

ジオテキスタイル工法 内的安定計算書

現場名 ○○○道路改良工事

ケース名 参考書計算例 (常時・地震時)

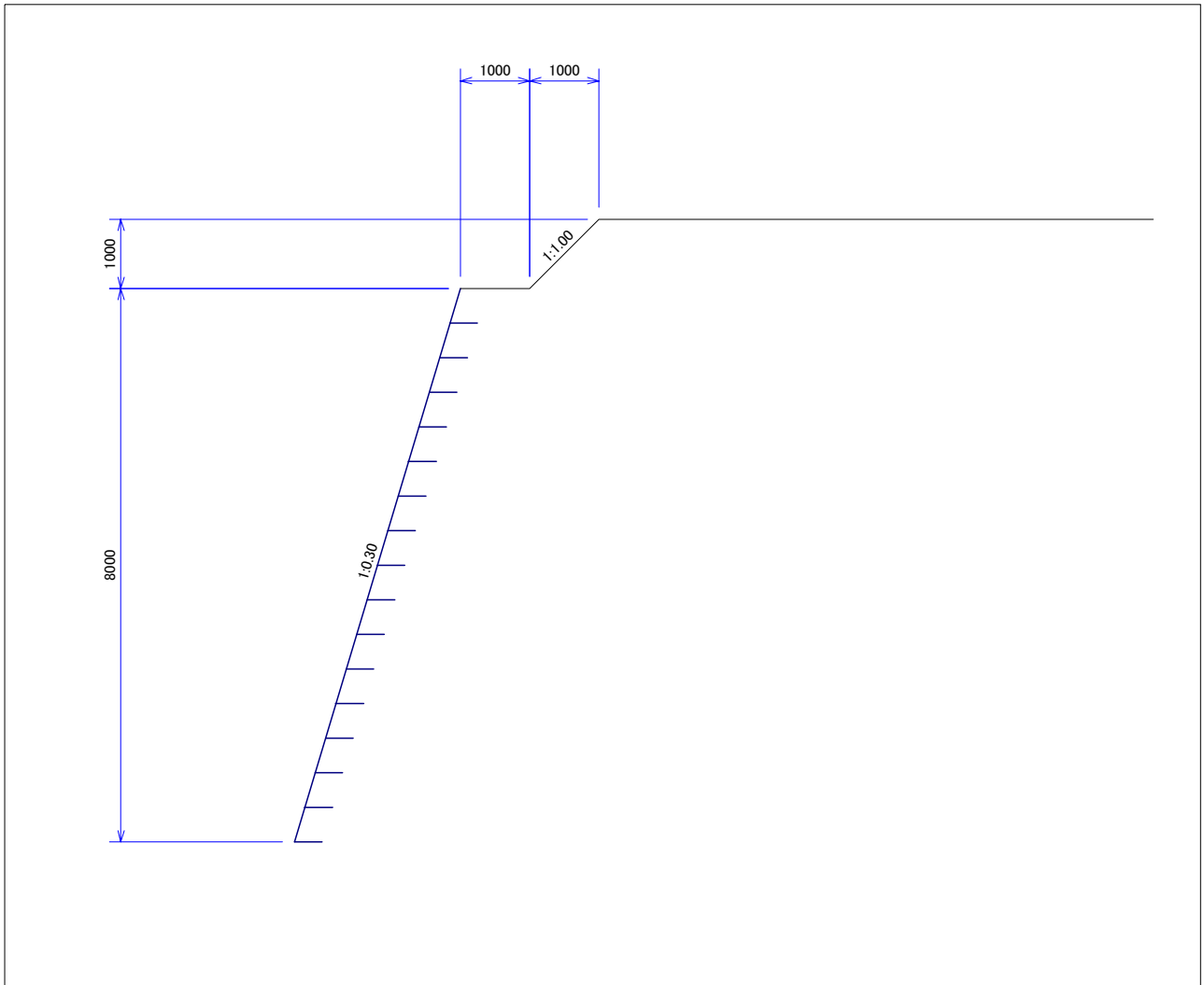
備考

1. 内の安定計算

1.1 設計条件

1.1.1 検討断面寸法

検討する断面を以下に記す。



検討断面寸法

ここに

補強土高 : $H = 8.000$ (m)

補強土勾配 : $n = 0.30$

上載盛土高 : $H_1 = 1.000$ (m)

上載盛土勾配 : $n_1 = 1.00$

小段幅 : $B = 1.000$ (m)

壁面材 : 鋼製枠

1.1.2 盛土材料

盛土材料の設計に用いる土質定数は次のとおりとする。

単位体積重量 : $\gamma_1 = 19.0$ (kN/m³)

せん断抵抗角 : $\phi_1 = 30.0$ (°)

粘着力 : $c_1 = 0.000$ (kN/m²) 内部安定では $c_1 \leq 10$ とする

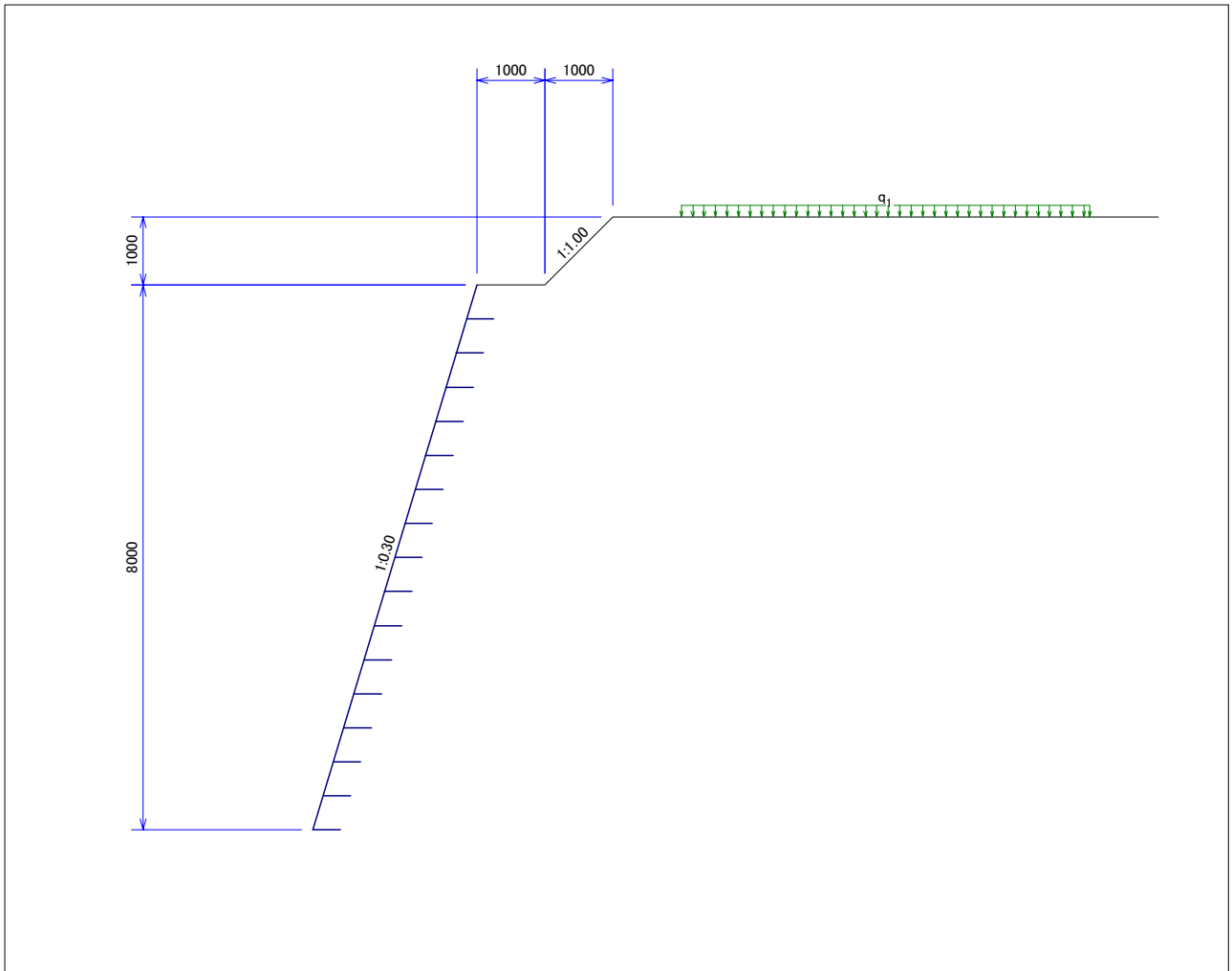
また、定着長算出に用いる土質定数は次のとおりとする。

盛土材料とジオテキスタイルとの摩擦抵抗(粘着力) : $\alpha_1 = 0.0$

盛土材料とジオテキスタイルとの摩擦抵抗(鉛直土圧) : $\alpha_2 = 1.0$

1.1.3 上載荷重(常時)

常時における上載荷重は次のとおりとする。



荷重図

上載荷重一覧表(常時)

荷重名称	記号	載荷座標 X (m)		分布幅 B _L (m)	荷重 q (kN/m ²)	荷重分類
		開始	終了			
活荷重	q ₁	3.000	9.000	6.000	10.000	活荷重

※載荷座標は補強土の法肩からの距離としている。

1.1.4 補強材(ジオテキスタイル)材料

検討として用いるジオテキスタイルは次のとおりとする。

補強材名：ジオグリッド

材料No	規格	T _A (kN/m)	T _{AE} (kN/m)	製品単価 (円/m ²)	T _{max} (kN/m)	F _{cr}	F _D	F _C	F _B
1	G-40	41.9	41.9	2,000	70.000	1.670	1.00	1.00	1.00

ここに

$$T_A = \frac{T_{max}}{F_{cr} \times F_D \times F_C \times F_B} \quad T_{AE} = T_A \times \lambda$$

T_A : ジオテキスタイルの常時設計引張強さ (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_{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 : 結合部の強度低下を考慮した材料安全率

λ : 地震時設計に用いるジオテキスタイルの設計引張強さ (λ = 1.00)

1.1.5 安全率

内的安定検討に用いる安全率は以下のとおりとする。

内的安定・円弧すべりに対する安全率	常時	F _s = 1.20
	地震時	F _{da} = 1.00
引拔けに対する安全率	常時	F _s = 2.00
	地震時	F _s = 1.20

1.2 設計計算(常時)

内的安定検討では、想定される設計荷重に対して設計安全率を満足するのに必要となるジオテキスタイルの引張力を求め、この必要引張力が十分に発揮できるような、ジオテキスタイルの引張強さ、敷設間隔、敷設長さを決定する。

1.2.1 必要引張力および増加係数の算出

(1) 必要引張力

必要引張力の算出にあたっては、ジオテキスタイルの引張力による補強効果を考慮した円弧すべり法(下式)により、 ΣT_{req} が最大となる円弧を求めて算出する。

$$\Sigma T_{req} = \frac{F_s \cdot \Sigma (W \cdot \sin \alpha) - \Sigma (c \cdot l + W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\Sigma \left\{ \frac{2}{H^2} \cdot z \cdot b \cdot \tan \theta (\cos \theta + \sin \theta \cdot \tan \phi) \right\}} = \frac{F_s \cdot M_D - M_R}{\Sigma A \cdot R}$$

ΣT_{req} : 必要引張力の合計 (kN/m)

F_s : 円弧すべりに対する設計安全率(常時)

W : 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心とすべり円中心を結ぶ直線が鉛直線となす角度 (°)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

l : 分割片で切られたすべり線の弧長 (m)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

H : 補強土高 (m)

z : 補強土天端からの深さ (m)

b : 分割片の幅 (m)

θ : ジオテキスタイルとすべり線の交点とすべり線中心を結ぶ直線が鉛直線となす角度 (°)

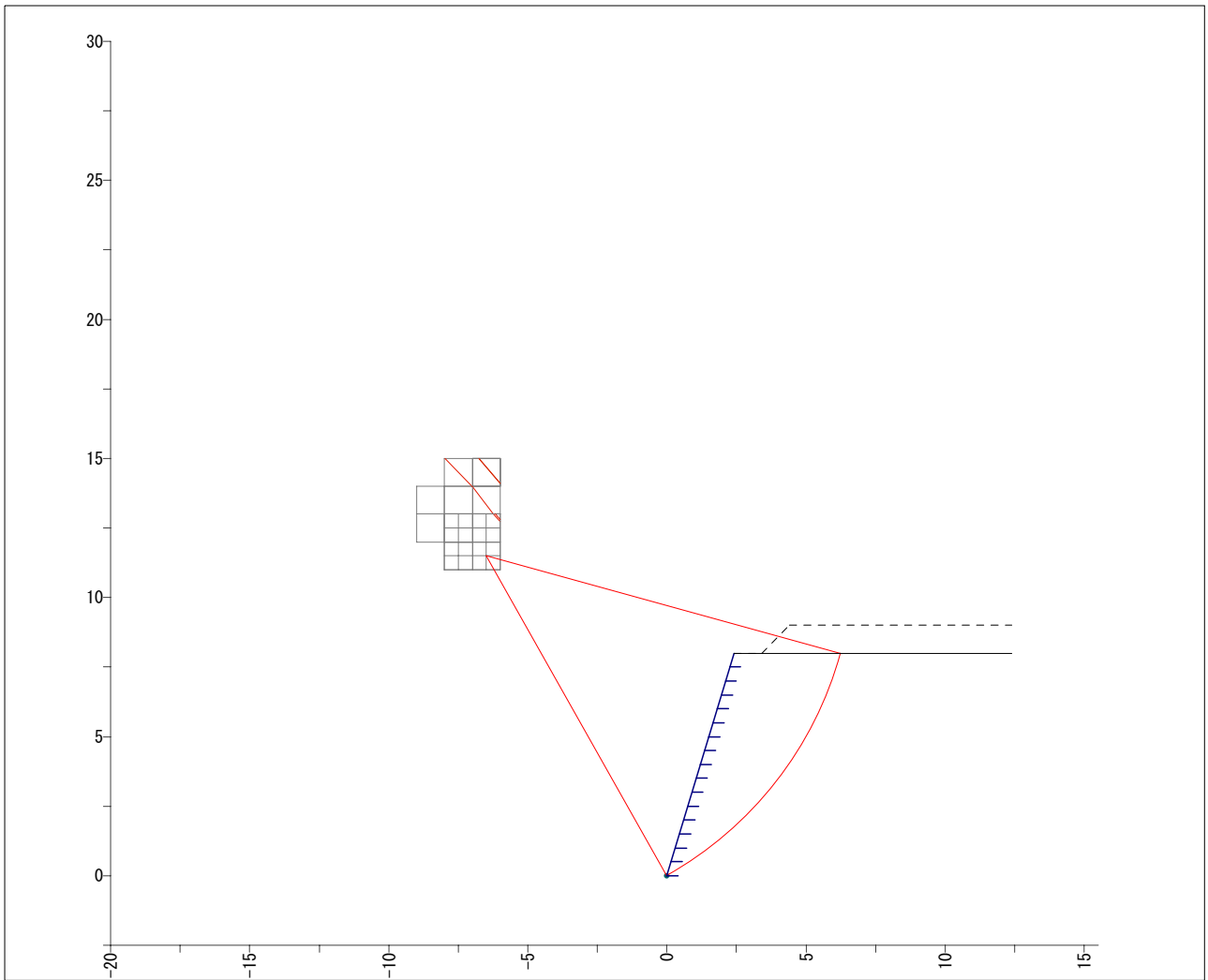
M_D : 滑動モーメント [半径×滑動力 = $R \cdot \Sigma (W \cdot \sin \alpha)$] (kN・m/m)

M_R : 抵抗モーメント [半径×抵抗力 = $R \cdot \Sigma (c \cdot l + W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi)$] (kN・m/m)

R : すべり円弧の半径 (m)

A : (代入値) = $\frac{2}{H^2} \cdot z \cdot b \cdot \tan \theta (\cos \theta + \sin \theta \cdot \tan \phi)$

必要引張力の計算結果



項目	記号	単位	数値	備考
必要引張力の合計	ΣT_{req}	kN/m	187.861	
設計安全率(常時)	F_s	-	1.20	
中心座標(X)	X_c	m	-6.500	
中心座標(Y)	Y_c	m	11.500	
半径	R	m	13.210	
滑動モーメント	M_D	kN・m/m	4038.865	
抵抗モーメント	M_R	kN・m/m	2168.950	
(代入値)	ΣA	-	1.079	

※ 詳細については別紙参照

(2) 敷設間隔の算出に用いる増加係数

ジオテキスタイルの敷設間隔の算出に用いる増加係数 K_G は次式により算出する

$$K_G = \frac{2 \cdot \Sigma T_{req}}{\gamma_1 \cdot H^2}$$
$$= \frac{2 \times 187.861}{19.0 \times 8.000^2} = 0.309$$

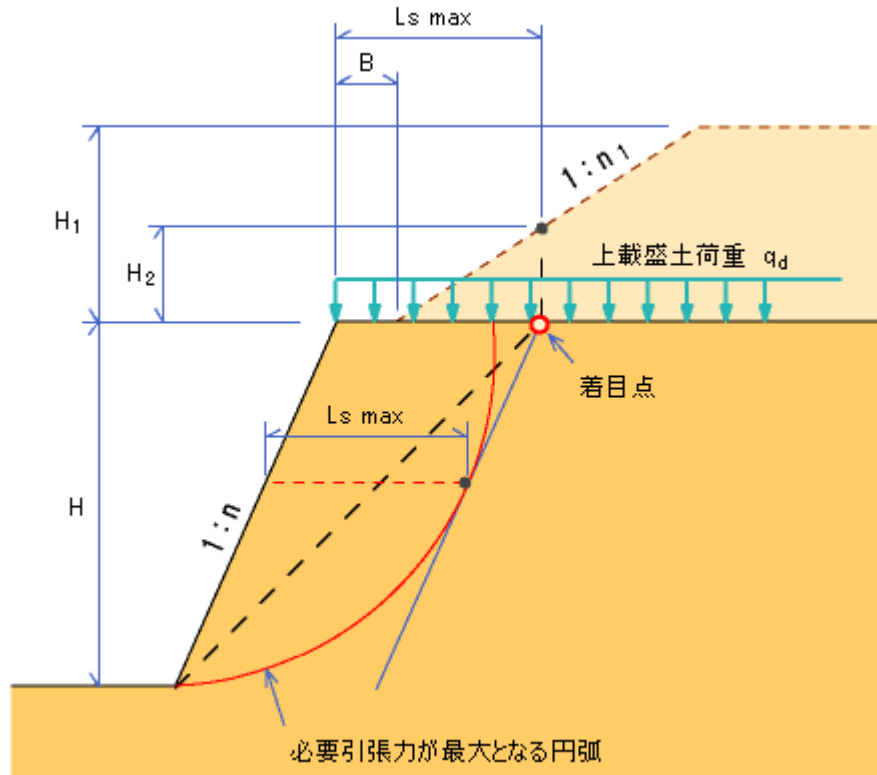
ここに

敷設間隔の算出に用いる増加係数	:	K_G	
必要引張力の合計	:	ΣT_{req}	= 187.861 (kN/m)
単位体積重量	:	γ_1	= 19.0 (kN/m ³)
補強土高	:	H	= 8.000 (m)

1.2.2 上載盛土荷重 q_d の算出

上載盛土は、下図に示すように等分布荷重 q_d に換算し、補強土の天端に一様に負荷される載荷重として扱う。等分布荷重 q_d (上載盛土荷重)は換算盛土高さ H_2 を求めて算出する。

換算盛土高さ H_2 は、下図に示すように、補強土の法肩から L_{smax} の位置を着目点とし、その着目点から上方に延長し、のり斜面と交差する高さまたは上載盛土高 H_1 までとする。



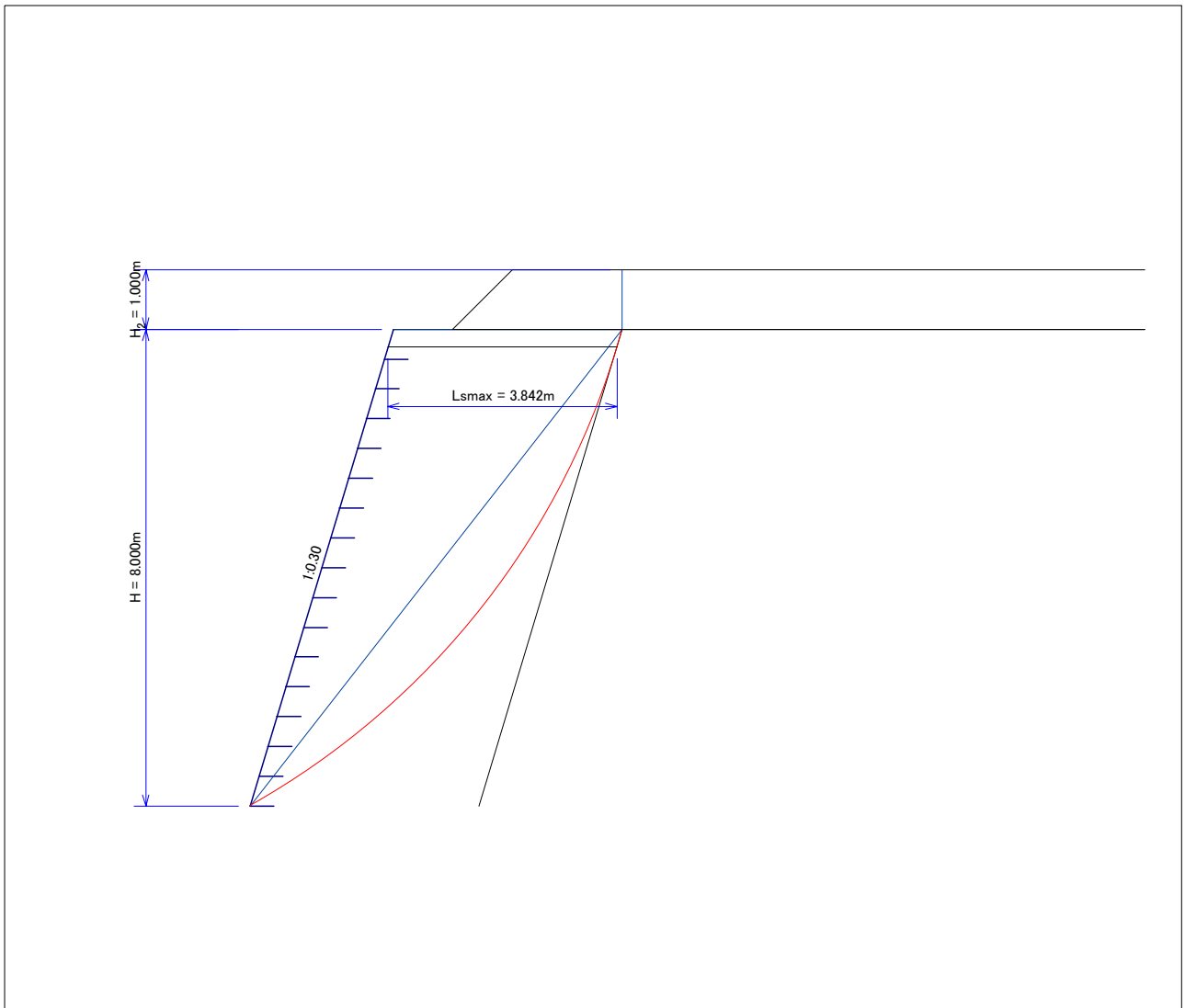
換算盛土高さ H_2 は、次のように算出することができる。

$$\begin{aligned}
 H_2 &= \min\left(\frac{L_{smax} - B}{n_1}, H_1\right) \\
 &= \min\left(\frac{3.842 - 1.000}{1.00}, 1.000\right) \\
 &= 1.000 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

よって、荷重 q_d は、次のようになる。

$$\begin{aligned}
 q_d &= \gamma \cdot H_2 \\
 &= 19.0 \times 1.000 \\
 &= 19.000
 \end{aligned}$$

上載盛土荷重



ここに

上載盛土荷重	:	q_d
荷重換算高さ	:	H_2
壁面から円弧すべり線までの最大水平距離	:	$L_{smax} = 3.842 \text{ (m)}$
小段幅	:	$B = 1.000 \text{ (m)}$
上載盛土勾配	:	$n_1 = 1.00$
上載盛土高	:	$H_1 = 1.000 \text{ (m)}$

1.2.3 活荷重またはその他の荷重 q_{Li} の算出

活荷重またはその他の載荷重 q_{Li} は、下図1に示すように補強土の断面方向に水平と鉛直の比が1:2の勾配で盛土内に分布するものとして扱う。

なお、活荷重またはその他の最荷重 q_{Li} による影響は、下図2に示すように、その分布域が着目点とのり尻とを直線で結んだ領域内に侵入する範囲に位置するジオテキスタイルに対してのみ考慮する。

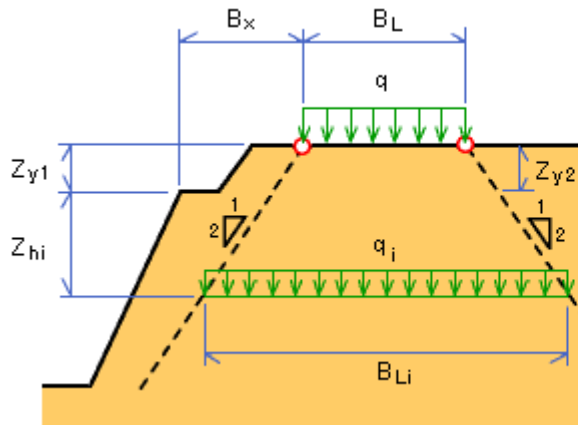


図1

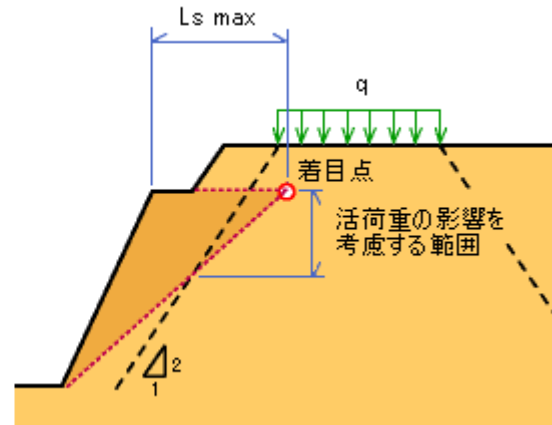


図2

$$q_{Li} = \sum q_i \quad q_i = q \cdot \frac{B_L}{B_{Li}}$$

ここに

q_{Li} : i段目における上載荷重合計 (kN/m²)

q_i : i段目における上載荷重 (kN/m²)

q : 上載する荷重 (kN/m²)

B_L : 路面または地表面における活荷重の載荷幅 (m)

B_{Li} : 敷設位置における荷重の分布幅 (m)

$$\left[z_{hi} + z_{yl} \leq \frac{2(B_x - n \cdot z_{yl})}{1 - 2 \cdot n} \text{ のとき} \right] \quad B_{Li} = B_L + z_{hi} + \frac{1}{2} (z_{yl} + z_{y2})$$

$$\left[z_{hi} + z_{yl} > \frac{2(B_x - n \cdot z_{yl})}{1 - 2 \cdot n} \text{ のとき} \right] \quad B_{Li} = B_L + B_x - n \cdot z_{yl} + n(z_{hi} + z_{yl}) + \frac{1}{2} (z_{hi} + z_{y2})$$

B_x : 壁背面から荷重開始位置までの距離 (m)

z_{y1} : 全壁高天端から荷重開始位置までの高さ (m)

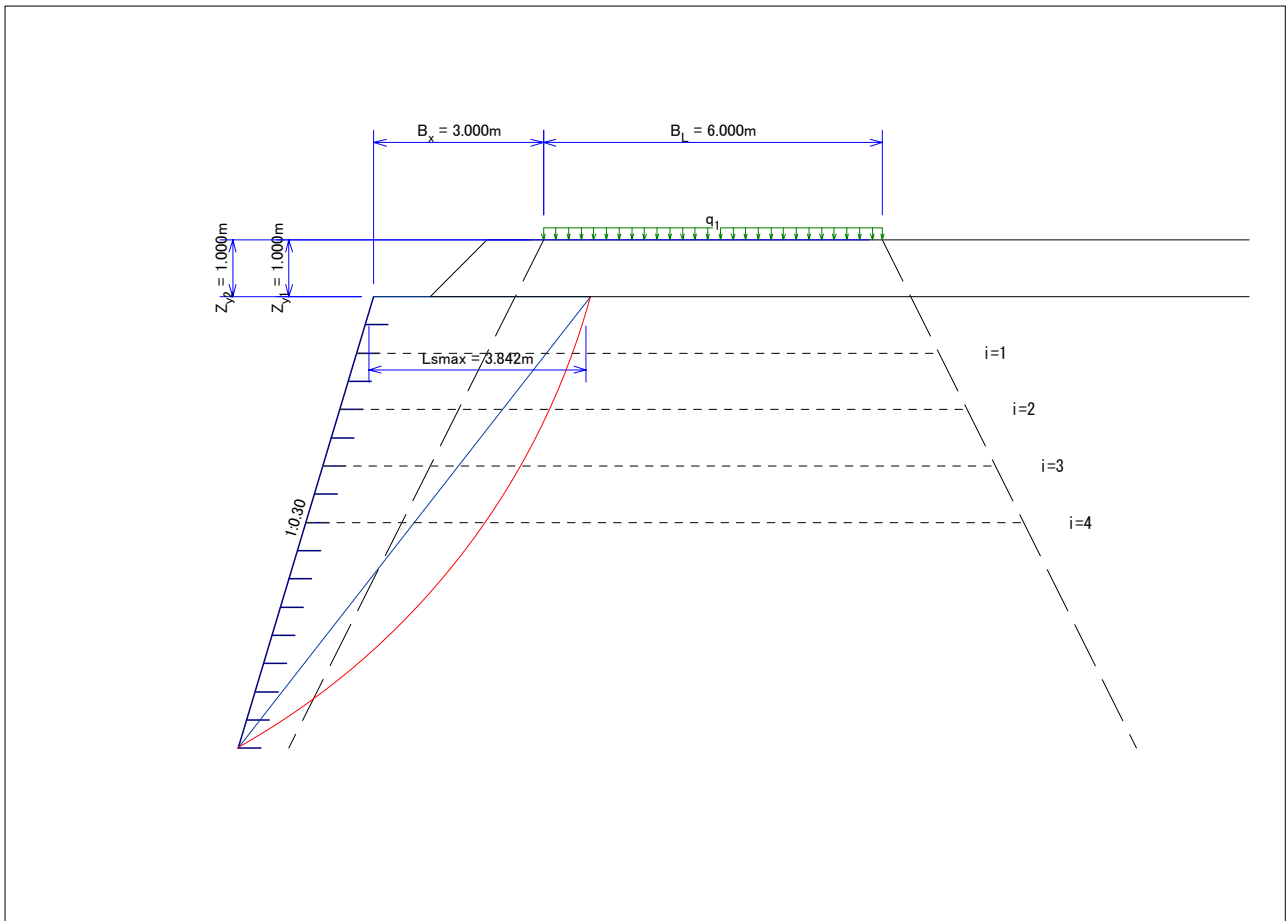
z_{y2} : 全壁高天端から荷重終了位置までの高さ (m)

n : 補強土勾配 ($n = 0.30$)

z_{hi} : 全壁高天端から敷設位置までの深さ (m)

次頁に荷重を算出した一覧表および荷重集計表を記載する。

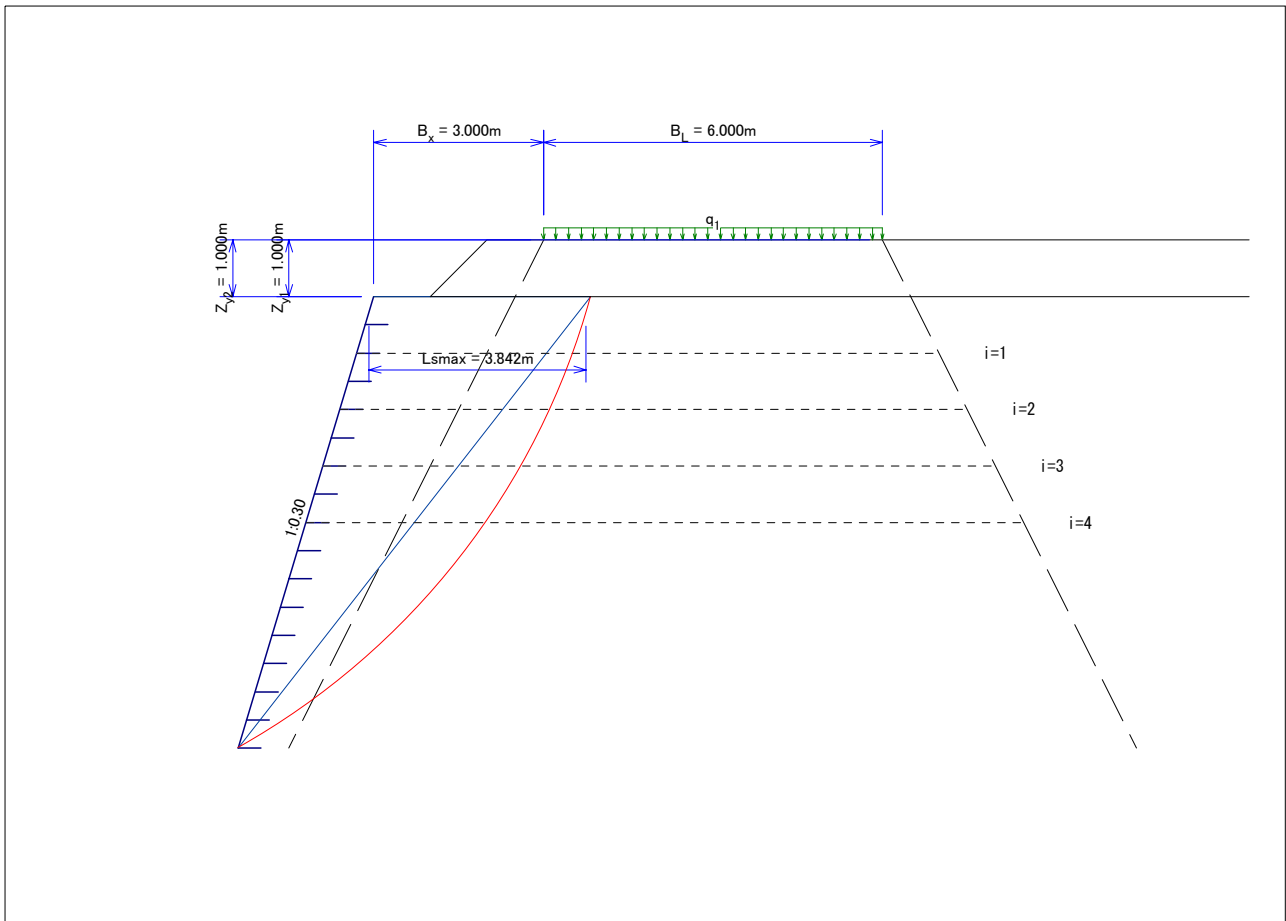
活荷重算出一覧表(常時)



算出条件項目	記号	単位	数値
荷重名称 : 活荷重	q_L	kN/m^2	10.000
路面または地表面における活荷重の分布幅	B_L	m	6.000
壁背面から荷重開始位置までの距離	B_x	m	3.000
全壁高天端から荷重開始位置までの高さ	z_{y1}	m	1.000
全壁高天端から荷重終了位置までの高さ	z_{y2}	m	1.000

段数i	z_{hi} (m)	B_{Li}	q_{Li}	備考
1	1.000	8.000	7.500	
2	2.000	9.000	6.667	
3	3.000	10.000	6.000	
4	4.000	11.000	5.455	
5	5.000	-	-	
6	5.500	-	-	
7	6.000	-	-	
8	6.500	-	-	
9	7.000	-	-	
10	7.500	-	-	

活荷重算出一覧表(常時)



算出条件項目	記号	単位	数値
荷重名称 : 活荷重	q_L	kN/m^2	10.000
路面または地表面における活荷重の分布幅	B_L	m	6.000
壁背面から荷重開始位置までの距離	B_x	m	3.000
全壁高天端から荷重開始位置までの高さ	z_{y1}	m	1.000
全壁高天端から荷重終了位置までの高さ	z_{y2}	m	1.000

段数i	z_{hi} (m)	B_{Li}	q_{Li}	備考
11	8.000	-	-	

1.2.4 ジオテキスタイルの引張強さの照査

ジオテキスタイルの盛土天端から*i*段目の補強材に発生する引張力を次式によって算出する。また、下表には検討として用いるジオテキスタイルを示す。

$$T_i = v_i \cdot K_G (\gamma_1 \cdot h_i + q_d + q_{Li}) \leq T_A$$

ここに

T_i	： 深さ h_i 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)
v_i	： 深さ h_i におけるジオテキスタイルの分担範囲	(m)
K_G	： 敷設間隔の算出に用いる増加係数	
γ_1	： 単位体積重量	(kN/m ³)
h_i	： 補強土天端から敷設位置までの深さ	(m)
q_d	： 上載盛土荷重	(kN/m ²)
q_{Li}	： <i>i</i> 段目における上載荷重合計	(kN/m ²)
V_i	： ジオテキスタイルの敷設間隔	(m)

補強材名： ジオグリッド

材料 No	規格	T_A (kN/m)
1	G-40	41.9

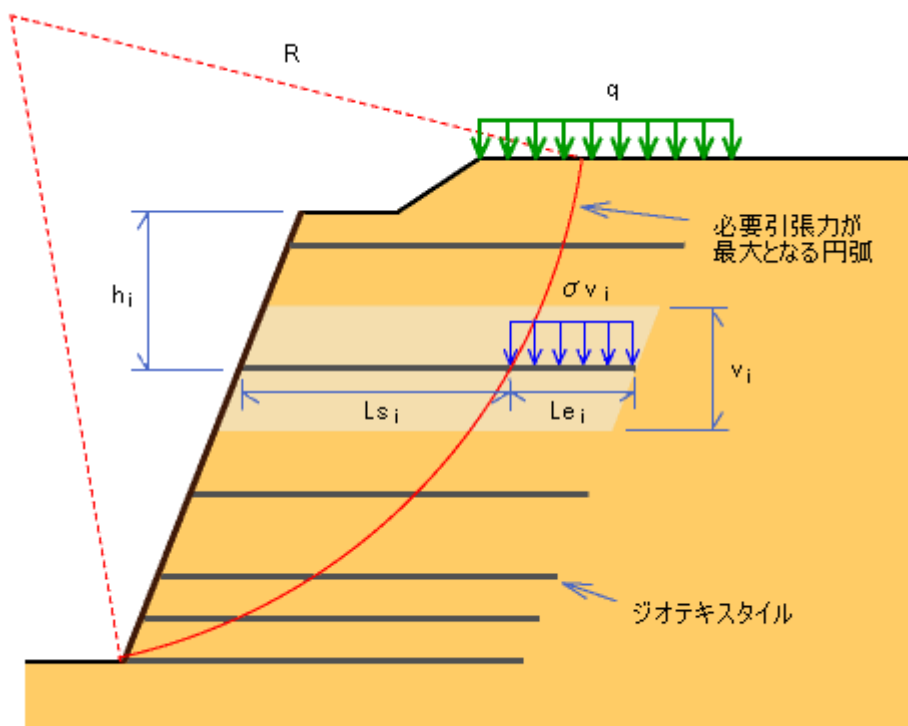
ジオテキスタイルの引張照査一覧(常時)

算出条件項目	記号	単位	数値
敷設間隔の算出に用いる増加係数	K_G	-	0.309
上載盛土荷重	q_d	kN/m^2	19.000
単位体積重量	γ_1	kN/m^3	19.0
補強土高	H	m	8.000

段数 i	h_i (m)	V_i (m)	v_i (m)	q_{Li} (kN/m^2)	T_i (kN/m)	T_A (kN/m)	材料 No	判定
1	1.000	1.000	1.500	7.500	21.089	41.9	1	OK
2	2.000	1.000	1.000	6.667	19.673	41.9	1	OK
3	3.000	1.000	1.000	6.000	25.338	41.9	1	OK
4	4.000	1.000	1.000	5.455	31.041	41.9	1	OK
5	5.000	1.000	0.750	0.000	26.420	41.9	1	OK
6	5.500	0.500	0.500	0.000	19.081	41.9	1	OK
7	6.000	0.500	0.500	0.000	20.549	41.9	1	OK
8	6.500	0.500	0.500	0.000	22.016	41.9	1	OK
9	7.000	0.500	0.500	0.000	23.484	41.9	1	OK
10	7.500	0.500	0.500	0.000	24.952	41.9	1	OK
11	8.000	0.500	0.250	0.000	13.210	41.9	1	OK

1.2.5 ジオテキスタイルの敷設長の算出

ジオテキスタイルの敷設長 L_i は、下図に示すように必要引張力 ΣT_{req} が最大となる円弧すべり線から壁面までの水平距離 L_{s_i} と、ジオテキスタイルの引抜けが生じない必要定着長 L_{e_i} を合わせた長さである。各段のジオテキスタイルの必要敷設長は、次式より求めることができる。



【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】

$$L_i = L_{s_i} + L_{e_i} = L_{s_i} + \frac{F_s \cdot T_i}{2(\alpha_1 \cdot c + \alpha_2 \cdot \sigma v_i \cdot \tan \phi)}$$

【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】

$$L_i = L_{s_i} + L_{e_i} = L_{s_i} + \frac{F_s \cdot T_i}{2(c^* + \sigma v_i \cdot \tan \phi^*)}$$

ここに

L_i	: 各段の最低敷設長 (≥ 3.0)	(m)
L_{Si}	: 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_{ei}	: 各段のジオテキスタイルの必要定着長 (≥ 1.0)	(m)
σ_{vi}	: 各段のジオテキスタイルの定着部に作用する鉛直力 ($\sigma_{vi} = \gamma_i \cdot h_i + q_d$)	(kN/m ²)
q_d	: 上載盛土荷重	(kN/m ²)
T_i	: 深さ h_i におけるジオテキスタイルに発生する引張力	(kN/m)
h_i	: 補強土天端から敷設位置までの深さ	(m)
γ_1	: 単位体積重量	(kN/m ³)
ϕ_1	: せん断抵抗角	(°)
c_1	: 粘着力	(kN/m ²)
α_1	: 盛土材料とジオテキスタイルとの摩擦抵抗 (粘着力)	
α_2	: 盛土材料とジオテキスタイルとの摩擦抵抗 (鉛直土圧)	
c^*	: 盛土材料とジオテキスタイルとの見かけの粘着力	(kN/m ²)
ϕ^*	: 盛土材料とジオテキスタイルとの見かけのせん断抵抗角	(°)
F_s	: 引抜けに対する安全率 (常時)	

次頁に必要敷設長の算出一覧表を記す。

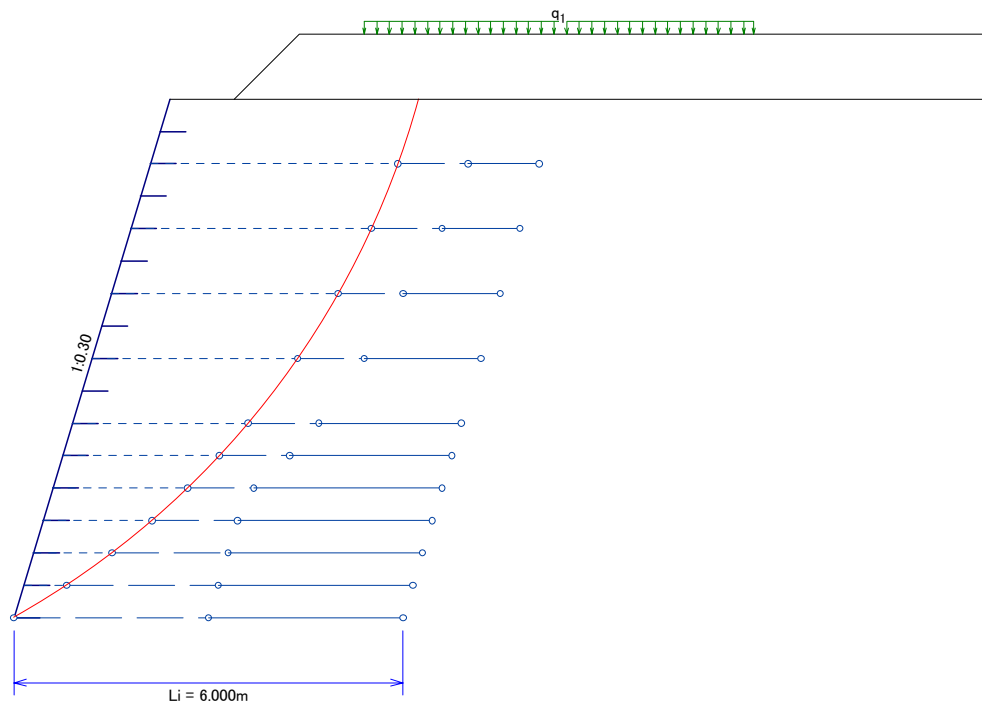
ジオテキスタイルの敷設長一覧(常時)

算出条件項目	記号	単位	数値
上載盛土荷重	q_d	kN/m ²	19.000
単位体積重量	γ_1	kN/m ³	19.0
せん断抵抗角	ϕ_1	°	30.0
粘着力	c_1	kN/m ²	0.000
盛土材料とジオテキスタイルとの摩擦抵抗 (粘着力)	α_1	-	0.0
盛土材料とジオテキスタイルとの摩擦抵抗 (鉛直土圧)	α_2	-	1.0
盛土材料とジオテキスタイルとの見かけの粘着力	c^*	kN/m ²	-
盛土材料とジオテキスタイルとの見かけのせん断抵抗角	ϕ^*	°	-
引抜けに対する安全率(常時)	F_s	-	2.00

最低定着長 = 1.0(m) 最低敷設長 = 3.0(m)

段数 i	h_i (m)	σ_{v_i} (kN/m ²)	T_i (kN/m)	L_{s_i} (m)	L_{e_i} (m)	L_i (m)	制限長 (m)	判定	L_i (採用) (m)
1	1.000	38.000	21.089	3.820	1.000	4.900	-	OK	6.000
2	2.000	57.000	19.673	3.710	1.000	4.800	-	OK	6.000
3	3.000	76.000	25.338	3.500	1.000	4.500	-	OK	6.000
4	4.000	95.000	31.041	3.174	1.000	4.200	-	OK	6.000
5	5.000	114.000	26.420	2.712	1.000	3.800	-	OK	6.000
6	5.500	123.500	19.081	2.420	1.000	3.500	-	OK	6.000
7	6.000	133.000	20.549	2.079	1.000	3.100	-	OK	6.000
8	6.500	142.500	22.016	1.681	1.000	3.000	-	OK	6.000
9	7.000	152.000	23.484	1.216	1.000	3.000	-	OK	6.000
10	7.500	161.500	24.952	0.664	1.000	3.000	-	OK	6.000
11	8.000	171.000	13.210	0.000	1.000	3.000	-	OK	6.000

敷設長算出一覧



1.3 設計計算(地震時)

内的安定検討では、想定される設計荷重に対して設計安全率を満足するのに必要となるジオテキスタイルの引張力を求め、この必要引張力が十分に発揮できるような、ジオテキスタイルの引張強さ、敷設間隔、敷設長さを決定する。

1.3.1 必要引張力および増加係数の算出

(1) 地震時の必要引張力 (ΣT_{reqE})

地震時の必要引張力の算出にあたっては、ジオテキスタイルの引張力による補強効果を考慮した円弧すべり法(下式)により、 ΣT_{reqE} が最大となる円弧を求めて算出する。

$$\Sigma T_{reqE} = \left(\frac{F_{da} \cdot M_D - M_R}{R \cdot \Sigma A} - \frac{\Sigma B}{\Sigma A} \right) H + \Sigma T_{req}'$$

ΣT_{reqE} : 地震時の必要引張力 (kN/m)

$\Sigma T_{req}'$: 地震時安全率で算出した常時の必要引張力 (kN/m)

F_{da} : 円弧すべりに対する設計安全率(地震時)

M_D : 滑動モーメント [半径×滑動力 = $R \cdot \Sigma (W \cdot \sin \alpha + kh \cdot W \cdot \frac{y}{R})$] (kN・m/m)

M_R : 抵抗モーメント [半径×抵抗力 = $R \cdot \Sigma \{c \cdot l + (W \cdot \cos \alpha - kh \cdot W \cdot \sin \alpha) \tan \phi\}$] (kN・m/m)

R : すべり円弧の半径 (m)

A : (代入値) = $b \cdot \tan \theta (\cos \theta + \sin \theta \cdot \tan \phi)$

B : (代入値) = $K_G' \cdot \gamma \cdot z \cdot A$

K_G' : 常時の $\Sigma T_{req}'$ に対する敷設間隔の算出に用いる増加係数

kh : 水平震度

y : 円弧中心から分割片重心までの距離 (m)

W : 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心とすべり円中心を結ぶ直線が鉛直線となす角度(°)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

l : 分割片で切られたすべり線の弧長 (m)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

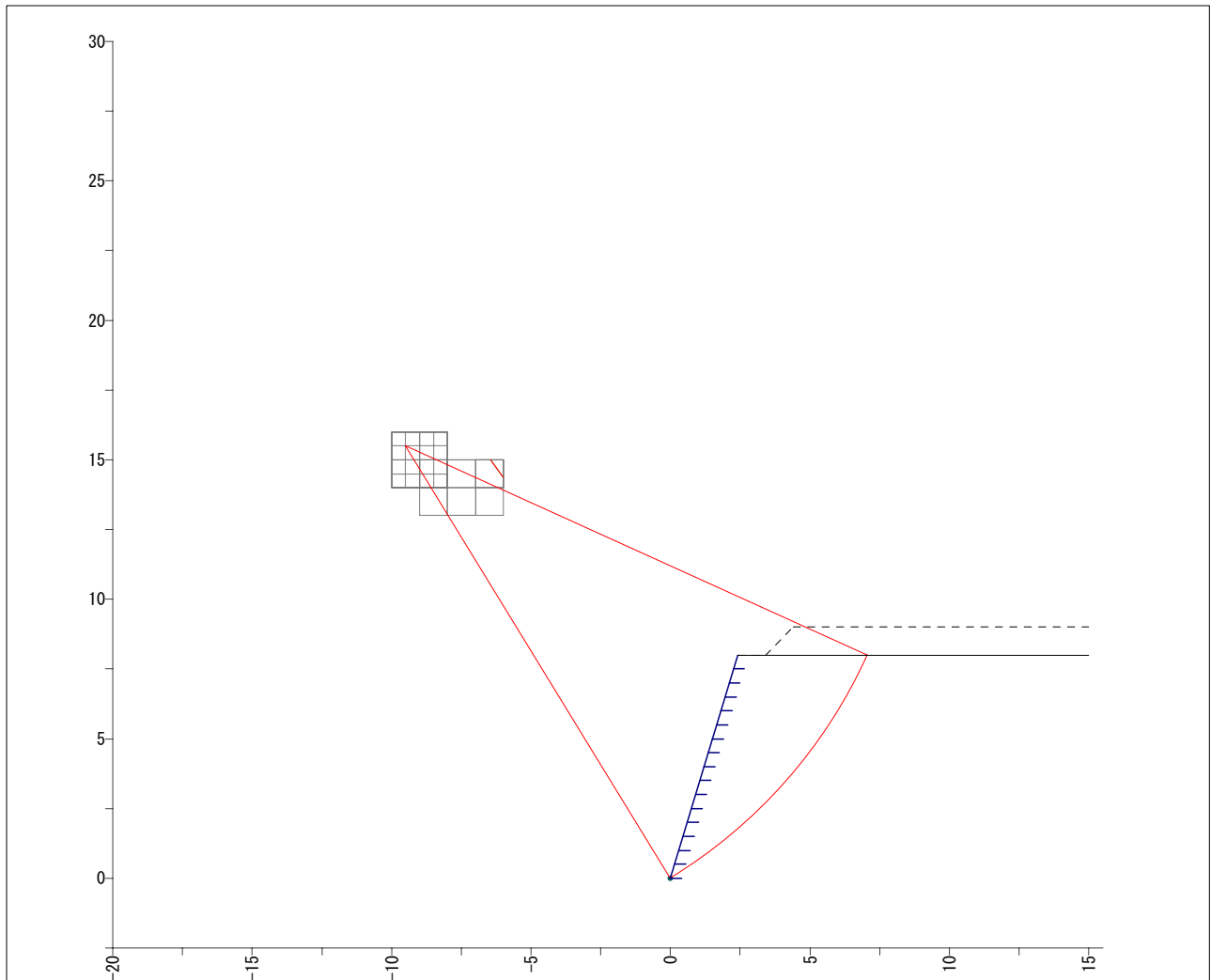
γ : 単位体積重量 (kN/m³)

H : 補強土高 (m)

z : 補強土天端からの深さ (m)

b : 分割片の幅 (m)

θ : ジオテキスタイルとすべり線の交点とすべり線中心を結ぶ直線が鉛直線となす角度(°)

必要引張力の計算結果(ΣT_{reqE})

項目	記号	単位	数値	備考
地震時の必要引張力	ΣT_{reqE}	kN/m	189.011	
地震時安全率で算出した常時の必要引張力	$\Sigma T_{req}'$	kN/m	134.764	(2)で算出
設計安全率(地震時)	Fda	-	1.00	
設計水平震度	kh	-	0.15	
中心座標(X)	Xc	m	-9.500	
中心座標(Y)	Yc	m	15.500	
半径	R	m	18.180	
滑動モーメント	M _D	kN・m/m	6655.843	
抵抗モーメント	M _R	kN・m/m	2886.330	
(代入値)	ΣA	-	8.553	
(代入値)	ΣB	-	149.347	

※ 詳細については別紙参照

(2) 地震時安全率で算出した常時の必要引張力($\Sigma Treq'$)

地震時の必要引張力($\Sigma Treq_E$)の算出にあたっては、地震時安全率で算出した常時の必要引張力($\Sigma Treq'$)が最大となる円弧を求めて算出する。

$$\Sigma Treq' = \frac{Fda \cdot \Sigma (W \cdot \sin \alpha) - \Sigma (c \cdot l + W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\Sigma \left\{ \frac{2}{H^2} \cdot z \cdot b \cdot \tan \theta (\cos \theta + \sin \theta \cdot \tan \phi) \right\}} = \frac{Fda \cdot M_D - M_R}{\Sigma A' \cdot R}$$

$\Sigma Treq'$: 地震時安全率で算出した常時の必要引張力 (kN/m)

Fda : 円弧すべりに対する設計安全率(地震時)

W : 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心とすべり円中心を結ぶ直線が鉛直線とのなす角度($^{\circ}$)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

l : 分割片で切られたすべり線の弧長 (m)

ϕ : 土のせん断抵抗角 ($^{\circ}$)

H : 補強土高 (m)

z : 補強土天端からの深さ (m)

b : 分割片の幅 (m)

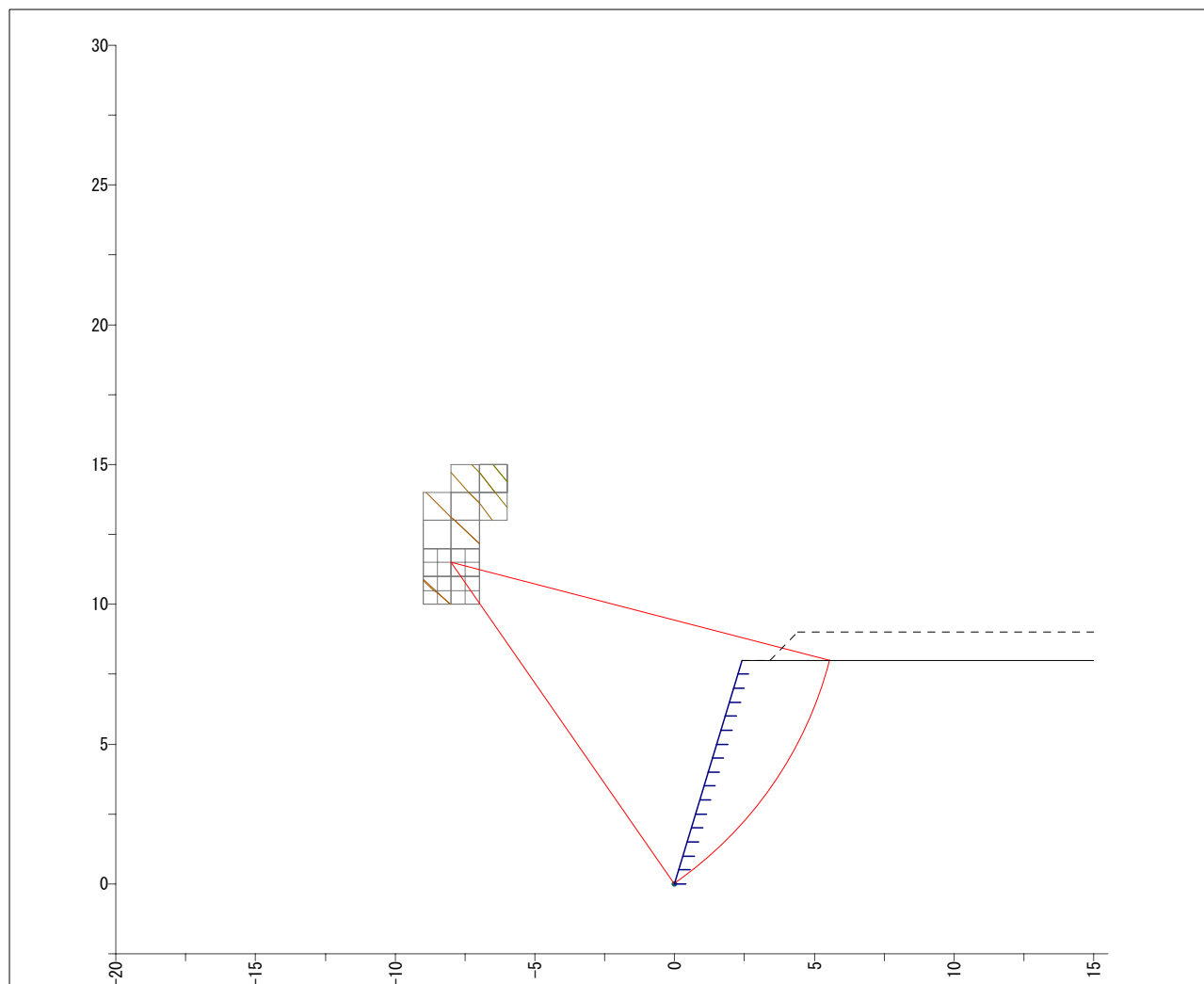
θ : ジオテキスタイルとすべり線の交点とすべり線中心を結ぶ直線が鉛直線となす角度($^{\circ}$)

M_D : 滑動モーメント [半径 \times 滑動力 = $R \cdot \Sigma (W \cdot \sin \alpha)$] (kN \cdot m/m)

M_R : 抵抗モーメント [半径 \times 抵抗力 = $R \cdot \Sigma (c \cdot l + W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi)$] (kN \cdot m/m)

R : すべり円弧の半径 (m)

A' : (代入値) = $\frac{2}{H^2} \cdot z \cdot b \cdot \tan \theta (\cos \theta + \sin \theta \cdot \tan \phi)$

必要引張力の計算結果($\Sigma T_{req}'$)

項目	記号	単位	数値	備考
地震時安全率で算出した常時の必要引張力	$\Sigma T_{req}'$	kN/m	134.764	
設計安全率(地震時)	Fda	-	1.00	
中心座標(X)	Xc	m	-8.000	
中心座標(Y)	Yc	m	11.500	
半径	R	m	14.009	
滑動モーメント	M _D	kN・m/m	3764.821	
抵抗モーメント	M _R	kN・m/m	1757.975	
(代入値)	$\Sigma A'$	-	1.063	

※ 詳細については別紙参照

(3) 敷設間隔の算出に用いる増加係数

ジオテキスタイルの敷設間隔の算出に用いる増加係数 K_G' は次式により算出する

$$K_G' = \frac{2 \cdot \Sigma Treq'}{\gamma_1 \cdot H^2}$$

$$= \frac{2 \times 134.764}{19.0 \times 8.000^2} = 0.222$$

ここに

常時の $\Sigma Treq'$ に対する敷設間隔の算出に用いる増加係数	:	K_G'	
地震時安全率で算出した常時の必要引張力	:	$\Sigma Treq'$	= 134.764 (kN/m)
単位体積重量	:	γ_1	= 19.0 (kN/m ³)
補強土高	:	H	= 8.000 (m)

(4) 地震力に起因する単位層厚あたりの必要引張力

地震力に起因する単位層厚あたりの必要引張力 Δt は次式により算出する。

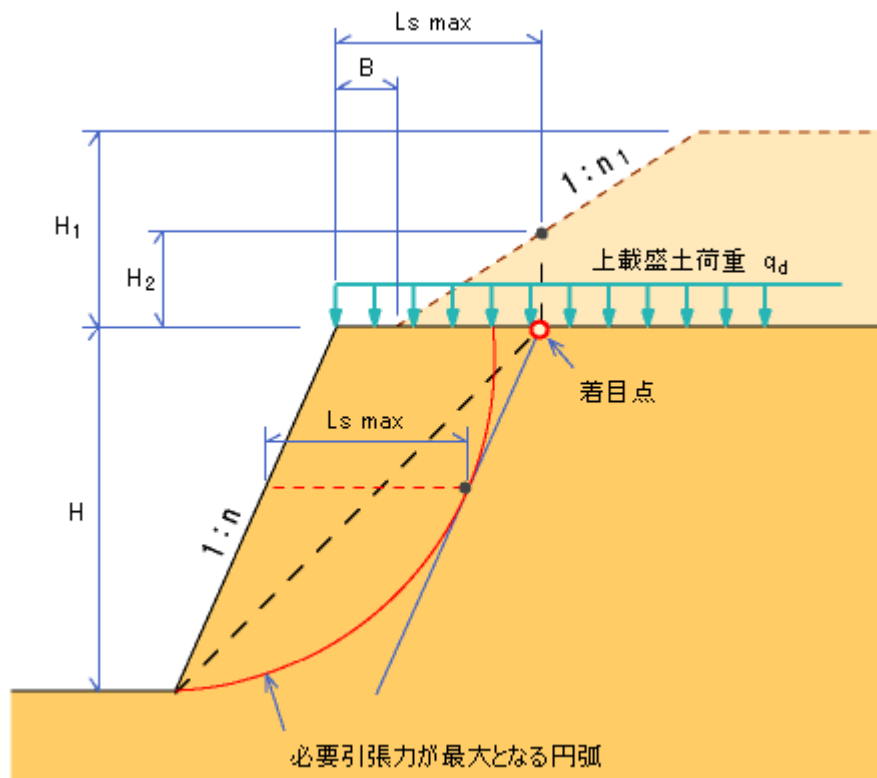
$$\Delta t = \frac{\Sigma Treq_E - \Sigma Treq'}{H}$$

$$= \frac{189.011 - 134.764}{8.000} = 6.781 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

1.3.2 上載盛土荷重 q_d の算出

上載盛土は、下図に示すように等分布荷重 q_d に換算し、補強土の天端に一様に負荷される載荷重として扱う。等分布荷重 q_d (上載盛土荷重)は換算盛土高さ H_2 を求めて算出する。

換算盛土高さ H_2 は、下図に示すように、補強土の法肩から L_{smax} の位置を着目点とし、その着目点から上方に延長し、のり斜面と交差する高さまたは上載盛土高 H_1 までとする。



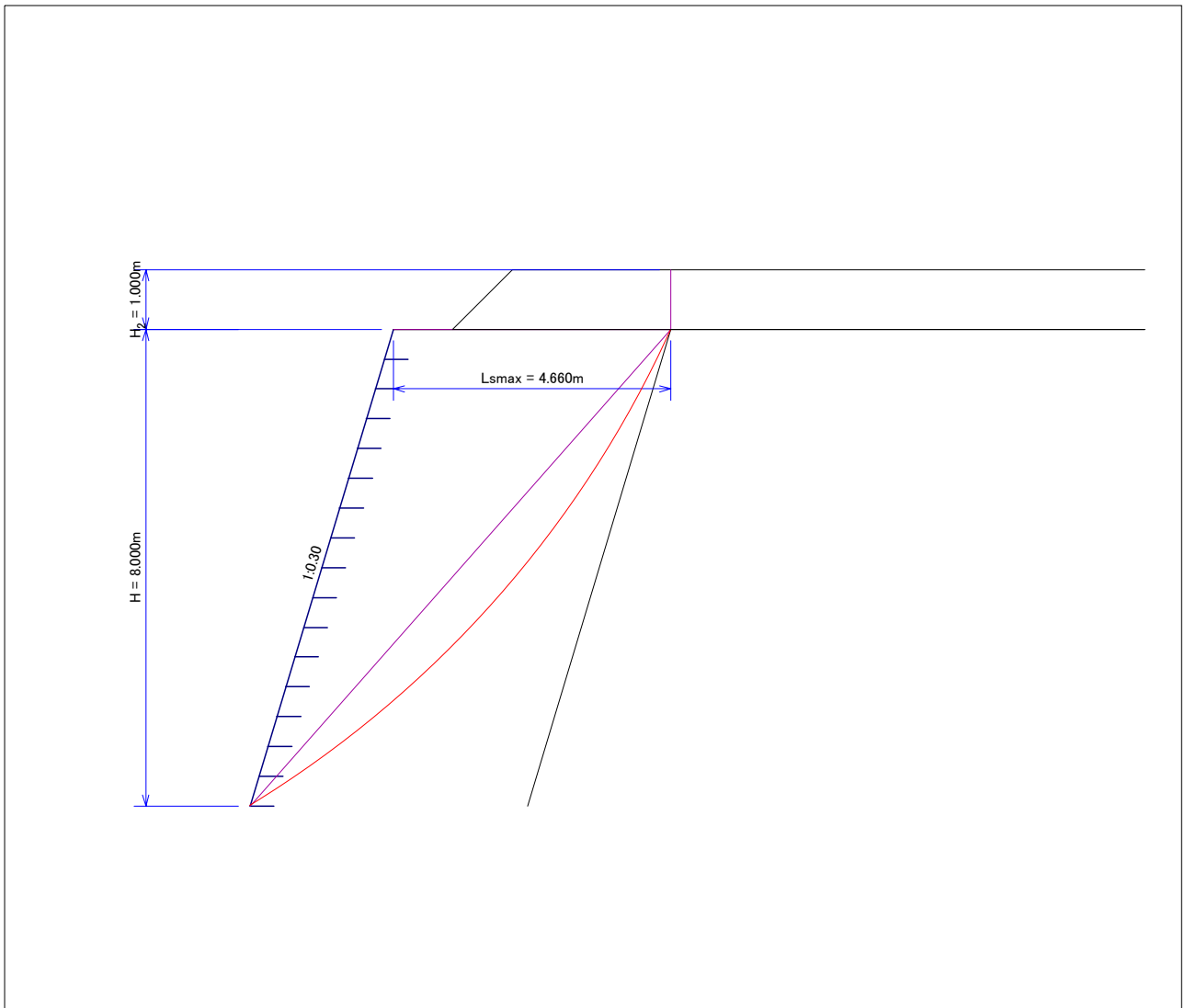
換算盛土高さ H_2 は、次のように算出することができる。

$$\begin{aligned}
 H_2 &= \min\left(\frac{L_{smax} - B}{n_1}, H_1\right) \\
 &= \min\left(\frac{4.660 - 1.000}{1.00}, 1.000\right) \\
 &= 1.000 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

よって、荷重 q_d は、次のようになる。

$$\begin{aligned}
 q_d &= \gamma \cdot H_2 \\
 &= 19.0 \times 1.000 \\
 &= 19.000
 \end{aligned}$$

上載盛土荷重



ここに

上載盛土荷重	:	q_d
荷重換算高さ	:	H_2
壁面から円弧すべり線までの最大水平距離	:	$L_{smax} = 4.660 \text{ (m)}$
小段幅	:	$B = 1.000 \text{ (m)}$
上載盛土勾配	:	$n_1 = 1.00$
上載盛土高	:	$H_1 = 1.000 \text{ (m)}$

1.3.3 ジオテキスタイルの引張強さの照査

ジオテキスタイルの盛土天端から*i*段目の補強材に発生する引張力を次式によって算出する。また、下表には検討として用いるジオテキスタイルを示す。

$$T_i = v_i \cdot \{K_G' (\gamma_1 \cdot h_i + q_d + q_{Li}) + \Delta t\} \leq T_{AE}$$

ここに

T_i	： 深さ h_i 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)
v_i	： 深さ h_i におけるジオテキスタイルの分担範囲	(m)
K_G'	： 常時の $\Sigma T_{req}'$ に対する敷設間隔の算出に用いる増加係数	
γ_1	： 単位体積重量	(kN/m ³)
h_i	： 補強土天端から敷設位置までの深さ	(m)
q_d	： 上載盛土荷重	(kN/m ²)
q_{Li}	： <i>i</i> 段目における上載荷重合計	(kN/m ²)
v_i	： ジオテキスタイルの敷設間隔	(m)
Δt	： 地震力に起因する単位層厚あたりの必要引張力	(kN/m ²)

補強材名： ジオグリッド

材料 No	規格	T_{AE} (kN/m)
1	G-40	41.9

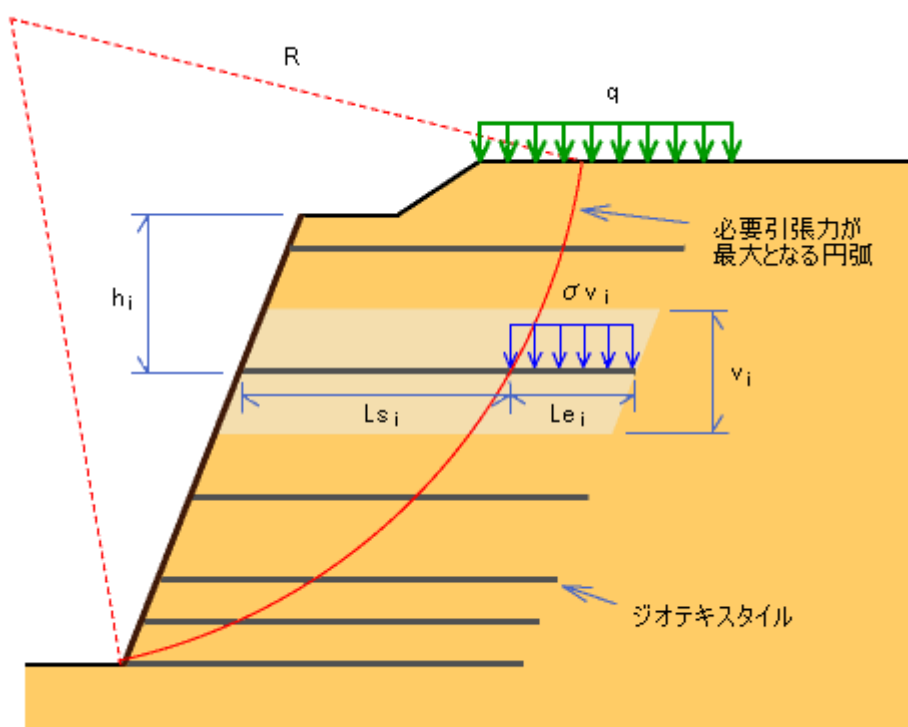
ジオテキスタイルの引張照査一覧(地震時)

算出条件項目	記号	単位	数値
常時の $\Sigma T_{req}'$ に対する敷設間隔の算出に用いる増加係数	K_G'	-	0.222
上載盛土荷重	q_d	kN/m^2	19.000
単位体積重量	γ_1	kN/m^3	19.0
補強土高	H	m	8.000
地震力に起因する単位層厚あたりの必要引張力	$\triangle t$	kN/m^2	6.781

段数 i	h_i (m)	V_i (m)	v_i (m)	q_{Li} (kN/m^2)	T_i (kN/m)	T_{AE} (kN/m)	材料 No	判定
1	1.000	1.000	1.500	0.000	22.826	41.9	1	OK
2	2.000	1.000	1.000	0.000	19.435	41.9	1	OK
3	3.000	1.000	1.000	0.000	23.653	41.9	1	OK
4	4.000	1.000	1.000	0.000	27.871	41.9	1	OK
5	5.000	1.000	0.750	0.000	24.067	41.9	1	OK
6	5.500	0.500	0.500	0.000	17.099	41.9	1	OK
7	6.000	0.500	0.500	0.000	18.154	41.9	1	OK
8	6.500	0.500	0.500	0.000	19.208	41.9	1	OK
9	7.000	0.500	0.500	0.000	20.263	41.9	1	OK
10	7.500	0.500	0.500	0.000	21.317	41.9	1	OK
11	8.000	0.500	0.250	0.000	11.186	41.9	1	OK

1.3.4 ジオテキスタイルの敷設長の算出

ジオテキスタイルの敷設長 L_i は、下図に示すように必要引張力 ΣT_{reqE} が最大となる円弧すべり線から壁面までの水平距離 L_{s_i} と、ジオテキスタイルの引抜けが生じない必要定着長 L_{e_i} を合わせた長さである。各段のジオテキスタイルの必要敷設長は、次式より求めることができる。



【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】

$$L_i = L_{s_i} + L_{e_i} = L_{s_i} + \frac{F_s \cdot T_i}{2(\alpha_1 \cdot c + \alpha_2 \cdot \sigma_{v_i} \cdot \tan \phi)}$$

【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】

$$L_i = L_{s_i} + L_{e_i} = L_{s_i} + \frac{F_s \cdot T_i}{2(c^* + \sigma_{v_i} \cdot \tan \phi^*)}$$

ここに

L_i	: 各段の最低敷設長 (≥ 3.0)	(m)
L_{Si}	: 各段ののり面から ΣT_{reqE} が最大となるすべり線までの水平距離	(m)
L_{ei}	: 各段のジオテキスタイルの必要定着長 (≥ 1.0)	(m)
σ_{vi}	: 各段のジオテキスタイルの定着部に作用する鉛直力 ($\sigma_{vi} = \gamma_i \cdot h_i + q_d$)	(kN/m ²)
q_d	: 上載盛土荷重	(kN/m ²)
T_i	: 深さ h_i におけるジオテキスタイルに発生する引張力	(kN/m)
h_i	: 補強土天端から敷設位置までの深さ	(m)
γ_1	: 単位体積重量	(kN/m ³)
ϕ_1	: せん断抵抗角	(°)
c_1	: 粘着力	(kN/m ²)
α_1	: 盛土材料とジオテキスタイルとの摩擦抵抗 (粘着力)	
α_2	: 盛土材料とジオテキスタイルとの摩擦抵抗 (鉛直土圧)	
c^*	: 盛土材料とジオテキスタイルとの見かけの粘着力	(kN/m ²)
ϕ^*	: 盛土材料とジオテキスタイルとの見かけのせん断抵抗角	(°)
F_s	: 引抜けに対する安全率(地震時)	

次頁に必要な敷設長の算出一覧表を記す。

ジオテキスタイルの敷設長一覧(地震時)

算出条件項目	記号	単位	数値
上載盛土荷重	q_d	kN/m^2	19.000
単位体積重量	γ_1	kN/m^3	19.0
せん断抵抗角	ϕ_1	°	30.0
粘着力	c_1	kN/m^2	0.000
盛土材料とジオテキスタイルとの摩擦抵抗 (粘着力)	α_1	-	0.0
盛土材料とジオテキスタイルとの摩擦抵抗 (鉛直土圧)	α_2	-	1.0
盛土材料とジオテキスタイルとの見かけの粘着力	c^*	kN/m^2	-
盛土材料とジオテキスタイルとの見かけのせん断抵抗角	ϕ^*	°	-
引抜けに対する安全率(地震時)	F_s	-	1.20

最低定着長 = 1.0(m) 最低敷設長 = 3.0(m)

段数 i	h_i (m)	σ_{v_i} (kN/m^2)	T_i (kN/m)	L_{s_i} (m)	L_{e_i} (m)	L_i (m)	制限長 (m)	判定	L_i (採用) (m)
1	1.000	38.000	22.826	4.470	1.000	5.500	-	OK	6.000
2	2.000	57.000	19.435	4.200	1.000	5.200	-	OK	6.000
3	3.000	76.000	23.653	3.841	1.000	4.900	-	OK	6.000
4	4.000	95.000	27.871	3.380	1.000	4.400	-	OK	6.000
5	5.000	114.000	24.067	2.800	1.000	3.800	-	OK	6.000
6	5.500	123.500	17.099	2.458	1.000	3.500	-	OK	6.000
7	6.000	133.000	18.154	2.076	1.000	3.100	-	OK	6.000
8	6.500	142.500	19.208	1.647	1.000	3.000	-	OK	6.000
9	7.000	152.000	20.263	1.166	1.000	3.000	-	OK	6.000
10	7.500	161.500	21.317	0.621	1.000	3.000	-	OK	6.000
11	8.000	171.000	11.186	0.000	1.000	3.000	-	OK	6.000

敷設長算出一覽

