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ここに、 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)
 $\sum T_{reqE}$: 地震時の必要引張力の合計の最大値 = 96.981 (kN/m)
 $\sum T_{req}$: 常時の必要引張力の合計の最大値 = 55.514 (kN/m)
 H : 盛土高さ = 6.300 (m)

4.2.3 その他荷重の分布形状 : その他荷重なし

4.2.4 ジオテキスタイルの引張強さの照査

$$T E = v \{ K G (\gamma h + w 1' + w 2) + \Delta t \} \leq T A E$$

- ここに、 $T E$: 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)
 $T A E$: 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)
 $K G$: 常時のジオテキスタイルの必要引張力の合計に対する増加係数 = 0.1771
 γ : 土の単位体積重量 = 15.800 (kN/m³)
 $L S E_{max}$: のり肩部から着目点までの水平距離 = 3.681 (m)
 $H 1'$: 着目点における嵩上げ盛土高さ = 0.000 (m)
 $w 1'$: 嵩上げ盛土荷重 (kN/m²)
 $w 1' = \gamma H 1' = 0.000$ (kN/m²)
 $w 2$: 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)
 Δt : 地震力に起因する単位層厚当りの必要補強材張力 = 6.582 (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)	$w 2$ (kN/m ²)	$T E$ (kN/m)	$T A E$ (kN/m)	材料 No	判 定
5	1.500	1.500	1.500	0.000	16.167	33.000	1	○
4	2.700	1.200	1.200	0.000	16.962	33.000	1	○
3	3.900	1.200	1.200	0.000	20.990	33.000	1	○
2	5.100	1.200	1.200	0.000	25.019	33.000	1	○
1	6.300	1.200	1.200	0.000	29.047	33.000	1	○

4.3 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】

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

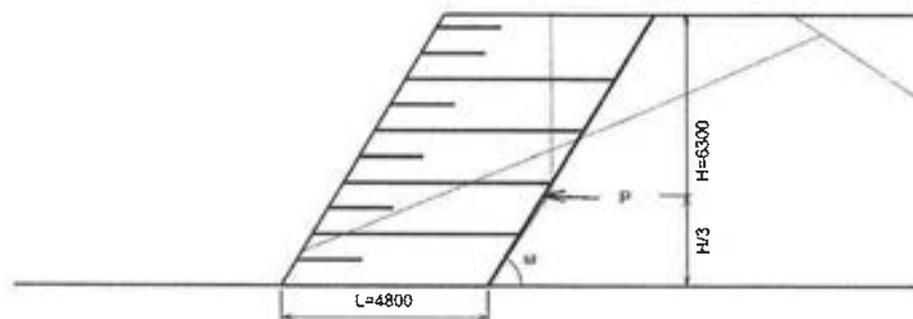
- ここに、 L : 各段の必要敷設長 (m)
 L_s : 各段ののり面から ΣT_{req} が最大となるすべり線までの水平距離 (m)
 L_e : 各段のジオテキスタイルの必要定着長 ≥ 1.0 (m)
 σ_v : 各段のジオテキスタイルの定着部に作用する鉛直力 (kN/m²)
 $\sigma_v = \gamma h + w_i'$
 w_i' : 嵩上げ盛土荷重 = 0.000 (kN/m²)
 α_1 : 土とジオテキスタイルの摩擦に関する補正係数
 α_2 : "
 c : 土の粘着力 (kN/m²)
 ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)
 c^* : 土とジオテキスタイルの見かけの粘着力 (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 = 1.20
 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)	$T E$ (kN/m)	L_s (m)	L_e (m)	L (m)	敷設長 L (m)
5	1.500	23.700	16.167	3.680	1.000	4.680	4.800
4	2.700	42.660	16.962	3.553	1.000	4.553	4.800
3	3.900	61.620	20.990	3.126	1.000	4.126	4.800
2	5.100	80.580	25.019	2.214	1.000	3.214	4.800
1	6.300	99.540	29.047	0.000	1.000	1.000	4.800

初期敷設長 = 4.700 (m)

5. 外的安定の検討【常時の場合】

5.1 仮想的な擁壁に作用する荷重



5.1.1 試行くさび法による背面土圧

$$P_A = \frac{W_2 \cdot \sin(\omega - \phi_s) - c_s \cdot L_S \cdot \cos \phi_s}{\cos(\omega - \phi_s + \alpha_0 - \delta)} = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

- ここに、 P_A : 背面土圧合力
 W_2 : 土くさびの自重(上載荷重含む) = $W + W_q = 2.017$ (kN/m)
 W : 土くさびの自重 = 2.017 (kN/m)
 W_q : 裏込め土上の載荷重 = 0.000 (kN/m)
 ω : すべり線と水平面のなす角度 = 57.036 (°)
 α_0 : 壁面と鉛直面のなす角 = 30.964 (°)
 γ_s : 裏込め土の単位体積重量 = 15.8 (kN/m³)
 ϕ_s : 裏込め土のせん断抵抗角 = 28.6 (°)
 c_s : 裏込め土の粘着力 = 19.20 (kN/m²)
 δ : 仮想背面の壁面摩擦角 = 28.6 (°)
 L_S : すべり線の長さ = 2.630 (m)
 h_0 : すべり基準高さ = 0.000 (m)
 z : 粘着高 = 4.093 (m)
 $z = (2c_s/\gamma_s) \cdot \tan(45^\circ + \phi_s/2)$
 R : すべり面に作用する反力 = -48.258 (kN/m)
 P_{AH} : 土圧Pの水平方向成分 = $P_A \cdot \cos(\delta - \alpha_0) = 0.000$ (kN/m)
 P_{AV} : 土圧Pの鉛直方向成分 = $P_A \cdot \sin(\delta - \alpha_0) = 0.000$ (kN/m)
 Y_p : X方向土圧作用位置 = 6.060 (m)
 X_p : Y方向土圧作用位置 = 2.100 (m)

5.1.2 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 (kN・m/m)	水平荷重 H (kN/m)	作用位置 Y (m)	モーメント My (kN・m/m)
仮想擁壁の自重	477.792	4.290	2049.728	0.000	0.000	0.000
土圧	0.000	6.060	0.000	0.000	2.100	0.000
合計	477.792	—	2049.728	0.000	—	0.000
仮想擁壁上の活荷重	43.000	—	—	—	—	—

5.2 滑動に対する安定の検討

$$F_s = \frac{c \cdot LB + \mu \cdot \Sigma V}{\Sigma H} \geq F_{sa}$$

- ここに、 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
 ΣV : 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 477.792 (kN/m)
 ΣH : 仮想的な擁壁の底面における全水平荷重 = 0.000 (kN/m)
 LB : 仮想的な擁壁の底面幅 = 4.800 (m)
 c : 仮想的な擁壁の底面と基礎地盤との粘着力 (kN/m²)
 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 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 = 28.6 (°)
 ϕ_2 : 基礎地盤のせん断抵抗角 = 40.3 (°)
 c_1 : 盛土材料の粘着力 = 19.20 (kN/m²)
 c_2 : 基礎地盤の粘着力 = 10.00 (kN/m²)

項目	c	μ	F_s	判定
盛土材料	$c_1 = 19.20$	$\tan \phi_1 = 0.545$	∞	○
基礎地盤	$c_2 = 10.00$	$\tan \phi_2 = 0.848$	∞	○
盛土材料とシタキスタイル	$\alpha_1 c_1 = 9.60$	$\alpha_2 \tan \phi_1 = 0.545$	∞	○
基礎地盤とシタキスタイル	$\alpha_1 c_2 = 5.00$	$\alpha_2 \tan \phi_2 = 0.848$	∞	○

5.3 転倒に対する安定の検討

5.3.1 仮想的な擁壁のつま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\sum MR - \sum Mo}{\sum V} = 4.290 \text{ (m)}$$

- ここに、 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 = 2049.728 (kN・m/m)
 $\sum Mo$: つま先まわりの転倒モーメント = 0.000 (kN・m/m)
 $\sum V$: 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 477.792 (kN/m)

5.3.2 仮想的な擁壁底面中央からの偏心距離

$$e = \frac{LB}{2} - d = -1.890$$

$$e \leq \frac{LB}{6} = 0.800 \text{ ... 満足している}$$

- ここに、 e : 仮想的な擁壁底面中央からの偏心距離 (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 = 4.290 (m)
 LB : 仮想的な擁壁の底面幅 = 4.800 (m)

5.4 支持力（盛土直下）に対する安定の検討

5.4.1 仮想的な擁壁の基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度

$$q = \frac{\Sigma V}{LB} = 108.50 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ここに、 q : 仮想的な擁壁の基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
 ΣV : 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 520.792 (kN/m)
 ただし、活荷重による影響も考慮する
 LB : 仮想的な擁壁の底面幅 = 4.800 (m)

5.4.2 基礎地盤の極限支持力度

$$q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + (1/2) \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r = 3296.51 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ここに、 q_u : 基礎地盤の極限支持力度 (kN/m²)
 c : 基礎地盤の土の粘着力 = 10.0 (kN/m²)
 q : 上載荷重 = $\gamma_2 \cdot D_f = 0.00$ (kN/m²)
 γ_1 : 支持地盤の土の単位体積重量 = 19.7 (kN/m³)
 γ_2 : 根入れ地盤の土の単位体積重量 = 19.7 (kN/m³)
 D_f : 基礎の有効根入れ深さ = 0.000 (m)
 α, β : 基礎の形状係数 = 1.0
 B_e : 基礎の有効載荷幅 = $LB = 4.800$ (m)
 κ : 根入れ効果に対する割増し係数
 $\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1.000$
 D_f' : 支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ = 0.000 (m)
 ϕ : 基礎地盤のせん断抵抗角 = 40.3 (°)
 $\tan \theta$: 荷重の傾斜 = 0.000
 N_c : 支持力係数 = 77.760
 N_q : 支持力係数 = 66.940
 N_r : 支持力係数 = 89.870
 S_c : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数 = $(c^*)^\lambda = 1.000$
 S_q : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数 = $(q^*)^\nu = 1.000$
 S_r : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数 = $(B^*)^\mu = 0.593$
 λ, ν, μ : 係数 = -1/3
 c^* : $c^* = c / c_0 = 1.000$ ここに、 $1 \leq c^* \leq 10$ $\therefore c^* = 1.000$
 c_0 : 10 (kN/m²)
 q^* : $q^* = q / q_0 = 0.000$ ここに、 $1 \leq q^* \leq 10$ $\therefore q^* = 1.000$
 q_0 : 10 (kN/m²)

$$\begin{aligned}
 B^* & : B^* = B_e / B_o = 4.800 \quad \text{ここに, } 1 \leq B^* \quad \therefore B^* = 4.800 \\
 B_o & : 1.0 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

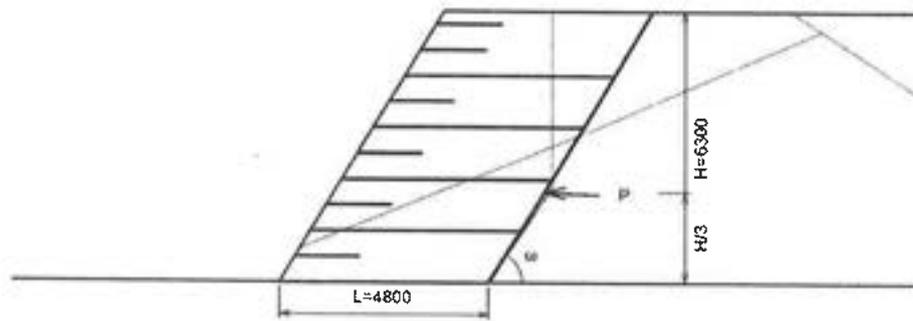
5.4.3 基礎地盤の支持力検討

$$q \leq q_a = \frac{q_u}{F_s} = 1098.84 \cdots \text{満足している}$$

- ここに、 q : 仮想的な擁壁の基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度 = 108.50 (kN/m²)
 q_a : 基礎地盤の許容支持力度 (kN/m²)
 q_u : 基礎地盤の極限支持力度 = 3296.51 (kN/m²)
 F_s : 地盤の支持に対する安全率 = 3.00

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



6.1.1 試行くさび法による背面土圧

$$P_{AE} = \frac{W_{2E} \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega E - \phi_s + \theta) - c_s \cdot L_{SE} \cdot \cos \phi_s}{\cos(\omega E - \phi_s + \alpha_0 - \delta E)} = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

- ここに、 P_{AE} : 背面土圧合力
- W_{2E} : 土くさびの自重(上載荷重含む) = $W + W_q = 2.017$ (kN/m)
- W : 土くさびの自重 = 2.017 (kN/m)
- W_q : 裏込め土上の載荷重 = 0.000 (kN/m)
- ωE : すべり線と水平面のなす角度 = 57.036 (°)
- α_0 : 壁面と鉛直面のなす角 = 30.964 (°)
- γ_s : 裏込め土の単位体積重量 = 15.8 (kN/m³)
- ϕ_s : 裏込め土のせん断抵抗角 = 28.6 (°)
- c_s : 裏込め土の粘着力 = 19.20 (kN/m²)
- δE : 仮想背面の壁面摩擦角 = 28.6 (°)
- L_{SE} : すべり線の長さ = 2.630 (m)
- k_h : 設計水平震度 = 0.20
- ν : 設計水平震度の補正係数 = 0.70
- θ : 地震合成角 = $\tan^{-1}(k_h \cdot \nu) = 7.970$ (°)
- h_0 : すべり基準高さ = 0.000 (m)
- z : 粘着高 = 4.093 (m)
- $$z = (2c_s / \gamma_s) \cdot \tan(45^\circ + \phi_s / 2)$$
- R_E : すべり面に作用する反力 = -48.245 (kN/m)
- P_{AEH} : 土圧Pの水平方向成分 = $P_{AE} \cdot \cos(\delta E - \alpha_0) = 0.000$ (kN/m)
- P_{AEV} : 土圧Pの鉛直方向成分 = $P_{AE} \cdot \sin(\delta E - \alpha_0) = 0.000$ (kN/m)
- Y_p : X方向土圧作用位置 = 6.060 (m)
- X_p : Y方向土圧作用位置 = 2.100 (m)

6.1.2 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 (kN・m/m)	水平荷重 H (kN/m)	作用位置 Y (m)	モーメント My (kN・m/m)
仮想擁壁の自重	477.792	4.290	2049.728	66.891	3.150	210.706
土圧	0.000	6.060	0.000	0.000	2.100	0.000
合計	477.792	—	2049.728	66.891	—	210.706
仮想擁壁上の活荷重	0.000	—	—	—	—	—

6.2 滑動に対する安定の検討

$$F_s = \frac{c \cdot LB + \mu \sum VE}{\sum HE} \geq F_{sa}$$

- ここに、 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
 $\sum VE$: 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 477.792 (kN/m)
 $\sum HE$: 仮想的な擁壁の底面における全水平荷重 = 66.891 (kN/m)
 LB : 仮想的な擁壁の底面幅 = 4.800 (m)
 c : 仮想的な擁壁の底面と基礎地盤との粘着力 (kN/m²)
 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 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 = 28.6 (°)
 ϕ_2 : 基礎地盤のせん断抵抗角 = 40.3 (°)
 c_1 : 盛土材料の粘着力 = 19.20 (kN/m²)
 c_2 : 基礎地盤の粘着力 = 10.00 (kN/m²)

項目	c	μ	F_s	判定
盛土材料	$c_1 = 19.20$	$\tan \phi_1 = 0.545$	5.272	○
基礎地盤	$c_2 = 10.00$	$\tan \phi_2 = 0.848$	6.775	○
盛土材料とジオテキスタイル	$\alpha_1 c_1 = 9.60$	$\alpha_2 \tan \phi_1 = 0.545$	4.583	○
基礎地盤とジオテキスタイル	$\alpha_1 c_2 = 5.00$	$\alpha_2 \tan \phi_2 = 0.848$	6.416	○

6.3 転倒に対する安定の検討

6.3.1 仮想的な擁壁のつま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\sum MR - \sum Mo}{\sum VE} = 3.849 \text{ (m)}$$

- ここに、 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 = 2049.728 (kN・m/m)
 $\sum Mo$: つま先まわりの転倒モーメント = 210.706 (kN・m/m)
 $\sum VE$: 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 477.792 (kN/m)

6.3.2 仮想的な擁壁底面中央からの偏心距離

$$e = \frac{LB}{2} - d = -1.449$$

$$e \leq \frac{LB}{3} = 1.600 \dots \text{満足している}$$

- ここに、 e : 仮想的な擁壁底面中央からの偏心距離 (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 = 3.849 (m)
 LB : 仮想的な擁壁の底面幅 = 4.800 (m)

6.4 支持力（盛土直下）に対する安定の検討

6.4.1 仮想的な擁壁の基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度

$$q_E = \frac{\sum VE}{LB} = 99.54 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ここに、 q_E : 仮想的な擁壁の基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
 $\sum VE$: 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 477.792 (kN/m)
 ただし、活荷重による影響を考慮しない
 LB : 仮想的な擁壁の底面幅 = 4.800 (m)

6.4.2 基礎地盤の極限支持力度

$$q_{UE} = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + (1/2) \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r = 3296.51 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ここに、 q_{UE} : 基礎地盤の極限支持力度 (kN/m²)
 c : 基礎地盤の土の粘着力 = 10.0 (kN/m²)
 q : 上載荷重 = $\gamma_2 \cdot D_f = 0.00$ (kN/m²)
 γ_1 : 支持地盤の土の単位体積重量 = 19.7 (kN/m³)
 γ_2 : 根入れ地盤の土の単位体積重量 = 19.7 (kN/m³)
 D_f : 基礎の有効根入れ深さ = 0.000 (m)
 α, β : 基礎の形状係数 = 1.0
 B_e : 基礎の有効載荷幅 = $LB = 4.800$ (m)
 κ : 根入れ効果に対する割増し係数
 $\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1.000$
 D_f' : 支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ = 0.000 (m)
 ϕ : 基礎地盤のせん断抵抗角 = 40.3 (°)
 $\tan \theta$: 荷重の傾斜 = 0.000
 N_c : 支持力係数 = 77.760
 N_q : 支持力係数 = 66.940
 N_r : 支持力係数 = 89.870
 S_c : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数 = $(c^*)^\lambda = 1.000$
 S_q : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数 = $(q^*)^\nu = 1.000$
 S_r : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数 = $(B^*)^\mu = 0.593$
 λ, ν, μ : 係数 = -1/3
 c^* : $c^* = c / c_0 = 1.000$ ここに、 $1 \leq c^* \leq 10$ $\therefore c^* = 1.000$
 c_0 : 10 (kN/m²)
 q^* : $q^* = q / q_0 = 0.000$ ここに、 $1 \leq q^* \leq 10$ $\therefore q^* = 1.000$
 q_0 : 10 (kN/m²)

$$\begin{aligned}
 B^* & : B^* = B_e / B_o = 4.800 \quad \text{ここに, } 1 \leq B^* \quad \therefore B^* = 4.800 \\
 B_o & : 1.0 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

6.4.3 基礎地盤の支持力検討

$$q_E \leq q_{aE} = \frac{q_{UE}}{F_{sE}} = 1648.25 \cdots \text{満足している}$$

- ここに、 q_E : 仮想的な擁壁の基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度 = 99.54 (kN/m²)
 q_{aE} : 基礎地盤の許容支持力度 (kN/m²)
 q_{UE} : 基礎地盤の極限支持力度 = 3296.51 (kN/m²)
 F_{sE} : 地盤の支持に対する安全率 = 2.00

7. 補強時の全体安定の検討【常時の場合】

7.1 計算式

7.1.1 定着部の引抜抵抗力の計算式

【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】

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

【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】

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

ここに、 T_p : 定着部の引抜抵抗力 (kN/m)
 σ_v : ジオテキスタイルの定着部に作用する鉛直力 (kN/m)
(計算では定着長 L_e の中点上の鉛直荷重としている。)
 L_e : すべり線より奥のジオテキスタイルの定着長 (m)

7.1.2 ジオテキスタイルの発揮可能引張強さの計算式

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

ここに、 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)

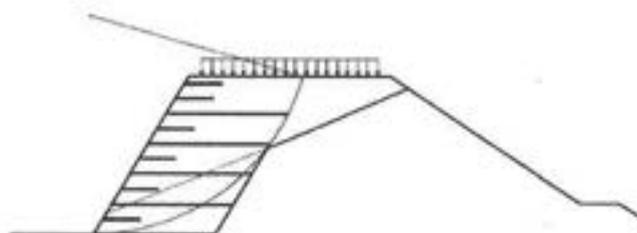
7.1.3 補強土壁の全体安定に対する計算式

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

- ここに、 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_{avai} : 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 全体安定の検討 [常時 - 1]

7.2.1 円弧すべり形状



5m

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	0.300	0.000	-3.071	1.500	0.000	10.000	0.000	
10	0.900	0.000	-3.211	1.500	0.000	10.000	0.000	
9	2.100	0.000	-3.327	1.500	0.000	10.000	0.000	
8	3.300	0.000	-3.173	1.500	0.000	10.000	0.000	
7	4.500	0.000	-2.620	1.500	0.000	10.000	0.000	
6	5.700	0.000	-1.216	1.500	0.000	10.000	0.000	
5	1.500	23.700	0.002	4.800	0.056	22.000	0.056	
4	2.700	42.660	0.011	4.800	0.358	22.000	0.358	
3	3.900	61.620	0.339	4.800	14.652	22.000	14.652	
2	5.100	80.580	1.210	4.800	64.765	22.000	22.000	
1	6.300	0.000	0.000	4.800	0.000	22.000	0.000	
$\Sigma T_{avail} = 37.067$								

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)

F s		円 中 心 × 座 標						
		-0.40m	-0.30m	-0.20m	-0.10m	0.00m	0.10m	0.20m
円 中 心 Y 座 標	9.00m	1.971 (0.0)	1.938 (0.0)	1.932 (0.0)	2.009 (0.0)	2.070 (0.0)	2.236 (0.0)	2.323 (0.0)
	8.90m	1.981 (0.0)	1.955 (0.0)	1.924 (0.0)	1.974 (0.0)	2.043 (0.0)	2.214 (0.0)	2.297 (0.0)
	8.80m	1.991 (0.0)	1.973 (0.0)	1.939 (0.0)	1.931 (0.0)	2.013 (0.0)	2.190 (0.0)	2.270 (0.0)
	8.70m	2.002 (0.0)	1.986 (0.0)	1.957 (0.0)	1.924 (0.0)	1.977 (0.0)	2.164 (0.0)	2.248 (0.0)
	8.60m	2.013 (0.0)	1.997 (0.0)	1.975 (0.0)	1.941 (0.0)	1.932 (0.0)	2.134 (0.0)	2.224 (0.0)
	8.50m	2.024 (0.0)	2.007 (0.0)	1.992 (0.0)	1.959 (0.0)	1.926 (0.0)	2.099 (0.0)	2.198 (0.0)
	8.40m	2.036 (0.0)	2.019 (0.0)	2.003 (0.0)	1.978 (0.0)	1.944 (0.0)	2.051 (0.0)	2.168 (0.0)

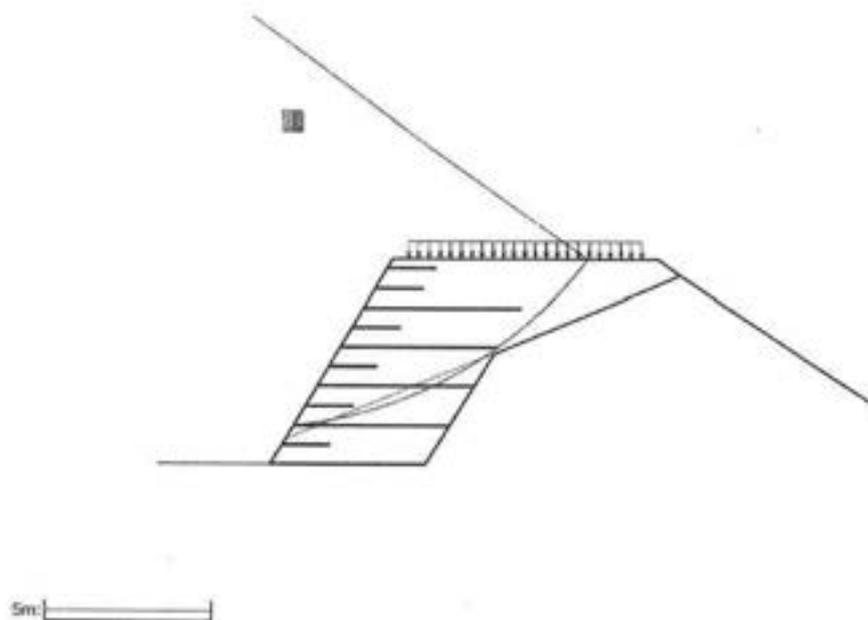
7.2.4 補強土壁の円弧すべり安定計算結果

()内は設計値

項 目	記 号	単 位	常 時
最小安全率	F _{smin}	—	1.924
	F _{sa}		(1.200)
引張力の合力	Σ T _{avail}	kN/m	37.067
抵抗モーメント	M _{RC}	kN・m/m	1860.158
	M _{RF}		1754.895
	M _R		3615.053
	M _T		361.808
起動モーメント	M _D	kN・m/m	2067.347
円中心X座標	X _o	m	-0.100
Y座標	Y _o		8.700
通過点X座標	X _P	m	0.000
Y座標	Y _P		0.000
半径	R	m	8.701

7.3 全体安定の検討 [常時 - 2]

7.3.1 円弧すべり形状



7.3.2 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 _A (kN/m)	T _{avail} (kN/m)	
11	0.300	0.000	-3.739	1.500	0.000	10.000	0.000	
10	0.900	0.000	-3.737	1.500	0.000	10.000	0.000	
9	2.100	0.000	-3.521	1.500	0.000	10.000	0.000	
8	3.300	0.000	-2.899	1.500	0.000	10.000	0.000	
7	4.500	0.000	-1.406	1.500	0.000	10.000	0.000	
6	5.700	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000	
5	1.500	0.000	-0.369	4.800	0.000	22.000	0.000	
4	2.700	42.660	0.025	4.800	0.808	22.000	0.808	
3	3.900	61.620	0.971	4.800	41.922	22.000	22.000	
2	5.100	0.000	0.000	4.800	0.000	22.000	0.000	
1	6.300	0.000	0.000	4.800	0.000	22.000	0.000	
$\Sigma T_{avail} = 22.808$								

7.3.3 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)

F s		円 中 心 X 座 標						
		0.40m	0.50m	0.60m	0.70m	0.80m	0.90m	1.00m
円 中 心 Y 座 標	10.80m	2.232 (0.0)	2.227 (0.0)	2.223 (0.0)	2.237 (0.0)	2.438 (0.0)	2.528 (0.0)	2.616 (0.0)
	10.70m	2.233 (0.0)	2.228 (0.0)	2.224 (0.0)	2.230 (0.0)	2.404 (0.0)	2.496 (0.0)	2.585 (0.0)
	10.60m	2.234 (0.0)	2.229 (0.0)	2.224 (0.0)	2.223 (0.0)	2.369 (0.0)	2.463 (0.0)	2.554 (0.0)
	10.50m	2.236 (0.0)	2.230 (0.0)	2.225 (0.0)	2.221 (0.0)	2.351 (0.0)	2.429 (0.0)	2.522 (0.0)
	10.40m	2.237 (0.0)	2.231 (0.0)	2.226 (0.0)	2.221 (0.0)	2.344 (0.0)	2.395 (0.0)	2.489 (0.0)
	10.30m	2.242 (0.0)	2.233 (0.0)	2.227 (0.0)	2.222 (0.0)	2.338 (0.0)	2.359 (0.0)	2.456 (0.0)
	10.20m	2.251 (0.0)	2.234 (0.0)	2.228 (0.0)	2.223 (0.0)	2.339 (0.0)	2.348 (0.0)	2.421 (0.0)

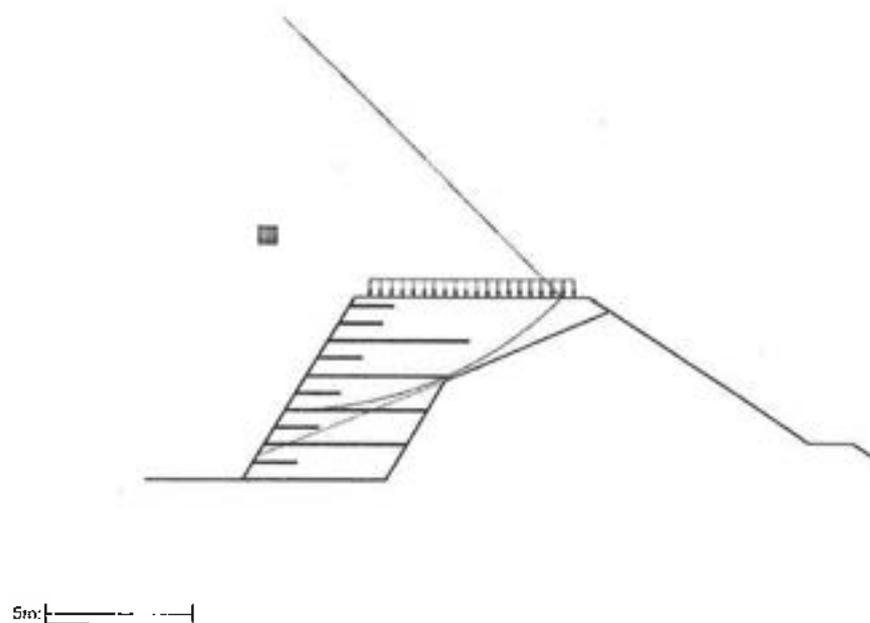
7.3.4 補強土壁の円弧すべり安定計算結果

()内は設計値

項 目	記 号	単 位	常 時
最小安全率	Fsmin	—	2.221
	Fsa	—	(1.200)
引張力の合力	ΣT_{avail}	kN/m	22.808
抵抗モーメント	MRC	kN・m/m	1826.795
	MRF		1737.272
	MR		3564.067
	MT		241.336
起動モーメント	MD	kN・m/m	1713.583
円中心X座標	Xo	m	0.700
Y座標	Yo		10.500
通過点X座標	XP	m	0.720
Y座標	YP		1.200
半径	R	m	9.300

7.4 全体安定の検討 [常時 - 3]

7.4.1 円弧すべり形状



7.4.2 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_A (kN/m)	T_{avail} (kN/m)
11	0.300	0.000	-1.326	1.500	0.000	10.000	0.000
10	0.900	0.000	-1.384	1.500	0.000	10.000	0.000
9	2.100	0.000	-1.199	1.500	0.000	10.000	0.000
8	3.300	0.000	-0.271	1.500	0.000	10.000	0.000
7	4.500	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000
6	5.700	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000
5	1.500	23.700	1.950	4.800	43.910	22.000	22.000
4	2.700	42.660	2.420	4.800	79.509	22.000	22.000
3	3.900	0.000	0.000	4.800	0.000	22.000	0.000
2	5.100	0.000	0.000	4.800	0.000	22.000	0.000
1	6.300	0.000	0.000	4.800	0.000	22.000	0.000
$\Sigma T_{avail} = 44.000$							

7.4.3 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)

F s		円 中 心 X 座 標						
		0.60m	0.70m	0.80m	0.90m	1.00m	1.10m	1.20m
円 中 心 Y 座 標	8.70m	2.662 (0.0)	2.660 (0.0)	2.660 (0.0)	2.662 (0.0)	2.666 (0.0)	2.672 (0.0)	2.680 (0.0)
	8.60m	2.663 (0.0)	2.660 (0.0)	2.659 (0.0)	2.661 (0.0)	2.664 (0.0)	2.669 (0.0)	2.676 (0.0)
	8.50m	2.665 (0.0)	2.661 (0.0)	2.659 (0.0)	2.660 (0.0)	2.662 (0.0)	2.666 (0.0)	2.672 (0.0)
	8.40m	2.668 (0.0)	2.663 (0.0)	2.660 (0.0)	2.659 (0.0)	2.660 (0.0)	2.664 (0.0)	2.669 (0.0)
	8.30m	2.672 (0.0)	2.665 (0.0)	2.661 (0.0)	2.659 (0.0)	2.660 (0.0)	2.662 (0.0)	2.667 (0.0)
	8.20m	2.677 (0.0)	2.669 (0.0)	2.664 (0.0)	2.661 (0.0)	2.660 (0.0)	2.661 (0.0)	2.665 (0.0)
	8.10m	2.691 (0.0)	2.674 (0.0)	2.667 (0.0)	2.663 (0.0)	2.661 (0.0)	2.661 (0.0)	2.664 (0.0)

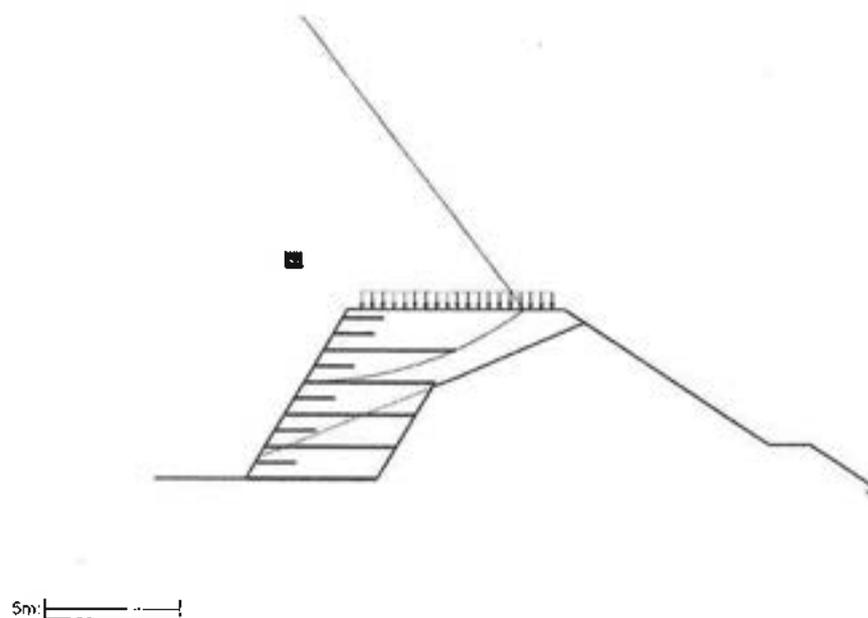
7.4.4 補強土壁の円弧すべり安定計算結果

()内は設計値

項 目	記 号	単 位	常 時
最小安全率	F _{sm}	—	2.659
	F _{sa}	—	(1.200)
引張力の合力	Σ T _{avail}	kN/m	44.000
抵抗モーメント	M _{RC}	kN・m/m	783.874
	M _{RF}		450.387
	M _R		1234.261
	M _T		286.403
起動モーメント	M _D	kN・m/m	571.863
円中心 X 座標	X _o	■	0.900
Y 座標	Y _o	■	8.400
通過点 X 座標	X _P	m	1.440
Y 座標	Y _P		2.400
半径	R	m	6.024

7.5 全体安定の検討 [常時 - 4]

7.5.1 円弧すべり形状



7.5.2 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	0.300	0.000	-0.696	1.500	0.000	10.000	0.000
10	0.900	0.000	-0.678	1.500	0.000	10.000	0.000
9	2.100	0.000	-0.054	1.500	0.000	10.000	0.000
8	3.300	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000
7	4.500	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000
6	5.700	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000
5	1.500	23.700	2.800	4.800	63.049	22.000	22.000
4	2.700	0.000	0.000	4.800	0.000	22.000	0.000
3	3.900	0.000	0.000	4.800	0.000	22.000	0.000
2	5.100	0.000	0.000	4.800	0.000	22.000	0.000
1	6.300	0.000	0.000	4.800	0.000	22.000	0.000
						$\Sigma T_{avail} = 22.000$	

7.5.3 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)

F s		円 中 心 × 座 標						
		1.50m	1.60m	1.70m	1.80m	1.90m	2.00m	2.10m
円 中 心 Y 座 標	8.40m	3.192 (0.0)	3.139 (0.0)	3.119 (0.0)	3.121 (0.0)	3.127 (0.0)	3.137 (0.0)	3.151 (0.0)
	8.30m	3.213 (0.0)	3.156 (0.0)	3.118 (0.0)	3.118 (0.0)	3.123 (0.0)	3.131 (0.0)	3.144 (0.0)
	8.20m	3.236 (0.0)	3.175 (0.0)	3.120 (0.0)	3.117 (0.0)	3.119 (0.0)	3.126 (0.0)	3.137 (0.0)
	8.10m	3.262 (0.0)	3.197 (0.0)	3.138 (0.0)	3.116 (0.0)	3.117 (0.0)	3.123 (0.0)	3.132 (0.0)
	8.00m	3.291 (0.0)	3.222 (0.0)	3.159 (0.0)	3.118 (0.0)	3.116 (0.0)	3.120 (0.0)	3.128 (0.0)
	7.90m	3.324 (0.0)	3.250 (0.0)	3.183 (0.0)	3.121 (0.0)	3.117 (0.0)	3.119 (0.0)	3.125 (0.0)
	7.80m	3.361 (0.0)	3.282 (0.0)	3.210 (0.0)	3.143 (0.0)	3.120 (0.0)	3.119 (0.0)	3.123 (0.0)

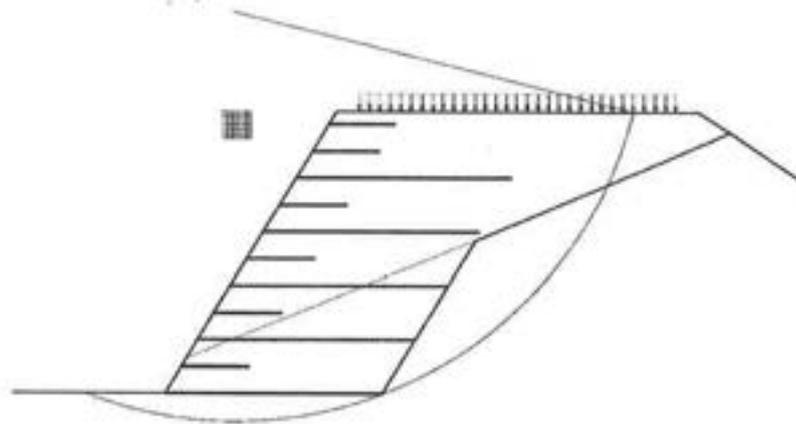
7.5.4 補強土壁の円弧すべり安定計算結果

()内は設計値

項 目	記 号	単 位	常 時
最小安全率	Fsmin	—	3.116
	Fsa	—	(1.200)
引張力の合力	ΣT_{avail}	kN/m	22.000
抵抗モーメント	MRC	kN・m/m	422.917
	MRF		187.968
	MR		610.885
	MT		109.550
起動モーメント	MD	kN・m/m	231.172
円中心X座標	Xo	m	1.800
Y座標	Yo	m	8.100
通過点X座標	XP	m	2.160
Y座標	YP	m	3.600
半径	R	m	4.514

7.6 全体安定の検討 [常時 - 5]

7.6.1 円弧すべり形状



2m:

7.6.2 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 _A (kN/m)	T _{avail} (kN/m)
11	0.300	0.000	-3.300	1.500	0.000	10.000	0.000
10	0.900	0.000	-3.634	1.500	0.000	10.000	0.000
9	2.100	0.000	-4.137	1.500	0.000	10.000	0.000
8	3.300	0.000	-4.402	1.500	0.000	10.000	0.000
7	4.500	0.000	-4.368	1.500	0.000	10.000	0.000
6	5.700	0.000	-3.873	1.500	0.000	10.000	0.000
5	1.500	0.000	-0.613	4.800	0.000	22.000	0.000
4	2.700	0.000	-1.002	4.800	0.000	22.000	0.000
3	3.900	0.000	-1.129	4.800	0.000	22.000	0.000
2	5.100	0.000	-0.897	4.800	0.000	22.000	0.000
1	6.300	0.000	0.000	4.800	0.000	22.000	0.000
$\Sigma T_{avail} = 0.000$							

7.6.3 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)

F _s		円 中 心 X 座 標						
		1.30m	1.40m	1.50m	1.60m	1.70m	1.80m	1.90m
円 中 心 Y 座 標	6.30m	3.826 (0.0)	3.821 (0.0)	3.819 (0.0)	3.820 (0.0)	3.823 (0.0)	3.829 (0.0)	3.837 (0.0)
	6.20m	3.825 (0.0)	3.820 (0.0)	3.818 (0.0)	3.818 (0.0)	3.821 (0.0)	3.826 (0.0)	3.835 (0.0)
	6.10m	3.825 (0.0)	3.820 (0.0)	3.817 (0.0)	3.817 (0.0)	3.819 (0.0)	3.824 (0.0)	3.833 (0.0)
	6.00m	3.826 (0.0)	3.820 (0.0)	3.817 (0.0)	3.816 (0.0)	3.818 (0.0)	3.823 (0.0)	3.831 (0.0)
	5.90m	3.828 (0.0)	3.821 (0.0)	3.817 (0.0)	3.816 (0.0)	3.818 (0.0)	3.823 (0.0)	3.831 (0.0)
	5.80m	3.830 (0.0)	3.823 (0.0)	3.819 (0.0)	3.817 (0.0)	3.819 (0.0)	3.824 (0.0)	3.831 (0.0)
	5.70m	3.833 (0.0)	3.826 (0.0)	3.821 (0.0)	3.819 (0.0)	3.821 (0.0)	3.825 (0.0)	3.832 (0.0)

7.6.4 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 _{sm}	—	3.816
	F _{sa}	—	(1.200)
引張力の合力	Σ T _{avail}	kN/m	0.000
抵抗モーメント	M _{RC}	kN・m/m	4137.197
	M _{RF}		3221.316
	M _R		7358.513
	M _T		0.000
起動モーメント	M _D	kN・m/m	1928.242
円中心X座標 Y座標	X _o	m	1.600
	Y _o		6.000
通過点X座標 Y座標	X _P	m	4.800
	Y _P		0.000
半径	R	m	6.800

8. 補強時の全体安定の検討【地震時の場合】

8.1 計算式

8.1.1 定着部の引抜抵抗力の計算式

【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】

$$T_{pE} = \frac{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \cdot \tan \phi) L_{eE}}{F_{sE}}$$

【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】

$$T_{pE} = \frac{2(c^* + \sigma_v \tan \phi^*) L_{eE}}{F_{sE}}$$

- ここに、 T_{pE} : 定着部の引抜抵抗力 (kN/m)
 σ_v : ジオテキスタイルの定着部に作用する鉛直力 (kN/m)
(計算では定着長 L_e の中点上の鉛直荷重としている。)
 L_{eE} : すべり線より奥のジオテキスタイルの定着長 (m)

8.1.2 ジオテキスタイルの発揮可能引張強さの計算式

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

- ここに、 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設計引張強さ (kN/m)
 T_{pE} : 定着部の引抜抵抗力 (kN/m)

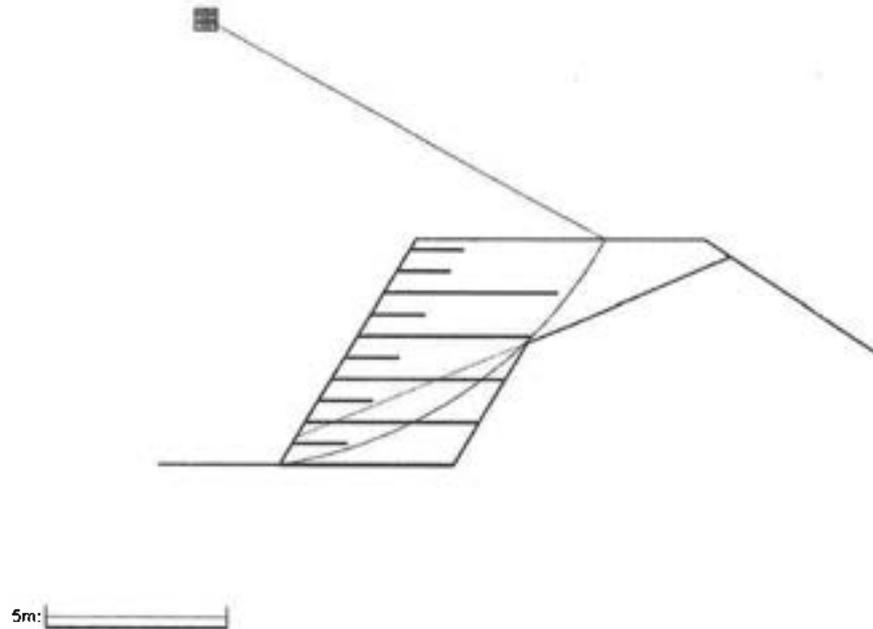
8.1.3 補強土壁の全体安定に対する計算式

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

- ここに、
- 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 (°)
 - kh : 設計水平震度 = 0.20
 - y_G : 円弧中心から分割片重心までの鉛直距離 (m)

8.2 全体安定の検討 [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 E (m)	L (m)	T _{pE} (kN/m)	T _{AE} (kN/m)	T _{avail} (kN/m)	
11	0.300	0.000	-3.707	1.500	0.000	10.000	0.000	
10	0.900	0.000	-3.689	1.500	0.000	10.000	0.000	
9	2.100	0.000	-3.494	1.500	0.000	10.000	0.000	
8	3.300	0.000	-3.031	1.500	0.000	10.000	0.000	
7	4.500	0.000	-2.158	1.500	0.000	10.000	0.000	
6	5.700	0.000	-0.444	1.500	0.000	10.000	0.000	
5	1.500	0.000	-0.320	4.800	0.000	33.000	0.000	
4	2.700	0.000	-0.002	4.800	0.000	33.000	0.000	
3	3.900	61.620	0.640	4.800	46.076	33.000	33.000	
2	5.100	80.580	1.835	4.800	163.724	33.000	33.000	
1	6.300	0.000	0.000	4.800	0.000	33.000	0.000	
$\Sigma T_{avail} = 66.000$								

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)

F s		円 中 心 X 座 標						
		-2.30m	-2.20m	-2.10m	-2.00m	-1.90m	-1.80m	-1.70m
円 中 心 Y 座 標	12.70m	1.745 (0.0)	1.728 (0.0)	1.721 (0.0)	1.746 (0.0)	1.787 (0.0)	1.808 (0.0)	1.823 (0.0)
	12.60m	1.754 (0.0)	1.737 (0.0)	1.721 (0.0)	1.725 (0.0)	1.768 (0.0)	1.798 (0.0)	1.814 (0.0)
	12.50m	1.763 (0.0)	1.746 (0.0)	1.728 (0.0)	1.721 (0.0)	1.747 (0.0)	1.788 (0.0)	1.805 (0.0)
	12.40m	1.773 (0.0)	1.755 (0.0)	1.737 (0.0)	1.721 (0.0)	1.725 (0.0)	1.768 (0.0)	1.796 (0.0)
	12.30m	1.782 (0.0)	1.764 (0.0)	1.746 (0.0)	1.729 (0.0)	1.721 (0.0)	1.747 (0.0)	1.786 (0.0)
	12.20m	1.794 (0.0)	1.774 (0.0)	1.756 (0.0)	1.738 (0.0)	1.721 (0.0)	1.725 (0.0)	1.770 (0.0)
	12.10m	1.811 (0.0)	1.783 (0.0)	1.765 (0.0)	1.747 (0.0)	1.730 (0.0)	1.721 (0.0)	1.748 (0.0)

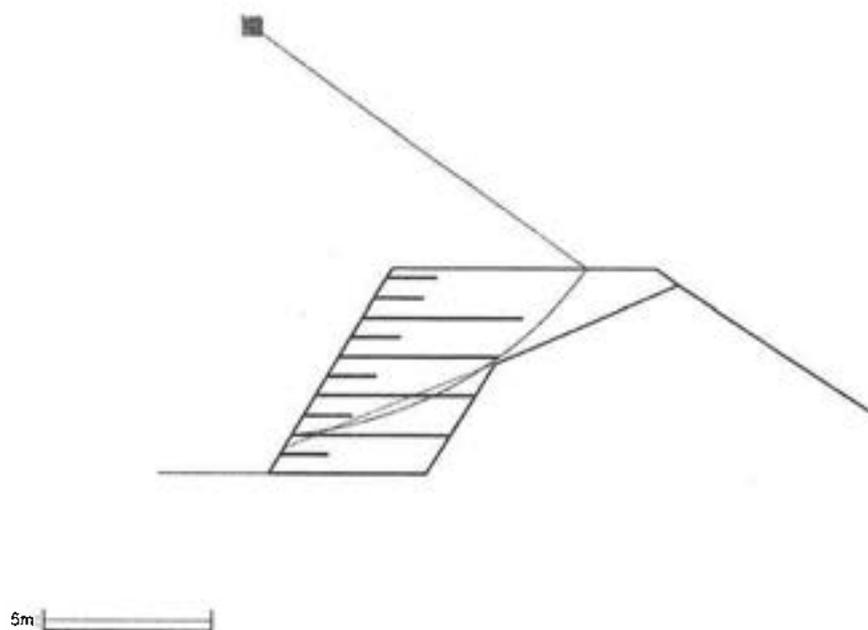
8.2.4 補強土壁の円弧すべり安定計算結果

()内は設計値

項 目	記 号	単 位	地震時
最小安全率	F _{smin}	—	1.721
	F _{da}	—	(1.000)
設計水平震度	k _h	—	0.200
引張力の合力	Σ T _{avail}	kN/m	66.000
抵抗モーメント	M _{RC}	kN・m/m	2737.493
	M _{RF}		2045.596
	M _R		4783.090
	M _T		938.627
起動モーメント	M _D	kN・m/m	3325.168
円中心X座標 Y座標	X _o	m	-2.000
	Y _o		12.400
通過点X座標 Y座標	X _P	m	0.000
	Y _P		0.000
半径	R	m	12.560

8.3 全体安定の検討 [地震時 - 2]

8.3.1 円弧すべり形状



8.3.2 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 E (m)	L (m)	T _{pE} (kN/m)	T _{AE} (kN/m)	T _{avail} (kN/m)	
11	0.300	0.000	-4.322	1.500	0.000	10.000	0.000	
10	0.900	0.000	-4.186	1.500	0.000	10.000	0.000	
9	2.100	0.000	-3.695	1.500	0.000	10.000	0.000	
8	3.300	0.000	-2.776	1.500	0.000	10.000	0.000	
7	4.500	0.000	-0.936	1.500	0.000	10.000	0.000	
6	5.700	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000	
5	1.500	0.000	-0.682	4.800	0.000	33.000	0.000	
4	2.700	0.000	-0.005	4.800	0.000	33.000	0.000	
3	3.900	61.620	1.258	4.800	90.597	33.000	33.000	
2	5.100	0.000	0.000	4.800	0.000	33.000	0.000	
1	6.300	0.000	0.000	4.800	0.000	33.000	0.000	
$\Sigma T_{avail} = 33.000$								

8.3.3 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						
		-0.80m	-0.70m	-0.60m	-0.50m	-0.40m	-0.30m	-0.20m
円 中 心 Y 座 標	14.00m	1.934 (0.0)	1.914 (0.0)	1.899 (0.0)	1.903 (0.0)	1.932 (0.0)	1.991 (0.0)	2.047 (0.0)
	13.90m	1.942 (0.0)	1.921 (0.0)	1.901 (0.0)	1.901 (0.0)	1.910 (0.0)	1.969 (0.0)	2.027 (0.0)
	13.80m	1.950 (0.0)	1.929 (0.0)	1.908 (0.0)	1.899 (0.0)	1.903 (0.0)	1.948 (0.0)	2.006 (0.0)
	13.70m	1.958 (0.0)	1.937 (0.0)	1.916 (0.0)	1.897 (0.0)	1.901 (0.0)	1.926 (0.0)	1.985 (0.0)
	13.60m	1.966 (0.0)	1.945 (0.0)	1.923 (0.0)	1.903 (0.0)	1.899 (0.0)	1.904 (0.0)	1.964 (0.0)
	13.50m	1.974 (0.0)	1.953 (0.0)	1.931 (0.0)	1.910 (0.0)	1.897 (0.0)	1.902 (0.0)	1.942 (0.0)
	13.40m	1.983 (0.0)	1.961 (0.0)	1.939 (0.0)	1.918 (0.0)	1.897 (0.0)	1.899 (0.0)	1.920 (0.0)

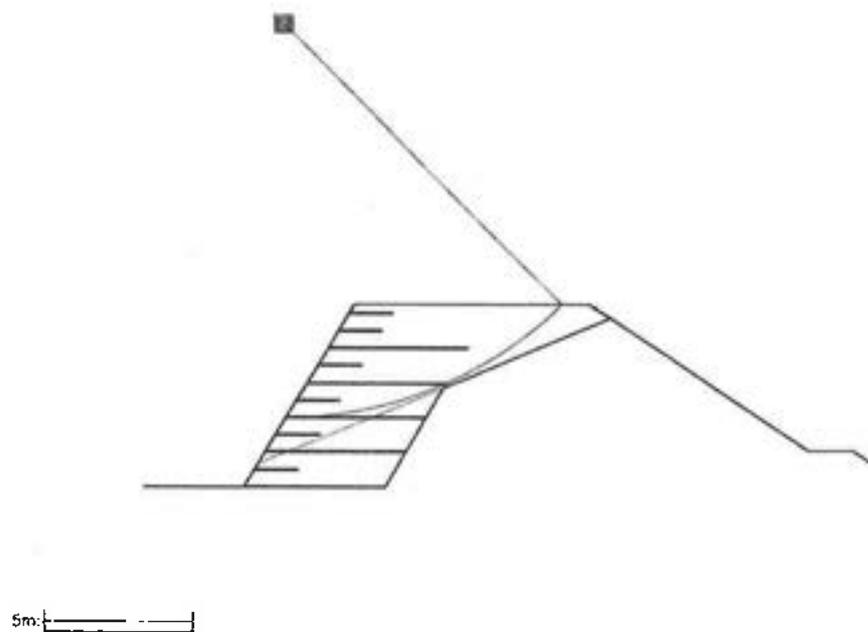
8.3.4 補強土壁の円弧すべり安定計算結果

()内は設計値

項目	記号	単位	地震時
最小安全率	Fsmin	—	1.897
	Fda	—	(1.000)
設計水平震度	kh	—	0.200
引張力の合力	ΣT_{avail}	kN/m	33.000
抵抗モーメント	MRC	kN・m/m	2554.402
	MRF		1946.840
	MR		4501.242
	MT		471.527
起動モーメント	MD	kN・m/m	2621.809
円中心X座標 Y座標	Xo	m	-0.500
	Yo		13.700
通過点X座標 Y座標	XP	m	0.720
	YP		1.200
半径	R	m	12.559

8.4 全体安定の検討 [地震時 - 3]

8.4.1 円弧すべり形状



8.4.2 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 θE (m)	L (m)	T pE (kN/m)	T AE (kN/m)	T $avail$ (kN/m)
11	0.300	0.000	-5.478	1.500	0.000	10.000	0.000
10	0.900	0.000	-5.145	1.500	0.000	10.000	0.000
9	2.100	0.000	-4.115	1.500	0.000	10.000	0.000
8	3.300	0.000	-2.080	1.500	0.000	10.000	0.000
7	4.500	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000
6	5.700	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000
5	1.500	0.000	-1.404	4.800	0.000	33.000	0.000
4	2.700	0.000	-0.004	4.800	0.000	33.000	0.000
3	3.900	0.000	0.000	4.800	0.000	33.000	0.000
2	5.100	0.000	0.000	4.800	0.000	33.000	0.000
1	6.300	0.000	0.000	4.800	0.000	33.000	0.000
$\Sigma T_{avail} = 0.000$							

8.4.3 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)

F s		円 中 心 X 座 標						
		1. 10m	1. 20m	1. 30m	1. 40m	1. 50m	1. 60m	1. 70m
円 中 心 Y 座 標	16. 20m	2. 317 (0. 0)	2. 288 (0. 0)	2. 260 (0. 0)	2. 258 (0. 0)	2. 473 (0. 0)	2. 482 (0. 0)	2. 702 (0. 0)
	16. 10m	2. 322 (0. 0)	2. 293 (0. 0)	2. 265 (0. 0)	2. 254 (0. 0)	2. 470 (0. 0)	2. 479 (0. 0)	2. 654 (0. 0)
	16. 00m	2. 328 (0. 0)	2. 298 (0. 0)	2. 270 (0. 0)	2. 251 (0. 0)	2. 467 (0. 0)	2. 476 (0. 0)	2. 596 (0. 0)
	15. 90m	2. 333 (0. 0)	2. 304 (0. 0)	2. 275 (0. 0)	2. 247 (0. 0)	2. 464 (0. 0)	2. 473 (0. 0)	2. 482 (0. 0)
	15. 80m	2. 338 (0. 0)	2. 309 (0. 0)	2. 280 (0. 0)	2. 251 (0. 0)	2. 461 (0. 0)	2. 470 (0. 0)	2. 479 (0. 0)
	15. 70m	2. 344 (0. 0)	2. 314 (0. 0)	2. 285 (0. 0)	2. 256 (0. 0)	2. 458 (0. 0)	2. 467 (0. 0)	2. 477 (0. 0)
	15. 60m	2. 350 (0. 0)	2. 320 (0. 0)	2. 290 (0. 0)	2. 261 (0. 0)	2. 455 (0. 0)	2. 464 (0. 0)	2. 474 (0. 0)

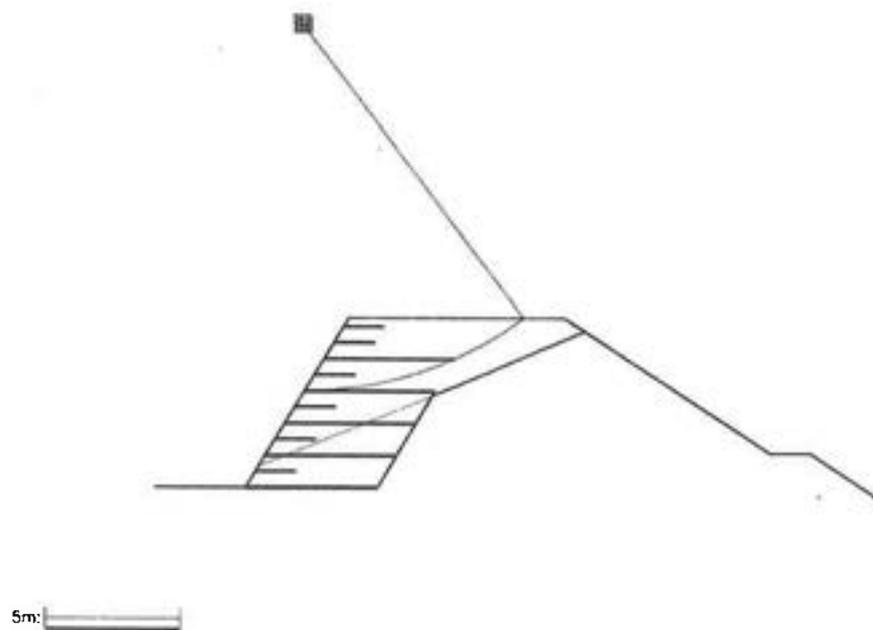
8.4.4 補強土壁の円弧すべり安定計算結果

()内は設計値

項 目	記 号	単 位	地震時
最小安全率	Fsmin	—	2. 247
	Fda	—	(1. 000)
設計水平震度	kh	—	0. 200
引張力の合力	ΣT_{avail}	kN/m	0. 000
抵抗モーメント	MRC	kN・m/m	2718. 056
	MRF		2101. 891
	MR		4819. 947
	MT		0. 000
起動モーメント	MD	kN・m/m	2144. 673
円中心X座標 Y座標	Xo	m	1. 400
	Yo		15. 900
通過点X座標 Y座標	XP	m	1. 440
	YP		2. 400
半径	R	m	13. 500

8.5 全体安定の検討 [地震時 - 4]

8.5.1 円弧すべり形状



8.5.2 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 _{0E} (m)	L (m)	T _{PE} (kN/m)	T _{AE} (kN/m)	T _{avail} (kN/m)	
11	0.300	0.000	-4.715	1.500	0.000	10.000	0.000	
10	0.900	0.000	-4.122	1.500	0.000	10.000	0.000	
9	2.100	0.000	-2.075	1.500	0.000	10.000	0.000	
8	3.300	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000	
7	4.500	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000	
6	5.700	0.000	0.000	1.500	0.000	10.000	0.000	
5	1.500	0.000	-0.006	4.800	0.000	33.000	0.000	
4	2.700	0.000	0.000	4.800	0.000	33.000	0.000	
3	3.900	0.000	0.000	4.800	0.000	33.000	0.000	
2	5.100	0.000	0.000	4.800	0.000	33.000	0.000	
1	6.300	0.000	0.000	4.800	0.000	33.000	0.000	
$\Sigma T_{avail} = 0.000$								

8.5.3 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)

F s		円 中 心 X 座 標						
		1.80m	1.90m	2.00m	2.10m	2.20m	2.30m	2.40m
円 中 心 Y 座 標	17.50m	3.107 (0.0)	3.071 (0.0)	3.036 (0.0)	3.035 (0.0)	3.418 (0.0)	3.428 (0.0)	3.438 (0.0)
	17.40m	3.114 (0.0)	3.078 (0.0)	3.042 (0.0)	3.030 (0.0)	3.414 (0.0)	3.424 (0.0)	3.434 (0.0)
	17.30m	3.120 (0.0)	3.084 (0.0)	3.048 (0.0)	3.026 (0.0)	3.411 (0.0)	3.421 (0.0)	3.431 (0.0)
	17.20m	3.127 (0.0)	3.090 (0.0)	3.054 (0.0)	3.021 (0.0)	3.407 (0.0)	3.417 (0.0)	3.427 (0.0)
	17.10m	3.133 (0.0)	3.097 (0.0)	3.060 (0.0)	3.024 (0.0)	3.404 (0.0)	3.414 (0.0)	3.424 (0.0)
	17.00m	3.140 (0.0)	3.103 (0.0)	3.067 (0.0)	3.030 (0.0)	3.400 (0.0)	3.410 (0.0)	3.420 (0.0)
	16.90m	3.147 (0.0)	3.110 (0.0)	3.073 (0.0)	3.036 (0.0)	3.397 (0.0)	3.407 (0.0)	3.417 (0.0)

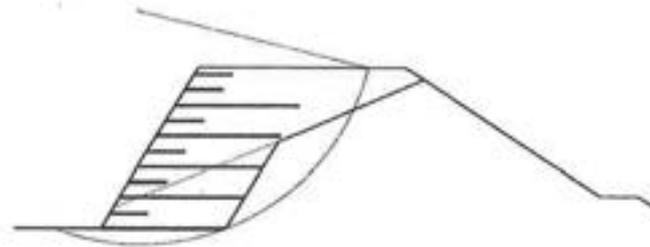
8.5.4 補強土壁の円弧すべり安定計算結果

()内は設計値

項 目	記 号	単 位	地震時
最小安全率	Fsmin	—	3.021
	Fda	—	(1.000)
設計水平震度	kh	—	0.200
引張力の合力	ΣT_{avail}	kN/m	0.000
抵抗モーメント	MRC	kN・m/m	2260.918
	MRF		1333.104
	MR		3594.022
	MT		0.000
起動モーメント	MD	kN・m/m	1189.599
円中心X座標	Xo	m	2.100
Y座標	Yo		17.200
通過点X座標	XP	m	2.160
Y座標	YP		3.600
半径	R	m	13.600

8.6 全体安定の検討 [地震時 - 5]

8.6.1 円弧すべり形状



5m

8.6.2 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 $\bar{\epsilon}$ (m)	L (m)	T pE (kN/m)	T AE (kN/m)	T avail (kN/m)
11	0.300	0.000	-5.169	1.500	0.000	10.000	0.000
10	0.900	0.000	-5.335	1.500	0.000	10.000	0.000
9	2.100	0.000	-5.521	1.500	0.000	10.000	0.000
8	3.300	0.000	-5.473	1.500	0.000	10.000	0.000
7	4.500	0.000	-5.105	1.500	0.000	10.000	0.000
6	5.700	0.000	-4.193	1.500	0.000	10.000	0.000
5	1.500	0.000	-2.154	4.800	0.000	33.000	0.000
4	2.700	0.000	-2.230	4.800	0.000	33.000	0.000
3	3.900	0.000	-2.037	4.800	0.000	33.000	0.000
2	5.100	0.000	-1.444	4.800	0.000	33.000	0.000
1	6.300	0.000	0.000	4.800	0.000	33.000	0.000
$\Sigma T_{avail} = 0.000$							

8.6.3 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)

F s		円 中 心 × 座 標						
		1. 20m	1. 30m	1. 40m	1. 50m	1. 60m	1. 70m	1. 80m
円 中 心 Y 座 標	8. 80m	3. 128 (0. 0)	3. 127 (0. 0)	3. 126 (0. 0)	3. 126 (0. 0)	3. 127 (0. 0)	3. 128 (0. 0)	3. 131 (0. 0)
	8. 70m	3. 128 (0. 0)	3. 126 (0. 0)	3. 125 (0. 0)	3. 125 (0. 0)	3. 126 (0. 0)	3. 128 (0. 0)	3. 131 (0. 0)
	8. 60m	3. 128 (0. 0)	3. 126 (0. 0)	3. 125 (0. 0)	3. 125 (0. 0)	3. 126 (0. 0)	3. 128 (0. 0)	3. 130 (0. 0)
	8. 50m	3. 128 (0. 0)	3. 126 (0. 0)	3. 125 (0. 0)	3. 125 (0. 0)	3. 126 (0. 0)	3. 128 (0. 0)	3. 130 (0. 0)
	8. 40m	3. 128 (0. 0)	3. 126 (0. 0)	3. 125 (0. 0)	3. 125 (0. 0)	3. 126 (0. 0)	3. 128 (0. 0)	3. 130 (0. 0)
	8. 30m	3. 128 (0. 0)	3. 126 (0. 0)	3. 125 (0. 0)	3. 125 (0. 0)	3. 126 (0. 0)	3. 128 (0. 0)	3. 131 (0. 0)
	8. 20m	3. 129 (0. 0)	3. 127 (0. 0)	3. 126 (0. 0)	3. 126 (0. 0)	3. 127 (0. 0)	3. 129 (0. 0)	3. 131 (0. 0)

8.6.4 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 smin	—	3. 125
	F da	—	(1. 000)
設計水平震度	kh	—	0. 200
引張力の合力	ΣT_{avail}	kN/m	0. 000
抵抗モーメント	MRC	kN・m/m	6278. 232
	MRF		4500. 916
	MR		10779. 149
	MT		0. 000
起動モーメント	MD	kN・m/m	3449. 409
円中心X座標 Y座標	Xo	m	1. 500
	Yo		8. 500
通過点X座標 Y座標	XP	m	4. 800
	YP		0. 000
半径	R	m	9. 118

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	3.780	6.300

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	-3.360	0.000
	2	0.000	0.000
	3	0.480	0.800
	4	7.780	3.800
	5	12.487	5.829
	6	19.280	1.300
	7	20.780	1.300
	8	28.280	-3.700
基礎地盤-2	1	11.780	6.300
	2	12.487	5.829

9.3 掘削形状座標データ

座標番号	掘削幅 (m)	掘削高 (m)	掘削勾配
1	4.800	5.000	0.60
2	1.000	5.000	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	1	0.000	0.000
		2	2	3.780	6.300
			3	11.780	6.300
基礎地盤 -2	-1	1	1	11.780	6.300
		2	2	12.487	5.829
基礎地盤 -1	-1	1	1	-3.360	0.000
		2	2	0.000	0.000
			3	4.800	0.000
			4	6.851	3.418
		4	5	7.780	3.800
		5	6	12.487	5.829
		6	7	19.280	1.300
		7	8	20.780	1.300
	8	9	28.280	-3.700	

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
		XL(m)	YL(m)	XR(m)	YR(m)	W(kN/m)	WE(kN/m)
載荷重 -1	活荷重	4.280	6.300	11.280	6.300	10.00	0.00

9.6 壁面強化材データ

- (1) 敷設長 $L = 1.500$ (m)
- (2) 敷設間隔 $v = 60.00$ (cm)
- (3) 盛土底面からの最下段敷設位置 $h = 0.600$ (m)
- (4) 設計引張強度 $T_A, T_{AE} = 10.00$ (kN/m)

9.7 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 第2回 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 平成25年12月
- (2) 道路土工 擁壁工指針
(社)日本道路協会 平成24年7月
- (3) 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編
(社)日本道路協会 平成24年3月

PWRC GEO-W2013 Version : 1.00.04

ジオテキスタイル補強盛土設計計算書

H=17.40m

平成 29 年 11 月

前田工織株式会社

はじめに

本計算書は、ジオテキスタイル補強材について検討したものであり、壁面工の安定性の検討や構造細目については別途検討が必要である。

また、ジオテキスタイル補強材の設計においても「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」に記載された範囲以外の設計条件の場合には、別途検討を要す。

目 次

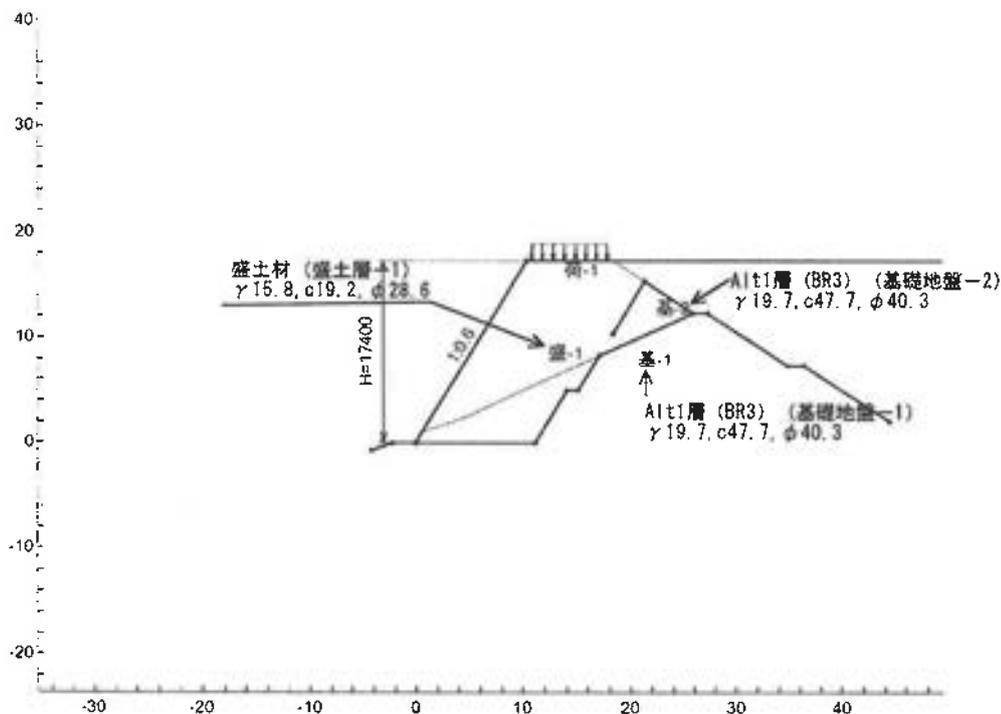
1. 設計条件	1
1.1 計画補強土壁断面および土質材料の設計定数	1
1.2 ジオテキスタイルの材料	2
1.3 設計安全率	2
1.4 設計水平震度	3
2. 計算結果の総括	4
2.1 補強材の使用材料および配置	4
2.2 外的安定の検討	4
2.3 補強時全体の円弧すべり安定計算	5
3. 内的安定の検討【常時の場合】	7
3.1 常時における必要引張力の合計が最大となるすべり円弧の算定	7
3.2 ジオテキスタイルの引張強さの照査	10
3.3 ジオテキスタイルの敷設長の計算	13
4. 内的安定の検討【地震時の場合】	14
4.1 地震時における必要引張力の合計が最大となるすべり円弧の算定	14
4.2 ジオテキスタイルの引張強さの照査	17
4.3 ジオテキスタイルの敷設長の計算	19
5. 外的安定の検討【常時の場合】	19
5.1 仮想的な擁壁に作用する荷重	20
5.2 滑動に対する安定の検討	22
5.3 転倒に対する安定の検討	23
5.4 支持力（盛土直下）に対する安定の検討	24
6. 外的安定の検討【地震時の場合】	26
6.1 仮想的な擁壁に作用する荷重	26
6.2 滑動に対する安定の検討	28
6.3 転倒に対する安定の検討	29
6.4 支持力（盛土直下）に対する安定の検討	30

7.	補強時の全体安定の検討【常時の場合】	32
7.1	計算式	32
7.2	全体安定の検討【常時 - 1】	34
7.3	全体安定の検討【常時 - 9】	37
7.4	全体安定の検討【常時 - 15】	40
8.	補強時の全体安定の検討【地震時の場合】	43
8.1	計算式	43
8.2	全体安定の検討【地震時 - 1】	45
8.3	全体安定の検討【地震時 - 2】	48
8.4	全体安定の検討【地震時 - 9】	51
8.5	全体安定の検討【地震時 - 15】	54
9.	参考資料	57
9.1	盛土形状座標データ	57
9.2	基礎地盤座標データ	57
9.3	掘削形状座標データ	57
9.4	設計土層座標データ	57
9.5	設計外力データ	58
9.6	壁面強化材データ	58
9.7	参考文献	58

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 : $H = 17.400$ (m)
- (4) 基本締固め層圧 : $\Delta S = 20.0$ (cm) (「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」に示される補強土壁の仕上がり厚さ)
- (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	W1	(kN/m ²)	10.000	—

(道路幅相当の荷重幅)

(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)	ca (kN/m ²)	ϕ (°)
盛土層-1	17.400	17.400	15.800	15.800	19.20	—	28.6
基礎地盤-1	—	—	19.700	19.700	47.70	—	40.3
基礎地盤-2	—	—	19.700	19.700	47.70	—	40.3

(2/6-① p. 2-7)

(1/6 C p. 26)

(1/6 C p. 26)

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 : 土の粘着力 (kN/m²)
- c_a : 全体安定の検討で用いる土の粘着力の仮定値 (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	
	α ₁	α ₂	c* (kN/m ²)	φ* (°)
盛土層-1	0.50	1.00	—	—

α₁, α₂ : 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)	T _{max} (kN/m)	材料安全率			
					F _{cr}	F _D	F _C	F _B
2	ADEAM	HG-50	1,860	47.000	1.54	1.00	1.00	1.00
3	ADEAM	HG-60	1,980	57.000	1.54	1.00	1.00	1.00
4	ADEAM	HG-80	2,360	76.000	1.54	1.00	1.00	1.00
5	ADEAM	HG-100	2,730	93.000	1.54	1.00	1.00	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

$$F_{cr} = 1/\mu$$

μ : クリープ低減係数

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

1.3 設計安全率

安全率の種類	設計安全率	
	常時	地震時
引抜きに対する安全率	F _s ≥ 2.00	F _{sE} ≥ 1.20
滑動に対する安全率	F _s ≥ 1.50	F _{sE} ≥ 1.20
転倒に対する許容値	e ≤ L/6	e ≤ L/3
支持力に対する安全率	F _s ≥ 3.00	F _{sE} ≥ 2.00

全体安定・円弧すべりに対する安全率

$F_s \geq 1.20$

$F_{sE} \geq 1.00$

1.4 設計水平震度

(1) 内的安定及び外的安定の検討に用いる設計水平震度

$$k_h = c_z \cdot k_{ho} = 0.20$$

ここに、 k_h : 設計水平震度

k_{ho} : 標準設計水平震度 = 0.20 [地盤種別 : レベル2地震動Ⅱ種]

c_z : 地域別補正係数 = 1.00 [地域区分 : A]

(2) 全体安定の検討に用いる設計水平震度

$$k_h = c_z \cdot k_{ho} = 0.20$$

ここに、 k_h : 設計水平震度

k_{ho} : 標準設計水平震度 = 0.20 [地盤種別 : レベル2地震動Ⅱ種]

c_z : 地域別補正係数 = 1.00 [地域区分 : A]

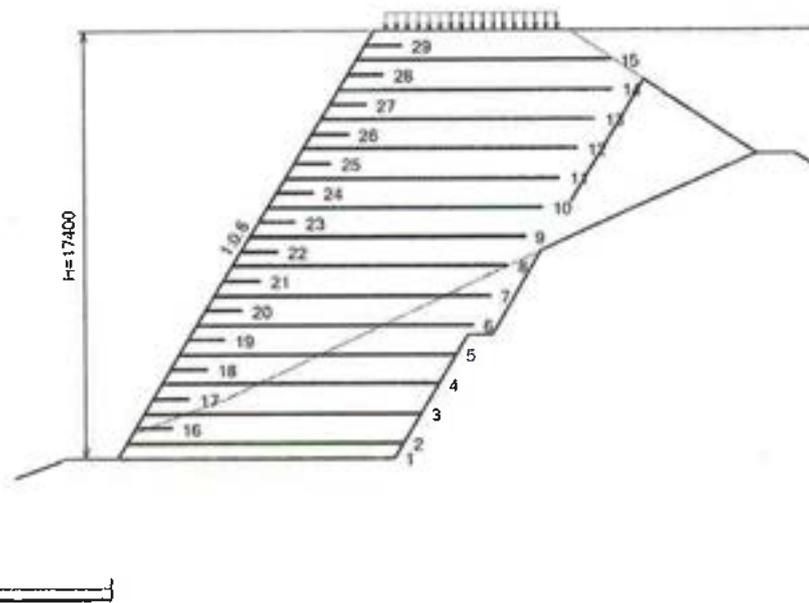
2. 計算結果の総括

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: TA, 地震時: TAE)

材料 No	名称	規格	Tmax (kN/m)	材料安全率				TA (kN/m)	TAE (kN/m)
				Fcr	F ϕ	Fc	FB		
2	ADEAM	HG-50	47.000	1.54	1.00	1.00	1.00	30.000	45.000
3	ADEAM	HG-60	57.000	1.54	1.00	1.00	1.00	37.000	55.500
4	ADEAM	HG-80	76.000	1.54	1.00	1.00	1.00	49.000	73.500
5	ADEAM	HG-100	93.000	1.54	1.00	1.00	1.00	60.000	90.000

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	Fs	—	∞ (1.500)	○	3.514 (1.200)	○
転倒に対する安定	e	m	-5.220 (1.867)	○	-3.852 (3.733)	○
盛土直下の支持力に対する安定	q	kN/m ²	281.170 (1736.295)	○	274.637 (2604.442)	○

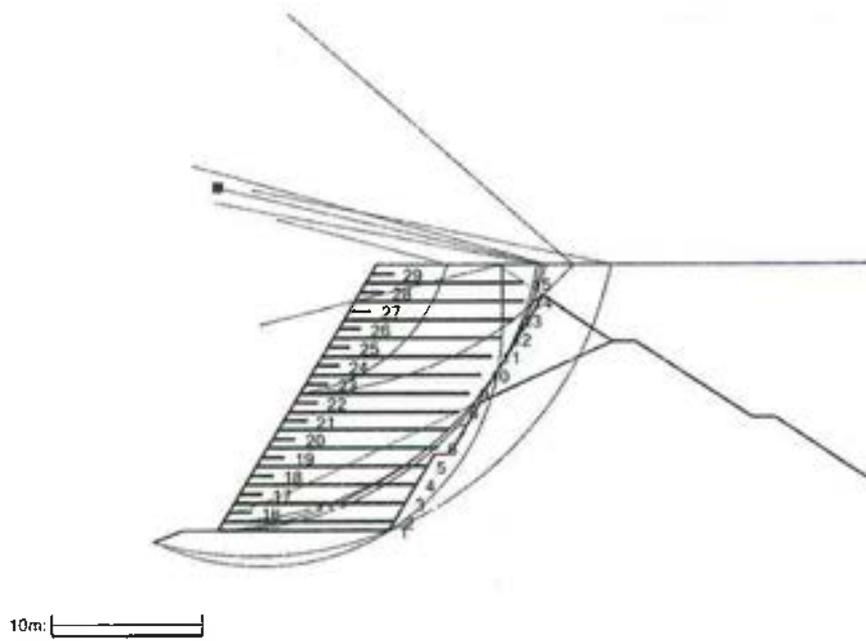
2.3 補強時全体の円弧すべり安定計算

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	
15	2	1.200	1.200	5.843	25.860	6.533	11.395	10.400#
14	2	2.400	1.200	9.640	29.888	6.930	11.486	11.200#
13	2	3.600	1.200	13.489	33.917	7.255	11.508	11.200#
12	2	4.800	1.200	17.375	37.946	7.501	11.454	11.200#
11	2	6.000	1.200	21.288	41.975	7.665	11.318	11.200#
10	3	7.200	1.200	25.220	46.003	7.739	11.090	11.200
9	3	8.400	1.200	29.167	50.032	7.713	10.759	11.200
8	3	9.600	1.200	33.126	54.061	7.575	10.311	11.200
7	4	10.800	1.200	37.094	58.089	7.308	9.723	11.200
6	4	12.000	1.200	41.070	62.118	6.887	8.969	11.200
5	4	13.200	1.200	44.316	66.147	6.276	8.003	11.200
4	4	14.400	1.200	48.345	70.176	5.414	6.755	11.200
3	5	15.600	1.200	52.373	74.204	4.193	5.095	11.200
2	5	16.800	1.200	56.402	78.233	2.360	2.720	11.200
1	5	17.400	0.600	29.208	40.124	1.000	1.000	11.200
合計		17.400						167.200

必要同長敷設長 = 11.600 (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 _{smin}	F _{sa}	判定
	X (m)	Y (m)				
常時 -1	0.000	21.500	21.500	1.382	1.200	○
常時 -9	4.000	20.400	11.486	1.990	1.200	○
常時 -15	2.900	13.500	15.847	2.366	1.200	○
地震時 -1	-1.400	23.900	23.941	1.144	1.000	○
地震時 -2	0.100	22.500	21.902	1.133	1.000	○
地震時 -9	4.800	33.800	24.807	1.721	1.000	○
地震時 -15	2.400	22.300	23.974	1.808	1.000	○

3. 内的安定の検討【常時の場合】

3.1 常時における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

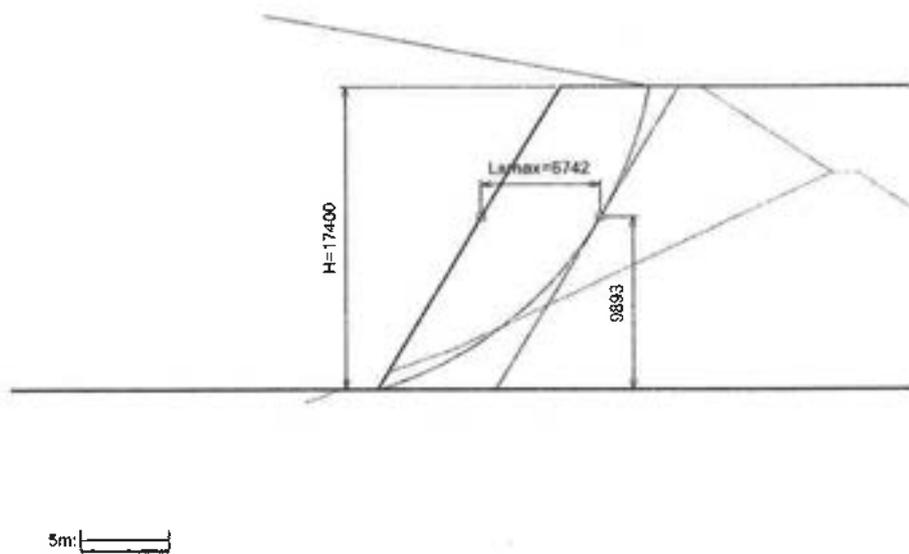
- ・ 最下層盛土ののり尻のポイントを通る円弧とする。

3.1.2 必要引張力の合計の計算式

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

- ここに、 ΣT_{req} : 必要引張力の合計 (kN/m)
W : 分割片の土塊重量 (kN/m)
 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

ΣT_{req} (kN/m)		円 中 心 X 座 標						
		-8.00m	-7.50m	-7.00m	-6.50m	-6.00m	-5.50m	-5.00m
円 中 心 Y 座 標	22.90m	422.235	422.122	420.412	416.998	411.768	404.608	395.400
	22.40m	421.810	422.898	422.388	420.172	416.133	410.153	402.109
	21.90m	420.256	422.596	423.341	422.377	419.585	414.840	408.017
	21.40m	417.466	421.115	423.172	423.519	422.032	418.584	413.041
	20.90m	413.320	418.338	421.769	423.490	423.374	421.286	417.090
	20.40m	407.682	414.135	419.007	422.171	423.494	422.838	420.059
	19.90m	400.399	408.358	414.743	419.424	422.262	423.114	421.830

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	ΣT_{req}	kN/m	423.519
抵抗モーメント	MRC		0.000
	MRF	kN・m/m	12933.649
	MR		12933.649
起動モーメント	MD	kN・m/m	22989.959
円中心X座標 Y座標	Xo	m	-6.500
	Yo		21.400
半径	R	m	22.365

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

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

- ここに、 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

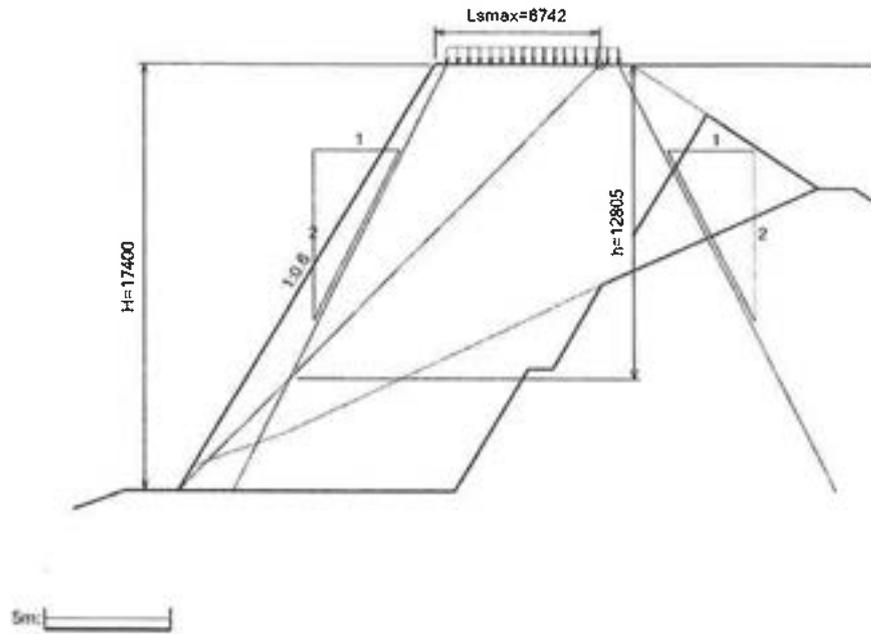
材料 No	名称	規格	T_{\max} (kN/m)	材料安全率				T_A (kN/m)
				F_{cr}	F_D	F_C	F_B	
2	ADEAM	HG-50	47.000	1.54	1.00	1.00	1.00	30.000
3	ADEAM	HG-60	57.000	1.54	1.00	1.00	1.00	37.000
4	ADEAM	HG-80	76.000	1.54	1.00	1.00	1.00	49.000
5	ADEAM	HG-100	93.000	1.54	1.00	1.00	1.00	60.000

3.2.2 ジオテキスタイルの必要引張力の合計に対する増加係数

$$K_G = \frac{2 \sum T_{req}}{\gamma H^2} = 0.1771$$

- ここに、 K_G : ジオテキスタイルの必要引張力の合計に対する増加係数
 $\sum T_{req}$: 常時のジオテキスタイルの必要引張力の合計の最大値 = 423.519 (kN/m)
 γ : 土の単位体積重量 = 15.8 (kN/m³)
 H : 補強土壁の高さ = 17.400 (m)

3.2.3 活荷重およびその他荷重の分布形状



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

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

- ここに、 w_L : 上載する活荷重およびその他荷重 (kN/m^2)
 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)
 BL_i : 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

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

- ここに、 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常時設計引張強さ (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 : 常時のジオテキスタイルの必要引張力の合計に対する増加係数 = 0.1771
 γ : 土の単位体積重量 = 15.800 (kN/m³)
 L_{Smax} : のり肩部から着目点までの水平距離 = 6.742 (m)
 H_1 : 着目点における嵩上げ盛土高さ = 0.000 (m)
 w_1 : 嵩上げ盛土荷重 (kN/m²)
 $w_1 = \gamma H_1 = 0.000$ (kN/m²)
 w_2 : 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)
 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
15	1.200	1.200	1.200	8.537	5.843	30.000	2	○
14	2.400	1.200	1.200	7.447	9.640	30.000	2	○
13	3.600	1.200	1.200	6.604	13.489	30.000	2	○
12	4.800	1.200	1.200	5.932	17.375	30.000	2	○
11	6.000	1.200	1.200	5.385	21.288	30.000	2	○
10	7.200	1.200	1.200	4.930	25.220	37.000	3	○
9	8.400	1.200	1.200	4.545	29.167	37.000	3	○
8	9.600	1.200	1.200	4.217	33.126	37.000	3	○
7	10.800	1.200	1.200	3.933	37.094	49.000	4	○
6	12.000	1.200	1.200	3.684	41.070	49.000	4	○
5	13.200	1.200	1.200	0.000	44.316	49.000	4	○
4	14.400	1.200	1.200	0.000	48.345	49.000	4	○
3	15.600	1.200	1.200	0.000	52.373	60.000	5	○
2	16.800	1.200	1.200	0.000	56.402	60.000	5	○
1	17.400	0.600	0.600	0.000	29.208	60.000	5	○

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】

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

- ここに、 L : 各段の必要敷設長 (m)
 L_s : 各段ののり面から ΣT_{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)
 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/m²)
 $\sigma_v = \gamma h + w_1$
 w_1 : 嵩上げ盛土荷重 = 0.000 (kN/m²)
 α_1 : 土とジオテキスタイルの摩擦に関する補正係数
 α_2 : "
 c : 土の粘着力 (kN/m²)
 ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)
 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 (m)	敷設長 L (m)
15	1.200	18.960	5.843	5.533	1.000	6.533	10.400
14	2.400	37.920	9.640	5.930	1.000	6.930	11.200
13	3.600	56.880	13.489	6.255	1.000	7.255	11.200
12	4.800	75.840	17.375	6.501	1.000	7.501	11.200
11	6.000	94.800	21.288	6.665	1.000	7.665	11.200
10	7.200	113.760	25.220	6.739	1.000	7.739	11.200
9	8.400	132.720	29.167	6.713	1.000	7.713	11.200
8	9.600	151.680	33.126	6.575	1.000	7.575	11.200
7	10.800	170.640	37.094	6.308	1.000	7.308	11.200
6	12.000	189.600	41.070	5.887	1.000	6.887	11.200
5	13.200	208.560	44.316	5.276	1.000	6.276	11.200
4	14.400	227.520	48.345	4.414	1.000	5.414	11.200
3	15.600	246.480	52.373	3.193	1.000	4.193	11.200
2	16.800	265.440	56.402	1.360	1.000	2.360	11.200
1	17.400	274.920	29.208	0.000	1.000	1.000	11.200

初期敷設長 = 7.800 (m)

注：敷設長は外的安定の検討および全体安定の検討を考慮した長さを表示

4. 内的安定の検討【地震時の場合】

4.1 地震時における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計算式

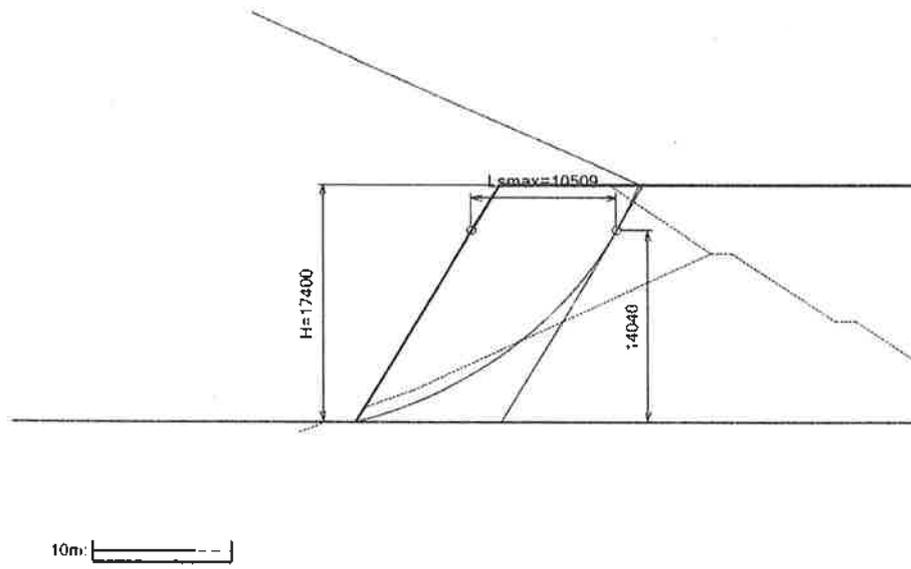
必要なジオテキスタイルの引張力 (T) を必要引張力 (T_{reqE}) とする。

$$MDE = MRE + \Delta MRE$$

$$\sum (RW \sin \alpha + khW yG) = R \sum \{ (W \cos \alpha - khW \sin \alpha) \tan \phi \} \\ + R \sum T E (\cos \theta + \sin \theta \tan \phi)$$

- ここに、MDE : 地震時におけるすべり土塊の滑動モーメント (kN・m/m)
MRE : 地震時における土の抵抗モーメント (kN・m/m)
 ΔMRE : 地震時におけるジオテキスタイルによるせん断抵抗モーメント (kN・m/m)
W : 分割片の土塊重量 (kN/m)
 ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)
 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 (°)
 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 (°)
R : すべり円弧の半径 (m)
kh : 設計水平震度 = 0.20
yG : 円弧中心から分割片重心までの距離 (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

$\Sigma TreqE$ (kN/m)		円 中 心 X 座 標						
		-9.00m	-8.50m	-8.00m	-7.50m	-7.00m	-6.50m	-6.00m
円 中 心 Y 座 標	31.40m	738.537	739.554	739.549	738.467	736.251	732.843	728.182
	30.90m	737.697	739.294	739.866	739.357	737.708	734.859	730.749
	30.40m	736.455	738.649	739.816	739.898	738.834	736.564	733.023
	29.90m	734.786	737.596	739.377	740.068	739.609	737.936	734.984
	29.40m	732.662	736.109	738.523	739.845	740.011	738.956	736.613
	28.90m	730.057	734.160	737.229	739.202	740.015	739.599	737.887
	28.40m	726.938	731.719	735.466	738.113	739.594	739.841	738.781

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	地震時
引張力の最大値	$\Sigma TreqE$	kN/m	740.068
設計水平震度	kh	—	0.200
抵抗モーメント	MRC	kN・m/m	0.000
	MRF		25907.682
	MRE		25907.682
起動モーメント	MDE	kN・m/m	51012.960
円中心X座標 Y座標	Xo	m	-7.500
	Yo		29.900
半径	R	m	30.826

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

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

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

- ここに、 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 = 1.50
 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	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		
2	ADEAM	HG-50	47.000	1.54	1.00	1.00	1.00	30.000	45.000
3	ADEAM	HG-60	57.000	1.54	1.00	1.00	1.00	37.000	55.500
4	ADEAM	HG-80	76.000	1.54	1.00	1.00	1.00	49.000	73.500
5	ADEAM	HG-100	93.000	1.54	1.00	1.00	1.00	60.000	90.000

4.2.2 地震力に起因する単位層厚当りの必要補強材張力

$$\Delta t = \frac{\sum T_{reqE} - \sum T_{req}}{H} = 18.193 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ここに、 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)
 $\sum T_{reqE}$: 地震時の必要引張力の合計の最大値 = 740.068 (kN/m)
 $\sum T_{req}$: 常時の必要引張力の合計の最大値 = 423.519 (kN/m)
 H : 盛土高さ = 17.400 (m)

4.2.3 その他荷重の分布形状 : その他荷重なし

4.2.4 ジオテキスタイルの引張強さの照査

$$T_E = v \{ K_G (\gamma h + w_1' + w_2) + \Delta t \} \leq T_{AE}$$

- ここに、 T_E : 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_{AE} : 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)
 K_G : 常時のジオテキスタイルの必要引張力の合計に対する増加係数 = 0.1771
 γ : 土の単位体積重量 = 15.800 (kN/m³)
 L_{SEmax} : のり肩部から着目点までの水平距離 = 10.509 (m)
 H_1' : 着目点における嵩上げ盛土高さ = 0.000 (m)
 w_1' : 嵩上げ盛土荷重 (kN/m²)
 $w_1' = \gamma H_1' = 0.000$ (kN/m²)
 w_2 : 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)
 Δt : 地震力に起因する単位層厚当りの必要補強材張力 = 18.193 (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)	w_2 (kN/m ²)	T_E (kN/m)	T_{AE} (kN/m)	材料 No	判 定
15	1.200	1.200	1.200	0.000	25.860	45.000	2	○
14	2.400	1.200	1.200	0.000	29.888	45.000	2	○
13	3.600	1.200	1.200	0.000	33.917	45.000	2	○
12	4.800	1.200	1.200	0.000	37.946	45.000	2	○
11	6.000	1.200	1.200	0.000	41.975	45.000	2	○
10	7.200	1.200	1.200	0.000	46.003	55.500	3	○
9	8.400	1.200	1.200	0.000	50.032	55.500	3	○
8	9.600	1.200	1.200	0.000	54.061	55.500	3	○
7	10.800	1.200	1.200	0.000	58.089	73.500	4	○
6	12.000	1.200	1.200	0.000	62.118	73.500	4	○
5	13.200	1.200	1.200	0.000	66.147	73.500	4	○
4	14.400	1.200	1.200	0.000	70.176	73.500	4	○
3	15.600	1.200	1.200	0.000	74.204	90.000	5	○
2	16.800	1.200	1.200	0.000	78.233	90.000	5	○
1	17.400	0.600	0.600	0.000	40.124	90.000	5	○

4.3 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】

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

- ここに、 L : 各段の必要敷設長 (m)
 L_s : 各段ののり面から ΣT_{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)
 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/m²)
 $\sigma_v = \gamma h + w_1'$
 w_1' : 嵩上げ盛土荷重 = 0.000 (kN/m²)
 α_1 : 土とジオテキスタイルの摩擦に関する補正係数
 α_2 : "
 c : 土の粘着力 (kN/m²)
 ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)
 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 = 1.20
 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 (m)	敷設長 L (m)
15	1.200	18.960	25.860	10.395	1.000	11.395	10.400#
14	2.400	37.920	29.888	10.486	1.000	11.486	11.200#
13	3.600	56.880	33.917	10.508	1.000	11.508	11.200#
12	4.800	75.840	37.946	10.454	1.000	11.454	11.200#
11	6.000	94.800	41.975	10.318	1.000	11.318	11.200#
10	7.200	113.760	46.003	10.090	1.000	11.090	11.200
9	8.400	132.720	50.032	9.759	1.000	10.759	11.200
8	9.600	151.680	54.061	9.311	1.000	10.311	11.200
7	10.800	170.640	58.089	8.723	1.000	9.723	11.200
6	12.000	189.600	62.118	7.969	1.000	8.969	11.200
5	13.200	208.560	66.147	7.003	1.000	8.003	11.200
4	14.400	227.520	70.176	5.755	1.000	6.755	11.200
3	15.600	246.480	74.204	4.095	1.000	5.095	11.200
2	16.800	265.440	78.233	1.720	1.000	2.720	11.200
1	17.400	274.920	40.124	0.000	1.000	1.000	11.200

初期敷設長 = 11.600 (m)

外的安定の検討【常時の場合】