

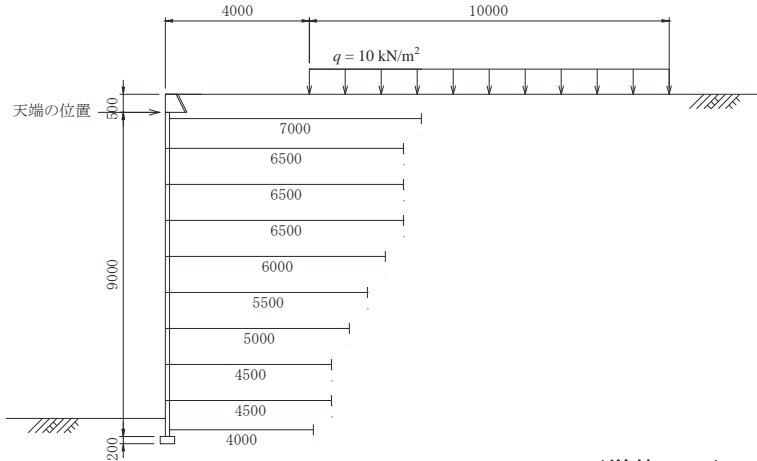
# 技術資料

## 技資 2 多数アンカー式補強土壁工法の 設計計算例

2015年3月4日

## 2-1 多数アンカー式補強土壁の形状

多数アンカー式補強土壁及び基礎地盤の形状を技資図-2.1に示す。



(単位:mm)

技資図-2.1 設計計算の対象とする多数アンカー式補強土壁の形状

## 2-2 設計条件

### 2-2-1 盛土材料及び基礎地盤の土質定数

土層番号	$\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$c_1$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$c_2$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\phi$ ( $^\circ$ )
盛土材料	19.0	0.0	10.0	30.0
基礎地盤	18.0	50.0	50.0	30.0

ここに、

$\gamma$  : 土の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

$c_1$  : 内部安定及び外部安定の検討時の土の粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )

$c_2$  : 円弧すべりの検討時の土の粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\phi$  : 土の内部摩擦角 ( $^\circ$ )

### 2-2-2 形状寸法

壁高	: $H = 9.0$ (m)
壁面材の段数	: $N = 9$ (段)
壁面材の種類	: コンクリート製
壁面材 $1\text{m}^2$ 当りの重量	: $W_{wu} = 2.61$ (kN/m <sup>2</sup> )
笠コンクリートの高さ	: $H_k = 0.5$ (m)

### 2-2-3 設計外力

活荷重	: $q = 10.0$ (kN/m <sup>2</sup> )
活荷重の分布幅	: $B_L = 10.0$ (m)
のり肩からの離れ	: $B_q = 4.0$ (m)

### 2-2-4 設計水平震度

内部安定及び外部安定の検討時	: $k_{h1} = 0.15$
円弧すべりの検討時	: $k_{h2} = 0.10$
設計水平震度の補正係数	: $\nu = 0.70$

### 2-2-5 基礎地盤への有効根入れ深さ及び基礎地盤の土質定数

基礎地盤	有効根入れ深さ (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
補強土壁底面の基礎地盤	$D_f = 0.5$	18.0	50.0	30.0
壁面基礎の基礎地盤	$D_B = 0.7$	18.0	50.0	30.0

### 2-2-6 壁面基礎

基礎の種類	幅 $B_1$ (m)	高さ $h_c$ (m)	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )
布状基礎	0.40	0.20	23.0

## 2-2-7 設計安全率

安全率の種類	設計安全率	
	常時	地震時
アンカープレートの引抜きに対する安全率	$\geq 3.0$	$\geq 2.0$
滑動に対する安全率	$\geq 1.5$	$\geq 1.2$
転倒に対する安定条件	$e \leq B/6$	$e \leq B/3$
支持に対する安全率	$\geq 3.0$	$\geq 2.0$
すべり破壊の安全率	$\geq 1.2$	$\geq 1.0$

注)  $e$  : 補強土壁底面幅中央から荷重の合力  $R$  の作用位置までの距離 (m)

$B$  : 補強土壁底面幅 (m)

## 2-2-8 基礎地盤の許容鉛直支持力度

作用	許容鉛直支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
常時	600
地震時	900

## 2-2-9 補強材及び連結部材の許容引張力一覧

単位：kN/本

項目	部材規格		適用 タイバー	常時		地震時	
				腐食しろ 0mm	腐食しろ 1mm	腐食しろ 0mm	腐食しろ 1mm
タイバー (SN490B)	M18			35.6	31.2	53.3	46.7
	M20			45.3	40.3	67.8	60.3
	M22			56.1	50.6	84.0	75.7
	M24			65.2	59.2	97.6	88.6
	M27			85.0	78.1	127	117
アンカー プレート (SS400)	サブプレート 4.5*75*75		M18	67.4	52.4	101	78.6
			M20	74.7	58.1	112	87.2
	サブプレート 4.5*150*150		M22	79.9	62.2	120	93.2
			M24	89.9	69.9	135	105
			M27	102	79.5	153	119
コネクター (SM490)	シングル コネクター	3.2S	M18	49.7	33.4	74.5	50.0
		4.5S	M20	68.3	51.8	102	77.6
			M22				
			M24				
	6.0S	M27	99.9	81.4	150	122	
	ダブル コネクター	3.2D	M18	47.9	32.5	71.7	48.7
			M20	67.7	52.0	101	77.9
			M22				
		4.5D	M24	98.8	81.4	148	122
			M27				
M27							
接続 ロッドアイ 止めボルト	シングル コネクター用	M20(8.8T)	M18	34.3	28.5	51.4	42.8
		M22(8.8T)	M20	45.6	38.5	68.4	57.8
			M22				
			M24				
	M24(10.9T)	M27	77.3	66.0	116	99.1	
	ダブル コネクター用	M20(8.8T)	M18	56.5	46.2	84.8	69.3
			M20	68.4	56.9	103	85.4
			M22				
		M24(10.9T)	M24	94.5	80.2	142	120
			M27				
M27							
コネクター 止めボルト	シングル コネクター用	M22(4.6T)	M18	42.5	38.3	63.7	57.4
			M20				
			M22				
		M22(8.8T)	M24	109	98.4	164	148
	ダブル コネクター用	M22(4.6T)	M18	85.0	76.5	127	115
			M20				
			M22				
		M22(8.8T)	M24	218	197	328	295
		M27					

## 2-3 常時の内部安定の検討

### 2-3-1 補強材に作用する引張力の算定

#### (1) 壁面における主働土圧係数

内部安定の検討における土圧の算定には、式 (5.2) を用いる。

$$K_A = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} \right\}^2} = 0.297$$

ここに、

$K_A$  : 常時の主働土圧係数

$\phi$  : 盛土材の内部摩擦角 = 30 (°)

$\delta$  : 壁面と盛土材の摩擦角  $\delta = 2\phi/3 = 20$  (°)

#### (2) 盛土材の主働崩壊角

盛土材の主働崩壊角の算定には、式 (5.3) を用いる。

$$\cot \theta_A = \frac{1}{\cos(\phi + \delta)} \sqrt{\frac{\cos \delta \cdot \sin(\phi + \delta)}{\sin \phi}} - \tan(\phi + \delta) = 0.675$$
$$\theta_A = 56.0 \text{ (°)}$$

ここに、

$\theta_A$  : 主働崩壊角 (°)

$\phi$  : 盛土材の内部摩擦角 = 30 (°)

$\delta$  : 壁面と盛土材の摩擦角  $\delta = 2\phi/3 = 20$  (°)

#### (3) 換算盛土高さ

$$H_2 = 0.500 \text{ (m)}$$

(4) 上載荷重が壁面に影響する範囲

式 (5.4) により上載荷重の影響線より下方の領域について、荷重分散させた上載荷重の影響を考慮する。

$$\text{分布荷重 } q \text{ の場合 } \quad q' = \frac{q \cdot B_L}{B'_L}$$

ここに、

$q'$  : 荷重の分散を考慮した活荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$B_L$  : 荷重の分布幅 (m)

$B'_L$  : 土圧の計算を行う位置での分散した荷重の分布幅 (m)

$z_q$  : 壁面天端から上載荷重の影響線と壁面との交点までの鉛直距離 (m)

$z_q$ (m)	$B_L$ (m)	$B'_L$ (m)	$q'$ (kN/m <sup>2</sup> )
7.27	10.0	17.8	5.63

(5) 壁面に作用する土圧の算出

内部安定の検討においては、嵩上げ盛土の換算盛土高さを考慮し、式 (5.1) を用いて土圧を算出する。

$$p_i = (p_{zai} + p_{zbi}) / 2$$
$$p_{zai} = K_A \cdot \gamma \cdot (z_{ai} + H_2) + K_A \cdot q'_i$$
$$p_{zbi} = K_A \cdot \gamma \cdot (z_{bi} + H_2) + K_A \cdot q'_i$$

ここに、

$p_i$  : 天端から  $i$  番目の補強材の敷設位置における土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$z_i$  : 天端から  $i$  番目の補強材の敷設位置までの鉛直距離 (m)

$p_{zai}$  : 天端から  $i$  番目の補強材が土圧を受け持つ範囲の上端側の土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$p_{zbi}$  : 天端から  $i$  番目の補強材が土圧を受け持つ範囲の下端側の土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$z_{ai}$  : 天端から  $i$  番目の補強材が土圧を受け持つ範囲の上端の深さ (m)

$z_{bi}$  : 天端から  $i$  番目の補強材が土圧を受け持つ範囲の下端の深さ (m)

$K_A$  : 常時の主働土圧係数

$\gamma$  : 盛土材の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

$H_2$  : 荷重換算高さ (m)

$q'_i$  : 天端から  $i$  番目の補強材の位置における荷重の分散を考慮した上載荷重 ( $\text{kN/m}^2$ )

$i$	$z_i$ (m)	$z_{ai}$ (m)	$z_{bi}$ (m)	$q'_i$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$p_{zai}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$p_{zbi}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$p_i$ ( $\text{kN/m}^2$ )
1	0.175	0.000		0.00	2.82		4.24
			0.500	0.00		5.65	
2	1.00	0.500		0.00	5.65		8.47
			1.50	0.00		11.3	
3	2.00	1.50		0.00	11.3		14.1
			2.50	0.00		17.0	
4	3.00	2.50		0.00	17.0		19.8
			3.50	0.00		22.6	
5	4.00	3.50		0.00	22.6		25.4
			4.50	0.00		28.2	
6	5.00	4.50		0.00	28.2		31.1
			5.50	0.00		33.9	
7	6.00	5.50		0.00	33.9		36.7
			6.50	0.00		39.5	
8	7.00	6.50		0.00	39.5		42.6
			7.27	5.63		45.6	
		7.27		5.63	45.6		46.2
		7.50	5.59		46.9		
9	8.00	7.50		5.59	46.9		49.7
			8.50	5.44		52.5	
10	8.82	8.50		5.44	52.5		53.9
			9.00	5.37		55.3	

\* $i=8$  以降では活荷重の影響を考慮する



(6) 補強材に作用する引張力

補強材に作用する引張力の算定には、式 (5.7) を用いる。

$$T_i = p_i \cdot \cos\delta \cdot \Delta H_i \cdot \Delta L_i$$

ここに、

$T_i$  : 天端から  $i$  番目の補強材に作用する引張力 (kN/本)

$p_i$  : 天端から  $i$  番目の補強材の敷設位置における土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\delta$  : 壁面と盛土材との摩擦角  $\delta = 2\phi/3 = 20$  (°)

$\Delta H_i$  : 天端から  $i$  番目の補強材の鉛直方向の敷設間隔 (m)

$\Delta L_i$  : 天端から  $i$  番目の補強材の水平方向の敷設間隔 (m)

$i$	$z_i$ (m)	$p_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\cos\delta$	$\Delta H_i$ (m)	$\Delta L_i$ (m)	$T_i$ (kN/本)
1	0.175	4.24	0.940	0.500	0.750	1.49
2	1.00	8.47	0.940	1.00	0.750	5.97
3	2.00	14.1	0.940	1.00	0.750	9.95
4	3.00	19.8	0.940	1.00	0.750	13.9
5	4.00	25.4	0.940	1.00	0.750	17.9
6	5.00	31.1	0.940	1.00	0.750	21.9
7	6.00	36.7	0.940	1.00	0.750	25.9
8	7.00	42.6	0.940	0.770	0.750	30.6
		46.2	0.940	0.230	0.750	
9	8.00	49.7	0.940	1.00	0.750	35.0
10	8.82	53.9	0.940	0.500	0.750	19.0

\* $i=8$ 以降では活荷重の影響を考慮する

## 2-3-2 補強材及び連結部材の選定

補強材に作用する引張力が、補強材及び連結部材の許容引張力を超えないように選定する。

$i$	$T_i$	タイバー	コネクター	アンカー プレート	接続ロッドアイ 止めボルト
1	1.49	M18 (31.2)	3.2S (33.4)	サブ 75 M18 (52.4)	M20 : S 用 (28.5)
2	5.97	M18 (31.2)	3.2D (32.5)	サブ 75 M18 (52.4)	M20 : D 用 (46.2)
3	9.95	M18 (31.2)	3.2D (32.5)	サブ 75 M18 (52.4)	M20 : D 用 (46.2)
4	13.9	M18 (31.2)	3.2D (32.5)	サブ 75 M18 (52.4)	M20 : D 用 (46.2)
5	17.9	M18 (31.2)	3.2D (32.5)	サブ 75 M18 (52.4)	M20 : D 用 (46.2)
6	21.9	M18 (31.2)	3.2D (32.5)	サブ 75 M18 (52.4)	M20 : D 用 (46.2)
7	25.9	M18 (31.2)	3.2D (32.5)	サブ 75 M18 (52.4)	M20 : D 用 (46.2)
8	30.6	M18 (31.2)	3.2D (32.5)	サブ 75 M18 (52.4)	M20 : D 用 (46.2)
9	35.0	M20 (40.3)	4.5D (52.0)	サブ 75 M20 (58.1)	M22 : D 用 (56.9)
10	19.0	M20 (40.3)	4.5S (51.8)	サブ 75 M20 (58.1)	M22 : S 用 (38.5)

\*上段：規格，下段：許容引張力 (kN/本)

### 2-3-3 補強材の必要長さ（アンカープレートの埋設位置）の照査

$$L_i \geq l_i = l_{1i} + l_{2i}$$

ここに、

$l_i$  : 内部安定に必要な天端から  $i$  番目の補強材の長さ (m)

$l_{1i}$  : 天端から  $i$  番目の補強材の主働崩壊線の壁面（主働領域）側の長さ (m)

$l_{2i}$  : 天端から  $i$  番目の補強材の盛土側（安定領域）の長さ ( $\geq 1.0\text{m}$ ) (m)

$L_i$  : 設計補強材長 (m)

$i$	壁面下端 からの高さ $h$ (m)	$l_{1i}$ (m)	$l_{2i}$ (m)	$l_i$ (m)	$L_i$ (m)
1	8.83	5.96	1.00	6.96	7.00
2	8.00	5.40	1.00	6.40	6.50
3	7.00	4.72	1.00	5.72	6.50
4	6.00	4.05	1.00	5.05	6.50
5	5.00	3.38	1.00	4.38	6.00
6	4.00	2.70	1.00	3.70	5.50
7	3.00	2.03	1.00	3.03	5.00
8	2.00	1.35	1.00	2.35	4.50
9	1.00	0.675	1.00	1.68	4.50
10	0.185	0.125	1.00	1.13	4.00

## 2-3-4 アンカープレートの引抜き照査

(1) アンカープレートに作用する拘束圧

$$p_{pi} = K_A \cdot \gamma \cdot (H_{pi} + z_i)$$

ここに,

$p_{pi}$  : 天端から  $i$  番目の補強材のアンカープレートに作用する地盤内の拘束圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_A$  : 常時の主働土圧係数 =0.297

$\gamma$  : 盛土材の単位体積重量 =19.0 (kN/m<sup>3</sup>)

$H_{pi}$  : 天端から  $i$  番目の補強材のアンカープレートの設置位置での嵩上げ盛土高さ (m)

$z_i$  : 天端から  $i$  番目の補強材の敷設位置までの鉛直距離 (m)

$i$	$z_i$ (m)	$H_{pi}$ (m)	$p_{pi}$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.175	0.500	3.81
2	1.00	0.500	8.47
3	2.00	0.500	14.1
4	3.00	0.500	19.8
5	4.00	0.500	25.4
6	5.00	0.500	31.1
7	6.00	0.500	36.7
8	7.00	0.500	42.4
9	8.00	0.500	48.0
10	8.82	0.500	52.6

(2) アンカープレートの許容引抜き抵抗力

1) アンカープレートの単位面積当たりの極限引抜き抵抗力

アンカープレートの単位面積当たりの極限引抜き抵抗力の算定には、式(5.9)を用いる。

$$Q_{pui} = c_1 \cdot N_c + p_{pi} \cdot N_q - p_{pi}$$

ここに、

$Q_{pui}$  : 天端から  $i$  番目の補強材のアンカープレートの単位面積当たりの極限引抜き抵抗力 (kN/m<sup>2</sup>)

$c_1$  : 内部安定及び外部安定の検討時の土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$p_{pi}$  : 天端から  $i$  番目の補強材のアンカープレートに作用する地盤内の拘束圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$N_c$  : アンカープレートの引抜きに関する支持力係数 =73.0

$N_q$  : アンカープレートの引抜きに関する支持力係数 =40.5

2) アンカープレートの許容引抜き抵抗力

アンカープレートの許容引抜き抵抗力の算定には、式(5.9)を用いる。

$$Q_{pai} = Q_{pui} / F_s$$

$$T_{ai} = Q_{pai} \cdot A_{pi}$$

ここに、

$Q_{pai}$  : 天端から  $i$  番目の補強材のアンカープレートの単位面積当たりの許容引抜き抵抗力 (kN/m<sup>2</sup>)

$Q_{pui}$  : 天端から  $i$  番目の補強材のアンカープレートの単位面積当たりの極限引抜き抵抗力 (kN/m<sup>2</sup>)

$F_s$  : アンカープレートの引抜きに対する安全率 =3.0

$T_{ai}$  : 天端から  $i$  番目の補強材のアンカープレートの許容引抜き抵抗力 (kN/本)

$A_{pi}$  : 天端から  $i$  番目のアンカープレートの面積 (m<sup>2</sup>)

$i$	アンカープレート の一边の長さ (m)	$A_{pi}$ ( $m^2$ )	$P_{pi}$ ( $kN/m^2$ )	$Q_{pui}$ ( $kN/m^2$ )	$T_{ai}$ ( $kN/本$ )
1	0.300	0.090	3.81	151	4.52
2	0.300	0.090	8.47	335	10.0
3	0.300	0.090	14.1	558	16.7
4	0.300	0.090	19.8	781	23.4
5	0.300	0.090	25.4	1000	30.1
6	0.300	0.090	31.1	1230	36.8
7	0.300	0.090	36.7	1450	43.5
8	0.300	0.090	42.4	1670	50.2
9	0.300	0.090	48.0	1900	56.9
10	0.300	0.090	52.6	2080	62.4

3) アンカープレートの引抜き照査結果

$$T_i \leq T_{ai} \dots\dots \text{OK (○)}$$

ここに,

$T_i$  : 天端から  $i$  番目のアンカープレートの引抜き力 ( $kN/本$ )

$T_{ai}$  : 天端から  $i$  番目のアンカープレートの許容引抜き抵抗力 ( $kN/本$ )

$i$	$T_i$ ( $kN/本$ )	$T_{ai}$ ( $kN/本$ )	判定
1	1.49	4.52	○
2	5.97	10.0	○
3	9.95	16.7	○
4	13.9	23.4	○
5	17.9	30.1	○
6	21.9	36.8	○
7	25.9	43.5	○
8	30.6	50.2	○
9	35.0	56.9	○
10	19.0	62.4	○

## 2-4 常時の外部安定の検討

### 2-4-1 仮想背面に作用する土圧合力

技資図-2.2 に示すように、仮想背面に作用する土圧合力を試行くさび法により算出する。

$$P_B = \frac{-c_1 \cdot L_s \cdot \cos\phi - W \cdot \sin(\phi - \omega)}{\cos(\delta_B - \alpha + \phi - \omega)}$$

ここに、

$P_B$  : 多数アンカー式補強土壁の仮想背面に作用する主働土圧合力  
 =168 (kN/m)

$c_1$  : 内部安定及び外部安定の検討時の土の粘着力 =0.0 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi$  : 盛土材の内部摩擦角 =30.0 (°)

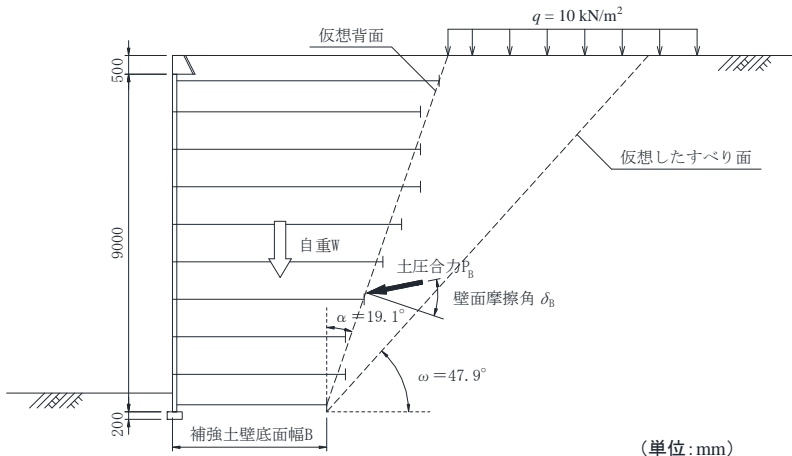
$\alpha$  : 仮想背面と鉛直面とのなす角 =19.1 (°)

$\delta_B$  : 仮想背面と盛土材との摩擦角 = $\phi$  = 30.0 (°)

$\omega$  : 仮想したすべり面と水平面のなす角度 47.9 (°)

$L_s$  : すべり面の長さ =12.8 (m)

$W$  : 土くさびの自重 (載荷重を含む) =542 (kN/m)



技資図-2.2 常時の外部安定の作用力

### 2-4-2 滑動に対する安定性の照査

滑動に対する安全率の算定は、式 (5.15) を用いる。

$$F_s = \frac{c_B \cdot B + \{P_B \cdot \sin(\delta_B - \alpha) + W\} \cdot \tan \phi_B}{P_B \cdot \cos(\delta_B - \alpha)} = 3.78 \geq 1.5 \quad \dots \text{OK}$$

ここに、

$F_s$  : 安全率

$B$  : 補強土壁底面幅 = 4.12 (m)

$P_B$  : 多数アンカー式補強土壁の仮想背面に作用する主働土圧合力  
= 168 (kN/m)

$c_B$  : 補強土壁底面と地盤との間の付着力 = 0.0 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi_B$  : 補強土壁底面と地盤との間の摩擦角 = 30.0 (°)

$\delta_B$  : 仮想背面と盛土材との摩擦角 =  $\phi = 30.0$  (°)

$\alpha$  : 仮想背面と鉛直面とのなす角 = 19.1 (°)

$W$  : 多数アンカー式補強土壁の嵩上げ盛土を含めた自重 = 1030 (kN/m)

### 2-4-3 転倒に対する安定の照査

転倒に対する安定条件を満たしているかを式 (5.17) を用いて確認する。

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_D}{\sum V^*} = -0.449 \leq B/6 = 0.686(\text{m}) \quad \dots \text{OK}$$

ここに、

$e$  : 補強土壁底面幅中央からの荷重の合力の作用位置までの距離 (m)

$B$  : 補強土壁底面幅 = 4.12 (m)

$\sum M_R$  : つま先回りの抵抗モーメント = 3190 (kN・m/m)

$\sum M_D$  : つま先回りの転倒モーメント = 530 (kN・m/m)

$\sum V^*$  : 補強領域上の活荷重を除いた補強土壁底面に作用する全鉛直荷重  
= 1060 (kN/m)



#### 2-4-4 補強領域底面の支持に対する安定の照査

補強土壁底面に対する支持力の照査は、式 (5.18) を用いる。

$$\frac{\sum V_B}{B} = 265 \leq Q_a = 600 (\text{kN/m}^2) \quad \dots \text{OK}$$

ここに、

- $Q_a$  : 地盤の許容支持力度 = 600 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\sum V_B$  : 補強土壁底面に作用する全鉛直荷重 = 1100 (kN/m)
- $B$  : 補強土壁底面幅 = 4.12 (m)

#### 2-4-5 壁面基礎の支持に対する安定の照査

(1) 壁面に作用する鉛直土圧合力

$$P_v = \sum p_i \cdot \sin \delta \cdot \Delta H_i = 88.1 \text{ (kN/m)}$$

ここに、

- $P_v$  : 壁面に作用する土圧合力の鉛直成分 (kN/m)
- $p_i$  : 天端から  $i$  番目の補強材の敷設位置における土圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\delta$  : 壁面と盛土材との摩擦角  $\delta = 2\phi/3 = 20$  (°)
- $\Delta H_i$  : 補強材の鉛直方向の敷設間隔 (m)

$i$	$z_i$ (m)	$p_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sin \delta$	$\Delta H_i$ (m)	$P_{vi}$ (kN/m)
1	0.175	4.24	0.342	0.500	0.72
2	1.00	8.47	0.342	1.00	2.90
3	2.00	14.1	0.342	1.00	4.83
4	3.00	19.8	0.342	1.00	6.76
5	4.00	25.4	0.342	1.00	8.69
6	5.00	31.1	0.342	1.00	10.6
7	6.00	36.7	0.342	1.00	12.6
8	7.00	42.6	0.342	0.770	11.2
	7.77	46.2	0.342	0.230	3.64
9	8.00	49.7	0.342	1.00	17.0
10	8.82	53.9	0.342	0.500	9.21
				$P_v =$	88.1

(2) 壁面基礎の底面に作用する鉛直荷重

$$\sum V_{B1} = W_1 + W_c + W_k + P_v = 115 \text{ (kN/m)}$$

ここに、

$\sum V_{B1}$  : 壁面基礎底面に作用する鉛直成分 (kN/m)

$W_1$  : 壁面材の自重

$$W_1 = W_{wu} \cdot H = 23.5 \text{ (kN/m)}$$

$W_{wu}$  : 壁面材 1m<sup>2</sup> 当りの重量 = 2.61 (kN/m<sup>2</sup>)

$H$  : 壁高 = 9.0 (m)

$W_c$  : 壁面基礎の自重

$$W_c = \gamma_c \cdot B_1 \cdot h_c = 1.84 \text{ (kN/m)}$$

$\gamma_c$  : 無筋コンクリートの単位体積重量 = 23.0 (kN/m<sup>3</sup>)

$B_1$  : 壁面基礎の幅 = 0.40 (m)

$h_c$  : 壁面基礎の高さ = 0.20 (m)

$W_k$  : 壁面材の直上における笠コンクリートの自重

$$W_k = \gamma_c \cdot b_w \cdot H_k = 1.32 \text{ (kN/m)}$$

$b_w$  : 壁面材の厚さ = 0.115 (m)

$H_k$  : 笠コンクリートの高さ = 0.50 (m)

$P_v$  : 壁面に作用する土圧合力の鉛直成分 = 88.1 (kN/m)

(3) 壁面基礎に対する支持力の照査

壁面基礎に対する支持の照査には、式 (5.19) を用いる。

$$\frac{\sum V_B}{B_1} = 287 \leq Q_{Ba} = 600 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{ OK}$$

ここに、

$Q_{Ba}$  : 壁面基礎の地盤の許容支持力度 = 600 (kN/m<sup>2</sup>)

$\sum V_B$  : 壁面基礎底面に作用する鉛直成分 = 115 (kN/m)

$B_1$  : 壁面基礎の幅 = 0.40 (m)

## 2-5 常時の円弧すべりに対する検討

### 2-5-1 円弧すべりの検討式

円弧すべりの検討には、式 (5.21) を用いる。

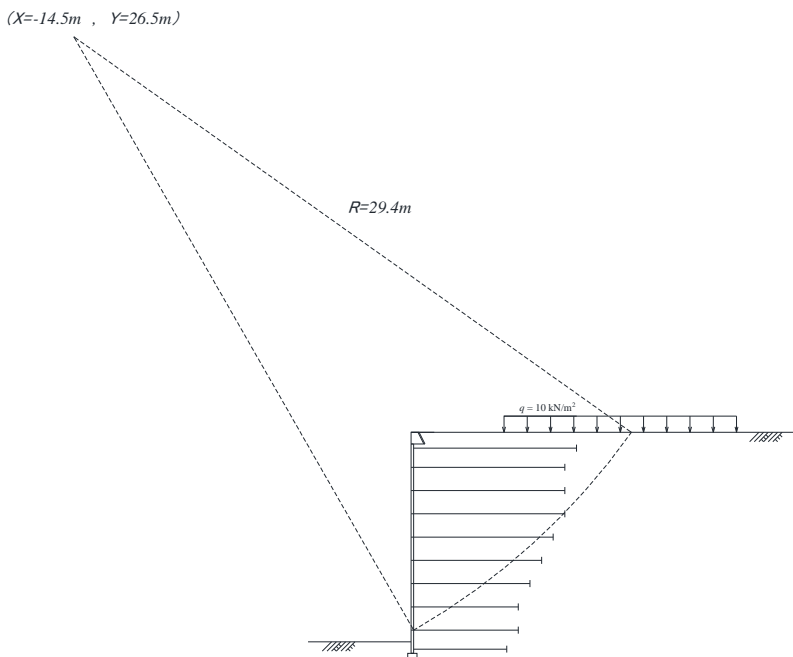
$$F_s = \frac{R \cdot \sum \{c_2 \cdot l + (W' \cos \alpha + T_{avail} \sin \theta) \tan \phi + T_{avail} \cos \theta\}}{R \cdot \sum W \sin \alpha}$$

ここに、

- $F_s$  : 安全率
- $c_2$  : 円弧すべりの検討時の土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\phi$  : 土の内部摩擦角 (°)
- $l$  : 分割片で切られたすべり面の弧長 (m)
- $W$  : 分割片の重量 (kN/m)
- $W'$  : 浮力を考慮した分割片の重量 (kN/m)
- $\alpha$  : 各分割片で切られたすべり面の midpoint とすべり円の中心を結ぶ直線が鉛直となす角 (°)
- $T_{avail}$  : 想定すべり円より奥側にある奥行き 1m 当りのアンカープレートの抵抗力でタイバーの部材の許容引張力もしくは引抜き抵抗力のうち小さな方の値 (kN/m)
- $\theta$  : 補強材とすべり面の交点と、すべり円の中心を結ぶ直線が鉛直となす角 (°)
- $R$  : 円弧すべりの半径 (m)

## 2-5-2 円弧すべりの安定計算結果

円弧すべりの安定計算結果を技資図-2.3に示す。



技資図-2.3 常時の円弧すべりの安定計算結果

項目	記号	単位	値
最小安全率	$F_{s\min}$	—	1.203
必要安全率	$F_{sa}$	—	1.200
抵抗モーメント	$M_R$	kN・m/m	20443
起動モーメント	$M_D$	kN・m/m	16992
円弧の中心の X 座標	$X$	m	-14.5
円弧の中心の Y 座標	$Y$	m	26.5
円弧すべりの半径	$R$	m	29.4

## 2-6 地震時の内部安定の検討

### 2-6-1 補強材に作用する引張力の算定

#### (1) 壁面における主働土圧係数

内部安定の検討における土圧の算定には以下の式を用いる。

$$K_{AE} = K_A + \frac{k_{hl}}{\tan \theta_A \cdot \cos \delta} = 0.402$$

ただし、 $\phi - \theta_A < 0$  の場合には、 $\sin(\phi - \theta) = 0$  とする。

ここに、

$K_{AE}$  : 地震時の主働土圧係数

$K_A$  : 常時の主働土圧係数 = 0.297

$\theta_A$  : 主働崩壊角 = 56.0 (°)

$k_{hl}$  : 内部安定及び外部安定の検討時の設計水平震度 = 0.15

$\delta$  : 壁面と盛土材の摩擦角  $\delta = \phi/2 = 15$  (°)

#### (2) 壁面に作用する土圧の算出

内部安定の検討においては、嵩上げ盛土の換算盛土高さを考慮し、式 (5.1) を用いて土圧を算出する。

$$p_{Ei} = (p_{zaEi} + p_{zbEi})/2$$
$$p_{zaEi} = K_{AE} \cdot \gamma \cdot (z_{ai} + H_2) + K_{AE} \cdot q'_i$$
$$p_{zbEi} = K_{AE} \cdot \gamma \cdot (z_{bi} + H_2) + K_{AE} \cdot q'_i$$

ここに、

$p_{Ei}$  : 天端から  $i$  番目の補強材の敷設位置における土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$z_i$  : 天端から  $i$  番目の補強材の敷設位置までの鉛直距離 (m)

$p_{zaEi}$  : 天端から  $i$  番目の補強材が土圧を受け持つ範囲の上端側の土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$p_{zbEi}$  : 天端から  $i$  番目の補強材が土圧を受け持つ範囲の下端側の土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$z_{ai}$  : 天端から  $i$  番目の補強材が土圧を受け持つ範囲の上端の深さ (m)

$z_{bi}$  : 天端から  $i$  番目の補強材が土圧を受け持つ範囲の下端の深さ (m)

$K_{AE}$  : 地震時の主働土圧係数

$\gamma$  : 盛土材の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$H_2$  : 荷重換算高さ (m)

$q'_i$  : 天端から  $i$  番目の補強材の位置における荷重の分散を考慮した上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$i$	$z_i$ (m)	$z_{ai}$ (m)	$z_{bi}$ (m)	$q'_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_{zaEi}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_{zbEi}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_{Ei}$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.175	0.000	0.500	0.00 0.00	3.82	7.64	5.73
2	1.00	0.500	1.50	0.00 0.00	7.64	15.3	11.5
3	2.00	1.50	2.50	0.00 0.00	15.3	22.9	19.1
4	3.00	2.50	3.50	0.00 0.00	22.9	30.6	26.7
5	4.00	3.50	4.50	0.00 0.00	30.6	38.2	34.4
6	5.00	4.50	5.50	0.00 0.00	38.2	45.8	42.0
7	6.00	5.50	6.50	0.00 0.00	45.8	53.5	49.7
8	7.00	6.50	7.50	0.00 0.00	53.5	61.1	57.3
9	8.00	7.50	8.50	0.00 0.00	61.1	68.8	64.9
10	8.82	8.50	9.00	0.00 0.00	68.8	72.6	70.7

(3) 補強材に作用する引張力

補強材に作用する引張力の算定には、以下の式を用いる。

$$T_{Ei} = p_{Ei} \cdot \cos \delta \cdot \Delta H_i \cdot \Delta L_i + W_{wu} \cdot k_{hl} \cdot \Delta H_i \cdot \Delta L_i$$

ここに、

$T_{Ei}$  : 天端から  $i$  番目の補強材に作用する引張力 (kN/本)

$p_{Ei}$  : 天端から  $i$  番目の補強材の敷設位置における土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\delta$  : 壁面と盛土材の摩擦角  $\delta = \phi/2 = 15$  (°)

$W_{wu}$  : 壁面材 1m<sup>2</sup> 当りの重量 = 2.61 (kN/m<sup>2</sup>)

$k_{hl}$  : 内部安定及び外部安定の検討時の設計水平震度 = 0.15

$\Delta H_i$  : 天端から  $i$  番目の補強材の鉛直方向の敷設間隔 (m)

$\Delta L_i$  : 天端から  $i$  番目の補強材の水平方向の敷設間隔 (m)

$i$	$z_i$ (m)	$p_{Ei}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\cos \delta$	$W_{wu}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$k_{hl}$	$\Delta H_i$ (m)	$\Delta L_i$ (m)	$T_{Ei}$ (kN/本)
1	0.175	5.73	0.966	2.61	0.15	0.500	0.750	2.22
2	1.00	11.5	0.966	2.61	0.15	1.00	0.750	8.60
3	2.00	19.1	0.966	2.61	0.15	1.00	0.750	14.1
4	3.00	26.7	0.966	2.61	0.15	1.00	0.750	19.7
5	4.00	34.4	0.966	2.61	0.15	1.00	0.750	25.2
6	5.00	42.0	0.966	2.61	0.15	1.00	0.750	30.7
7	6.00	49.7	0.966	2.61	0.15	1.00	0.750	36.3
8	7.00	57.3	0.966	2.61	0.15	1.00	0.750	41.8
9	8.00	64.9	0.966	2.61	0.15	1.00	0.750	47.3
10	8.82	70.7	0.966	2.61	0.15	0.500	0.750	25.8

## 2-6-2 補強材及び連結部材の選定

補強材に作用する引張力が、補強材及び連結部材の許容引張力を超えないように選定する。

$i$	$T_{Ei}$	タイバー	コネクター	アンカー プレート	接続ロッドアイ 止めボルト
1	2.22	M18 (46.7)	3.2S (50.0)	サブ 75 M18 (78.6)	M20 : S 用 (42.8)
2	8.60	M18 (46.7)	3.2D (48.7)	サブ 75 M18 (78.6)	M20 : D 用 (69.3)
3	14.1	M18 (46.7)	3.2D (48.7)	サブ 75 M18 (78.6)	M20 : D 用 (69.3)
4	19.7	M18 (46.7)	3.2D (48.7)	サブ 75 M18 (78.6)	M20 : D 用 (69.3)
5	25.2	M18 (46.7)	3.2D (48.7)	サブ 75 M18 (78.6)	M20 : D 用 (69.3)
6	30.7	M18 (46.7)	3.2D (48.7)	サブ 75 M18 (78.6)	M20 : D 用 (69.3)
7	36.3	M18 (46.7)	3.2D (48.7)	サブ 75 M18 (78.6)	M20 : D 用 (69.3)
8	41.8	M18 (46.7)	3.2D (48.7)	サブ 75 M18 (78.6)	M20 : D 用 (69.3)
9	47.3	M20 (60.3)	4.5D (77.9)	サブ 75 M20 (87.2)	M22 : D 用 (85.4)
10	25.8	M20 (60.3)	4.5S (77.6)	サブ 75 M20 (87.2)	M22 : S 用 (57.8)

\*上段：規格，下段：許容引張力 (kN/本)



### 2-6-3 補強材の必要長さ（アンカープレートの埋設位置）の照査

$$L_{Ei} \geq l_{Ei} = l_{1Ei} + l_{2Ei}$$

ここに、

$l_{Ei}$  : 内部安定に必要な天端から*i*番目の補強材の長さ (m)

$l_{1Ei}$  : 天端から*i*番目の補強材の主働崩壊線の壁面（主働領域）側の長さ (m)

$l_{2Ei}$  : 天端から*i*番目の補強材の盛土側（安定領域）の長さ (≧1.0m) (m)

$L_{Ei}$  : 設計補強材長 (m)

<i>i</i>	壁面下端 からの高さ <i>h</i> (m)	$l_{1Ei}$ (m)	$l_{2Ei}$ (m)	$l_{Ei}$ (m)	$L_{Ei}$ (m)
1	8.83	5.96	1.00	6.96	7.00
2	8.00	5.40	1.00	6.40	6.50
3	7.00	4.72	1.00	5.72	6.50
4	6.00	4.05	1.00	5.05	6.50
5	5.00	3.38	1.00	4.38	6.00
6	4.00	2.70	1.00	3.70	5.50
7	3.00	2.03	1.00	3.03	5.00
8	2.00	1.35	1.00	2.35	4.50
9	1.00	0.675	1.00	1.68	4.50
10	0.185	0.125	1.00	1.13	4.00

## 2-6-4 アンカープレートの引抜き照査

(1) アンカープレートに作用する拘束圧

$$P_{pEi} = K_{AE} \cdot \gamma \cdot (H_{pi} + z_i)$$

ここに、

$P_{pEi}$  : 天端から  $i$  番目の補強材のアンカープレートに作用する地盤内の拘束圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_{AE}$  : 地震時の主働土圧係数 = 0.402

$\gamma$  : 盛土材の単位体積重量 = 19.0 (kN/m<sup>3</sup>)

$H_{pi}$  : 天端から  $i$  番目の補強材のアンカープレートの敷設位置での嵩上げ盛土高さ (m)

$z_i$  : 天端から  $i$  番目の補強材の敷設位置までの鉛直距離 (m)

$i$	$z_i$ (m)	$H_{pi}$ (m)	$P_{pEi}$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.175	0.500	5.16
2	1.00	0.500	11.5
3	2.00	0.500	19.1
4	3.00	0.500	26.7
5	4.00	0.500	34.4
6	5.00	0.500	42.0
7	6.00	0.500	49.7
8	7.00	0.500	57.3
9	8.00	0.500	64.9
10	8.82	0.500	71.2

(2) アンカープレートの許容引抜き抵抗力

1) アンカープレートの単位面積当たりの極限引抜き抵抗力

アンカープレートの単位面積当たりの極限引抜き抵抗力の算定には、式(5.9)を用いる。

$$Q_{puEi} = c_1 \cdot N_c + p_{pEi} \cdot N_q - p_{pEi}$$

ここに、

$Q_{puEi}$  : 天端から*i*番目の補強材のアンカープレートの単位面積当たりの極限引抜き抵抗力 (kN/m<sup>2</sup>)

$c_1$  : 内部安定及び外部安定の検討時の土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$p_{pEi}$  : 天端から*i*番目の補強材のアンカープレートに作用する地盤内の拘束圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$N_c$  : アンカープレートの引抜きに関する支持力係数 =73.0

$N_q$  : アンカープレートの引抜きに関する支持力係数 =40.5

2) アンカープレートの許容引抜き抵抗力

アンカープレートの許容引抜き抵抗力の算定には、式(5.9)を用いる。

$$Q_{paEi} = Q_{puEi} / F_{sE}$$

$$T_{aEi} = Q_{paEi} \cdot A_{pi}$$

ここに、

$Q_{paEi}$  : 天端から*i*番目の補強材のアンカープレートの単位面積当たりの許容引抜き抵抗力 (kN/m<sup>2</sup>)

$Q_{puEi}$  : 天端から*i*番目の補強材のアンカープレートの単位面積当たりの極限引抜き抵抗力 (kN/m<sup>2</sup>)

$F_{sE}$  : アンカープレートの引抜きに対する安全率 =2.0

$T_{aEi}$  : 天端から*i*番目の補強材のアンカープレートの許容引抜き抵抗力 (kN/本)

$A_{pi}$  : 天端から*i*番目のアンカープレートの面積 (m<sup>2</sup>)

$i$	アンカープレート の一边の長さ (m)	$A_{pi}$ ( $m^2$ )	$p_{pEi}$ ( $kN/m^2$ )	$Q_{puEi}$ ( $kN/m^2$ )	$T_{aEi}$ ( $kN/本$ )
1	0.300	0.090	5.16	204	9.17
2	0.300	0.090	11.5	453	20.4
3	0.300	0.090	19.1	754	34.0
4	0.300	0.090	26.7	1060	47.5
5	0.300	0.090	34.4	1360	61.1
6	0.300	0.090	42.0	1660	74.7
7	0.300	0.090	49.7	1960	88.3
8	0.300	0.090	57.3	2260	102
9	0.300	0.090	64.9	2570	115
10	0.300	0.090	71.2	2810	127

3) アンカープレートの引抜き照査結果

$$T_{Ei} \leq T_{aEi} \quad \dots \text{OK (○)}$$

ここに,

$T_{Ei}$  : 天端から  $i$  番目のアンカープレートの引抜き力 ( $kN/本$ )

$T_{aEi}$  : 天端から  $i$  番目のアンカープレートの許容引抜き抵抗力 ( $kN/本$ )

$i$	$T_{Ei}$ ( $kN/本$ )	$T_{aEi}$ ( $kN/本$ )	判定
1	2.22	9.17	○
2	8.60	20.4	○
3	14.1	34.0	○
4	19.7	47.5	○
5	25.2	61.1	○
6	30.7	74.7	○
7	36.3	88.3	○
8	41.8	102	○
9	47.3	115	○
10	25.8	127	○

## 2-7 地震時の外部安定の検討

### 2-7-1 仮想背面に作用する土圧合力

技資図-2.4に示すように、仮想背面に作用する土圧合力を試行くさび法により算出する。

$$P_{BE} = \frac{-c_1 \cdot L_s \cdot \cos \phi + W \{k_{h\text{修正}} \cdot \cos(\phi - \omega) - \sin(\phi - \omega)\}}{\cos(\delta_B - \alpha + \phi - \omega)}$$

ここに、

$P_{BE}$  : 多数アンカー式補強土壁の仮想背面に作用する主働土圧合力  
=206 (kN/m)

$c_1$  : 内部安定及び外部安定の検討時の土の粘着力 =0.0 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi$  : 盛土材の内部摩擦角 =30.0 (°)

$\alpha$  : 仮想背面と鉛直面とのなす角 =19.1 (°)

$\delta_B$  : 仮想背面と盛土材との摩擦角 = $\phi$  = 30.0 (°)

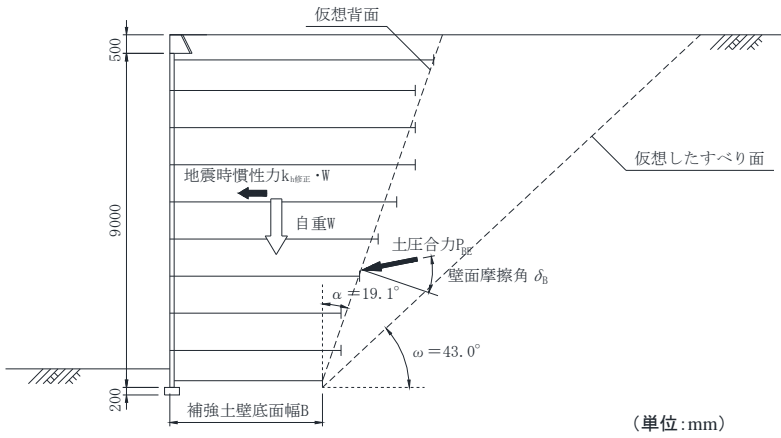
$\omega$  : 仮定したすべり面と水平面のなす角度 =43.0 (°)

$k_{h\text{修正}}$  : 修正設計水平震度 = $k_{h1} \times \nu = 0.15 \times 0.70 = 0.105$

$\nu$  : 設計水平震度の補正係数 =0.70

$L_s$  : すべり面の長さ =13.9 (m)

$W_2$  : 土くさびの重量 =633 (kN/m)



技資図-2.4 地震時の外部安定の作用力

### 2-7-2 滑動に対する安定の照査

滑動に対する安全率の算定は、式 (5.16) を用いる。

$$F_{sE} = \frac{c_B \cdot B + \{P_{BE} \cdot \sin(\delta_B - \alpha) + W\} \cdot \tan \phi_B}{P_{BE} \cdot \cos(\delta_B - \alpha) + k_{h\text{修正}} \cdot W} = 2.00 \geq 1.2 \quad \dots \text{OK}$$

ここに、

$F_{sE}$  : 安全率

$B$  : 補強土壁底面幅 = 4.12 (m)

$P_{BE}$  : 多数アンカー式補強土壁の仮想背面に作用する主働土圧合力  
= 204 (kN/m)

$c_B$  : 補強土壁底面と地盤との間の付着力 = 0.0 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi_B$  : 補強土壁底面と地盤との間の摩擦角 = 30.0 (°)

$\delta_B$  : 仮想背面と盛土材との摩擦角 =  $\phi = 30.0$  (°)

$\alpha$  : 仮想背面と鉛直面とのなす角 = 19.1 (°)

$W$  : 多数アンカー式補強土壁の嵩上げ盛土を含めた自重 = 1030 (kN/m)

$k_{h\text{修正}}$  : 修正設計水平震度 =  $k_{h1} \times \nu = 0.15 \times 0.70 = 0.105$

$\nu$  : 設計水平震度の補正係数 = 0.70

### 2-7-3 転倒に対する安定の照査

転倒に対する安定条件を満たしているかを式 (5.17) を用いて確認する。

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_{RE} - \sum M_{DE}}{\sum V_E} = 0.172 \leq B/3 = 1.37(\text{m}) \quad \dots \text{OK}$$

ここに、

$e$  : 補強土壁底面幅中央から荷重の合力の作用位置までの距離 (m)

$B$  : 補強土壁底面幅 = 4.12 (m)

$\sum M_{RE}$  : つま先回りの抵抗モーメント = 3230 (kN・m/m)

$\sum M_{DE}$  : つま先回りの転倒モーメント = 1210 (kN・m/m)

$\sum V_E^*$  : 補強領域上の活荷重を除いた補強土壁底面に作用する全鉛直荷重 =  
1070 (kN/m)

### 2-7-4 補強土壁底面の支持に対する安定の照査

補強土壁底面の支持に対する照査は、式 (5.18) を用いる。

$$\frac{\sum V_{BE}}{B} = 261 \leq Q_{aE} = 900 \quad (\text{kN/m}^2) \quad \dots\dots\text{OK}$$

ここに、

$Q_{aE}$  : 地盤の許容支持力度 = 900 (kN/m<sup>2</sup>)

$\sum V_{BE}^*$  : 補強領域上の活荷重を除いた補強土壁底面に作用する全鉛直荷重 = 1070 (kN/m)

$B$  : 補強土壁底面幅 = 4.12 (m)

### 2-7-5 壁面基礎の支持に対する安定の照査

(1) 壁面に作用する鉛直土圧合力

$$P_{vE} = \sum p_{Ei} \cdot \sin \delta \cdot \Delta H_i = 89.0 \quad (\text{kN/m})$$

ここに、

$P_{vE}$  : 壁面に作用する土圧合力の鉛直成分 (kN/m)

$p_{Ei}$  : 天端から  $i$  番目の補強材の敷設位置における土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\delta$  : 壁面と盛土材の摩擦角  $\delta = \phi/2 = 15^\circ$

$\Delta H_i$  : 補強材の鉛直方向の敷設間隔 (m)

$i$	$z_i$ (m)	$p_{Ei}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sin \delta$	$\Delta H_i$ (m)	$P_{vEi}$ (kN/m)
1	0.175	5.73	0.259	0.500	0.74
2	1.00	11.5	0.259	1.00	2.97
3	2.00	19.1	0.259	1.00	4.94
4	3.00	26.7	0.259	1.00	6.92
5	4.00	34.4	0.259	1.00	8.90
6	5.00	42.0	0.259	1.00	10.9
7	6.00	49.7	0.259	1.00	12.9
8	7.00	57.3	0.259	1.00	14.8
9	8.00	64.9	0.259	1.00	16.8
10	8.82	70.7	0.259	0.500	9.15
				$P_{vE} =$	89.0



(2) 壁面基礎の底面に作用する鉛直荷重

$$\sum V_{B1E} = W_1 + W_c + W_k + P_{vE} = 116 \quad (\text{kN/m})$$

ここに、

$\sum V_{B1E}$  : 壁面基礎底面に作用する鉛直成分 (kN/m)

$W_1$  : 壁面材の自重

$$W_1 = W_{wu} \cdot H = 23.5 \quad (\text{kN/m})$$

$W_{wu}$  : 壁面材 1m<sup>2</sup> 当りの重量 = 2.61 (kN/m<sup>2</sup>)

$H$  : 壁高 = 9.0 (m)

$W_c$  : 壁面基礎の自重

$$W_c = \gamma_c \cdot B_1 \cdot h_c = 1.84 \quad (\text{kN/m})$$

$\gamma_c$  : 無筋コンクリートの単位体積重量 = 23.0 (kN/m<sup>3</sup>)

$B_1$  : 壁面基礎の幅 = 0.40 (m)

$h_c$  : 壁面基礎の高さ = 0.20 (m)

$W_k$  : 壁面材の直上における笠コンクリートの自重

$$W_k = \gamma_c \cdot b_w \cdot H_k = 1.32 \quad (\text{kN/m})$$

$b_w$  : 壁面材の厚さ = 0.115(m)

$H_k$  : 笠コンクリートの高さ = 0.50 (m)

$P_{vE}$  : 壁面に作用する土圧合力の鉛直成分 = 89.0 (kN/m)

(3) 壁面基礎に対する支持力の照査

壁面基礎に対する支持の照査には、式 (5.19) を用いる。

$$\frac{\sum V_{B1E}}{B_1} = 289 \leq Q_{BaE} = 900 \quad (\text{kN/m}^2) \quad \dots\text{OK}$$

ここに、

$Q_{BaE}$  : 壁面基礎の地盤の許容支持力度 = 900 (kN/m<sup>2</sup>)

$\sum V_{B1E}$  : 壁面基礎底面に作用する鉛直荷重 = 116 (kN/m)

$B_1$  : 壁面基礎の幅 = 0.40 (m)

## 2-8 地震時の円弧すべりに対する検討

### 2-8-1 円弧すべりの検討式

$$F_{sE} = \frac{R_E \cdot \sum \{c_2 \cdot l + (W'_E \cos \alpha - k_{h2} \cdot W'_E \cdot \sin \alpha + T_{availE} \cdot \sin \theta) \tan \phi + T_{availE} \cdot \cos \theta\}}{R_E \cdot \sum (W'_E \sin \alpha + k_{h2} \cdot W_E \cdot y_G)}$$

ここに、

$F_{sE}$  : 安全率

$c_2$  : 円弧すべりの検討時の土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi$  : 土の内部摩擦角 (°)

$l$  : 分割片で切られたすべり面の弧長 (m)

$W_E$  : 分割片の重量 (kN/m)

$W'_E$  : 浮力を考慮した分割片の重量 (kN/m)

$\alpha$  : 各分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を結ぶ直線が鉛直となす角 (°)

$T_{availE}$  : 想定すべり円より奥側にある奥行き 1m 当りのアンカープレート の抵抗力でタイバーの部材の短期の許容引張力もしくは引抜き抵抗力のうち小さな方の値 (kN/m)

$\theta$  : 補強材とすべり面の交点と、すべり円の中心を結ぶ直線が鉛直となす角 (°)

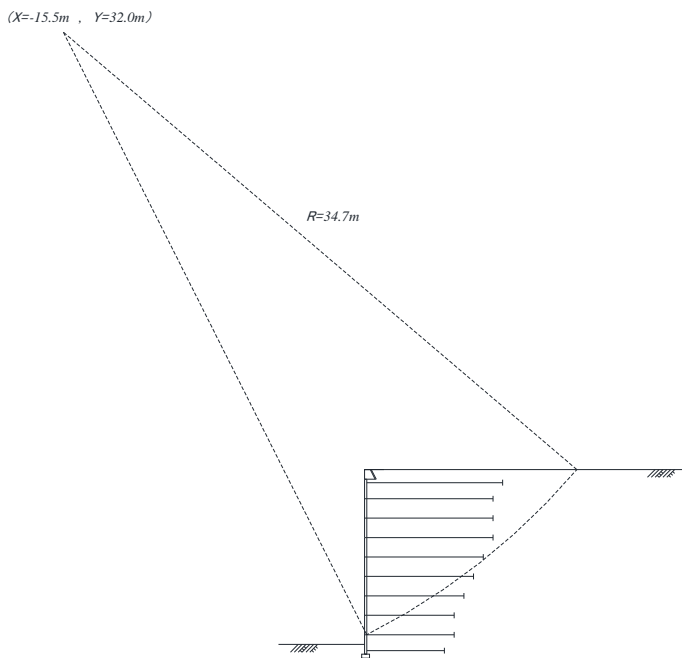
$k_{h2}$  : 円弧すべりの検討時の設計水平震度 =0.10

$R_E$  : 円弧すべりの半径 (m)

$y_G$  : 各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離とすべり円の半径との比

## 2-8-2 円弧すべりの安定計算結果

円弧すべりの安定計算結果を技資図-2.5に示す。



技資図-2.5 地震時の円弧すべりの安定計算結果

項目	記号	単位	値
最小安全率	$F_{sEmin}$	—	1.145
必要安全率	$F_{sEa}$	—	1.000
抵抗モーメント	$M_{RE}$	kN・m/m	25423
起動モーメント	$M_{DE}$	kN・m/m	22209
円弧の中心の X 座標	$X_E$	m	-15.5
円弧の中心の Y 座標	$Y_E$	m	32.0
円弧すべりの半径	$R_E$	m	34.7