

多数アンカー式補強土壁工法  
設計・施工マニュアル  
第3版

追記（コンクリート製壁面材規格および補強材規格）

平成24年4月

一般財団法人 土木研究センター

## 多数アンカー式補強土壁設計・施工マニュアル

追記（コンクリート製壁面材規格および補強材規格）の発刊にあたって

多数アンカー式補強土壁工法については、「多数アンカー式補強土壁設計・施工マニュアル第3版」（平成14年10月）が一般財団法人土木研究センターから発刊されています。このマニュアルでは、使用する部材の標準が明確にされ、それらを組み合わせて構築される多数アンカー式補強土壁の設計・施工の標準的な手法が示されています。さらに、「追記（鋼材規格）」（平成18年7月）および「追記（コンクリート製壁面材規格）」（平成20年10月）が同機関から発刊され、従来のSS規格に代わりSN規格を導入した鋼製部材や、より高い設計基準強度を有するコンクリートを用いた壁面材を標準仕様として示したところです。

このような対応を講じてきた一方で、昨今の厳しい財政状況を受け、要求される性能を満たしつつ、かつ更なるコストの縮減が社会資本整備に求められており、多数アンカー式補強土壁を含めた補強土構造物も例外ではありません。

そのような中で、「多数アンカー式補強土壁工法」技術検討委員会（委員長：豊橋科学技術大学建設工学系 三浦均也教授）では、平成21年度からより効率的で経済的な、性能を十分に説明しうる設計法と、性能を確保するための部材規格及び施工法の検討を進めてきました。同委員会では、この度その成果として、より合理的な材質や形状を採用したコンクリート製壁面材や補強材の規格についてとりまとめることができました。この「追記（コンクリート製壁面材規格および補強材規格）」は、多数アンカー式補強土壁に使用するコンクリート製壁面材や補強材の新しい標準仕様を示したものです。ここで示した部材は、「多数アンカー式補強土壁設計・施工マニュアル第3版」や「追記（鋼材規格）」および「追記（コンクリート製壁面材規格）」に示されている部材と同様に用いることが可能なものであり、これらの適用により多数アンカー式補強土壁が建設工事の品質向上とコスト縮減に資するものになれば幸いです。

平成24年4月

「多数アンカー式補強土壁工法」技術検討委員会  
委員長 三浦 均也

1. コンクリート製壁面材.....	1
2. 補強材 .....	5
3. 設計計算例 .....	13

## 1. コンクリート製壁面材

表-1.1 および表-1.2 に示す規格に適合するコンクリート製壁面材は、性能を満たしているものとする。コンクリート製壁面材は、設計で定めた強度、品質、形状、寸法を満足した部材を用い、補強土壁の安全性が確保できることを確認しなければならない。

表-1.1 壁面材の規格

部 材	規 格	種別、品種等
コンクリート製壁面材	$\alpha$ (浅層タイプ)	$f'_{ck}=40N/mm^2$ 以上 設計土圧 $P_{d1}=60kN/m^2$
	$\beta$ (中層タイプ)	$f'_{ck}=40N/mm^2$ 以上 設計土圧 $P_{d2}=100kN/m^2$
	$\gamma$ (深層タイプ)	$f'_{ck}=40N/mm^2$ 以上 設計土圧 $P_{d3}=150kN/m^2$

表-1.2 壁面材の形状・寸法、配筋および品質

部 材	種 別	形状・寸法、配筋および品質等
コンクリート製壁面材	形 状	上端用 (UA, UB, UC) 中段用 (TA, TB, TC) 下端用 (DA, DB, DC)
	版 厚	$\alpha$ (浅層タイプ); 最大 115mm, 最小 75mm $\beta$ (標準タイプ); 最大 115mm, 最小 75mm $\gamma$ (深層タイプ); 最大 160mm, 最小 120mm
	配 筋	D13

1) コンクリート製壁面材は、その形状によって次のように区分する。

- i) Aタイプ (呼び寸法  $\ell = 1, 500\text{mm}$ )
- ii) Bタイプ (呼び寸法  $\ell = 1, 440\text{mm}$ )
- iii) Cタイプ (呼び寸法  $\ell = 1, 440\text{mm}$ )

Aタイプには、形状が左右対称で上端部に用いる UA と下端部に用いる DA および中段の TA とがある。BタイプおよびCタイプは、左右の端部に用いられる壁面材で、Aタイプ同様に上端部に用いる UB、UC と下端部に用いる DB、DC および中段の TB、TC とがある。またコンクリート製壁面材は、作用する土圧に応じて設計土圧の異なる  $\alpha$  (浅層タイプ)、 $\beta$  (中層タイプ)、 $\gamma$  (深層タイプ) をそれぞれの適用範囲において適切に用いる必要がある (図-1.1 参照)。

上記のほか、隅角部用のコーナブロックがある。

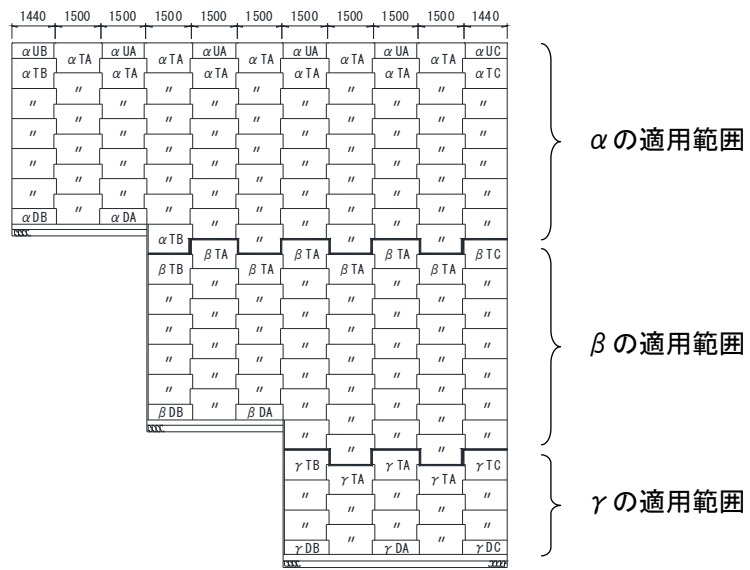
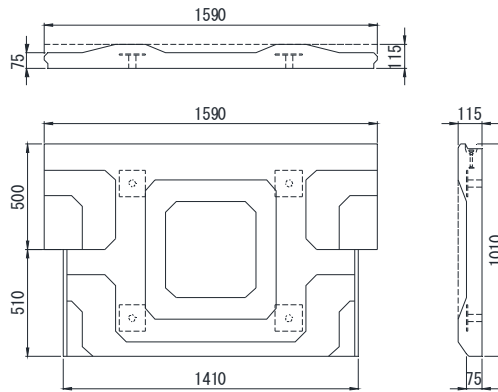
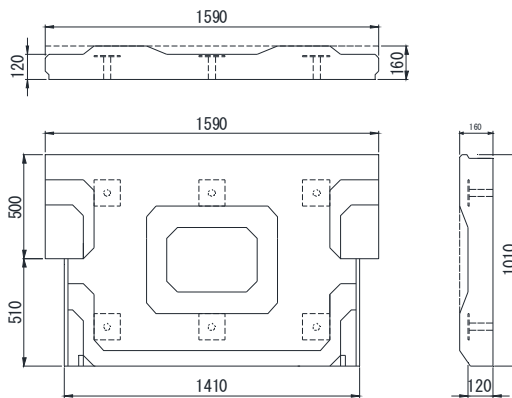


図-1.1 コンクリート製壁面材の正面組立図の例

2) コンクリート製壁面材の標準形状を図-1.2に示す。 $\alpha$  (浅層タイプ)、 $\beta$  (中層タイプ)の標準形状の寸法は1,590mm×1,010mm、最大版厚115mm、質量は約350kgである。また、 $\gamma$  (深層タイプ)の最大版厚は160mm、質量は約520kgである。



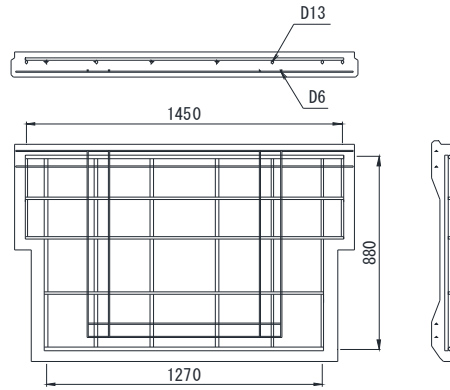
(a)  $\alpha$  (浅層タイプ)、 $\beta$  (中層タイプ)



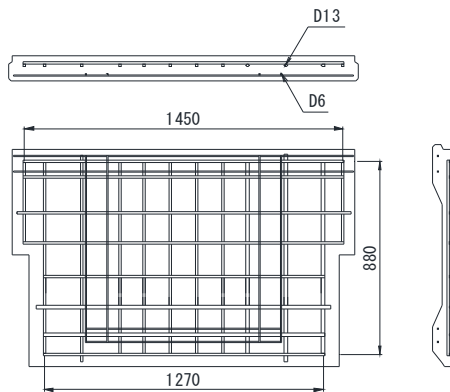
(b)  $\gamma$  (深層タイプ)

図-1.2 コンクリート製壁面材の標準形状

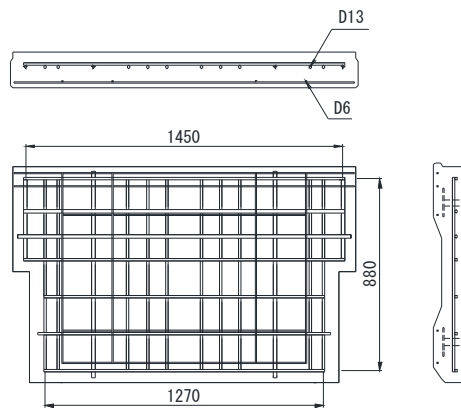
3) コンクリート製壁面材の標準配筋図を、図-1.3 に示す。



(a)  $\alpha$  (浅層タイプ)



(b)  $\beta$  (中層タイプ)



(c)  $\gamma$  (深層タイプ)

図-1.3 コンクリート製壁面材の標準配筋図

4) 製品および配筋の公差は下記の値以下とする。

- 製品の寸法公差：高さ・長さ $\pm 5\text{mm}$ ・厚さ $\pm 3\text{mm}$
- 配筋の寸法公差：鉄筋間隔 $\pm 13\text{mm}$

## 2. 補強材

補強材は、多数アンカー式補強土壁の補強原理の根幹をなす最も重要な部材であるため、補強材は壁面材に作用する土圧に対して発揮される引抜き抵抗力に対して、十分な引張強度を有してなければならない。しかも十分な耐久性があり、これに加えて安価なものであることが望ましい。表-2.1 および表-2.2 に示す規格に適合する補強材は、性能を満たしているものとする。

表-2.1 補強材の規格

部 材		規 格	種別、品種等
タイ バ ー	ロッド (丸鋼)	JIS G 3138 建築構造用圧延棒鋼	SNR490B 溶融亜鉛メッキ JIS H 8641 HDZ35
	接続ロッドアイ	JIS G 3138 建築構造用圧延棒鋼	SNR490B 溶融亜鉛メッキ JIS H 8641 HDZ35
	ターンバックル	JIS G 3475 建築構造用炭素鋼管	STKN400W,B,STKN490B 溶融亜鉛メッキ JIS H 8641 HDZ35
	カプラー	JIS G 4051 機械構造用炭素鋼鋼材	S45C 溶融亜鉛メッキ JIS H 8641 HDZ35
アンカープレート サブプレート		JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材	SS400 溶融亜鉛メッキ JIS H 8641 HDZ35
コネクター		JIS G 3106 溶接構造用圧延鋼材	SM490 溶融亜鉛メッキ JIS H 8641 HDZ35
ボルト・ナット		JIS B 1180 六角ボルト	仕上げ程度 中、公差域クラス 6g 溶融亜鉛メッキ JIS H 8641 HDZ35
		JIS B 1181 六角ナット	仕上げ程度 並、公差域クラス 7H 溶融亜鉛メッキ JIS H 8641 HDZ35 アンカープレート止めナット : S45C

表-2.2 補強材の形状および寸法

部 材	形状および寸法	
ロッド (丸鋼)	直 径	16mm, 18mm, 20mm, 22mm, 25mm
接続ロッドアイ	寸 法	M18, M20, M22, M24, M27
ターンバックル	寸 法	M18, M20, M22, M24, M27
カプラー	寸 法	M18, M20, M22, M24, M27
アンカープレート サブプレート	形 状	偏平四角錘 (プレス成型構造強化プレート)
	寸 法	300 mm×300 mm, 400 mm×400 mm (アンカープレート) 75mm×75mm, 150mm×150mm (サブプレート)
	板 厚	4.5mm
アンカープレート 止めナット	形 状	M18, M20, M22, M24, M27
コネクター	長 さ	90mm (シングルコネクター), 440mm (ダブルコネクター)
	厚 さ	3.2mm, 4.5mm, 6.0mm, 9.0mm



補強材は、設計で定めた強度、品質、形状、寸法を満足した部材を用い、補強土壁の安全性が確保できることを確認しなければならない。

補強材の構成は、次のような部材によっている。

- タイバー
  - (a) ロッド (丸鋼)
  - (b) 接続ロッドアイ
  - (c) ターンバックル
  - (d) カプラー
- (e) アンカープレート、サブプレート
- (f) コネクター

タイバーは、接続ロッドアイ、ターンバックル、およびロッド (棒鋼) で構成される。タイバーは接続ロッドアイとコネクターを介して壁面材と接続する。基準の定尺 (8.5m) より長いタイバーを用いる場合、カプラーを用いて、ロッドを接続することを標準とする。アンカー構成部材の種類および形状は、図-2.1～図-2.13 に示すとおりである。

鋼製各部材の標準形状寸法を表-2.3～表-2.14 に示す。

(a) ロッド (棒鋼)

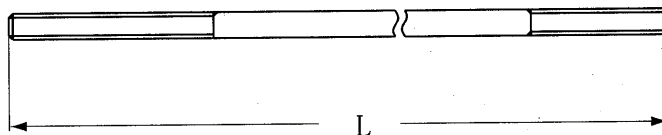


図-2.1 ロッドの標準図

表-2.3 ロッドの種類および形状寸法

呼 称	M18	M20	M22	M24	M27
丸鋼径 $\phi$ (mm)	16	18	20	22	25

(b) 接続ロッドアイ

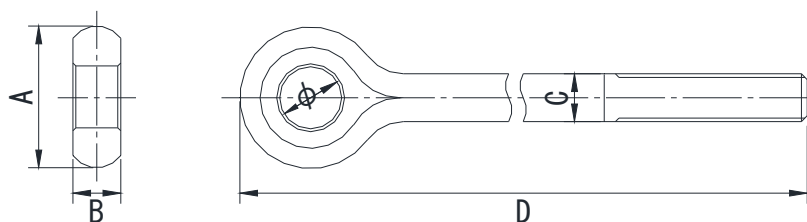


図-2.2 接続ロッドアイの形状

表-2.4 接続ロッドアイの種類と寸法

呼称	$\phi$ (mm)	A(mm)	B(mm)	C(mm)	D(mm)
M18	21	48	16	16	465
M20	23.5	58	20	18	465
M22	23.5	58	20	20	465
M24	25	62	22	22	465
M27	25	70	25	25	445

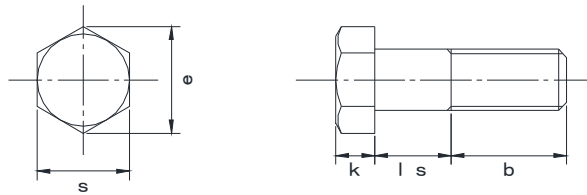


図-2.3 接続ロッドアイ止めボルトの標準図

表-2.5 接続ロッドアイ止めボルトの種類

適用タイバー	ねじの呼び	k (mm)	s (mm)	e (mm)	l s (mm)	b (mm)	強度区分
M18	M20	13	30	34.6	30	35	8.8
M20~M22	M22	14	32	37	30	40	8.8
M24~M27	M24	15	36	41.6	30	45	10.9

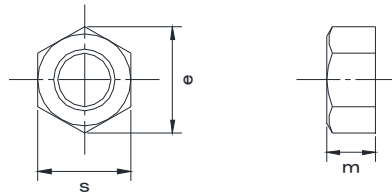


図-2.4 接続ロッドアイ止めナットの標準図

表-2.6 接続ロッドアイ止めナットの種類

適用タイバー	ねじの呼び	m (mm)	s (mm)	e (mm)
M18	M20	16	30	34.6
M20~M22	M22	18	32	37
M24~M27	M24	19	36	41.6

(c) ターンバッククル

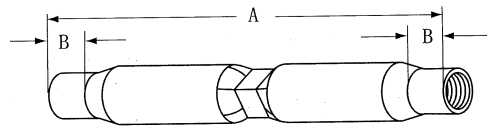


図-2.5 ターンバッククルの形状

表-2.7 ターンバッククルの種類と寸法

呼称	A(mm)	B(mm)	保証荷重(kN)
M18	280	≧27	62.4
M20	280	≧27	79.6
M22	280	≧30	98.5
M24	280	≧32	115.0
M27	300	≧37	149.0

(d) カプラー

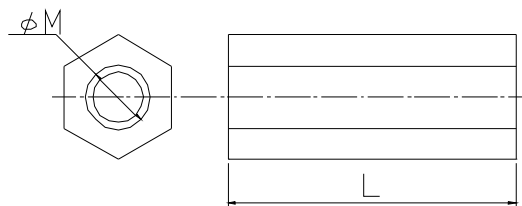


図-2.6 カプラーの標準図

表-2.8 カプラーの種類と寸法

適用タイバー	カプラー呼称	L(mm)
M18	六角カプラー(M18用)	80
M20	六角カプラー(M20用)	80
M22	六角カプラー(M22用)	80
M24	六角カプラー(M24用)	80
M27	六角カプラー(M27用)	90

(e) アンカープレート、サブプレート

アンカープレートおよびサブプレートは、併用することを標準とし、必要な引抜き抵抗抗力に応じて選定する。

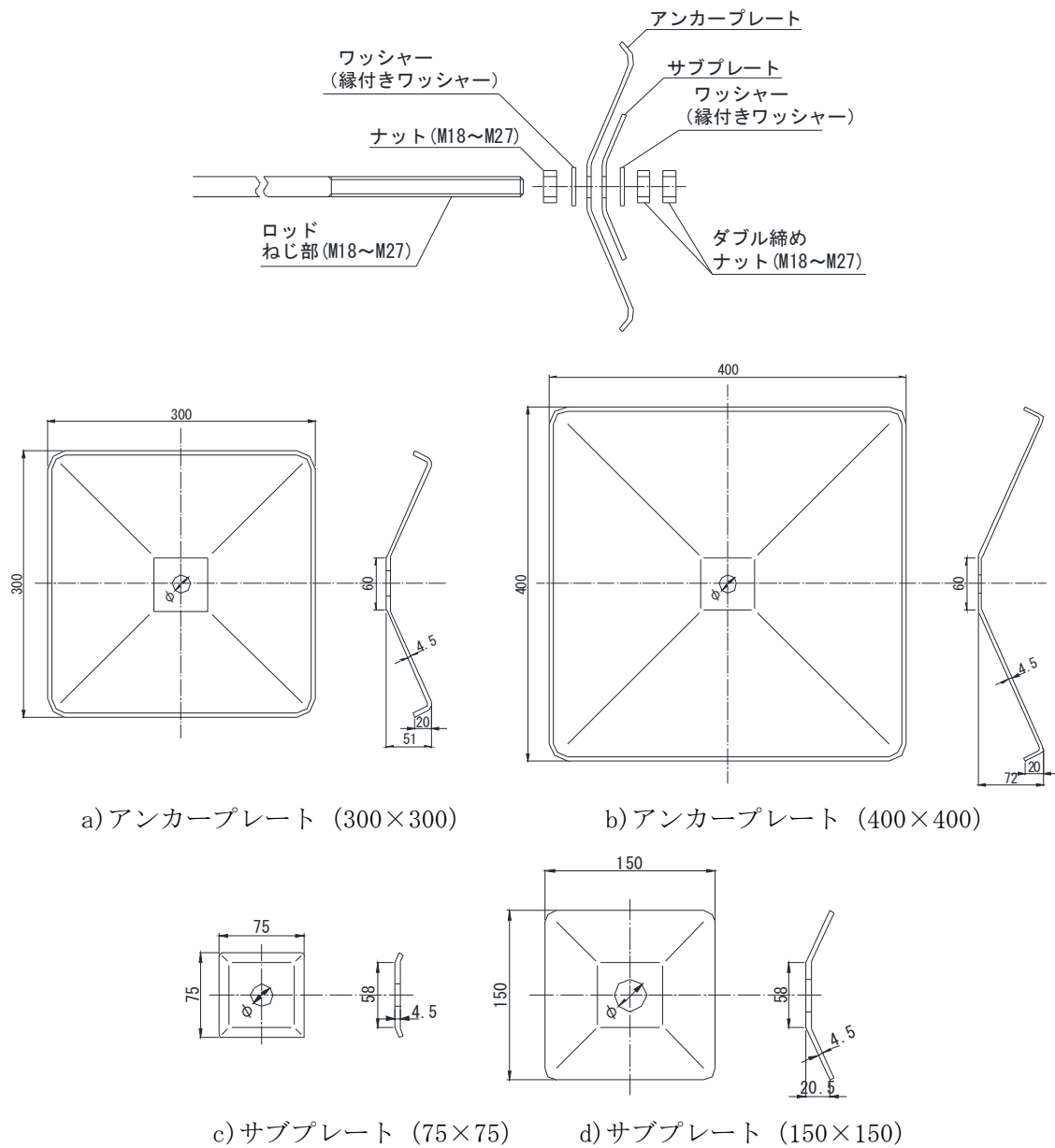


図-2.7 アンカープレート、サブプレートの形状と寸法

表-2.9 アンカープレートの諸元

適用タイバー	規格寸法 (mm)	φ (mm)	板厚 (mm)	ワッシャー
M18	300×300 400×400	19.5	4.5	M18 用ワッシャー
M20		21.5		M20 用ワッシャー
M22		28.5		M22 用縁付ワッシャー
M24		28.5		M24 用縁付ワッシャー
M27		28.5		M27 用ワッシャー

表-2.10 サブプレートの諸元

適用タイバー	規格寸法 (mm)	$\phi$ (mm)	板厚 (mm)	ワッシャー
M18	75×75	19.5	4.5	M18用ワッシャー
M20		21.5		M20用ワッシャー
M22	150×150	28.5		M22用縁付ワッシャー
M24		28.5		M24用縁付ワッシャー
M27		28.5		M27用ワッシャー

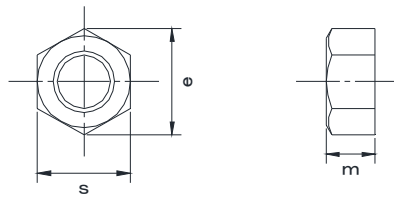


図-2.8 アンカープレート止めナット標準図

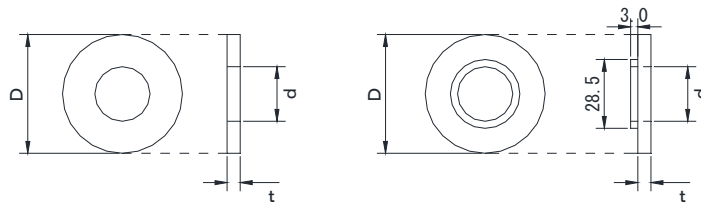


図-2.9 アンカープレート止めワッシャー標準図

表-2.11 アンカープレート止めナット・ワッシャーの種類と寸法

種類 ねじ寸法	ワッシャー ( $d \times D \times t$ ) (mm)	ナット ( $m \times s \times e$ ) (mm)	縁付ワッシャー ( $d \times D \times t$ ) (mm)
M18	20×34×3.2	15×27×31.2	—
M20	22×37×3.2	16×30×34.6	—
M22	—	18×32×37.0	24×50×6.0
M24	—	19×36×41.6	26×50×6.0
M27	30×50×4.5	22×41×47.3	—

(f) コネクター

コネクターは、コンクリート製壁面材とタイバーを連結するために用いる鋼製部材であり、ダブルコネクターとシングルコネクターの 2 種類がある。ダブルコネクターは、上下 2 枚の壁面材を接続する場合に用いる。シングルコネクターは、T タイプの最上段、最下段に用いる。

ダブルコネクターの標準図を図-2.10、規格寸法を表-2.12 に示す。

シングルコネクターの標準図を図-2.11、規格寸法を表-2.13 に示す。

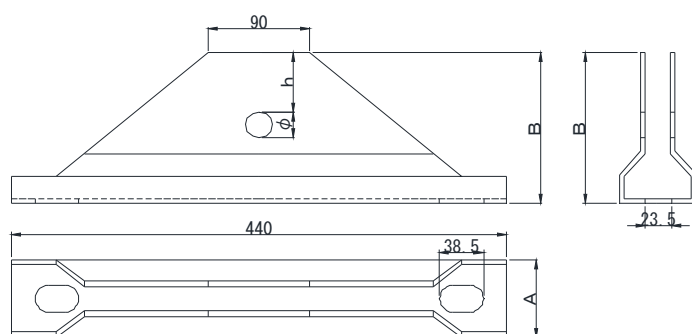


図-2.10 ダブルコネクターの標準図

表-2.12 ダブルコネクターの規格寸法

呼称	厚さ t (mm)	長さ (mm)	φ (mm)	h (mm)	A (mm)	B (mm)
3.2D	3.2	440.0	21.5	53.5	66.4	133.2
4.5D	4.5	440.0	23.5	52.5	69.0	134.5
6.0D	6.0	440.0	25.5	51.5	72.0	136.0
9.0D	9.0	440.0	25.5	51.5	78.0	139.0

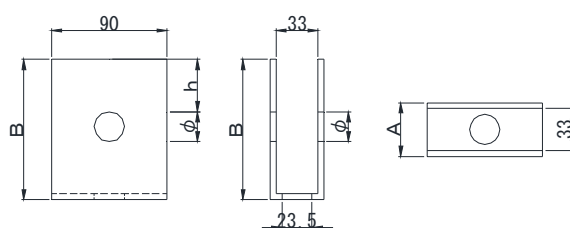


図-2.11 シングルコネクターの標準図

表-2.13 シングルコネクターの規格寸法

呼称	厚さ t (mm)	長さ (mm)	φ (mm)	h (mm)	A (mm)	B (mm)
3.2S	3.2	90.0	21.5	42.0	39.4	108.7
4.5S	4.5	90.0	23.5	41.0	42.0	110.0
6.0S	6.0	90.0	25.5	40.0	45.0	111.5
9.0S	9.0	90.0	25.5	40.0	51.0	124.5

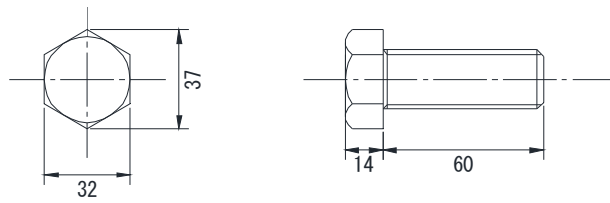


図-2.12 コネクター止めボルト標準図

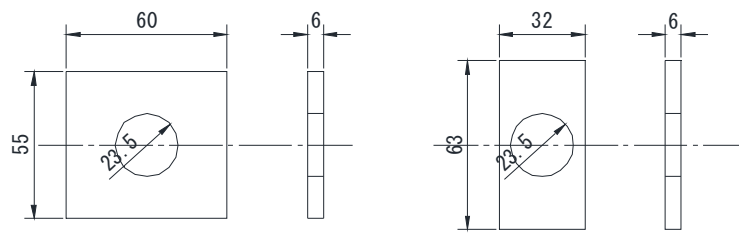


図-2.13 コネクター止めワッシャー標準図

表-2.14 コネクター止めボルトの種類と寸法

適用タイバー	ボルト寸法	強度区分
M18～M24	M22×60	4.6
M27	M22×60	8.8

1) 道路橋示方書・同解説：社団法人日本道路協会，2002.3

### 3. 設計計算例

#### 3.1 補強土壁形状

補強土壁および地盤の形状は下図の通りである。

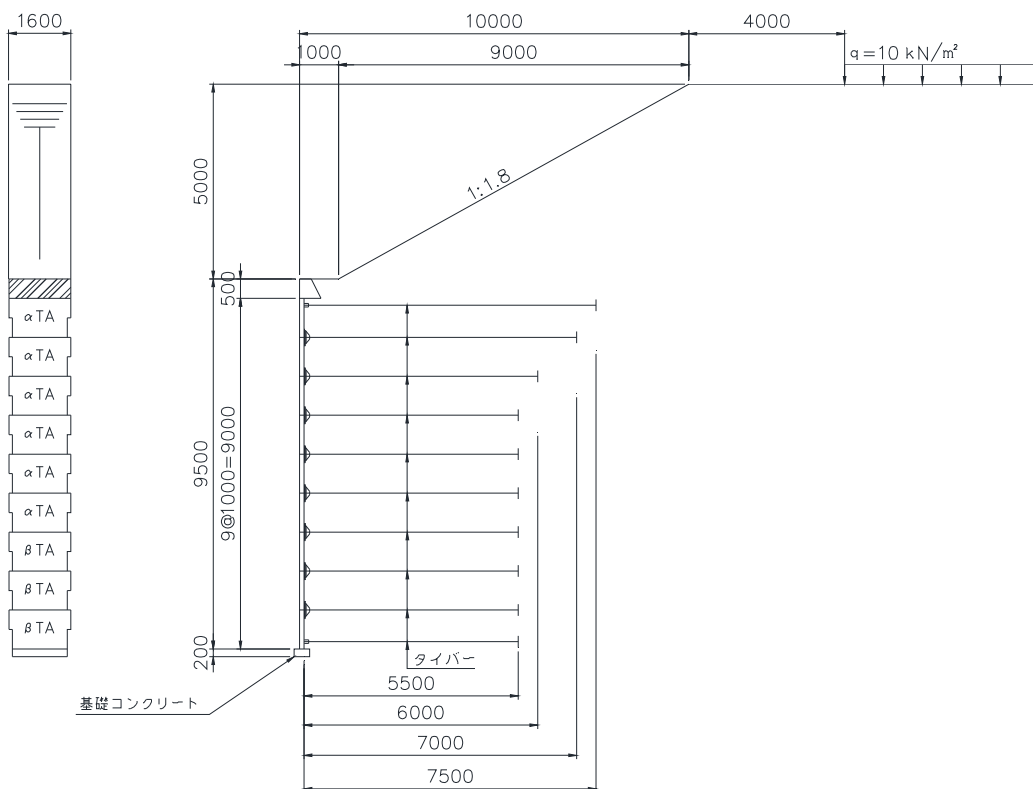


図 3-1 計算対象の多数アンカー式補強土壁

#### 3.2 設計条件

##### 3.2.1 盛土材および基礎地盤の土質定数

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

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

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

$c$  : 土の粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\phi$  : 土の内部摩擦角 ( $^\circ$ )

注)  $\gamma' = \gamma$  の時、土層は水位より上である。



### 3.2.2 施工形状

- (1) 補強土壁の全高 :  $H=9.0$  (m)
- (2) 壁面材の段数 :  $N=9$  (段)
- (3) 最上段壁面材の有効高さ :  $H_0=1.000$  (m)
- (4) 壁面材の種類 : コンクリート製
- (5) 壁面材  $1\text{m}^2$  当たりの重量 :  $W_{wu}=2.61$  ( $\text{kN/m}^2$ )
- (6) かさ石コンクリートの高さ :  $H_k=0.500$  (m)
- (7) 上載盛土高さ :  $H_1=5.00$  (m) ; 1 : 1.8

### 3.2.3 設計外力

- (1) 分布荷重

上載荷重 番号	離れ	荷重幅	常時	地震時
	B <sub>G</sub> (m)	B <sub>L</sub> (m)	q ( $\text{kN/m}^2$ )	q ( $\text{kN/m}^2$ )
活荷重	4.0	15.0	10.0	0.0

### 3.2.4 設計水平震度

$$kh=0.15$$

### 3.2.5 基礎地盤への有効根入れ長および基礎地盤の土質定数

基礎地盤	有効根入れ長 (m)	$\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	C ( $\text{kN/m}^2$ )	$\phi$ (°)
補強土壁の基礎地盤	$D_i=0.500$	18.000	50.00	30.0
壁面直下の基礎地盤	$D_B=0.700$	18.000	50.00	30.0

### 3.2.6 基礎コンクリート

基礎工の種類	幅 $b_c$ (m)	高さ $h_c$ (m)	単位重量 $\gamma_c$ (kN/m <sup>3</sup> )
布状基礎	0.400	0.200	23.0

### 3.2.7 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	$F_s \geq 3.0$	$F_s \geq 2.0$
滑動に対する安全率	$F_s \geq 1.5$	$F_s \geq 1.2$
転倒に対する安全率	$e \leq B/6$	$e \leq B/3$
支持力に対する安全率	$F_s \geq 2.0$	$F_s \geq 1.5$
円弧すべりに対する安全率	$F_s \geq 1.2$	$F_s \geq 1.0$

### 3.2.8 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	
				腐食代 0mm	腐食代 1.0mm	腐食代 0mm	腐食代 1.0mm
タイバー	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	127.3	116.9
アンカー プレート	サブプレート 75		M18	67.4	52.4	101.1	78.6
			M20	74.7	58.1	112.1	87.2
	サブプレート 150		M22	79.9	62.2	119.9	93.2
			M24	89.9	69.9	134.8	104.8
			M27	102.2	79.5	153.3	119.2
コネクター	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	102.2	77.6
			M22				
		6.0S	M24	88.8	72.2	133.0	108.0
	9.0S	M27	133.2	115.4	199.4	172.8	
	ダブル コネクター	3.2D	M18	47.9	32.5	71.7	48.7
			4.5D	M20	67.7	52.0	101.4
		M22					
		6.0D	M24	90.9	74.9	136.1	112.1
	9.0D	M27	139.9	122.8	209.5	183.9	
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(10.9T)	M24	77.3	66.0	116.0	99.1
	M27						
	ダブル コネクター用	M20(8.8T)	M18	56.5	46.2	84.8	69.3
		M22(8.8T)	M20	68.4	56.9	102.6	85.4
			M22				
M24(10.9T)		M24	94.5	80.2	141.8	120.3	
	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				
			M24				
	M22(8.8T)	M27	109.2	98.4	163.8	147.6	
	ダブル コネクター用	M22(4.6T)	M18	85.0	76.5	127.0	115.0
			M20				
			M22				
M24							
M22(8.8T)	M27	218.5	196.7	326.5	295.7		

### 3.3 常時の内的安定の検討

#### 3.3.1 タイバーに作用する引張力の算出

##### (1) 壁面における主働土圧係数

内的安定計算の土圧には下記の式を用いる。

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

ただし、

$K_A$  : 主働土圧係数

$\phi$  : 盛土材の内部摩擦角 = 30.0 (°)

$\delta$  : 構造物背面と土との壁面摩擦角 (°)

$$\delta = 2\phi/3 = 20.0 (°)$$

##### (2) 盛土の主働崩壊角

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

$$\theta_A = 56.0 (°)$$

##### (3) 上載盛土の荷重換算高

荷重換算高を主働崩壊角よりもとめる。

$$H_2 = 3.383 \text{ (m)}$$

##### (4) 上載盛土が壁面に影響する範囲

上載荷重の影響線より下方について荷重の影響を考慮する。

上載荷重	離れ	荷重幅	上載荷重	鉛直距離
	B <sub>G</sub> (m)	B <sub>L</sub> (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )	z <sub>q</sub> (m)
活荷重	4.000	15.000	10.000	22.270

ただし、

$z_q$  : 壁面天端より上載荷重が壁面に影響する点までの鉛直距離 (m)

B<sub>G</sub> : のり肩から荷重までの水平距離 (m)

(5) タイバーに作用する引張力

1) 壁面に作用する土圧強度

内的安定計算においては、 $H+H_2$ を仮想の壁高として土圧強度を算出する。

$$p_i = K_A \cdot \gamma \cdot (z + H_2) + K_A \cdot q$$

ただし、

$p_i$  : 深さ  $z$  における壁面の主働土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_A$  : 主働土圧係数 = 0.297

$\gamma$  : 盛土材の単位体積重量 = 19.000 (kN/m<sup>3</sup>)

$z$  : 補強土壁天端からの深さ (m)

$H_2$  : 上載盛土の荷重換算高さ = 3.383 (m)

$q$  : 影響範囲内の上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

2) 壁面に作用する土圧力

$$P_i = \frac{p_{(i)} + p_{(i+1)}}{2}$$

i	$z_i$ (m)	$z$ (m)	$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_i$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.175	0.000	0.000	19.11	20.52
		0.500	0.000	21.93	
2	1.000	0.500	0.000	21.93	24.76
		1.500	0.000	27.58	
3	2.000	1.500	0.000	27.58	30.41
		2.500	0.000	33.23	
4	3.000	2.500	0.000	33.23	36.06
		3.500	0.000	38.88	
5	4.000	3.500	0.000	38.88	41.71
		4.500	0.000	44.53	
6	5.000	4.500	0.000	44.53	47.35
		5.500	0.000	50.18	
7	6.000	5.500	0.000	50.18	53.00
		6.500	0.000	55.83	
8	7.000	6.500	0.000	55.83	58.65
		7.500	0.000	61.48	
9	8.000	7.500	0.000	61.48	64.30
		8.500	0.000	67.13	
10	8.815	8.500	0.000	67.13	68.54
		9.000	0.000	69.95	

ただし、

$P_i$  :  $i$  段目のタイバー位置壁面に作用する土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$z_i$  : 壁面天端より  $i$  段目のタイバーまでの深さ (m)

$z$  :  $i$  段目のタイバーが受け持つ範囲 (m)

3) タイバーに作用する土圧力

$$P_{hi} = P_i \cdot \cos \delta \cdot \Delta H_i \cdot \Delta L_i$$

$$T_i = P_{hi}$$

ただし、

$P_{hi}$  :  $i$  段目のタイバー位置壁面に作用する水平土圧力 (kN/本)

$P_i$  :  $i$  段目のタイバー位置壁面に作用する土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\delta$  : 壁面摩擦角 = 20.0 (°)

$\Delta H_i$  : タイバーの鉛直方向の間隔 (m)

$\Delta L_i$  : タイバーの水平方向の間隔 (m)

$T_i$  :  $i$  段目のタイバーに作用する引張力 (kN/本)

$z_i$  : 壁面天端より  $i$  段目のタイバーまでの深さ (m)

$i$	$z_i$ (m)	$P_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\cos \delta$	$\Delta H_i$ (m)	$\Delta L_i$ (kN/本)	$P_{hi}$ (kN/本)	$T_i$ (kN/本)
1	0.175	20.52	0.940	0.500	0.750	7.23	7.23
2	1.000	24.76	0.940	1.000	0.750	17.45	17.45
3	2.000	30.41	0.940	1.000	0.750	21.43	21.43
4	3.000	36.06	0.940	1.000	0.750	25.41	25.41
5	4.000	41.71	0.940	1.000	0.750	29.39	29.39
6	5.000	47.35	0.940	1.000	0.750	33.37	33.37
7	6.000	53.00	0.940	1.000	0.750	37.36	37.36
8	7.000	58.65	0.940	1.000	0.750	41.34	41.34
9	8.000	64.30	0.940	1.000	0.750	45.32	45.32
10	8.815	68.54	0.940	0.500	0.750	24.15	24.15

### 3.3.2 部材の選定

i	引張力	タイバー	コネクター	アンカープレート	接続ロッド・アイ止ボルト
	Ti (kN/本)	呼称径 (許容引張力)	サイズ (許容引張力)	規格 (許容引張力)	ボルト強度 (許容引張力)
1	7.23	M18 (31.2)	3.2S (33.4)	サブ75 M18 (52.4)	M20(8.8T):S用 (28.5)
2	17.45	M18 (31.2)	3.2D (32.5)	サブ75 M18 (52.4)	M20(8.8T):D用 (46.2)
3	21.43	M18 (31.2)	3.2D (32.5)	サブ75 M18 (52.4)	M20(8.8T):D用 (46.2)
4	25.41	M18 (31.2)	3.2D (32.5)	サブ75 M18 (52.4)	M20(8.8T):D用 (46.2)
5	29.39	M18 (31.2)	3.2D (32.5)	サブ75 M18 (52.4)	M20(8.8T):D用 (46.2)
6	33.37	M20 (40.3)	4.5D (52.0)	サブ75 M20 (58.1)	M22(8.8T):D用 (56.9)
7	37.36	M20 (40.3)	4.5D (52.0)	サブ75 M20 (58.1)	M22(8.8T):D用 (56.9)
8	41.34	M22 (50.6)	4.5D (52.0)	サブ150 M22 (62.2)	M22(8.8T):D用 (56.9)
9	45.32	M22 (50.6)	4.5D (52.0)	サブ150 M22 (62.2)	M22(8.8T):D用 (56.9)
10	24.15	M22 (50.6)	4.5S (51.8)	サブ150 M22 (62.2)	M22(8.8T):S用 (38.5)

### 3.3.3 タイバーの必要長さ（アンカープレート埋設位置）の検討

設計タイバー長は主働崩壊線より所定の定着長を確保し、施工性を考慮して決定する。

$$L_{ri} = L_{r1i} + L_{r2i}$$

ただし、

$L_{ri}$  : タイバーの必要長さ (m)

$L_{r1i}$  : i 段目タイバーの高さで壁背面から主働崩壊線までの距離 (m)

$L_{r2i}$  : 定着長 (m)

$h$  : 壁下面からの距離 (m)

$\theta_A$  : 盛土材の主働崩壊角 = 56.0 (°)

i	h (m)	$L_{r1i}$ (m)	$L_{r2i}$ (m)	必要長 $L_{ri}$ (m)	設計長 $L_i$ (m)
1	8.825	5.956	1.200	7.156	7.500
2	8.000	5.399	1.200	6.599	7.000
3	7.000	4.724	1.200	5.924	6.000
4	6.000	4.049	1.200	5.249	5.500
5	5.000	3.375	1.200	4.575	5.500
6	4.000	2.700	1.200	3.900	5.500
7	3.000	2.025	1.200	3.225	5.500
8	2.000	1.350	1.200	2.550	5.500
9	1.000	0.675	1.200	1.875	5.500
10	0.185	0.125	1.200	1.325	5.500

### 3.3.4 アンカープレートの引抜きに対する検討

#### 3.3.4.1 アンカープレート周りの拘束圧

$$q_{pi} = K_A \cdot \gamma \cdot (H_{pi} + z_i + H_k) + K_A \cdot q_i$$

ただし、

$q_{pi}$  : i 段目のタイバーのアンカープレート周りの拘束力 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_A$  : 主働土圧係数 = 0.2973

$\gamma$  : 盛土材の単位体積重量 = 19.000 (kN/m<sup>3</sup>)

$H_{pi}$  : アンカープレートの埋設位置での上載盛土高さ (m)

$z_i$  : 壁面天端より i 段目のタイバーまでの深さ (m)

$H_k$  : かさ石コンクリート高さ = 0.500(m)

$q_i$  : アンカープレート位置での上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)



i	$z_i$ (m)	$H_{pi}$ (m)	$q_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{pi}$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.175	3.675	0.000	24.57
2	1.000	3.397	0.000	27.66
3	2.000	2.842	0.000	30.17
4	3.000	2.564	0.000	34.25
5	4.000	2.564	0.000	39.90
6	5.000	2.564	0.000	45.55
7	6.000	2.564	0.000	51.20
8	7.000	2.564	0.000	56.85
9	8.000	2.564	0.000	62.50
10	8.815	2.564	0.000	67.10

### 3.3.4.2 アンカープレートの許容引抜き抵抗力

#### (1) 壁面に作用する土圧強度

$$Q_{pui} = c \cdot N_c + q_{pi} \cdot N_q - q_{pi}$$

ただし、

$Q_{pui}$  : アンカープレートの極限引抜き抵抗力 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_{pi}$  : アンカープレート周りの拘束圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$c$  : 盛土材の粘着力=0.0 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi$  : 盛土材の内部摩擦角=30.0 (°)

$N_c$  : 引抜き支持力係数=73.0

(多数アンカー設計施工マニュアル支持力係数表より)

$N_q$  : 引抜き支持力係数=40.5

(多数アンカー設計施工マニュアル支持力係数表より)

#### (2) アンカープレートの許容引抜き抵抗力

$$T_{ai} = Q_{pui} \cdot A_{pi} / F_{pu}$$

ただし、

$T_{ai}$  : i段目タイバー位置でのアンカープレート許容引抜き抵抗力 (kN/本)

$Q_{pui}$  : アンカープレートの極限引抜き抵抗力 (kN/m<sup>2</sup>)

$b_i$  : アンカープレートの全幅の1/2 (m)

$A_{pi}$  : i段目タイバーのアンカープレートの面積 (m<sup>2</sup>)

$F_{pu}$  : アンカープレートの極限引抜き抵抗力に対する安全率=3.000

i	$2 \cdot b_i$ (m)	$A_{pi}$ ( $m^2$ )	$q_{pi}$ ( $kN/m^2$ )	$Q_{pui}$ ( $kN/m^2$ )	$T_{ai}$ ( $kN/本$ )
1	0.300	0.090	24.57	970.63	29.12
2	0.300	0.090	27.66	1092.74	32.78
3	0.300	0.090	30.17	1191.91	35.76
4	0.300	0.090	34.25	1353.06	40.59
5	0.300	0.090	39.90	1576.19	47.29
6	0.300	0.090	45.55	1799.33	53.98
7	0.300	0.090	51.20	2022.46	60.67
8	0.300	0.090	56.85	2245.60	67.37
9	0.300	0.090	62.50	2468.73	74.06
10	0.300	0.090	67.10	2650.58	79.52

(3) アンカープレートの許容引抜き抵抗力

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

ただし、

$T_i$  : アンカープレートに作用する引抜き力 ( $kN/本$ )

$T_{ai}$  : アンカープレートの許容引抜き抵抗力 ( $kN/本$ )

$b_i$  : アンカープレートの全幅の 1/2 (m)

$\Delta L_i$  : タイバーの水平方向の間隔 (m)

$L_i$  : 壁面から i 段目の仮想背面 (アンカープレート位置) までの距離 (m)

i	$2 \cdot b_i$ (m)	$\Delta L_i$ (m)	$L_i$ (m)	$T_i$ ( $kN/本$ )	$T_{ai}$ ( $kN/本$ )	判定
1	0.300	0.750	7.500	7.23	29.12	○
2	0.300	0.750	7.000	17.45	32.78	○
3	0.300	0.750	6.000	21.43	35.76	○
4	0.300	0.750	5.500	25.41	40.59	○
5	0.300	0.750	5.500	29.39	47.29	○
6	0.300	0.750	5.500	33.37	53.98	○
7	0.300	0.750	5.500	37.36	60.67	○
8	0.300	0.750	5.500	41.34	67.37	○
9	0.300	0.750	5.500	45.32	74.06	○
10	0.300	0.750	5.500	24.15	79.52	○

### 3.4 常時の外的安定検討

#### 3.4.1 滑動に対する安定

##### (1) 補強土壁の背面に作用する土圧力

仮想背面に作用する土圧を試行くさび法により計算する。

B : 擬似擁壁の幅 (補強領域の長さ) = 5.615 (m)

$h_0$  : すべり基準高さ = 0.000 (m)

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

c : 盛土材の粘着力 = 0.00 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi$  : 盛土材の内部摩擦角 = 30.0 (°)

$\delta'$  : 擬似擁壁背面と盛土材との摩擦角 = 29.05 (°)

$W_1$  : 擬似擁壁の自重 = 1099.62 (kN/m)

$W_q$  : 擬似擁壁上の載荷重 = 0.000 (kN/m)

$\omega$  : すべり線と水平面のなす角度 = 52.24 (°)

$L_s$  : すべり線の長さ = 18.341 (m)

$W_2$  : くさびの自重 + くさび上の載荷重 = 1474.07 (m)

P : 背面土圧 = 561.89 (kN/m)

$P_H$  : 土圧 P の水平方向成分 =  $P \cdot \cos \delta = 491.18$  (kN/m)

$P_V$  : 土圧 P の鉛直方向成分 =  $P \cdot \sin \delta = 272.88$  (kN/m)

$$P = \frac{\{-C \cdot L_s \cdot \cos \phi - W_2 \cdot \sin(\phi - \omega)\}}{\cos(\delta + \phi - \omega)}$$

ただし、

P : 土圧計算するくさびブロックから受働側仮想面に作用する土圧合力 (背面土圧)

$\delta'$  : 土圧計算するくさびブロックの受働側および主働側仮想面の壁面摩擦角

$W_2$  : 土圧計算するくさびブロックの自重

$L_s, \omega$  : 土圧計算するくさびブロックのすべり線の長さおよびすべり線が水平線となす角

##### (2) 滑動に作用する安定

擬似擁壁の滑動に対して安全率を求める。

$$F_s = \frac{C \cdot B + \mu \cdot \Sigma V}{\Sigma H}$$

$$= \frac{C \cdot B + \mu \cdot (P_V + W_r)}{P_H} = 1.64 \geq F_{sa} = 1.500 \dots \text{安定している}$$

ただし、

$F_s$  : 滑動に対する安全率

$F_{sa}$  : 滑動に対する許容安全率

$\Sigma V$  : 擬似擁壁の底面における全鉛直荷重 = 1398.79 (kN/m)

$\Sigma H$  : 擬似擁壁の底面における全水平荷重 = 491.18 (kN/m)

$B$  : 擬似擁壁の幅 (補強領域の長さ) = 5.615 (m)

$c$  : 擬似擁壁底面と基礎地盤との間の付着力 = 0.00 (kN/m<sup>2</sup>)

$\mu$  : 擬似擁壁の底面と基礎地盤との摩擦係数 = 0.577

$W_r$  : 擬似擁壁の自重および上載荷重の合計 (kN/m)

$$W_r = W_1 + W_q = 1125.91 + 0.000 = 1125.91 \text{ (kN/m)}$$

### 3.4.2 基礎地盤 (補強土壁全幅) に対する検討

擬似擁壁底面に作用する自重、上載荷重、並びに仮想背面の土圧による地盤反力度を考慮する。

#### (1) 基礎地盤の極限支持力度

$$Q_u = k \cdot C' \cdot N'_c + k \cdot \gamma' \cdot D_f \cdot N'_q + \gamma' \cdot B \cdot N'_r / 2 = 996.84 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ただし、

$Q_u$  : 基礎地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$k$  : 根入れ効果に対する割増し係数

$$k = 1 + 0.3 \cdot D_f / B = 1.027$$

$D_f$  : 基礎地盤への有効根入れ深さ = 0.5 (m)

$B$  : 擬似擁壁の幅 (補強領域の長さ) = 5.615 (m)

$\gamma'$  : 基礎地盤の単位体積重量 = 18.0 (kN/m<sup>3</sup>)

$C'$  : 基礎地盤の粘着力 = 50.0 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi'$  : 基礎地盤のせん断抵抗角 = 30.0 (°)

$N'_c$  : 支持力係数 = 14.710

$N'_q$  : 支持力係数 = 8.221

$N'_r$  : 支持力係数 = 3.279

$\tan \theta$  : 荷重の傾斜 =  $\Sigma H / \Sigma V = 0.351$

$\Sigma V$  : 擬似擁壁の底面における全鉛直荷重

$$\Sigma V = P_v + W_r = 272.88 + 1125.91 = 1398.79 \text{ (kN/m)}$$

$\Sigma H$  : 擬似擁壁の底面における全水平荷重

$$\Sigma H = P_H = 491.18 \text{ (kN/m)}$$

(2) 補強土壁全幅の支持力に関する検討

$$Q = \frac{\Sigma V}{B} = 249 \leq Q_a = 498 \text{ (kN/m}^2\text{)} \cdots \text{満足している}$$

ただし、

$Q$  : 地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$Q_a$  : 地盤の許容支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$Q_a = Q_u / F_s = 498 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$Q_u$  : 地盤の極限支持力度 = 996.84 (kN/m<sup>2</sup>)

$F_s$  : 地盤の支持に対する安全率 = 2.000

$\Sigma V$  : 擬似擁壁の底面における全鉛直荷重 = 1398.79 (kN/m)

$B$  : 擬似擁壁の幅 (補強領域の長さ) = 5.615 (m)

3.4.3 基礎地盤 (壁面直下) に関する検討

基礎上に作用する壁面材重量、土圧鉛直成分等による地盤反力度を考慮する。

(1) 壁面に作用する鉛直土圧

$$P_v = \Sigma P_i \cdot \sin \delta \cdot \Delta H_i = 137.07 \text{ (kN/m)}$$

ただし、

$P_v$  : 土圧の鉛直分力 (kN/m)

$P_i$  : 壁面土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\delta$  : 壁面摩擦角 = 20.0 (°)

$\Delta H_i$  : 鉛直方向の間隔 (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	20.52	0.342	0.500	3.51
2	1.000	24.76	0.342	1.000	8.47
3	2.000	30.41	0.342	1.000	10.40
4	3.000	36.06	0.342	1.000	12.33
5	4.000	41.71	0.342	1.000	14.26
6	5.000	47.35	0.342	1.000	16.20
7	6.000	53.00	0.342	1.000	18.13
8	7.000	58.65	0.342	1.000	20.06
9	8.000	64.30	0.342	1.000	21.99
10	8.815	68.54	0.342	0.500	11.72
				$P_v = 137.07$	

(2) 基礎コンクリート下部に作用する鉛直荷重

$$\Sigma V_B = W_w + W_c + P_v = 163.71 \text{ (kN/m)}$$

ただし、

$\Sigma V_B$  : 壁面直下において基礎地盤に作用する全鉛直荷重 (kN/m)

$W_w$  : 壁面材自重 (kN/m)

$$W_w = W_{wu} \cdot H = 24.79 \text{ (kN/m)}$$

$W_{wu}$  : 壁面材  $1\text{m}^2$  当たりの重量 = 2.61 (kN/m<sup>2</sup>)

$H$  : 補強土壁の全高 = 9.500 (m)

$W_c$  : 基礎コンクリート自重による鉛直力 (kN/m)

$$W_c = \gamma_c \cdot b_c \cdot h_c = 1.840 \text{ (kN/m)}$$

$\gamma_c$  : 基礎コンクリートの単位体積重量 = 23.000 (kN/m<sup>3</sup>)

$b_c$  : 基礎コンクリートの幅 = 0.400 (m)

$h_c$  : 基礎コンクリートの高さ = 0.200 (m)

$P_v$  : 壁面に働く鉛直土圧 = 137.07 (kN/m)

(3) 基礎地盤の極限支持力度

$$Q_{uB} = k_B \cdot C' \cdot N'_c + k_B \cdot \gamma' \cdot D_{fB} \cdot N'_q + \gamma' \cdot b_c \cdot N'_r / 2 = 2685.57 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ただし、

$Q_{uB}$  : 基礎地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$k_B$  : 根入れ効果に対する割増し係数

$$k_{aB} = 1 + 0.3 \cdot D_{fB} / b_c = 1.525$$

$D_{fB}$  : 基礎地盤への有効根入れ深さ

$$D_{fB} = D_f + h_c = 0.700 \text{ (m)}$$

$b_c$  : 基礎コンクリートの幅 = 0.400 (m)

$h_c$  : 基礎コンクリートの高さ = 0.200 (m)

$C'$  : 基礎地盤の粘着力 = 50.000 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma'$  : 基礎地盤の単位体積重量 = 18.000 (kN/m<sup>3</sup>)

$\tan \theta$  : 荷重の傾斜 = 0.000

$N'_c$  : 支持力係数 = 30.000

$N'_q$  : 支持力係数 = 18.000

$N'_r$  : 支持力係数 = 14.500

(4) 壁面直下の支持力に対する検討

$$Q_B = \frac{\sum V_B}{b_c} = 409 \leq Q_{Ba} = 1343 \text{ (kN/m}^2\text{)} \cdots \text{満足している}$$

ただし、

$Q_B$  : 地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

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

$$Q_{Ba} = Q_{uB} / F_s = 1343 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$Q_{uB}$  : 地盤の極限支持力度 = 2685.57 (kN/m<sup>2</sup>)

$F_s$  : 地盤の支持に対する安全率 = 2.000

$\sum V_B$  : 壁面直下において基礎地盤に作用する全鉛直荷重 = 163.71 (kN/m)

$b_c$  : 基礎コンクリートの幅 (補強領域の長さ) = 0.400 (m)

3.4.4 転倒に対する検討

転倒に対する検討結果

$$e = B/2 - d = 0.209 \leq B/6 = 0.936 \cdots \text{OK}$$

ただし、

$B$  : 擬似擁壁の幅 (補強領域の長さ) (m)

$d$  : 補強土壁つま先から合力作用点までの距離 (m)

$$d = \frac{\sum M}{\sum V}$$

ただし、

$\sum M$  : つま先まわりのモーメント = 4140.36 (kN・m/m)

$\sum V$  : 擬似擁壁の底面における全鉛直荷重 = 1593.33 (kN・m/m)

3.5 常時の円弧すべりによる安定検討

3.5.1 各段に発生する補強せん断強度増分

常時のアンカープレートの引抜き抵抗力から補強効果によるせん断力増分を求める。

$$\alpha_{ni} = \frac{T_{pi}}{2 \times \Delta H_i \times \Delta L_i} \times \sqrt{K_p}$$

ただし、

$K_p = 3.00$

$\phi = 30^\circ$

$$T_{pi} = \text{Min}(T_{ai}, R_{ti})$$

ただし、

$\alpha_{ri}$  : 盛土の補強せん断強度増分 (kN/m<sup>2</sup>)

$T_{pi}$  : 常時の補強材の最小許容引張力 (kN/本)

$R_{ri}$  : 降伏点強度による補強材の引張強さ (kN/本)

$\Delta H_i$  : 鉛直方向の間隔 (m)

$\Delta L_i$  : タイバーの水平方向の間隔 (m)

$T_{ai}$  : i 段目タイバー位置でのアンカープレート許容引抜き抵抗 (kN/本)

$F_s$  : 鋼材許容応力の降伏点強度に対する安全率=1.68, 1.76

$z_i$  : 壁面天端より i 段目のタイバーまでの深さ (m)

i	$z_i$ (m)	$\Delta H_i$ (m)	$\Delta L_i$ (m)	$T_{ai}$ (kN/ 本)	$R_{ri}$ (kN/ 本)	$T_{pi}$ (kN/ 本)	$\alpha_{ri}$ (kN/ m <sup>2</sup> )
1	0.175	(1.000)	0.750	29.12	50.16	29.12	33.62
2	1.000	1.000	0.750	32.78	54.91	32.78	37.85
3	2.000	1.000	0.750	35.76	54.91	35.76	41.29
4	3.000	1.000	0.750	40.59	54.91	40.59	46.87
5	4.000	1.000	0.750	47.29	54.91	47.29	54.60
6	5.000	1.000	0.750	53.98	70.93	53.98	62.33
7	6.000	1.000	0.750	60.67	70.93	60.67	70.06
8	7.000	1.000	0.750	67.37	89.06	67.37	77.79
9	8.000	1.000	0.750	74.06	89.06	74.06	85.52
10	8.815	(1.000)	0.750	79.52	67.76	67.76	78.24

### 3.5.2 補強土壁の円弧すべり安定計算

(1) 補強土壁の内的安定に対する計算式

$$F_s = \frac{R \sum (c_i l_i + W_i \cdot \cos \theta_i \cdot \tan \phi_i)}{R \sum W_i \cdot \sin \theta_i}$$

ただし、

$F_s$  : 円弧すべりに対する安全率

$R$  : すべり円弧の半径 (m)

$c_i$  : 土の粘着力、または補強せん断強度増分  $\alpha_r$  (kN/m<sup>2</sup>)

$l_i$  : スライス底面の長さ (m)

$W_i$  : スライスの全重量 (kN/m)

$\theta_i$  : スライス底面が水平面となす角度 (°)

$\phi_i$  : 内部摩擦角 (°)



(2) 補強時の円弧すべり安定計算結果

項目	記号	単位	常時
最小安全率	$F_{s_{min}}$		1.612
	$F_{sa}$		(1.200)
抵抗モーメント	$M_R + M_T$	kN・m/m	34013.7
起動モーメント	$M_D$		21100.2
円中心X座標	X	m	0.000
円中心Y座標	Y		16.0
半径	R	m	16.000

( ) 内は許容値

### 3.6 地震時の内的安定の検討

#### 3.6.1 タイバーに作用する引張力の算出

##### (1) 壁面における主働土圧係数

地震時の内的安定計算の土圧には下記の式を用いる。

$$K_{AE} = K_A + \frac{k_h}{\tan \theta_A} = 0.399$$

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

$\theta_A$  : 常時主働崩壊角 = 56.0 (°)

$K_A$  : 常時の主働土圧係数 = 0.297

$k_h$  : 設計水平震度 = 0.15

##### (2) タイバーに作用する引張力

##### 1) 壁面に作用する土圧強度

内的安定計算においては、 $H + H_2$  を仮定の壁高として土圧強度を算出する。

$$p_i = K_{AE} \cdot \gamma \cdot (z + H_2) + K_{AE} \cdot q$$

ただし、

$p_i$  : z 深さにおける壁面の主働土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_{AE}$  : 主働土圧係数 = 0.399

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

$z$  : 壁面天端からの深さ (m)

$H_2$  : 上載盛土の荷重換算高さ = 3.383 (m)

$q$  : 影響範囲内の上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

2) 壁面に作用する土圧力

$$P_i = \{p_{(i)} + p_{(i+1)}\} / 2$$

ただし、

$P_i$  :  $i$  段目のタイバー位置壁面に作用する土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$z_i$  : 壁面天端より  $i$  段目のタイバーまでの深さ (m)

$z$  :  $i$  段目のタイバーが受け持つ範囲 (m)

$i$	$z_i$ (m)	$z$ (m)	$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_i$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.175	0.000	0.000	25.62	27.51
		0.500	0.000	29.40	
2	1.000	0.500	0.000	29.40	33.19
		1.500	0.000	36.98	
3	2.000	1.500	0.000	36.98	40.76
		2.500	0.000	44.55	
4	3.000	2.500	0.000	44.55	48.33
		3.500	0.000	52.12	
5	4.000	3.500	0.000	52.12	55.91
		4.500	0.000	59.69	
6	5.000	4.500	0.000	59.69	63.48
		5.500	0.000	67.27	
7	6.000	5.500	0.000	67.27	71.05
		6.500	0.000	74.84	
8	7.000	6.500	0.000	74.84	78.62
		7.500	0.000	82.41	
9	8.000	7.500	0.000	82.41	86.20
		8.500	0.000	89.98	
10	8.815	8.500	0.000	89.98	91.88
		9.000	0.000	93.77	

3) 壁面に作用する水平土圧力

$$P_{hi} = P_i \cdot \cos \delta \cdot \Delta H_i \cdot \Delta L_i$$

ただし、

$P_{hi}$  :  $i$  段目のタイバー位置壁面に作用する水平土圧力 (kN/本)

$P_i$  :  $i$  段目のタイバー位置壁面に作用する土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\delta$  : 壁面摩擦角 = 15.0 (°)

$\Delta H_i$  : タイバーの鉛直方向の間隔 (m)

$\Delta L_i$  : タイバーの水平方向の間隔 (m)

4) 壁面に作用する設計水平震度による水平力

$$W_{hi} = W_{wu} \cdot kh \cdot \Delta H_i \cdot \Delta L_i$$

ただし、

$W_{hi}$  : 設計水平震度による壁面材の水平力 (kN/本)

$\Delta H_i$  : タイバーの鉛直方向の間隔 (m)

$\Delta L_i$  : タイバーの水平方向の間隔 (m)

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

$kh$  : 設計水平震度 = 0.15

5) タイバーに作用する引張力

$$T_i = P_{hi} + W_{hi}$$

ただし、

$T_i$  : i 段目のタイバーに作用する引張力 (kN/本)

$P_{hi}$  : i 段目のタイバー位置壁面に作用する水平土圧力 (kN/本)

$W_{hi}$  : 設計水平震度による壁面材の水平力 (kN/本)

i	$z_i$ (m)	$P_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\cos \delta$ (m)	$\Delta H_i$ (m)	$\Delta L_i$ (kN/本)	$P_{hi}$ (kN/本)	$W_{hi}$ (kN/本)	$T_i$ (kN/本)
1	0.175	27.51	0.966	0.500	0.750	9.96	0.15	10.11
2	1.000	33.19	0.966	1.000	0.750	24.04	0.29	24.34
3	2.000	40.76	0.966	1.000	0.750	29.53	0.29	29.82
4	3.000	48.33	0.966	1.000	0.750	35.02	0.29	35.31
5	4.000	55.91	0.966	1.000	0.750	40.50	0.29	40.80
6	5.000	63.48	0.966	1.000	0.750	45.99	0.29	46.28
7	6.000	71.05	0.966	1.000	0.750	51.47	0.29	51.77
8	7.000	78.62	0.966	1.000	0.750	56.96	0.29	57.25
9	8.000	86.20	0.966	1.000	0.750	62.44	0.29	62.74
10	8.815	91.88	0.966	0.500	0.750	33.28	0.15	33.43

### 3.6.2 部材の選定

i	引張力	タイバー	コネクター	アンカープレート	接続ロッド用止ボルト
	Ti (許容引張力)	呼称径 (許容引張力)	サイズ (許容引張力)	規格 (許容引張力)	ボルト強度 (許容引張力)
1	10.11	M18	3.2S	サブ75 M18	M20(8.8T):S用
		(46.7)	(50.0)	(78.6)	(42.8)
2	24.34	M18	3.2D	サブ75 M18	M20(8.8T):D用
		(46.7)	(48.7)	(78.6)	(69.3)
3	29.82	M18	3.2D	サブ75 M18	M20(8.8T):D用
		(46.7)	(48.7)	(78.6)	(69.3)
4	35.31	M18	3.2D	サブ75 M18	M20(8.8T):D用
		(46.7)	(48.7)	(78.6)	(69.3)
5	40.80	M18	3.2D	サブ75 M18	M20(8.8T):D用
		(46.7)	(48.7)	(78.6)	(69.3)
6	46.28	M20	4.5D	サブ75 M20	M22(8.8T):D用
		(60.3)	(77.9)	(87.2)	(85.4)
7	51.77	M20	4.5D	サブ75 M20	M22(8.8T):D用
		(60.3)	(77.9)	(87.2)	(85.4)
8	57.25	M22	4.5D	サブ150 M22	M22(8.8T):D用
		(75.7)	(77.9)	(93.2)	(85.4)
9	62.74	M22	4.5D	サブ150 M22	M22(8.8T):D用
		(75.7)	(77.9)	(93.2)	(85.4)
10	33.43	M22	4.5S	サブ150 M22	M22(8.8T):S用
		(75.7)	(77.6)	(93.2)	(57.8)

### 3.6.3 タイバーの必要長さ（アンカープレート埋設位置）の検討

設計タイバー長は主働崩壊線より所定の定着長を確保し、施工性を考慮して決定する。

$$L_{ri} = L_{r1i} + L_{r2i}$$

ただし、

$L_{ri}$  : タイバーの必要長さ (m)

$L_{r1i}$  : i 段目タイバーの高さで壁背面から主働崩壊線までの距離 (m)

$L_{r2i}$  : 定着長 (m)

$h$  : 壁下面からの距離 (m)

$\theta_{AE}$  : 盛土の主働崩壊角 = 56.0 (°)

i	h (m)	$L_{r1i}$ (m)	$L_{r2i}$ (m)	必要長 $L_{ri}$ (m)	設計長 $L_i$ (m)
1	8.825	5.956	1.200	7.156	7.500
2	8.000	5.399	1.200	6.599	7.000
3	7.000	4.724	1.200	5.924	6.000
4	6.000	4.049	1.200	5.249	5.500
5	5.000	3.375	1.200	4.575	5.500
6	4.000	2.700	1.200	3.900	5.500
7	3.000	2.025	1.200	3.225	5.500
8	2.000	1.350	1.200	2.550	5.500
9	1.000	0.675	1.200	1.875	5.500
10	0.185	0.125	1.200	1.325	5.500

### 3.6.4 アンカープレートの引抜きに対する検討

(1) アンカープレート周りの拘束圧

$$q_{pi} = K_{AE} \cdot \gamma \cdot (H_{pi} + z_i) + K_{AE} \cdot q_i$$

ただし、

$q_{pi}$  : i 段目のタイバーのアンカープレート周りの拘束力 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_{AE}$  : 主働土圧係数 = 0.399

$\gamma$  : 盛土材の単位体積重量 = 19.000 (kN/m<sup>3</sup>)

$H_{pi}$  : アンカープレートの埋設位置での上載盛土高さ (m)

$z_i$  : 壁面天端より i 段目のタイバーまでの深さ (m)

$q_i$  : アンカープレート位置での上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

(2) アンカープレートの許容引抜き抵抗力

1) 壁面に作用する土圧強度

$$Q_{pui} = c \cdot N_c + q_{pi} \cdot N_q - q_{pi}$$

ただし、

$Q_{pui}$  : アンカープレートの極限引抜き抵抗力 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_{pi}$  : アンカープレート周りの拘束力 (kN/m<sup>2</sup>)

$C$  : 盛土材の粘着力=0.00 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi$  : 盛土材の内部摩擦角=30.0 (°)

$N_c$  : 引抜き支持力係数=73.0

[多数アンカー設計施工マニュアル支持力係数表より]

$N_q$  : 引抜き支持力係数=40.5

[多数アンカー設計施工マニュアル支持力係数表より]

i	$z_i$ (m)	$H_{pi}$ (m)	$q_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{pi}$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.175	3.675	0.000	32.94
2	1.000	3.397	0.000	37.08
3	2.000	2.842	0.000	40.45
4	3.000	2.564	0.000	45.92
5	4.000	2.564	0.000	53.49
6	5.000	2.564	0.000	61.06
7	6.000	2.564	0.000	68.64
8	7.000	2.564	0.000	76.21
9	8.000	2.564	0.000	83.78
10	8.815	2.564	0.000	89.95

2) アンカープレートの許容引抜き抵抗力

$$T_{ai} = Q_{pui} \cdot A_{pi} / F_{pu}$$

ただし、

$T_{ai}$  : i段目タイバー位置でのアンカープレート許容引抜き抵抗力 (kN/本)

$Q_{pui}$  : アンカープレートの極限引抜き抵抗力 (kN/m<sup>2</sup>)

$b_i$  : アンカープレートの全幅の1/2 (m)

$A_{pi}$  : i段目タイバーのアンカープレートの面積 (m<sup>2</sup>)

$F_{pu}$  : アンカープレートの極限引抜き抵抗力に対する安全率=2.000

3) アンカープレートの許容引抜き抵抗

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

ただし、

$T_i$  : アンカープレートに作用する引抜き力 (kN/本)

$T_{ai}$  : アンカープレートの許容引抜き抵抗 (kN/本)

i	$2 \cdot b_i$ (m)	$\Delta L_i$ (m)	$L_i$ (m)	$T_i$ (kN/本)	$T_{pi}$ (kN/本)	判定
1	0.300	0.750	7.500	10.11	58.55	O
2	0.300	0.750	7.000	24.34	65.92	O
3	0.300	0.750	6.000	29.82	71.90	O
4	0.300	0.750	5.500	35.31	81.62	O
5	0.300	0.750	5.500	40.80	95.08	O
6	0.300	0.750	5.500	46.28	108.54	O
7	0.300	0.750	5.500	51.77	122.00	O
8	0.300	0.750	5.500	57.25	135.46	O
9	0.300	0.750	5.500	62.74	148.92	O
10	0.300	0.750	5.500	33.43	159.89	O

### 3.7 地震時の外的安定検討

#### 3.7.1 滑動に関する安定

##### (1) 補強土壁の背面に作用する土圧力

多数アンカー式補強土壁の外部安定の検討では、補強領域の自重に起因する地震時慣性力と背面土の地震時土圧が同時に作用することはないとして、どちらか大きい方の値で影響を考慮する。

ここでは、補強領域の自重に起因する地震時慣性力と常時土圧の組合せによる計算例を示す。

##### (2) 滑動に作用する安定

擬似擁壁の滑動に対して安全率を求める。

$$F_s = \frac{c \cdot B + \mu \cdot \Sigma V}{\Sigma H}$$
$$= \frac{c \cdot B + \mu \cdot (P_v + W_r)}{k_h \cdot W_1 + P_H} = 1.235 \geq F_{sa} = 1.200 \dots \text{安定している}$$

ただし、

$F_s$  : 滑動に対する安全率

$F_{sa}$  : 滑動に対する許容安全率

$\Sigma V$  : 擬似擁壁の底面における全鉛直荷重 = 1393.77 (kN/m)

$\Sigma H$  : 擬似擁壁の底面における全水平荷重 = 651.02 (kN/m)

$B$  : 擬似擁壁の幅 (補強領域の長さ) = 5.615 (m)

$c$  : 擬似擁壁底面と基礎地盤との間の付着力 = 0.000 (kN/m<sup>2</sup>)

$\mu$  : 擬似擁壁の底面と基礎地盤との摩擦係数 = 0.577

$W_r$  : 擬似擁壁の自重 = 1125.91 (kN/m)

#### 3.7.2 基礎地盤 (補強土壁全幅) に関する検討

擬似擁壁底面に作用する自重、上載荷重、並びに仮想背面の土圧による地盤反力度を考慮する。

##### (1) 基礎地盤の極限支持力度

$$Q_u = k \cdot C' \cdot N'_c + k \cdot \gamma' \cdot D_f \cdot N'_q + \gamma' \cdot B \cdot N'_r / 2 = 684.72 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



ただし、

$Q_u$  : 基礎地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$k$  : 根入れ効果に対する割増し係数

$$k = 1 + 0.3 \cdot D_f / B = 1.027$$

$D_f$  : 基礎地盤への有効根入れ深さ = 0.5 (m)

$B$  : 擬似擁壁の幅 (補強領域の長さ) = 5.615 (m)

$\gamma'$  : 基礎地盤の単位体積重量 = 18.000 (kN/m<sup>3</sup>)

$c'$  : 基礎地盤の粘着力 = 50.000 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi'$  : 基礎地盤のせん断抵抗角 = 30.0 (°)

$N'_c$  : 支持力係数 = 10.786

$N'_q$  : 支持力係数 = 5.457

$N'_r$  : 支持力係数 = 1.595

$\tan \theta$  : 荷重の傾斜 =  $\Sigma H / \Sigma V = 0.467$

$\Sigma V$  : 擬似擁壁の底面における全鉛直荷重

$$\Sigma V = P_V + W_r = 267.85 + 1125.91 = 1393.77 \text{ (kN/m)}$$

$\Sigma H$  : 擬似擁壁の底面における全水平荷重 (kN/m)

$$\Sigma H = P_H = 651.02 \text{ (kN/m)}$$

## (2) 基礎支持力に対する検討

$$Q = \frac{\Sigma V}{B} = 248 \leq Q_a = 456 \text{ (kN/m}^2\text{)} \cdots \text{満足している}$$

ただし、

$Q$  : 基礎地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$Q_a$  : 基礎地盤の許容支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$Q_a = Q_u / F_s = 456 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$Q_u$  : 基礎地盤の許容支持力度 = 684.72 (kN/m<sup>2</sup>)

$F_s$  : 地盤の支持に対する安全率 = 1.500

$\Sigma V$  : 擬似擁壁の底面における全鉛直荷重 = 1393.77 (kN/m)

$B$  : 擬似擁壁の幅 (補強領域の長さ) = 5.615 (m)

### 3.7.3 基礎地盤（壁面直下）に関する検討

基礎上に作用する壁面材重量、土圧鉛直成分等による地盤反力度を考慮する。

#### (1) 壁面に作用する鉛直土圧

$$P_v = \sum P_i \cdot \sin \delta \cdot \Delta H_i = 139.05 \text{ (kN/m)}$$

ただし、

$P_v$  : 土圧の鉛直分力 (kN/m)

$P_i$  : 壁面土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\delta$  : 壁面摩擦角 = 15.0 (°)

$\Delta H_i$  : 鉛直方向の間隔 (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	27.51	0.259	0.500	3.56
2	1.000	33.19	0.259	1.000	8.59
3	2.000	40.76	0.259	1.000	10.55
4	3.000	48.33	0.259	1.000	12.51
5	4.000	55.91	0.259	1.000	14.47
6	5.000	63.48	0.259	1.000	16.43
7	6.000	71.05	0.259	1.000	18.39
8	7.000	78.62	0.259	1.000	20.35
9	8.000	86.20	0.259	1.000	22.31
10	8.815	91.88	0.259	0.500	11.89
				$P_v=139.05$	

#### (2) 基礎コンクリート下部に作用する鉛直荷重

$$\sum V_B = W_w + W_c + P_v = 165.68 \text{ (kN/m)}$$

ただし、

$\sum V_B$  : 壁面直下において基礎地盤に作用する全鉛直荷重 (kN/m)

$W_w$  : 壁面材自重 (kN/m)

$$W_w = W_{wu} \cdot H = 24.79 \text{ (kN/m)}$$

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

$H$  : 補強土壁の全高 = 9.500 (m)

$W_c$  : 基礎コンクリート自重による鉛直力 (kN/m)

$$W_c = \gamma_c \cdot b_c \cdot h_c = 1.840 \text{ (kN/m)}$$

$\gamma_c$  : 基礎コンクリートの単位体積重量 = 23.000 (kN/m<sup>3</sup>)

- $b_c$  : 基礎コンクリートの幅 = 0.400 (m)
- $h_c$  : 基礎コンクリートの高さ = 0.200 (m)
- $P_v$  : 壁面に働く鉛直土圧 = 139.05 (kN/m)

(3) 基礎地盤の極限支持力度

$$Q_{uB} = k_B \cdot C' \cdot N'_c + k_B \cdot \gamma' \cdot D_{fB} \cdot N'_q + \gamma' \cdot b_c \cdot N'_r / 2 = 2685.57 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ただし、

- $Q_{uB}$  : 基礎地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $k_B$  : 根入れ効果に対する割増し係数  
 $k_{aB} = 1 + 0.3 \cdot D_{fB} / b_c = 1.525$
- $D_{fB}$  : 基礎地盤への有効根入れ深さ  
 $D_{fB} = D_f + h_c = 0.700 \text{ (m)}$
- $b_c$  : 基礎コンクリートの幅 = 0.400 (m)
- $h_c$  : 基礎コンクリートの高さ = 0.200 (m)
- $C'$  : 基礎地盤の粘着力 = 50.000 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\gamma'$  : 基礎地盤の単位体積重量 = 18.000 (kN/m<sup>3</sup>)
- $\tan \theta$  : 荷重の傾斜 = 0.000
- $N'_c$  : 支持力係数 = 30.000
- $N'_q$  : 支持力係数 = 18.000
- $N'_r$  : 支持力係数 = 14.500

(4) 壁面直下の支持力に対する検討

$$Q_B = \frac{\sum V_B}{b_c} = 414 \leq Q_{Ba} = 1790 \text{ (kN/m}^2\text{)} \dots \text{満足している}$$

ただし、

- $Q_B$  : 地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $Q_{Ba}$  : 地盤の許容支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $Q_{Ba} = Q_{uB} / F_s = 1790 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
- $Q_{uB}$  : 地盤の極限支持力度 = 2685.57 (kN/m<sup>2</sup>)
- $F_s$  : 地盤の支持に対する安全率 = 1.500
- $\sum V_B$  : 壁面直下において基礎地盤に作用する全鉛直荷重 = 165.68 (kN/m)
- $b_c$  : 基礎コンクリートの幅 (補強領域の長さ) = 0.400 (m)

### 3.7.4 転倒に関する検討

転倒に対する検討結果

$$e = B/2 - d = 0.944 \leq B/6 = 1.872 \dots \text{OK}$$

ただし、

B : 擬似擁壁の幅(補強領域の長さ) (m)

d : 補強土壁つま先から合力作用点までの距離 (m)

$$d = \frac{\sum M}{\sum V}$$

ただし、

$\sum M$  : つま先まわりのモーメント=2959.39 (kN・m/m)

$\sum V$  : 擬似擁壁の底面における全鉛直荷重=1588.30 (kN/m)

### 3.8 地震時の円弧すべりによる安定検討

#### 3.8.1 各段に発生する補強せん断強度増分

地震時のアンカープレート引抜き抵抗から補強効果によるせん断力増分を求める。

$$\alpha_{ri} = \frac{T_{pi}}{2 \times \Delta H_i \times \Delta L_i} \times \sqrt{K_p}$$

ただし、

$\alpha_{ri}$  : 盛土の補強せん断強度増分 (kN/m<sup>2</sup>)

$T_{pi}$  : 地震時の補強材の最小許容引張力 (kN/本)

$R_{ti}$  : 降伏点強度による補強材の引張強さ (kN/本)

$\Delta H_i$  : 鉛直方向の間隔 (m)

$\Delta L_i$  : タイバーの水平方向の間隔 (m)

$T_{ai}$  : i 段目タイバー位置でのアンカープレート許容引抜き抵抗 (kN/本)

$F_s$  : 鋼材許容応力の降伏点強度に対する安全率=1.68, 1.76

i	$z_i$ (m)	$\Delta H_i$ (m)	$\Delta L_i$ (m)	$T_{ai}$ (kN/本)	$R_{ri}$ (kN/本)	$T_{Pi}$ (kN/本)	$\alpha_{ri}$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.175	(1.000)	0.750	58.55	50.16	50.16	57.92
2	1.000	1.000	0.750	65.92	54.91	54.91	63.41
3	2.000	1.000	0.750	71.90	54.91	54.91	63.41
4	3.000	1.000	0.750	81.62	54.91	54.91	63.41
5	4.000	1.000	0.750	95.08	54.91	54.91	63.41
6	5.000	1.000	0.750	108.54	70.93	70.93	81.90
7	6.000	1.000	0.750	122.00	70.93	70.93	81.90
8	7.000	1.000	0.750	135.46	89.06	89.06	102.83
9	8.000	1.000	0.750	148.92	89.06	89.06	102.83
10	8.815	(1.000)	0.750	159.89	67.76	67.76	78.24

### 3.8.2 補強土壁の円弧すべり安定計算

(1) 補強土壁の内的安定に対する計算式

$$F_s = \frac{R \sum \{c_i l_i + (W_i \cdot \cos \theta_i - kh \cdot W_i \cdot \sin \theta_i) \tan \phi_i\}}{\sum (RW_i \cdot \sin \theta_i + kh \cdot W_i \cdot y_G)}$$

ただし、

$F_s$  : 円弧すべりに対する安全率

$R$  : すべり円弧の半径 (m)

$c_i$  : 土の粘着力、または補強せん断強度増分  $\alpha_r$  (kN/m<sup>2</sup>)

$l_i$  : スライス底面の長さ (m)

$W_i$  : スライスの全重量 (kN/m)

$\theta_i$  : スライス底面が水平面となす角度 (度)

$\phi_i$  : 内部摩擦角 (度)

$kh$  : 設計水平震度=0.15

$y_G$  : 円弧中心から分割片重心までの鉛直距離 (m)

(2) 補強時の円弧すべり安定計算結果

項目	記号	単位	常時
最小安全率	$F_{S_{min}}$		1.330
	$F_{sa}$		(1.000)
抵抗モーメント	$M_R + M_T$	kN・m/m	39521.0
起動モーメント	$M_D$		29716.7
円中心X座標	X	m	0.00
円中心Y座標	Y		18.000
半径	R	m	18.000

( ) 内は許容値