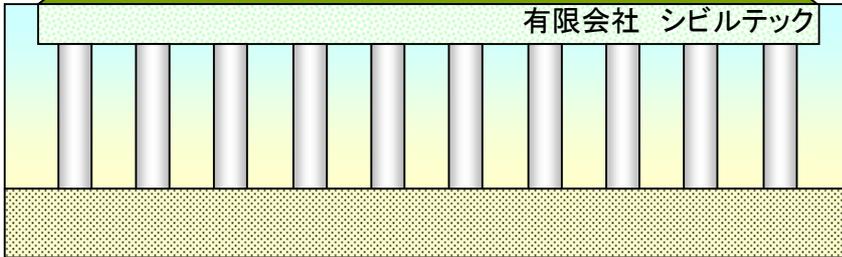


試用版

低改良率
セメントコラム工法の計算
着低型改良編

Ver 1.1
2007/3/10

有限会社 シビルテック



本ソフトはシェアウェアソフト(有料)です。
本ソフトは試用版として利用できますが盛土の土質定数の値に入力制限があります。制限を解除する方法は、下の「制限解除方法」のボタンを押してご確認下さい。

本ソフトの機能

- ・当ソフトは、低改良率セメントコラム工法(ALiCC工法)の着低型タイプについて計算を行います。
- ・補助工法が無い場合とジオテキスタイル或いは浅層改良工法を併用した場合の計算を行います。

本ソフトの使用方法

- ・[計算条件シート]の必要項目を全て入力して下さい。(黄色セルを入力して下さい)
- ・計算方法や計算式については「地盤改良のためのALiCC工法マニュアル」他(下記文献)をご覧ください。
- ・計算結果は[補助工法無し]、[ジオテキスタイル併用時]、[浅層改良併用時]の各シートに表示されます。

本ソフトの制限事項・仕様

- ・着低型の改良工法に対応しています。浮き型の計算は浮き型改良編をご利用下さい。
- ・改良体の正方形配置以外(長方形配置、千鳥配置等)は計算できません。
- ・軟弱地盤層(改良杭区間)は単一層として扱います。
複数層の場合は、土質定数に各層の平均的な値(加重平均)を入力して下さい。
- ・本ソフトでは円弧すべりに対する安定計算は出来ません。

本ソフト作成に当たって参考とした文献

- ・「地盤改良のための ALiCC工法マニュアル」(土木研究所)
- ・「軟弱地盤改良技術に関する共同研究報告書 低改良率セメントコラム工法マニュアル(案)」(同上)
- ・「陸上工事における深層混合処理工法設計施工マニュアル」(土木研究センター)
- ・「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」(土木研究センター)
- ・「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」(日本道路協会)
- ・「セメント系固化材による地盤改良マニュアル 第3版」(セメント協会)
- ・「地盤補強技術の新しい適用－他工法との併用技術－」(地盤工学会)
- ・「構造力学公式集」(土木学会)

低改良率セメントコラム工法の計算（着底型の計算）

計算条件表

タイトル		TEST-DATA				
項目		記号	単位	数値	備考	
セメントコラム改良体	改良体直径	d	m	1.000		
	改良体間隔(中心間隔)	λ	m	2.300		
	改良体長	L	m	12.000		
	改良率	ap	%	14.800		
	改良体の設計基準強度	quckc	kN/m ²	500.0		
	改良体の変形係数	Ecol	kN/m ²	50,000.0		
盛土条件	盛土高さ	Hb	m	5.660	← 入力制限	
	盛土単位体積重量	γ b	kN/m ³	19.0		
	盛土の内部摩擦角	ϕ b	度	30.0		
	載荷重(交通荷重)	q	kN/m ²	0.0		
塑性角	補助工法無し	θ	度	60.0		
	ジオテキスタイル併用	θ g	度	55.0		
	浅層改良工法併用	θ se	度	80.0		
地盤条件	無処理地盤の変形係数	Esoil	kN/m ²	5,670.0		
	変形係数の算定方法	N値(E=2800N)より推定				
	無処理地盤の単位体積重量	γ s	kN/m ³	16.0		
	無処理地盤の内部摩擦角	ϕ s	度	0.0		
	無処理地盤の粘着力	Cs	kN/m ²	15.6		
	地下水位(地表からの深度)	Hw	m	1.000		
	水の単位体積重量	γ w	kN/m ³	10.0		
無処理地盤の沈下計算	無処理地盤の沈下計算方法	e-logP曲線を用いる(e-logP法)				
	Cc法	圧縮指数	Cc	-	0.800	←入力不要
	mv法	体積圧縮係数	mv	m ² /kN	7.20E-04	←入力不要
	使用するe-logP曲線番号	NO	-	10		
許容値	改良体の応力度安全率	Fsa	-	1.20		
	許容沈下量	Sa	cm	20.0		
	許容不同沈下量	δ sa	cm	10.0	改良体と無処理部の沈下差	

補助工法

ジオテキスタイル	設計基準強度	T _A	kN/m	17.0		
	同上におけるひずみ量	ϵ A	%	7.6		
	引張剛性	EA	kN/m	400.0		
	ジオテキスタイル敷設枚数	Ng	枚	2		
浅層改良	浅層改良体の厚さ	地上部厚	Hse1	m	0.500	浅層改良体合計厚 Hse=1.000
		地中部厚	Hse2	m	0.500	
	改良体の設計基準強度	quckse	kN/m ²	200.0		
	改良体の変形係数比	α e(=50~100程度)		100.0	Ese= α e \cdot qse	
	許容曲げ応力度係数	K(=0.25~0.978)		0.250	σ ba=K \cdot qse/Fsb	
	許容曲げ応力度安全率	Fsb	-	1.20		
	許容せん断応力度安全率	Fst	-	3.00	τ a=quckse/(2 \cdot Fst)	
地盤の支持力度安全率	Fsq	-	3.00			

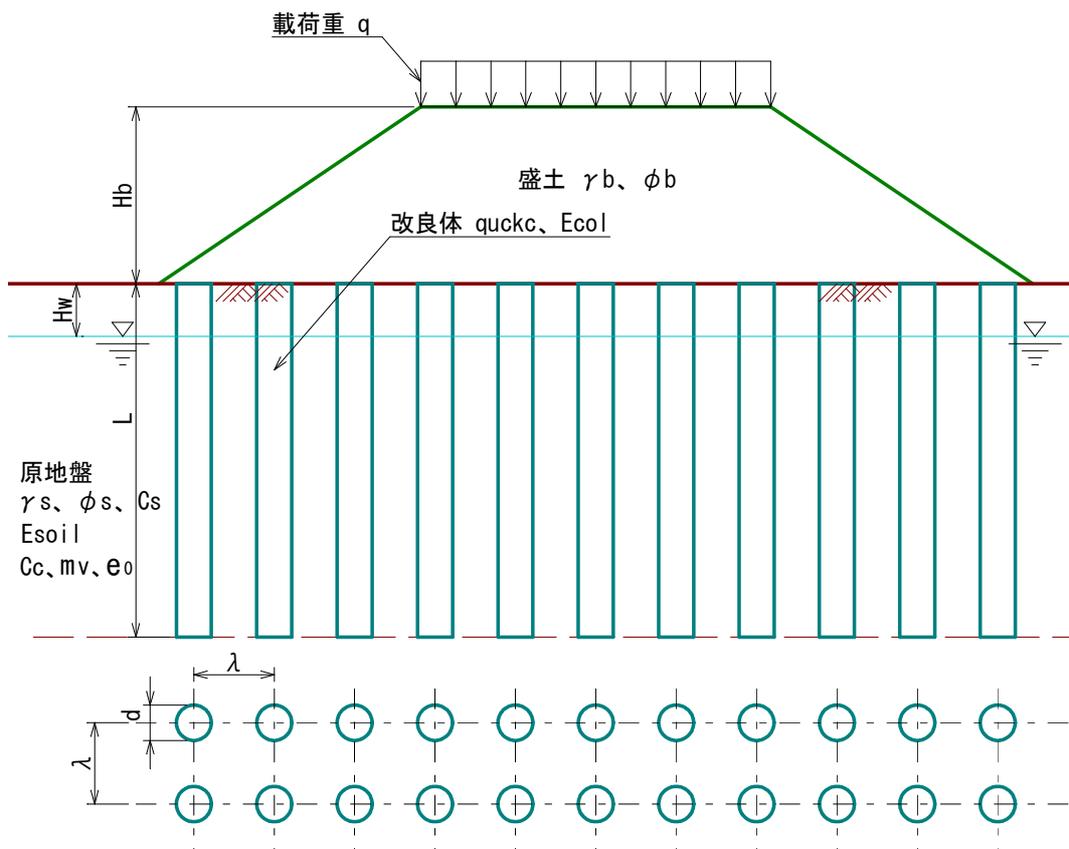


図-1 補助工法が無い場合

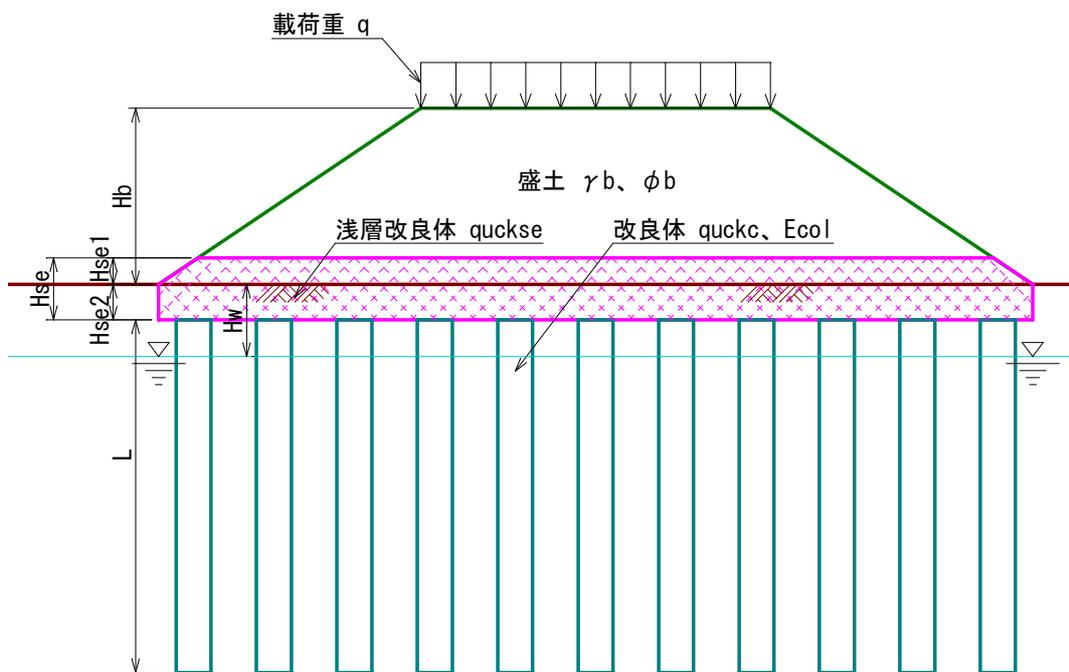


図-2 浅層改良工法を併用した場合

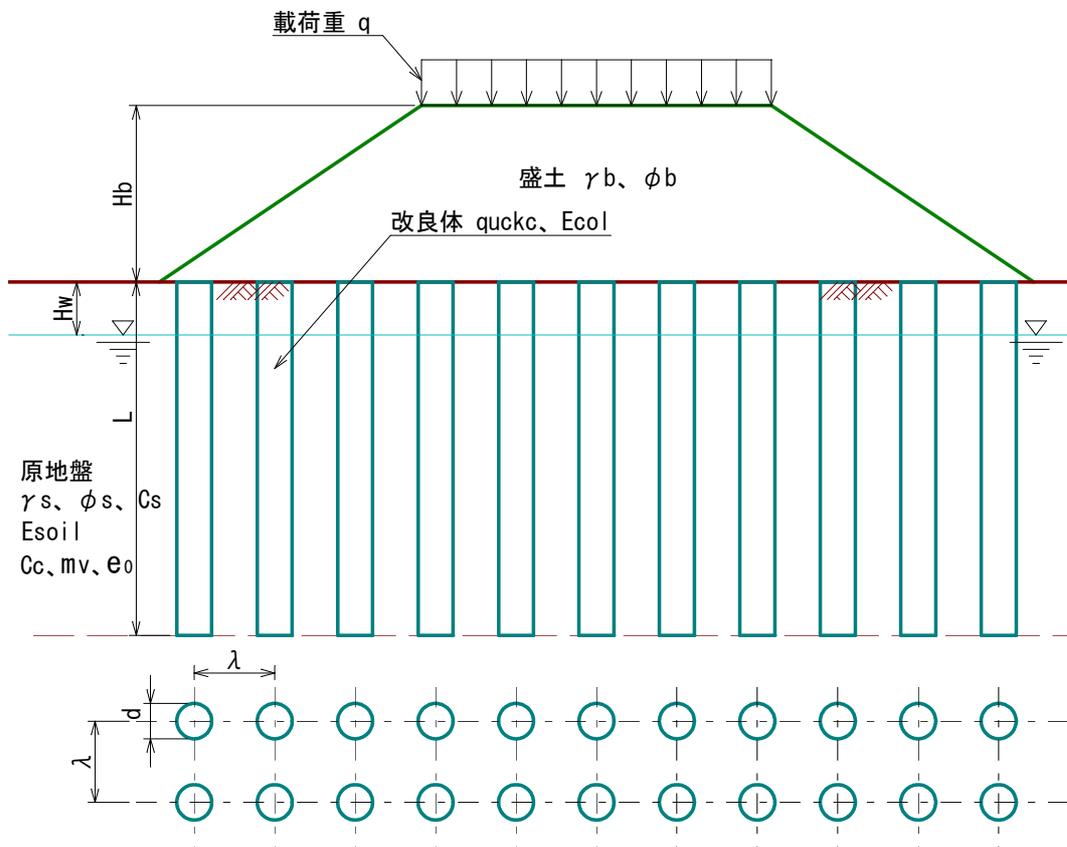
低改良率セメントコラム工法の計算

着底型、補助工法がない場合の計算

計算条件一覧表

TEST-DATA

項目		記号	単位	数値	備考
セメントコラム改良体	セメントコラム改良体直径	d	m	1.000	
	改良体間隔(改良体中心間隔)	λ	m	2.300	
	改良体長	L	m	12.000	
	改良率	ap	%	14.800	
	設計基準強度	$quckc$	kN/m^2	500.0	
	改良体の変形係数	$Ecol$	kN/m^2	50,000.0	
盛土条件	盛土高さ	Hb	m	5.660	
	盛土単位体積重量	γb	kN/m^3	19.0	
	盛土の内部摩擦角	ϕb	度	30.0	
	交通荷重	q	kN/m^2	0.0	
塑性角	補助工法無し	θ	度	60.0	
地盤条件	原地盤の変形係数	$Esoil$	kN/m^2	5,670.0	
	変形係数の算定方法	N値($E=2800N$)より推定			
	無処理地盤の単位体積重量	γs	kN/m^3	16.0	
	無処理地盤の内部摩擦角	ϕs	度	0.0	
	無処理地盤の粘着力	Cs	kN/m^2	15.6	
	地下水位(地表からの深度)	Hw	m	1.000	
	水の単位体積重量	γw	kN/m^3	10.0	
沈下条件	e-logP法 e-logP曲線番号	-	-	10	
許容値	改良体の応力度安全率	Fsa	-	1.20	
	許容沈下量	Sa	cm	20.0	
	許容不同沈下量	δsa	cm	10.0	



低改良率セメントコラム工法の計算

着底型、補助工法がない場合の計算

計算結果一覧表

TEST-DATA

項 目		記号	単位	数値	備考
荷重計算	盛土体積	改良体作用盛土	Vcol	m ³	26.205
		無処理部作用盛土	Vsoil	"	3.736
		合計盛土体積	Vbank	"	29.941
	交通荷重 載荷面積	改良体作用面積	Acol	m ²	4.155
		無処理部作用面積	Asoil	"	1.135
		合計面積	Abank	"	5.290
	荷重強度	改良体作用荷重	Pcol	kN/m ²	634.261
		無処理部作用荷重	Psoil	"	15.757
		合計盛土荷重強度	P	"	107.539
全沈下量	複合地盤のヤング率	Eeq	kN/m ²	12,231	
	沈下量	S	cm	10.55	≤ Sa、OK
	沈下量の許容値	Sa	cm	20.00	
不同沈下量	無処理の場合の圧密沈下量	So	cm	88.56	
	改良体間無処理部分の沈下量	Ssoil	cm	12.98	
	改良体の沈下量	Scol	cm	15.22	
	改良体と無処理部分の 不同沈下量 $\delta s = Ssoil - Scol $	δs	cm	2.24	≤ δsa OK
	許容不同沈下量	δsa	cm	10.00	
改良体に 作用する 応力照査	改良体に作用する荷重強度	Pcol	kN/m ²	634.261	
	改良体の設計基準強度	quckc	kN/m ²	500.0	
	改良体の応力度安全率許容値	Fsa	-	1.20	
	安全率 $Fs = quck / Pcol$	Fs	-	0.79	< Fsa、NG

低改良率セメントコラム工法の計算
TEST-DATA

(1)荷重計算

1) 改良体および無処理部分に作用する盛土体積計算

a) 全盛土体積 (Vbank)

$$\begin{aligned} V_{\text{bank}} &= \lambda^2 \times H_b \\ &= 5.290 \times 5.660 \\ &= 29.941 \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

b) 無処理部分に作用する盛土体積 (Vsoil)

無処理部分に作用する盛土荷重の体積。式(1)または式(2)で得られる。

・Case-1、盛土が高くて、 $(\lambda - d) \cdot \tan \theta / 2 \leq H_b$ となる場合

$$\begin{aligned} V_{\text{soil}} &= \{ 12 \cdot (\lambda - d) \cdot \lambda^2 - \pi \cdot (\lambda^3 - d^3) + (4 - \pi) \cdot (\sqrt{(2) - 1}) \cdot \lambda^3 \} \cdot \tan \theta / 24 \quad \dots \text{式(1)} \\ &= \{ 12 \times 1.300 \times 5.290 - \pi \times 11.167 + 0.858 \times 0.414 \times 12.167 \} \times 1.732 / 24 \\ &= 3.736 \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

・Case-2、盛土が低くて、 $(\lambda - d) \cdot \tan \theta / 2 > H_b$ となる場合

$$\begin{aligned} V_{\text{soil}} &= \lambda^2 \cdot H_b - \pi \cdot \{ (H_b / \tan \theta + d/2)^2 (d/2 \tan \theta + H_b) - (d/2)^3 \tan \theta \} / 3 \quad \dots \text{式(2)} \\ &= 5.290 \times 5.660 - \pi \times (14.196 \times 6.526 - 0.125 \times 1.732) / 3 \\ &= -64.205 \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

Case-1とCase-2の使い分けは、次式により判定する。

$$\begin{aligned} H' &= (\lambda - d) \cdot \tan \theta / 2 = 1.300 \times 1.732 / 2 \\ &= 1.126 \leq H_b = 5.660 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$H' = (\lambda - d) \cdot \tan \theta / 2 \leq H_b$ となるのでCase-1の値を採用する。

したがって、

$$V_{\text{soil}} = 3.736 \text{ (m}^3\text{)}$$

c) 改良体に作用する盛土体積 (Vcol)

$$\begin{aligned} V_{\text{col}} &= V_{\text{bank}} - V_{\text{soil}} \\ &= 29.941 - 3.736 \\ &= 26.205 \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

- λ : 改良体間隔 = 2.300 (m)
- d : 改良体直径 = 1.000 (m)
- H_b : 盛土高さ = 5.660 (m)
- θ : 塑性角 = 60.00 (°)

補助計算表

算式	計算値
$\pi \times d^2 / 4$	0.785
$\pi \times \lambda^2 / 4$	4.155
λ^2	5.290
λ^3	12.167
d^3	1.000
$\lambda - d$	1.300
$\lambda^3 - d^3$	11.167
$4 - \pi$	0.858
$\sqrt{(2) - 1}$	0.414
$d/2$	0.500
$d/2 \tan \theta + H_b$	6.526
$(d/2)^3$	0.125
$\tan \theta$	1.732
$(H_b / \tan \theta + d/2)^2 + d/2$	14.196

2) 改良体および無処理部分に作用する載荷重(交通荷重)面積計算

a) 改良体間の全面積 (A_{bank})

$$A_{bank} = \lambda^2 = 5.290 \text{ (m}^2\text{)}$$

b) 改良体に作用する載荷重面積 (A_{col})

改良体に作用する載荷重面積は、式(3)または式(4)で得られる。

・Case-1、盛土が高くて、 $(\lambda - d) \cdot \tan \theta / 2 \leq H_b$ となる場合 A_{col}

$$A_{col} = \pi \times \lambda^2 / 4 \dots\dots\dots \text{式(3)}$$

$$= 4.155 \text{ (m}^2\text{)}$$

・Case-2、盛土が低くて、 $(\lambda - d) \cdot \tan \theta / 2 > H_b$ となる場合

$$A_{col} = \pi \times (H_b / \tan \theta + d/2)^2 \dots\dots\dots \text{式(4)}$$

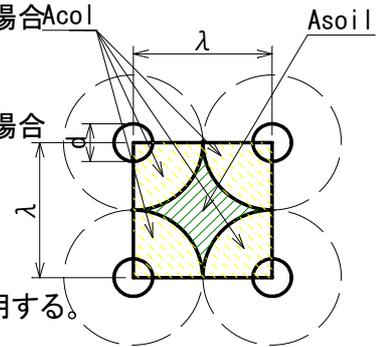
$$= 3.142 \times 14.196$$

$$= 44.599 \text{ (m}^2\text{)}$$

$H' = (\lambda - d) \cdot \tan \theta / 2 \leq H_b$ となるのでCase-1の値を採用する。

したがって、

$$A_{col} = 4.155 \text{ (m}^2\text{)}$$

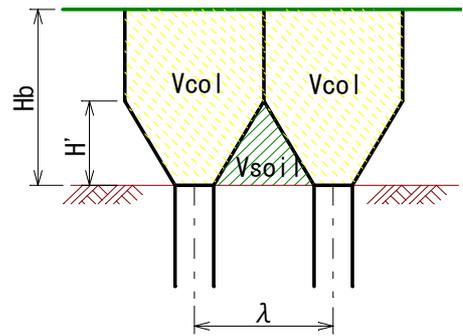


c) 無処理部分に作用する載荷重面積 (A_{soil})

$$A_{soil} = A_{bank} - A_{col}$$

$$= 5.290 - 4.155$$

$$= 1.135 \text{ (m}^2\text{)}$$



3) 改良体および無処理部分に作用する荷重計算

a) 盛土荷重強度 (P)

$$P = (V_{bank} \times \gamma_b + A_{bank} \times q) / \lambda^2$$

$$= (29.941 \times 19.00 + 5.290 \times 0.00) / 5.290$$

$$= 107.539 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

b) 無処理部分に作用する荷重強度 (P_{soil})

$$P_{soil} = V_{soil} \times \gamma_b / (\lambda^2 - \pi \times d^2 / 4)$$

$$= 3.736 \times 19.00 / (5.290 - 0.785)$$

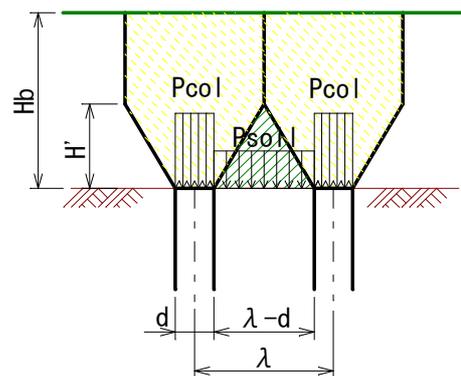
$$= 15.757 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

c) 改良体に作用する荷重強度 (P_{col})

$$P_{col} = (V_{col} \times \gamma_b + A_{col} \times q) / (\pi \times d^2 / 4)$$

$$= (26.205 \times 19.00 + 44.599 \times 0.0) / 0.785$$

$$= 634.261 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



(2)全沈下量

改良域全体を複合地盤とした場合の全沈下量は次式により計算する。

$$S = P/E_{eq} \times L \dots\dots\dots \text{式(5)}$$

ここに、

$$P : \text{盛土荷重強度} = 107.539 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$E_{eq} : \text{複合地盤のヤング率}$$

$$= a_p \times E_{col} + (1-a_p) \times E_{soil} \dots\dots\dots \text{式(6)}$$

$$= 0.148 \times 50,000.0 + (1-0.148) \times 5,670.0$$

$$= 12,231 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$a_p : \text{改良率} = 14.8 \text{ (\%)}$$

$$E_{col} : \text{改良体のヤング率} = 50,000.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$E_{soil} : \text{地盤のヤング率} = 5,670.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

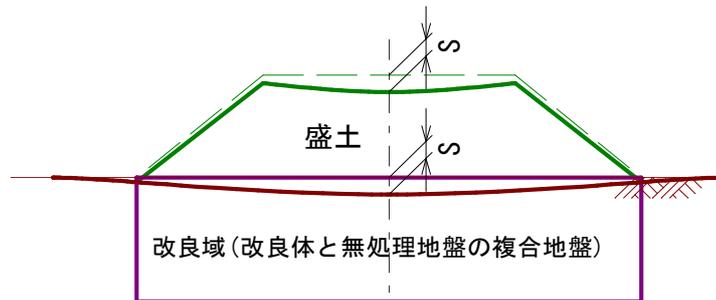
$$L : \text{改良体長} = 12.000 \text{ (m)}$$

式(1)に与条件値を代入して

$$S = 107.539 / 12,231 \times 12.000$$

$$= 0.1055 \text{ (m)}$$

$$= 10.55 \leq S_a = 20.0 \text{ (cm) OK}$$



(3)改良体と改良体間(無処理部分)の沈下量

1)無処理の場合の沈下量 (So)

無処理の場合の沈下量は式(7)の e-logP法により計算する。

$$S_o = (e_0 - e_1)/(1+e_0) \cdot L \dots\dots\dots \text{式(7)}$$

$$= (1.71 - 1.51)/(1+1.71) \times 12.000$$

$$= 0.8856 \text{ (m)}$$

$$= 88.56 \text{ (cm)}$$

ここに、So: 無処理の場合の沈下量

$$L : \text{軟弱層厚=改良体長} = 12.000 \text{ (m)}$$

$$e_0 : \text{初期間隙比} = 1.71$$

初期間隙比 e_0 は初期応力 P' に対応する値を e-logP 曲線より求める

$$e_1 : \text{盛土後間隙比} = 1.51$$

盛土後の間隙比 e_1 は $P+P'$ に対応する値を e-logP 曲線より求める

$$L_w : \text{軟弱層中央より上部の水中層厚} = \max(L/2 - H_w, 0) = 5.000 \text{ (m)}$$

$$P : \text{盛土による増加荷重} = 107.539 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P' : \text{盛土前の軟弱層中央における初期応力}$$

$$P' = 1/2 \times L \times \gamma_s - L_w \times \gamma_w = 1/2 \times 12.000 \times 16.00 - 5.000 \times 10.00$$

$$= 46.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P+P' : \text{盛土後の軟弱層中央における応力}$$

$$P+P' = 107.539 + 46.000 = 153.539 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

2)改良体間の無処理部分の沈下量 (Ssoil)

改良体間の無処理部分の沈下量を、無処理部分に作用する応力(Psoil)と、改良域全体に作用する盛土荷重(P)との比率を元に次式により計算する。

$$\begin{aligned} S_{soil} &= S_o \times P_{soil} / P \\ &= 0.886 \times 15.757 / 107.539 \\ &= 0.1298 \text{ (m)} \\ &= 12.98 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} S_o : \text{無処理の場合の沈下量} &= 0.8856 \text{ (m)} \\ P : \text{盛土による増加荷重強度} &= 107.539 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ P_{soil} : \text{無処理部分に作用する応力} &= 15.757 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

3)改良体の沈下量 (Scol)

改良体の沈下量は次式により計算する。

$$\begin{aligned} S_{col} &= P_{col} / E_{col} \times L \\ &= 634.261 / 50,000 \times 12.000 \\ &= 0.1522 \text{ (m)} \\ &= 15.22 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

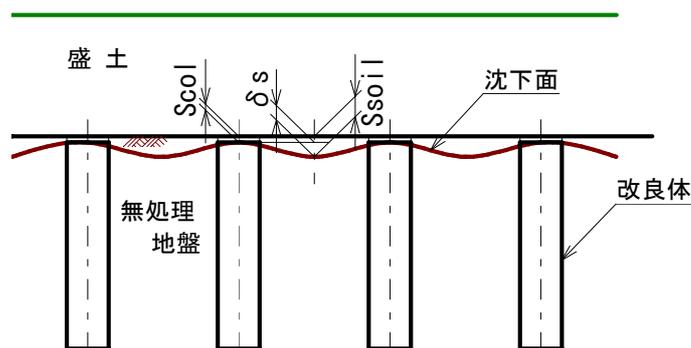
ここに、

$$\begin{aligned} E_{col} : \text{改良体のヤング率} &= 50,000.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ L : \text{改良体長} &= 12.000 \text{ (m)} \\ P_{col} : \text{改良体に作用する応力} &= 634.261 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

4)改良体と無処理部分の不同沈下量 (δs)

改良体と無処理部分の不同沈下量は次式により計算する。

$$\begin{aligned} \delta s &= | S_{soil} - S_{col} | \\ &= | 0.130 - 0.152 | \\ &= 0.0224 \text{ (m)} \\ &= 2.24 \text{ (cm)} \leq \delta_{sa} = 10.0 \text{ (cm)} \quad \text{OK} \end{aligned}$$



(4)改良体に作用する応力の照査

改良体に作用する応力は次式で照査する。

$$\begin{aligned} F_s &= q_{uck} / P_{col} \\ &= 500 / 634.261 \\ &= 0.79 < F_{sa} = 1.20 \quad \text{NG} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} q_{uck} : \text{設計基準強度} &= 500 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ P_{col} : \text{改良体に作用する荷重強度} &= 634.261 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

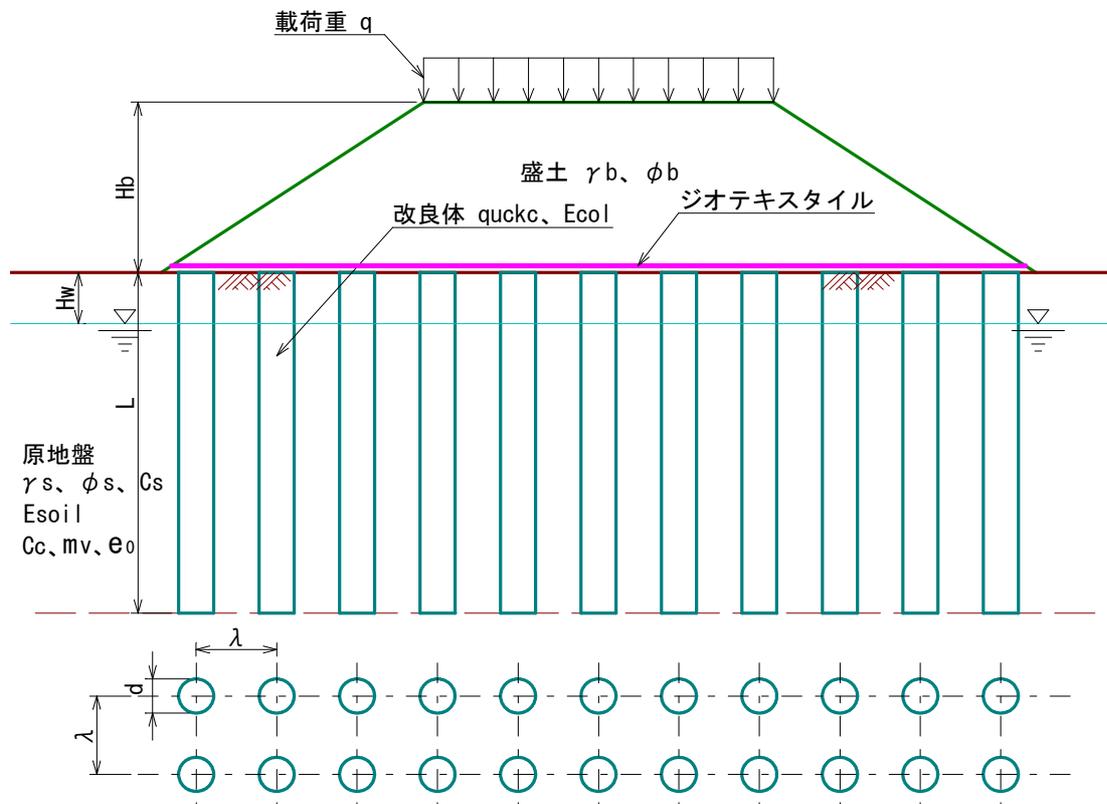
低改良率セメントコラム工法の計算

着底型、ジオテキスタイル併用時の計算

計算条件一覧表

TEST-DATA

項目		記号	単位	数値	備考
セメントコラム改良体	セメントコラム改良体直径	d	m	1.000	
	改良体間隔 (改良体中心間隔)	λ	m	2.300	
	改良体長	L	m	12.000	
	改良率	ap	%	14.800	
	設計基準強度	quckc	kN/m ²	500.0	
	改良体の変形係数	Ecol	kN/m ²	50,000.0	
盛土条件	盛土高さ	Hb	m	5.660	
	盛土単位体積重量	γ_b	kN/m ³	19.0	
	盛土の内部摩擦角	ϕ_b	度	30.0	
	交通荷重	q	kN/m ²	0.0	
塑性角	補助工法無し	θ	度	60.0	
	ジオテキスタイル併用	θ_g	度	55.0	
地盤条件	原地盤の変形係数	Esoil	kN/m ²	5,670.0	
沈下条件	e-logP法 e-logP曲線番号	-	-	10	
許容値	改良体の応力安全率	Fsa	-	1.20	
	許容沈下量	Sa	cm	20.0	
	許容不同沈下量	δ_{sa}	cm	10.0	
ジオテキスタイル	設計基準強度	T _A	kN/m	17.0	
	同上におけるひずみ量	ϵ_A	%	7.6	
	引張剛性	EA	kN/m	400.0	
	ジオテキスタイル敷設枚数	Ng	枚	2.0	



低改良率セメントコラム工法の計算
 着底型、ジオテキスタイル併用時の計算
 計算結果一覧表

項 目			記号	単位	数値	備考
荷重計算	盛土体積	改良体作用盛土	Vcol	m ³	26.205	
		無処理部作用盛土	Vsoil	"	3.736	
		合計盛土体積	Vbank	"	29.941	
	交通荷重 載荷面積	改良体作用面積	Acol	m ²	4.155	
		無処理部作用面積	Asoil	"	1.135	
		合計面積	Abank	"	5.290	
	荷重強度	改良体作用荷重	Pcol	kN/m ²	634.261	
		無処理部作用荷重	Psoil	"	15.757	
		合計盛土荷重強度	P	"	107.539	
全沈下量	複合地盤のヤング率		Eeq	kN/m ²	12,231	
	沈下量		S	cm	10.55	≤ Sa、OK
	沈下量の許容値		Sa	cm	20.00	
不同沈下量	無処理の場合の圧密沈下量		So	cm	88.56	
	改良体間無処理部分の沈下量		Ssoil	cm	12.98	
	改良体の沈下量		Scol	cm	6.04	
	改良体と無処理部分の 不同沈下量 $\delta s = S_{soil} - S_{col}$		Sg	cm	6.94	≤ δsa OK
	許容不同沈下量		δsa	cm	10.00	
改良体に 作用する 応力照査	改良体に作用する応力		Pcol	kN/m ²	634.261	
	改良体の設計基準強度		quckc	kN/m ²	500.0	
	改良体の応力度安全率許容値		Fsa	-	1.20	
	安全率 $F_s = quck / P_{col}$		Fs	-	0.79	< Fsa、NG
ジオテキスタイル の強度照査	ジオテキスタイルに発生するひずみ量		ϵ	%	1.041	
	必要引張強さ(ひずみ量 ϵ 時)		T	kN/m	4.16	
	採用したジオテキスタイルの引張強さ		Ta	kN/m	4.66	≥ T、OK

低改良率セメントコラム工法の計算
TEST-DATA

(1)荷重計算

1) 改良体および無処理部分に作用する盛土体積計算

a) 全盛土体積 (Vbank)

$$\begin{aligned} V_{\text{bank}} &= \lambda^2 \times H_b \\ &= 5.290 \times 5.660 \\ &= 29.941 \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

b) 無処理部分に作用する盛土体積 (Vsoil)

無処理部分に作用する盛土荷重の体積。式(1)または式(2)で得られる。

・Case-1、盛土が高くて、 $(\lambda - d) \cdot \tan \theta / 2 \leq H_b$ となる場合

$$\begin{aligned} V_{\text{soil}} &= \{ 12 \cdot (\lambda - d) \cdot \lambda^2 - \pi \cdot (\lambda^3 - d^3) + (4 - \pi) \cdot (\sqrt{(2)} - 1) \cdot \lambda^3 \} \cdot \tan \theta / 24 \quad \dots \text{式(1)} \\ &= \{ 12 \times 1.300 \times 5.290 - \pi \times 11.167 + 0.858 \times 0.414 \times 12.167 \} \times 1.732 / 24 \\ &= 3.736 \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

・Case-2、盛土が低くて、 $(\lambda - d) \cdot \tan \theta / 2 > H_b$ となる場合

$$\begin{aligned} V_{\text{soil}} &= \lambda^2 \cdot H_b - \pi \cdot \{ (H_b / \tan \theta + d/2)^2 (d/2 \tan \theta + H_b) - (d/2)^3 \tan \theta \} / 3 \quad \dots \text{式(2)} \\ &= 5.290 \times 5.660 - \pi \times (14.196 \times 6.526 - 0.125 \times 1.732) / 3 \\ &= -64.205 \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

Case-1とCase-2の使い分けは、次式により判定する。

$$\begin{aligned} H' &= (\lambda - d) \cdot \tan \theta / 2 = 1.300 \times 1.732 / 2 \\ &= 1.126 \leq H_b = 5.660 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$H' = (\lambda - d) \cdot \tan \theta / 2 \leq H_b$ となるのでCase-1の値を採用する。

したがって、

$$V_{\text{soil}} = 3.736 \text{ (m}^3\text{)}$$

c) 改良体に作用する盛土体積 (Vcol)

$$\begin{aligned} V_{\text{col}} &= V_{\text{bank}} - V_{\text{soil}} \\ &= 29.941 - 3.736 \\ &= 26.205 \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

- λ : 改良体間隔 = 2.300 (m)
- d : 改良体直径 = 1.000 (m)
- H_b : 盛土高さ = 5.660 (m)
- θ : 塑性角 = 60.00 (°)

補助計算表

算式	計算値
$\pi \times d^2 / 4$	0.785
$\pi \times \lambda^2 / 4$	4.155
λ^2	5.290
λ^3	12.167
d^3	1.000
$\lambda - d$	1.300
$\lambda^3 - d^3$	11.167
$4 - \pi$	0.858
$\sqrt{(2)} - 1$	0.414
$d/2$	0.500
$d/2 \tan \theta + H_b$	6.526
$(d/2)^3$	0.125
$\tan \theta$	1.732
$(H_b / \tan \theta + d/2)^2$	14.196

2) 改良体および無処理部分に作用する載荷重(交通荷重)面積計算

a) 改良体間の全面積 (A_{bank})

$$\begin{aligned} A_{\text{bank}} &= \lambda^2 \\ &= 5.290 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

b) 改良体に作用する載荷重面積 (A_{col})

改良体に作用する載荷重面積は、式(3)または式(4)で得られる。

・Case-1、盛土が高くて、 $(\lambda - d) \cdot \tan \theta / 2 \leq H_b$ となる場合 A_{col}

$$\begin{aligned} A_{\text{col}} &= \pi \times \lambda^2 / 4 \dots\dots\dots \text{式(3)} \\ &= 4.155 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

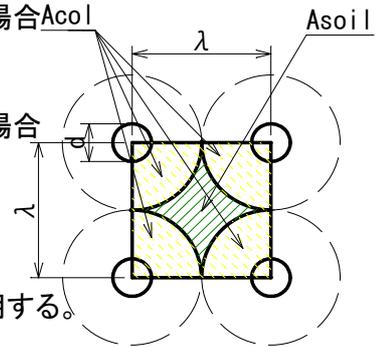
・Case-2、盛土が低くて、 $(\lambda - d) \cdot \tan \theta / 2 > H_b$ となる場合

$$\begin{aligned} A_{\text{col}} &= \pi \times (H_b / \tan \theta + d/2)^2 \dots\dots\dots \text{式(4)} \\ &= 3.142 \times 14.196 \\ &= 44.599 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$H' = (\lambda - d) \cdot \tan \theta / 2 \leq H_b$ となるのでCase-1の値を採用する。

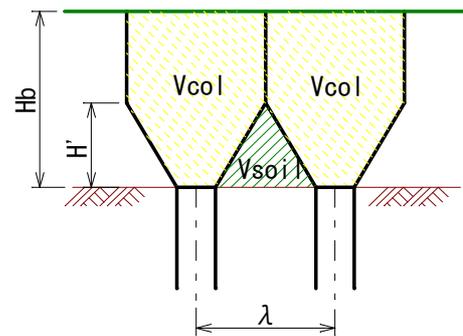
したがって、

$$A_{\text{col}} = 4.155 \text{ (m}^2\text{)}$$



c) 無処理部分に作用する載荷重面積 (A_{soil})

$$\begin{aligned} A_{\text{soil}} &= A_{\text{bank}} - A_{\text{col}} \\ &= 5.290 - 4.155 \\ &= 1.135 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$



3) 改良体および無処理部分に作用する荷重計算

a) 盛土荷重強度 (P)

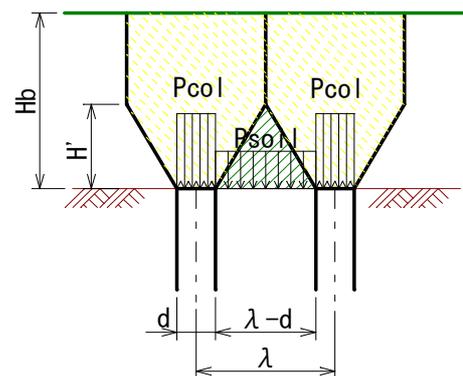
$$\begin{aligned} P &= (V_{\text{bank}} \times \gamma_b + A_{\text{bank}} \times q) / \lambda^2 \\ &= (29.941 \times 19.00 + 5.290 \times 0.00) / 5.290 \\ &= 107.539 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

b) 無処理部分に作用する荷重強度 (P_{soil})

$$\begin{aligned} P_{\text{soil}} &= V_{\text{soil}} \times \gamma_b / (\lambda^2 - \pi \times d^2 / 4) \\ &= 3.736 \times 19.00 / (5.290 - 0.785) \\ &= 15.757 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

c) 改良体に作用する荷重強度 (P_{col})

$$\begin{aligned} P_{\text{col}} &= (V_{\text{col}} \times \gamma_b + A_{\text{col}} \times q) / (\pi \times d^2 / 4) \\ &= (26.205 \times 19.00 + 44.599 \times 0.0) / 0.785 \\ &= 634.261 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$



(2)全沈下量

改良域全体を複合地盤とした場合の全沈下量は次式により計算する。

$$S = P/E_{eq} \times L \dots\dots\dots \text{式(5)}$$

ここに、

$$P : \text{盛土荷重強度} = 107.539 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

E_{eq} : 複合地盤のヤング率

$$= a_p \times E_{col} + (1-a_p) \times E_{soil} \dots\dots\dots \text{式(6)}$$

$$= 0.148 \times 50,000.0 + (1-0.148) \times 5,670.0$$

$$= 12,231 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$a_p : \text{改良率} = 14.8 \text{ (\%)}$$

$$E_{col} : \text{改良体のヤング率} = 50,000.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$E_{soil} : \text{地盤のヤング率} = 5,670.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

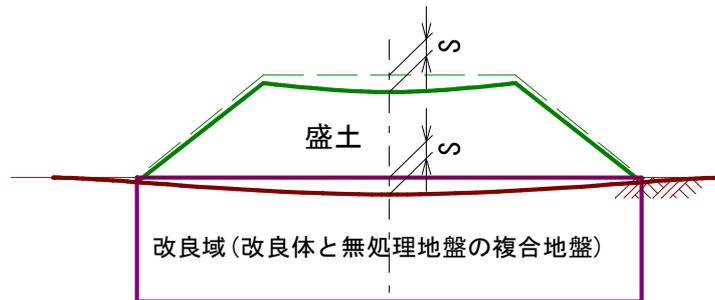
$$L : \text{改良体長} = 12.000 \text{ (m)}$$

式(5)に与条件値を代入して

$$S = 107.539 / 12,231 \times 12.000$$

$$= 0.1055 \text{ (m)}$$

$$= 10.55 \leq S_a = 20.0 \text{ (cm) OK}$$



(3)改良体と改良体間(無処理部分)の沈下量

1)無処理の場合の沈下量 (S_0)

無処理の場合の沈下量は式(7)の $e\text{-log}P$ 法により計算する。

$$S_0 = (e_0 - e_1)/(1 + e_0) \cdot L \dots\dots\dots \text{式(7)}$$

$$= (1.71 - 1.51) / (1 + 1.71) \times 12.000$$

$$= 0.8856 \text{ (m)}$$

$$= 88.56 \text{ (cm)}$$

ここに、 S_0 : 無処理の場合の沈下量

$$L : \text{軟弱層厚} = \text{改良体長} = 12.000 \text{ (m)}$$

$$e_0 : \text{初期間隙比} = 1.71$$

初期間隙比 e_0 は初期応力 P' に対応する値を $e\text{-log}P$ 曲線より求める

$$e_1 : \text{盛土後間隙比} = 1.51$$

盛土後の間隙比 e_1 は $P+P'$ に対応する値を $e\text{-log}P$ 曲線より求める

$$L_w : \text{軟弱層中央より上部の水中層厚} = \max(L/2 - H_w, 0) = 5.000 \text{ (m)}$$

$$P : \text{盛土による増加荷重} = 107.539 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

P' : 盛土前の軟弱層中央における初期応力

$$P' = 1/2 \times L \times \gamma_s - L_w \times \gamma_w = 1/2 \times 12.000 \times 16.00 - 5.000 \times 10.00$$

$$= 46.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$P+P'$: 盛土後の軟弱層中央における応力

$$P+P' = 107.539 + 46.000 = 153.539 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

2)改良体間の無処理部分の沈下量 (Ssoil)

改良体間の無処理部分の沈下量を、無処理部分に作用する応力(Psoil)と、改良域全体に作用する盛土荷重(P)との比率を元に次式により計算する。

$$\begin{aligned} S_{soil} &= S_o \times P_{soil} / P \\ &= 0.886 \times 15.757 / 107.539 \\ &= 0.1298 \text{ (m)} \\ &= 12.98 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} S_o: \text{無処理の場合の沈下量} &= 0.8856 \text{ (m)} \\ P: \text{盛土による増加荷重強度} &= 107.539 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ P_{soil}: \text{無処理部分に作用する応力} &= 15.757 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

3)改良体と無処理部分の不同沈下量 (Sg)

深層混合処理にジオテキスタイル併用した場合、改良体と無処理部の不同沈下量は次式により計算する。

$$\begin{aligned} S_g &= S_{soil} / \{ 1 + 2 \cdot \alpha \cdot (S_{soil} / P) \} \dots\dots\dots \text{式(8)} \\ &= 0.130 / \{ 1 + 2 \times 360.7 \times (0.130 / 107.539) \} \\ &= 0.0694 \text{ (m)} \\ &= 6.94 \text{ (cm)} \leq \delta_{sa} = 10.0 \text{ (cm)} \text{ OK} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} S_{soil}: \text{改良体間の無処理部分の沈下量} &= 0.130 \text{ (m)} \\ P: \text{全盛土荷重} &= 107.539 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \alpha: \text{比例定数、左下図より決定する。} \\ &= 360.7 \text{ (kN/m)} \\ &\text{※ EA=400.0(kN/m)と杭ピッチ } \lambda = 2.30\text{(m)の交点を読取る} \end{aligned}$$

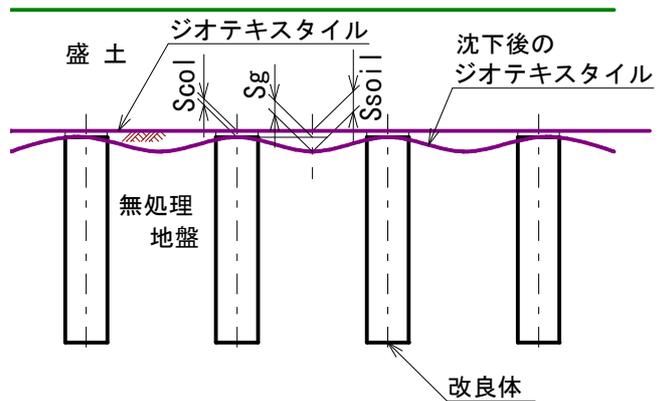
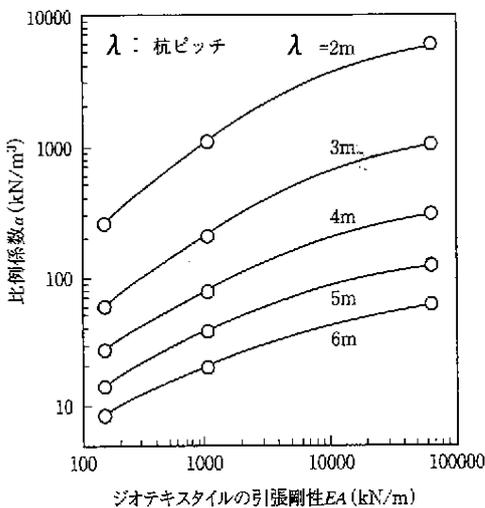


図-1 ジオテキスタイルの引張剛性EAと比例係数αの関係
(出典:「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計施工マニュアル」(p 256))

3)改良体の沈下量 (Scol)

改良体の沈下量は次式により計算する。

$$\begin{aligned} S_{col} &= S_{soil} - S_g \\ &= 0.130 - 0.069 \\ &= 0.0604 \text{ (m)} \\ &= 6.04 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

(4) ジオテキスタイルの強度照査

- ・ジオテキスタイルに発生するひずみ量

$$\begin{aligned}\varepsilon &= 0.15 \times S_g \\ &= 0.15 \times 6.940 \\ &= 1.0410 \text{ (\%)}\end{aligned}$$

- ・ジオテキスタイルの必要引張強さ(ひずみ量 ε 時)

$$\begin{aligned}T &= EA \times \varepsilon / 100 \\ &= 400.0 \times 1.041 / 100 \\ &= 4.164 \text{ (kN/m)}\end{aligned}$$

- ・採用したジオテキスタイルの必要引張強さ(ひずみ量 ε 時)

$$\begin{aligned}T_a &= TA \times \varepsilon \times N_g / \varepsilon_A \\ &= 17.00 \times 1.0410 \times 2 / 7.60 \\ &= 4.660 \text{ (kN/m)} \quad \geq T = 4.164 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

ここに、

- TA : ジオテキスタイルの設計基準強度 (kN/m)
- ε_A : 設計基準強度におけるひずみ量 (%)
- EA : ジオテキスタイルの引張剛性 (kN/m)
- N_g : ジオテキスタイルの敷設枚数 (枚)

(5) 改良体に作用する応力の照査

改良体に作用する応力は次式で照査する。

$$\begin{aligned}F_s &= \text{quck} / P_{col} \\ &= 500.0 / 634.261 \\ &= 0.79 < F_{sa} = 1.20 \quad \text{NG}\end{aligned}$$

ここに、

- quck : 設計基準強度 = 500 (kN/m²)
- P_{col} : 改良体に作用する荷重強度 = 634.261 (kN/m²)

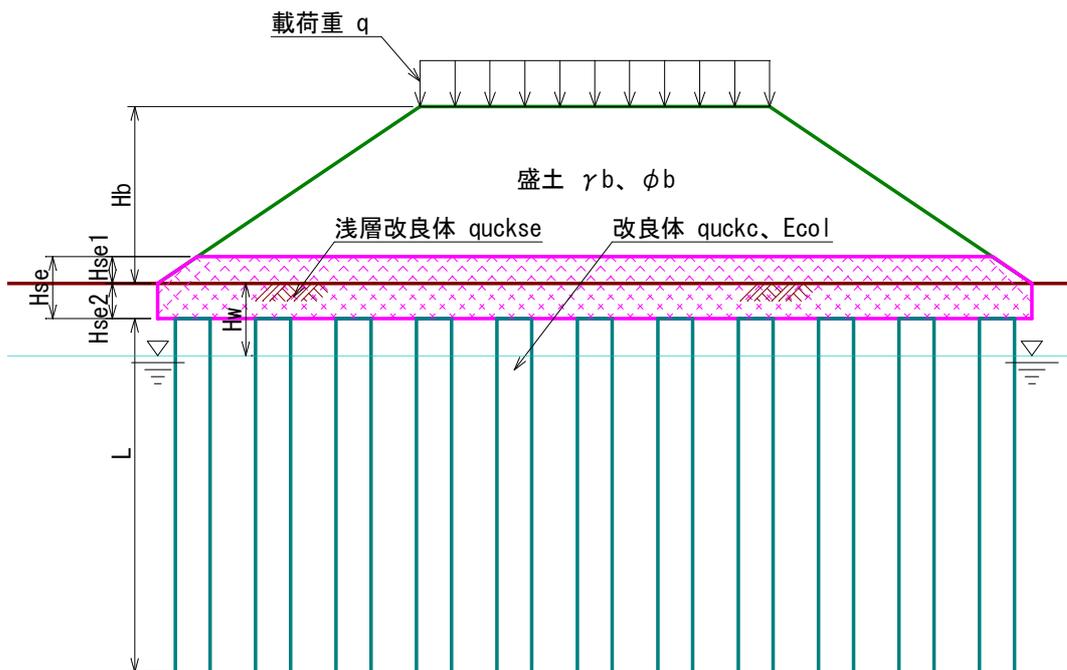
低改良率セメントコラム工法の計算

着底型、浅層混合改良併用時の計算

計算条件一覧表

TEST-DATA

項目		記号	単位	数値	備考	
セメントコラム改良体	セメントコラム改良体直径	d	m	1.000		
	改良体間隔(改良体中心間隔)	λ	m	2.300		
	改良体長	L	m	12.000		
	改良率	ap	%	14.800		
	設計基準強度	quckc	kN/m ²	500.0		
	改良体の変形係数	Ecol	kN/m ²	50,000.0		
盛土条件	盛土高さ	Hb	m	5.660		
	盛土単位体積重量	γ	kN/m ³	19.0		
	盛土の内部摩擦角	ϕ	度	30.0		
	交通荷重	q	kN/m ²	0.0		
塑性角	浅層改良工法併用	θ_{se}	度	80.0		
地盤条件	原地盤の変形係数	Esoil	kN/m ²	5,670.0		
	変形係数の算定方法	N値(E=2800N)より推定				
許容値	改良体の応力安全率	Fsa	-	1.20		
	許容沈下量	Sa	cm	20.0		
	許容不同沈下量	δsa	cm	10.0		
浅層改良	浅層改良体の厚さ	地表部厚	Hse1	m	0.500	
		地中部厚	Hse2	m	0.500	
		合計	Hse	m	1.000	
	改良体の単位体積重量	γ_{se}	kN/m ³	16.0		
	改良体の設計基準強度	quckse	kN/m ²	200.0		
	改良体の変形係数比	α	-	100.0	$E_{se} = \alpha \cdot q_{se}$	
	許容曲げ応力度係数	K	-	0.250	$\sigma_{ba} = K \cdot q_{se} / F_{sb}$	
	許容曲げ応力度安全率	Fsb	-	1.20		
	許容せん断応力度安全率	Fst	kN/m ²	3.00	$\tau_a = quckse / (2 \cdot F_{st})$	



低改良率セメントコラム工法の計算

着底型、浅層混合改良併用時の計算

計算結果一覧表

				TEST-DATA			
項 目			記号	単位	数値	備考	
荷重計算	盛土体積	改良体作用盛土	盛土	Vcolb	m ³	19.887	
			浅層改良	Vcolse	"	0.466	
			合計	Vcol	"	20.353	
		無処理部作用盛土	盛土	Vsoilb	"	10.054	
			浅層改良	Vsoilse	"	2.179	
			合計	Vsoil	"	12.233	
		合計盛土体積	盛土	Vbank	"	29.941	
			浅層改良	Vse	"	2.645	
			合計	V	"	32.586	
	交通荷重 載荷面積	改良体作用面積		Acol	m ²	4.155	
		無処理部作用面積		Asoil	"	1.135	
		合計面積		Abank	"	5.290	
	荷重強度	改良体作用荷重		Pcol	kN/m ²	490.839	
無処理部作用荷重		Psoil	"	50.142			
合計盛土荷重強度		P	"	115.539			
全沈下量	複合地盤のヤング率		Eeq	kN/m ²	12,231		
	沈下量		S	cm	11.34	≤ Sa、OK	
	沈下量の許容値		Sa	cm	20.00		
改良体の 応力照査	改良体に作用する応力		Pcol	kN/m ²	490.839		
	改良体の設計基準強度		quckc	kN/m ²	500.0		
	改良体の応力度安全率許容値		Fsa	-	1.20		
	安全率 Fs=quck / Pcol		Fs	-	1.02	< Fsa、NG	
浅層改良体 応力照査	浅層改良体のせん断応力度		τ se	kN/m ²	24.96	≤ τ a、OK	
	浅層改良体の許容せん断応力度		τ a	kN/m ²	33.33		
	浅層改良体の曲げ応力度		σ se	kN/m ²	113.93	> σ ba、NG	
	浅層改良体の許容曲げ応力度		σ ba	kN/m ²	41.67		

(1)荷重計算

1) 改良体および無処理部分に作用する盛土体積計算

a) 無処理部分に作用する盛土と浅層改良体の体積

無処理部分に作用する浅層改良体を含めた盛土体積は式(1)または式(2)で得られる。

・Case-1、盛土が高くて、 $(\lambda - d) \cdot \tan \theta / 2 \leq H$ となる場合

$$V_{soil} = \{ 12 \cdot (\lambda - d) \cdot \lambda^2 - \pi \cdot (\lambda^3 - d^3) + (4 - \pi) \cdot (\sqrt{2} - 1) \cdot \lambda^3 \} \cdot \tan \theta / 24 \cdots \text{式(1)}$$

$$= \{ 12 \times 1.300 \times 5.290 - \pi \times 11.167 + 0.858 \times 0.414 \times 12.167 \} \times 5.671 / 24$$

$$= 12.233 \text{ (m}^3\text{)}$$

・Case-2、盛土が低くて、 $(\lambda - d) \cdot \tan \theta / 2 > H$ となる場合

$$V_{soil} = \lambda^2 \cdot H - \pi \cdot \{ (H / \tan \theta + d/2)^2 (d/2 \tan \theta + H) - (d/2)^3 \tan \theta \} / 3 \cdots \text{式(2)}$$

$$= 5.290 \times 6.160 - \pi \times (2.516 \times 8.996 - 0.125 \times 5.671) / 3$$

$$= 9.628 \text{ (m}^3\text{)}$$

Case-1とCase-2の使い分けは、次式により判定する。

$$H' = (\lambda - d) \cdot \tan \theta / 2 = 1.300 \times 5.671 / 2$$

$$= 3.686 \leq H = 6.160 \text{ (m)}$$

$H' = (\lambda - d) \cdot \tan \theta / 2 \leq H$ となるのでCase-1の値を採用する。

したがって、

$$V_{soil} = \underline{12.233} \text{ (m}^3\text{)}$$

b) 無処理部分に作用する浅層改良体地中部の体積

a) で求めた体積のうち、原地盤中の浅層改良体の体積(V_{soilse})は式(3)で得られる。

$$V_{soilse} = \lambda^2 \cdot H_{se2} - \pi \{ (H_{se2} / \tan \theta + d/2)^2 (d/2 \tan \theta + H_{se2}) - (d/2)^3 \tan \theta \} / 3 \cdots \text{式(3)}$$

$$= 5.290 \times 0.500 - \pi \times (0.346 \times 3.336 - 0.125 \times 5.671) / 3$$

$$= 2.179 \text{ (m}^3\text{)}$$

補助計算表

c) 無処理部分に作用する盛土の体積(V_{soilb})

$$V_{soilb} = V_{soil} - V_{soilse}$$

$$= 12.233 - 2.179$$

$$= 10.054 \text{ (m}^3\text{)}$$

算式	計算値
$\pi \times d^2 / 4$	0.785
$\pi \times \lambda^2 / 4$	4.155
λ^2	5.290
λ^3	12.167
d^3	1.000
$\lambda - d$	1.300
$\lambda^3 - d^3$	11.167
$4 - \pi$	0.858
$\sqrt{2} - 1$	0.414
$d/2$	0.500
$d/2 \tan \theta + H$	8.996
$d/2 \tan \theta + H_{se2}$	3.336
$(d/2)^3$	0.125
$\tan \theta$	5.671
$(H / \tan \theta + d/2)^2$	2.516
$(H_{se2} / \tan \theta + d/2)^2$	0.346

ここに、

V_{soil} : 無処理部分に作用する盛土荷重の体積

γ : 盛土単位体積重量 = 19.00 (kN/m³)

λ : 改良体間隔 = 2.300 (m)

d : 改良体直径 = 1.000 (m)

θ : 塑性角 = 80.00 (度)

H : 盛土と浅層改良体の合計高さ = 6.160 (m)

H_{se2} : 浅層改良体の原地盤中の高さ = 0.500 (m)

d) 改良体に作用する、浅層改良体を含めた盛土体積(V_{col})

$$\begin{aligned} V_{col} &= \lambda^2 \times H - V_{soil} \\ &= 5.290 \times 6.160 - 12.233 \\ &= 20.353 \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

e) 改良体に作用する浅層改良体の体積(V_{colse})

$$\begin{aligned} V_{colse} &= \lambda^2 \times H_{se2} - V_{soilse} \\ &= 5.290 \times 0.500 - 2.179 \\ &= 0.466 \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

f) 改良体に作用する盛土の体積(V_{colb})

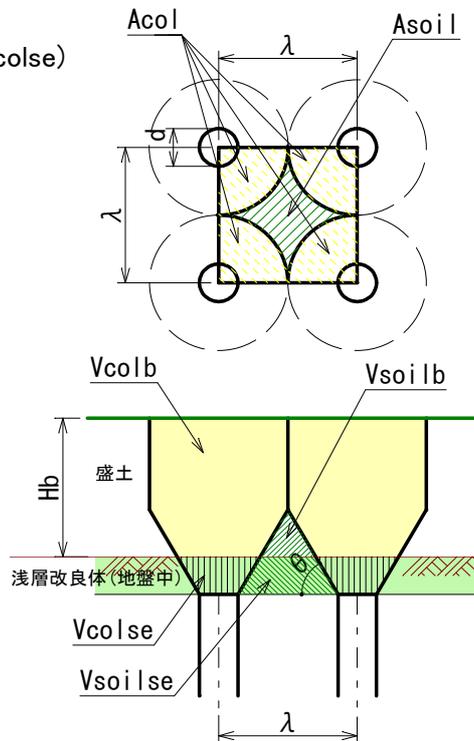
$$\begin{aligned} V_{colb} &= V_{col} - V_{colse} \\ &= 20.353 - 0.466 \\ &= 19.887 \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

g) 全盛土体積 (V_{bank})

$$\begin{aligned} V_{bank} &= \lambda^2 \times H_b \\ &= 5.290 \times 5.660 \\ &= 29.941 \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

h) 全浅層改良体体積 (V_{bank})

$$\begin{aligned} V_{se} &= \lambda^2 \times H_{se2} \\ &= 5.290 \times 0.500 \\ &= 2.645 \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$



ここに、

- V_{soil} : 無処理部分に作用する盛土荷重の体積
- V_{col} : 改良体に作用する浅層改良体を含めた盛土体積 (= $V_{colse} + V_{colb}$)
- V_{colse} : 改良体に作用する浅層改良体の体積
- V_{colb} : 改良体に作用する盛土の体積
- λ : 改良体間隔 = 2.300 (m)
- H : 盛土と浅層改良体の合計高さ = 6.160 (m)
- H_{se2} : 浅層改良体の原地盤中の高さ = 0.500 (m)

2) 改良体および無処理部分に作用する載荷重(交通荷重)面積計算

a) 改良体間の全面積 (A_{bank})

$$\begin{aligned} A_{\text{bank}} &= \lambda^2 \\ &= 5.290 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

b) 改良体に作用する載荷重面積 (A_{col})

改良体に作用する載荷重面積は、式(3)または式(4)で得られる。

・Case-1、盛土が高くて、 $(\lambda-d) \cdot \tan \theta / 2 \leq H_b$ となる場合

$$\begin{aligned} A_{\text{col}} &= \pi \times \lambda^2 / 4 \text{ 式(3)} \\ &= 4.155 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

・Case-2、盛土が低くて、 $(\lambda-d) \cdot \tan \theta / 2 > H_b$ となる場合

$$\begin{aligned} A_{\text{col}} &= \pi \times (H/\tan \theta + d/2)^2 \text{ 式(4)} \\ &= 3.142 \times 2.516 \\ &= 7.904 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$H' = (\lambda-d) \cdot \tan \theta / 2 \leq H$ となるのでCase-1の値を採用する。

したがって、

$$A_{\text{col}} = 4.155 \text{ (m}^2\text{)}$$

c) 無処理部分に作用する載荷重面積 (A_{soil})

$$\begin{aligned} A_{\text{soil}} &= A_{\text{bank}} - A_{\text{col}} \\ &= 5.290 - 4.155 \\ &= 1.135 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

3) 改良体および無処理部分に作用する荷重計算

a) 盛土荷重強度 (浅層改良体の自重も含む)

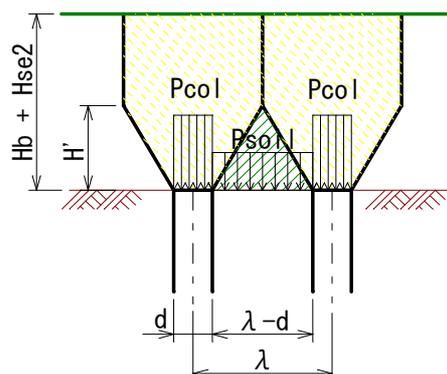
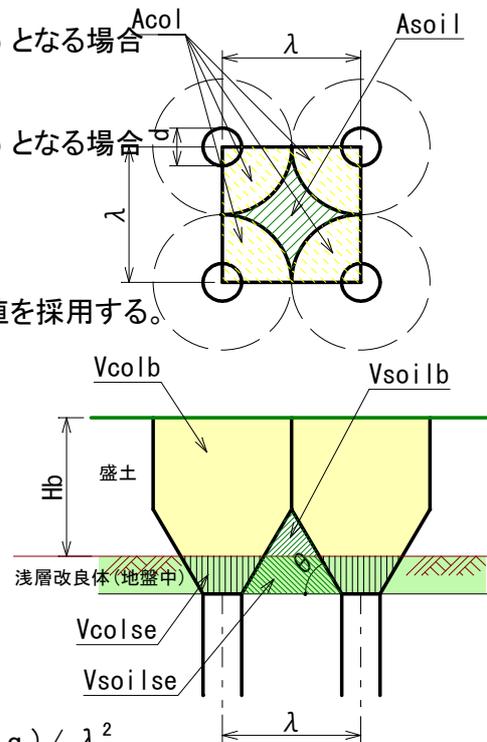
$$\begin{aligned} P &= (V_{\text{bank}} \times \gamma_b + V_{\text{se}} \times \gamma_s + A_{\text{bank}} \times q) / \lambda^2 \\ &= (29.941 \times 19.00 + 2.645 \times 16.00 + 5.290 \times 0.00) / 5.290 \\ &= 115.539 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

b) 改良体間の無処理部分に作用する荷重 (浅層改良体の自重も含む)

$$\begin{aligned} P_{\text{soil}} &= (V_{\text{soilb}} \times \gamma + V_{\text{soilse}} \times \gamma_s + A_{\text{soil}} \times q) / (\lambda^2 - \pi \times d^2 / 4) \\ &= (10.054 \times 19.00 + 2.179 \times 16.00 + 1.135 \times 0.00) / (5.290 - 0.785) \\ &= 50.142 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

c) 改良体に作用する盛土荷重 (浅層改良体の自重も含む)

$$\begin{aligned} P_{\text{col}} &= (V_{\text{colb}} \times \gamma + V_{\text{colse}} \times \gamma_s + A_{\text{col}} \times q) / (\pi \times d^2 / 4) \\ &= (19.887 \times 19.00 + 0.466 \times 16.00 + 4.155 \times 0.0) / 0.785 \\ &= 490.839 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$



(2)全沈下量

改良域全体を複合地盤とした場合の全沈下量は次式により計算する。

$$S = P / E_{eq} \times L \dots\dots\dots \text{式(5)}$$

ここに、

$$P : \text{盛土荷重強度} = 115.539 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$E_{eq} : \text{複合地盤のヤング率}$$

$$= a_p \times E_{col} + (1 - a_p) \times E_{soil} \dots\dots\dots \text{式(6)}$$

$$= 0.148 \times 50,000.0 + (1 - 0.148) \times 5,670.0$$

$$= 12,231 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$a_p : \text{改良率} = 14.8 \text{ (\%)}$$

$$E_{col} : \text{改良体のヤング率} = 50,000.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$E_{soil} : \text{地盤のヤング率} = 5,670.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

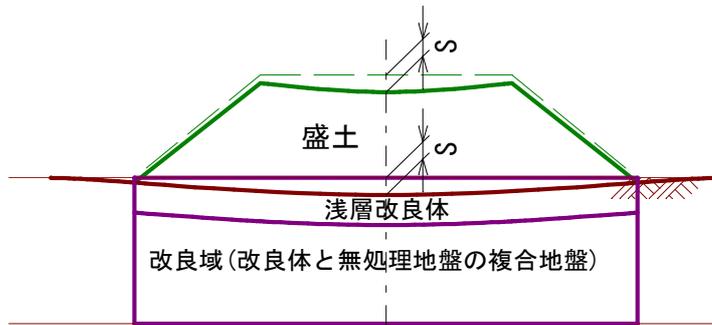
$$L : \text{改良体長} = 12.000 \text{ (m)}$$

式(1)に与条件値を代入して

$$S = 115.539 / 12,231 \times 12.000$$

$$= 0.1134 \text{ (m)}$$

$$= 11.34 \leq S_a = 20.0 \text{ (cm) OK}$$



(3)不同沈下量

浅層混合改良工法を併用すると、杭間の不同沈下量を抑制することが出来る。

文献「浮き型低改良率改良体(F-低改良率セメントコラム)工法の道路盛土での改良効果、第48回地盤工学シンポジウム、pp177-184)」によれば、浅層混合改良によって、不同沈下量はほとんど発生していない。

そこで、浅層混合改良工法を併用した場合は、不同沈下量の計算は省略する。

(4)改良体の内部応力照査

改良体に作用する内部応力は次式で照査する。

$$F_s = q_{uck} / P_{col} \dots\dots\dots \text{式(12)}$$

$$= 500 / 490.839$$

$$= 1.02 < F_{sa} = 1.20 \text{ NG}$$

(5)浅層混合改良体の押し抜きせん断照査

1)無処理地盤の長期許容支持力度

地盤の許容支持力度算定式は「道路橋示方書・同解説IV下部構造編(H14.3)」に拠る。

$$q_a = (\alpha \cdot C_s \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_s \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r) / F_{sq}$$

ここに、 q_a : 荷重の偏心傾斜を考慮した許容支持力度

F_{sq} : 地盤の許容支持力度安全率 = 3.00

B_e : 荷重の偏心傾斜を考慮した改良体底面有効幅 (m)

$$B_e = \lambda \text{ (荷重の偏心はない)}$$

$$= 2.300 \text{ (m)}$$

α 、 β : 形状係数

$$\alpha = 1 + 0.3 \times B_e / L = 1 + 0.3 \times 2.300 / 2.300$$

$$= 1.300$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times B_e / L = 1 - 0.4 \times 2.300 / 2.300$$

$$= 0.600$$

L : 改良体底面奥行き = $\lambda = 2.300$ (m)

C_s : 無処理地盤の粘着力 = 15.600 (kN/m²)

ϕ_s : 無処理地盤の内部摩擦角 = 0.0 (°)

q : 上載荷重 (= $\gamma_s \cdot H_{se2}$) (kN/m²)

$$q = \gamma_s \times H_{se2} = 16.00 \times 0.500$$

$$= 8.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

γ_s : 無処理地盤の単位体積重量 = 16.00 (kN/m³)

H_{se2} : 浅層改良体の根入れ高 = 0.500 (m)

S_c, S_q, S_r : 支持力係数の寸法効果に対する補正係数

$$S_c = (C^*)^\lambda = (C_s / 10)^{-1/3}$$

$$= 0.862$$

$$S_q = (q^*)^\nu = (q / 10)^{-1/3}$$

$$= 1.000$$

$$S_r = (B^*)^\mu = (B_e / 1.0)^{-1/3}$$

$$= 1.000$$

N_c, N_q, N_r : 支持力係数 (道路橋示方書、支持力係数グラフより)

$$N_c = 5.16$$

$$N_q = 1.00$$

$$N_r = 0.00$$

上の許容支持力度算定式に諸数値を代入して

$$q_a = (\alpha \cdot C_s \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_s \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r) / F_{sq}$$

$$= (1.300 \times 15.60 \times 5.16 \times 0.862 + 8.000 \times 1.00 \times 1.000$$

$$+ 1/2 \times 16.00 \times 0.600 \times 2.300 \times 0.00 \times 1.000) / 3.00$$

$$= (90.204 + 8.000 + 0.000) / 3.00$$

$$= 32.735 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

2)浅層改良体に生じるせん断応力度

浅層改良体に生じるせん断応力度は次式で得られる。

$$\begin{aligned}\tau_{se} &= \frac{(P_{soil} - q_a) \times (\lambda^2 - \pi d^2/4)}{\pi \times d \times H_{se}} \\ &= \frac{(50.142 - 32.735) \times (5.290 - 0.785)}{\pi \times 1.000 \times 1.000} \\ &= \frac{78.419}{3.142} \\ &= 24.96 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq \tau_a = 33.33 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{OK}\end{aligned}$$

ここに、 P_{soil} : 無処理部分に作用する荷重

q_a : 無処理地盤の長期許容支持力度(kN/m²)

$q_a > P_{soil}$ となる場合は $q_a = P_{soil}$ とする。

λ : 改良体中心間隔(m)

d : 改良体直径(m)

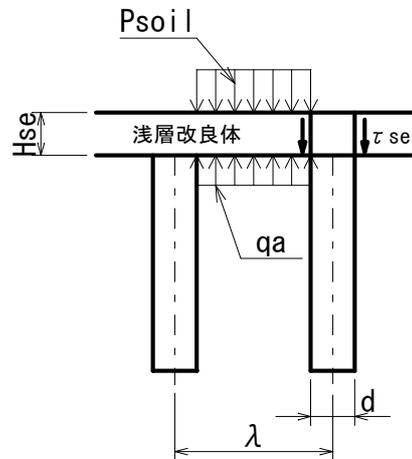
H_{se} : 浅層改良体の厚さ(m)

τ_a : 浅層改良体の許容せん断応力度、次式で求める

$$\begin{aligned}\tau_a &= \text{quckse}/(2 \cdot F_{st}) \\ &= 200.0/(2 \times 3.00) \\ &= 33.33 \text{ (kN/m}^2\text{)}\end{aligned}$$

ここに、quckse: 浅層改良体の設計基準強度 (kN/m²)

F_{st} : 許容せん断応力度安全率



(6)改良体の曲げ応力照査

浅層改良体に生じる曲げ応力を弾性床上梁として計算する。

1)浅層改良体の曲げ剛性の計算

・浅層改良体の断面2次モーメント

$$I_{se} = 1/12 \times 1.0 \times H_{se}^3$$

$$= 0.0833 \text{ (m}^4\text{)}$$

・浅層改良体の断面係数

$$Z_{se} = 1/6 \times 1.0 \times H_{se}^2$$

$$= 0.1667 \text{ (m}^3\text{)}$$

・浅層改良体の変形係数

$$E_{se} = \alpha e \cdot q_{uckse}$$

$$= 100.0 \times 200.0$$

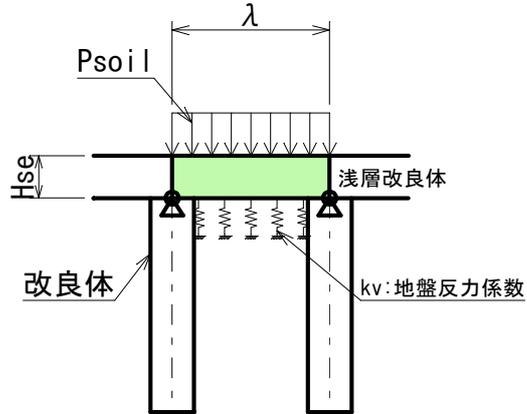
$$= 20,000.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・浅層改良体の許容曲げ応力度

$$\sigma_{ba} = K \cdot q_{uckse} / F_{sb}$$

$$= 0.250 \times 200.0 / 1.20$$

$$= 41.67 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



2)無処理地盤の鉛直方向地盤反力係数

・平板試験の値に相当する地盤反力係数

$$k_{v0} = 1/0.30 \times \alpha \times E_{soil}$$

$$= 1/0.30 \times 1 \times 5,670.0$$

$$= 18,900.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

ここに、 α : 地盤反力係数の推定に用いる係数

$$\alpha = 1$$

・鉛直方向地盤反力係数

$$k_v = k_{v0} (B_v / 0.30)^{-3/4}$$

$$= 18,900.00 \times (2.300 / 0.30)^{-3/4}$$

$$= 4,102.1 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

ここに、 B_v : 荷重載荷幅 = 改良杭間隔(λ)

$$B_v = \lambda = 2.300 \text{ (m)}$$

・弾性床上梁の特性値

$$\beta = \{ k_v / (4 \times E_{se} \times I_{se}) \}^{1/4}$$

$$= 0.8858 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

3)浅層改良体に生じる最大曲げモーメント

等分布が作用する弾性床上梁に生じる最大曲げモーメントは次式で得られる。
計算式は、構造力学公式集(土木学会)の弾性床上両端ヒンジ有限梁の式による。

$$M_{max} = \frac{P_{soil} \times \sin(\beta \cdot \lambda / 2) \times \sinh(\beta \cdot \lambda / 2)}{\beta^2 [\cosh(\beta \cdot \lambda) + \cos(\beta \cdot \lambda)]}$$

$$= \frac{51.410}{2.707} = 18.992 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

補助計算表

$\cosh(\beta \cdot \lambda)$	3.9003
$\cos(\beta \cdot \lambda)$	-0.4498
$\sin(\beta \cdot \lambda / 2)$	0.8514
$\sinh(\beta \cdot \lambda / 2)$	1.2042

4)浅層改良体に生じる最大曲げ応力度

$$\sigma_{se} = M_{max} / Z_{se}$$

$$= 18.992 / 0.1667$$

$$= 113.93 \text{ (kN/m}^2\text{)} > \sigma_{ba} = 41.67 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{NG}$$

「低改良率セメントコラム工法・着低型改良編」制限解除法について

【シェアウェア】

当ソフトはシェアウェアとなっており使用制限として「**盛土の高さ**」が変更できないようになっています。(他の値は変更可能です)

制限を解除するにはユーザー登録が必要となります。

【ユーザー登録の方法】

手順－1. 銀行振込みを利用して送金手続きを取って下さい。

- ・振込金額(シェアウェア金額:消費税込み) ¥10,000
- ・振込先銀行名: ジャパンネット銀行 (銀行番号 0033)
- ・支店名: 本店営業部 (支店番号 001)
- ・口座番号: 6791950 (普通口座)
- ・口座名義: 有限会社 シビルテック

手順－2. 送金の後、以下の内容をメールで連絡ください

- (1) 申し込みソフト名(低改良率セメントコラム工法・着低型改良編)
- (2) ご利用者の氏名(法人の場合法人名と担当者名)
- (3) ご利用者のメールアドレス
- (4) 振込日
- (5) その他(必要に応じて住所、TEL等)

【制限解除の方法】

送金確認後、電子メールで入力制限解除版のソフトを送付致します。

【サポート】

- ・不具合報告、要望等はメールにて受け付けます。
- ・バージョンアップ等はホームページで行います。

【著作権について】

本ソフトウェア(EXCELファイル)は著作物であり、著作権は(有)シビルテックが保有しています。このファイルをそのまま配布することや、成果品として提出することは禁止します。

報告書として提出する場合は、PDFやDocuWorks等の電子文書化して納品下さい。

【免責特約の明示】

本ソフトを使用したことにより生じたいかなる損害に対して作成者および掲載者は一切の責任を負いません。あらゆる損害の免責をご承諾いただくことを使用条件とします。

【連絡先】

- ・有限会社 シビルテック 横田洋文
- ・E-mail: you@civiltec.co.jp
- ・FAX: 092-861-8820
- ・ホームページ: <http://www.civiltec.co.jp/>