

M1 0.0-0.4 H=6.00

2019 年 10 月

maz6

## 目 次

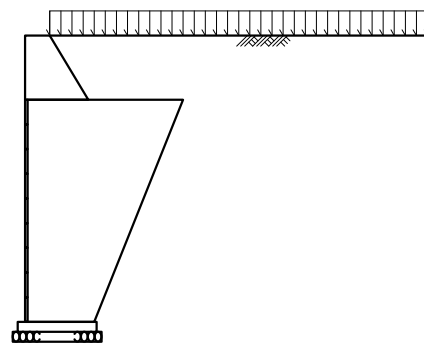
設計概説 .....	1
§ 1 設計条件 .....	5
§ 2 一般形状寸法図 .....	6
§ 3 計算結果 .....	7
§ 4 設計荷重 .....	15
§ 5 安定計算 .....	30
§ 6 ブロック各段の部材断面設計 .....	41

## 設計概説

本擁壁は、もたれ式擁壁に準じた構造の擁壁として、以下の方法で設計を行った。基本的な考えは『道路土工 擁壁工指針』に準拠した。

### (1) 設計断面

- 1) 擁壁形式      もたれ式ハーフプレキャスト擁壁
- 2) 基礎形式      直接基礎
- 3) 擁壁寸法      擁壁高さ  $H = 6.000$  (m)  
                    底版幅  $B = 1.600$  (m)  
                    勾配  $1 : 0.000$
- 4) 使用製品ブロック  
                    M1.02/0.0



[ 設 計 方 針 ・ 方 法 ]

[ 計 算 結 果 ]

### (2) 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行った。

常 時              自重 (+ 載荷重) + 土圧

地 震 時          自重 + 土圧 + 地震の影響

※ 常時に作用する土圧は、地表面上の活荷重を考慮する。

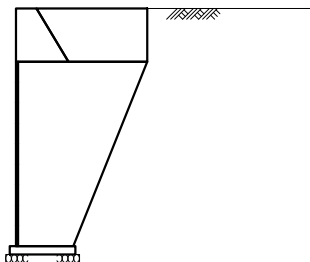
### (3) 設計荷重

設計は、以下の荷重を考慮して行った。

#### 1) 自 重

製品本体、基礎コンクリート、天端コンクリート、裏込めコンクリートおよび、製品上の土砂を自重として考慮した。

躯体 :  $W_c = 272.29$  (kN)  
裏込土 :  $W_s = 57.06$  (kN)

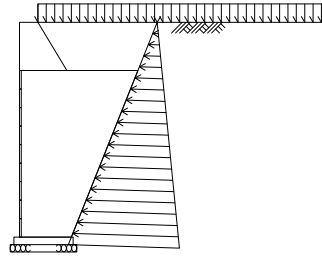


## 2) 土 圧

計算は、試行くさび法により行った。また、土圧は下図のように三角形分布するものとして計算を行った。

内部摩擦角：  $\phi = 30.00(^{\circ})$

単位体積重量：  $\gamma_s = 19.00 (\text{kN/m}^3)$

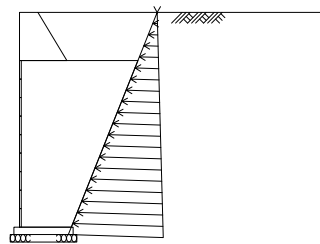


土圧 :  $P_a = 66.14 (\text{kN})$

## 3) 地震の影響

地震の影響として、躯体の自重に起因する慣性力を考慮した。また、土圧については常時で算出した土圧を準用した。

設計水平震度：  $K_h = 0.15$

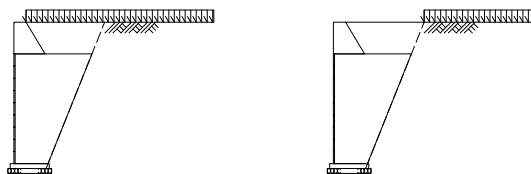


慣性力 :  $H = 49.40 (\text{kN})$

土圧 :  $P_a = 56.27 (\text{kN})$

## 4) 載 荷 重

擁壁上の載荷重は最も不利な状態を想定し、載荷する場合と、しない場合の2通りのケースを検討した。



自動車荷重

$q = 10.00 (\text{kN/m}^2)$

(4) ブロック各段における安定計算

ブロック各段の安定に対して、以下の検討を行った。

1) 滑 動

ブロック最下段(1段目)において滑動安全率による検討を行った。

製品間の摩擦係数 : 0.600

〈1段目の結果〉

常 時:  $F_s = 3.11 \geq 1.50$

地 震 時:  $F_s = 1.90 \geq 1.20$

2) 転 倒

ブロック最下段(1段目)において合力の作用位置による検討を行った。

〈1段目の結果〉

常 時:  $d = 0.916 > 0.700$

地 震 時:  $d = 0.486 \geq 0.467$

(5) 擁壁全体の安定計算

擁壁全体の安定に対して、以下の検討を行った。

1) 滑 動

滑動安全率による検討を行った。

摩擦係数 : 0.600

常 時:  $F_s = 2.97 \geq 1.50$

地 震 時:  $F_s = 1.86 \geq 1.20$

2) 転 倒

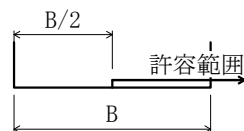
基礎底板位置での合力の作用位置による検討を行った。

常 時:  $d = 1.020 > 0.800$

地 震 時:  $d = 0.577 \geq 0.533$

(単位: m)

※ ここで、安定条件として合力の作用位置の許容範囲は、下図の通り合力の作用位置が山側に位置している場合は、条件を満足しているものとした。



3) 支 持 力

支持力の検討は、擁壁底面に作用する最大地盤反力度において照査を行った。

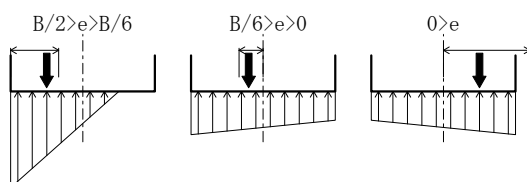
常 時:  $q = 311.90$ 以上

の支持力が必要です。

地 震 時:  $q = 375.95$ 以上

の支持力が必要です。

(単位:  $\text{kN/m}^2$ )



(6) 壁体の断面計算

ブロック各段における検討を行った。

1) 壁体の断面計算結果

ブロック各段において、曲げ応力度及び、せん断応力度の  
検討を行った。

＜ 3段目の結果＞

常 時:  $\sigma_c = 0.24 \leq 4.50$

$\tau = 0.03 \leq 0.33$

地 震 時:  $\sigma_c = 0.23 \leq 6.75$

$\tau = 0.05 \leq 0.33$

＜ 2段目の結果＞

常 時:  $\sigma_c = 0.30 \leq 4.50$

$\tau = 0.04 \leq 0.33$

地 震 時:  $\sigma_c = 0.31 \leq 6.75$

$\tau = 0.06 \leq 0.33$

(単位 :  $\text{N}/\text{mm}^2$ )

## § 1 設計条件

### 1.1 設計条件

(1) 擁壁形式	もたれ式ハーフプレキャスト擁壁
(2) 基礎形式	直接基礎
(3) 擁壁高さ	$H = 6.000 \text{ (m)}$
(4) 土 圧	試行くさび法による土圧
(5) 地表面載荷重	$q = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
(6) 設計水平震度	$K_h = c_z \cdot k_{h0} = 0.15$
地域別補正係数	$c_z = 1.00$
設計水平震度の標準値	
レベル 1 地震動 II種地盤	$k_{h0} = 0.15$
(7) 単位体積重量 コンクリート	$\gamma_c = 23.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

### 1.2 土質条件

(1) 擁壁背面の裏込め土	
せん断抵抗角	$\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
単位体積重量	$\gamma_s = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
(2) 支持地盤の定数	
擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数	$\mu = 0.600$
" の粘着力	$C = 0.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
許容地盤反力度	$q_a = 311.90 \text{ (kN/m}^2\text{) 以上必要}$

### 1.3 安定条件

(1) 滑動に対する検討	滑動安全率	$F_s \geq 1.50 \text{ (1.20)}$
(2) 転倒に対する検討	合力の作用位置	$d > 1/2 B \text{ (1/3)}$

※ ( ) は地震時

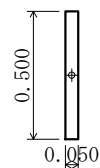
### 1.4 材料強度及び許容応力度

	(N/mm <sup>2</sup> )	常 時	地 震 時
(1) コンクリート			
設計基準強度	$\sigma_{ck}$	18	
許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	4.50	6.75
許容曲げ引張応力度	$\sigma_{ta}$	0.23	0.35
許容せん断応力度	$\tau_a$	0.33	0.33

### 1.5 使用ブロック

#### (1) M1.02/0.0 2005

製品幅 (m)	2.000			
体積		重心座標	重量	[単重]
(m <sup>3</sup> )		(m)	(kN)	(kN/m <sup>3</sup> )
製品本体	0.050	(0.025, 0.250)	1.20	[24.00]



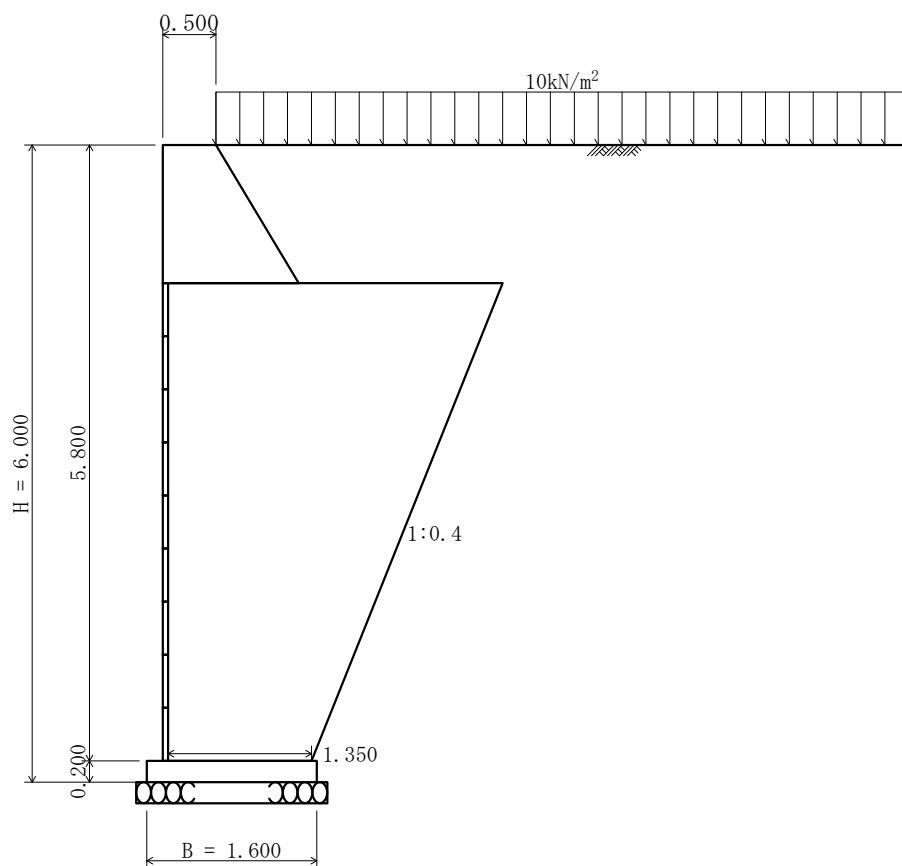
### 1.6 参考文献

一、道路土工 擁壁工指針（平成24年度版）

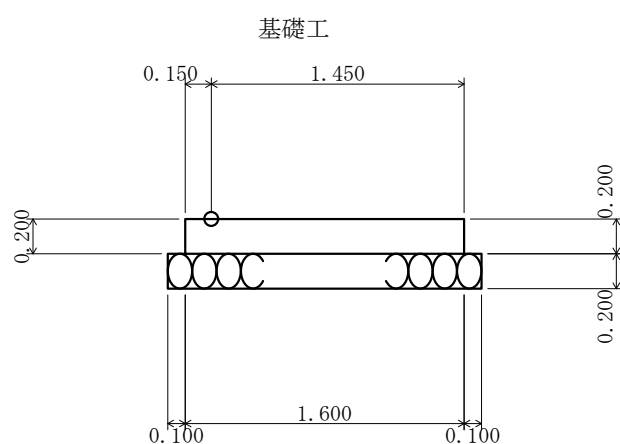
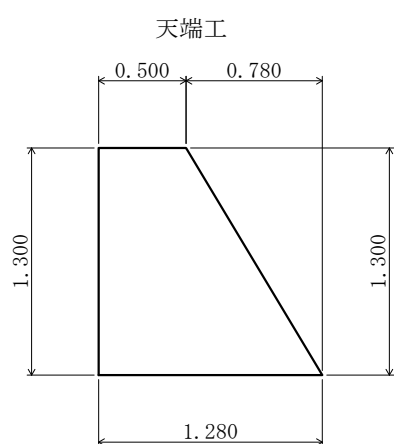
（社）日本道路協会

## § 2 一般形状寸法図

### 2.1 一般図



### 2.2 詳細図



### §3 計算結果

#### 3.1 安定計算結果

安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

##### 3.1.1 常 時 [载荷重あり]

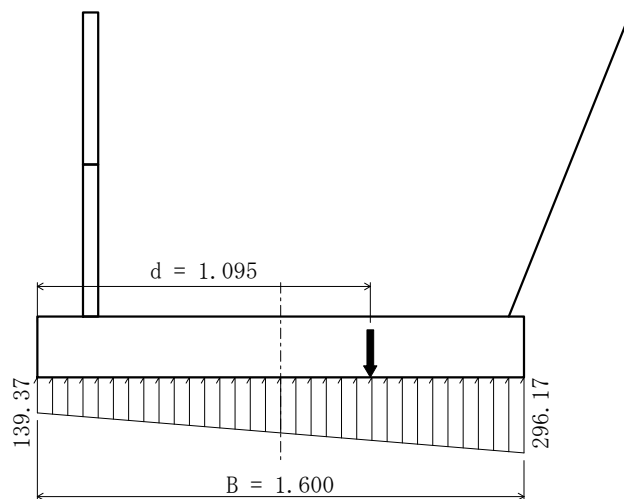
##### (1) ブロック各段の安定計算結果

	鉛直荷重 (kN)	水平荷重 (kN)	滑 動 1.50	合力位置 (m) 1/2 B	判定
1段目	347.05	61.65	3.38	0.989 ( 0.700)	O. K.

##### (2) 全体の安定計算結果

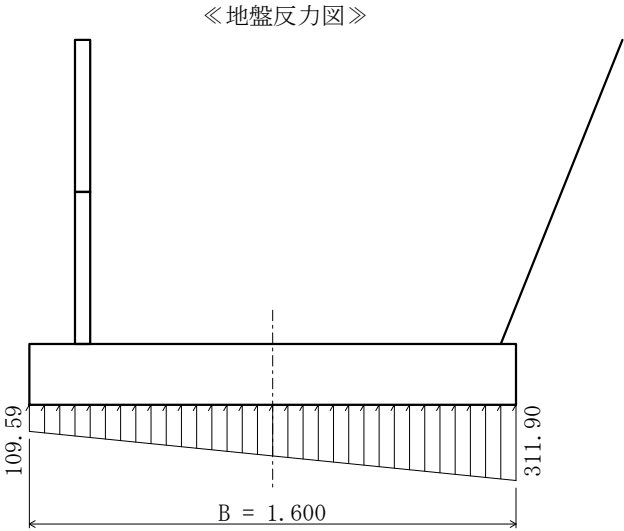
鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	合力位置 d (m)	滑 動 安全率 $F_s$	地盤反力度 $q_1$ $q_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	判定
354.27	66.11	1.095	3.22	139.37 296.17	O. K.
許 容 値		0.800	1.50		

《地盤反力図》



主働土圧状態が生起しない場合

鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	地盤反力度		判定
		$q_1$	$q_2$	
356.35	0.00	109.59	311.90	0. K.
許 容 値				



### 3.1.2 常 時 [载荷重なし]

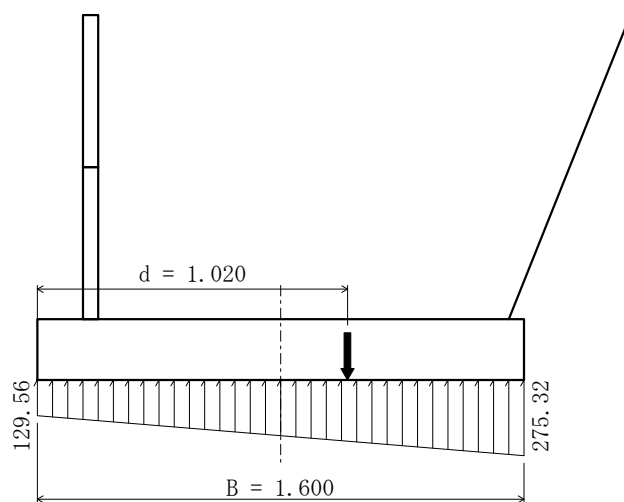
#### (1) ブロック各段の安定計算結果

	鉛直荷重 (kN)	水平荷重 (kN)	滑 動 1.50	合力位置 (m) 1/2 B	判定
1段目	320.05	61.65	3.11	0.916 ( 0.700)	O. K.

#### (2) 全体の安定計算結果

鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	合力位置 d (m)	滑 動 安全率 $F_s$	地盤反力度 $q_1$ $q_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	判定
327.27	66.11	1.020	2.97	129.56 275.32	O. K.
許 容 値		0.800	1.50		

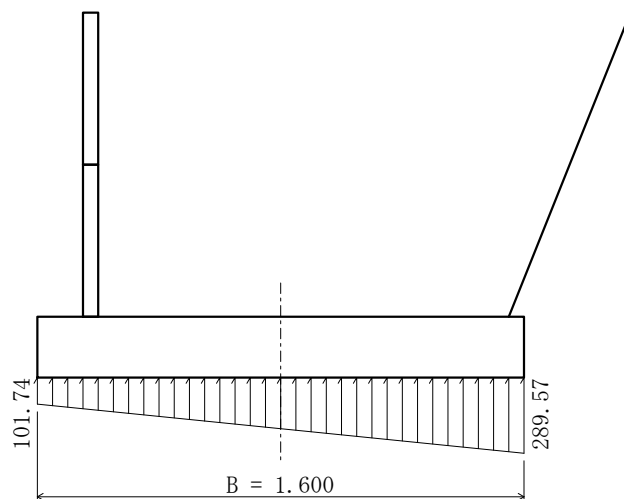
《地盤反力图》



主働土圧状態が生起しない場合

鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	地盤反力度 $q_1$ $q_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	判定
329.35	0.00	101.74 289.57	O. K.
許 容 値			

《地盤反力图》



### 3.1.3 地震時

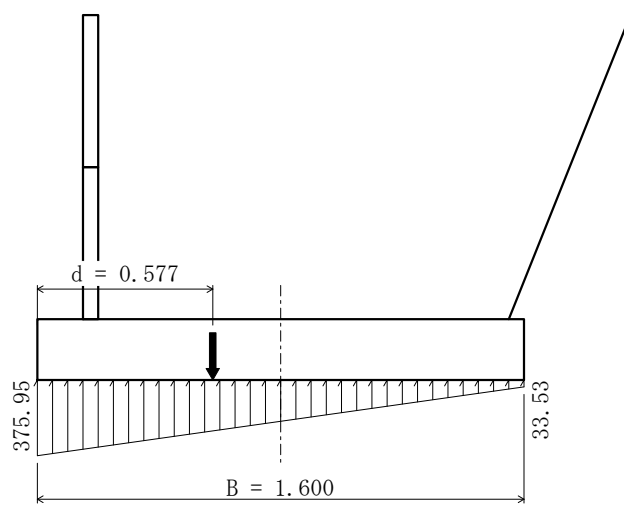
#### (1) ブロック各段の安定計算結果

	鉛直荷重 (kN)	水平荷重 (kN)	滑 動 1.20	合力位置 (m) 1/3 B	判定
1段目	320.33	101.00	1.90	0.486 ( 0.467)	O. K.

#### (2) 全体の安定計算結果

鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	合力位置 d (m)	滑 動 安全率 $F_s$	地盤反力度 $q_1$ $q_2$ (kN/m <sup>2</sup> )		判定
327.58	105.64	0.577	1.86	375.95	33.53	O. K.
許 容 値		0.533	1.20			

《地盤反力図》



### 3.2 断面計算結果

#### 3.2.1 ブロック各段の断面計算

部 材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
9段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	2950	3000 (2950)	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$-4.31 \times 10^6$	$2.47 \times 10^6$	$14.18 \times 10^6$
		軸 力 N (N)	$143.74 \times 10^3$	$117.76 \times 10^3$	$119.19 \times 10^3$
		せん断力 S (N)	$11.99 \times 10^3$	$9.43 \times 10^3$	$22.98 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.05	0.04	0.05
		$\sigma_{ca}$	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_t$	—	—	—
		$\sigma_{ta}$	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.00	0.00	0.01
		$\tau_{ca}$	0.33	0.33	0.33

※ 部材断面の( )はせん断検討時に用いる値。

部 材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
8段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	2750		2800 (2750)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-10.36 × 10 <sup>6</sup>	-3.46 × 10 <sup>6</sup>	14.18 × 10 <sup>6</sup>
		軸 力 N (N)	175.66 × 10 <sup>3</sup>	150.26 × 10 <sup>3</sup>	152.47 × 10 <sup>3</sup>
		せん断力 S (N)	19.13 × 10 <sup>3</sup>	15.13 × 10 <sup>3</sup>	31.20 × 10 <sup>3</sup>
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ c	0.07	0.06	0.07
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ t	――	――	――
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	τ	0.01	0.01	0.01
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
7段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	2550		2600 (2550)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-16.45 × 10 <sup>6</sup>	-9.93 × 10 <sup>6</sup>	15.41 × 10 <sup>6</sup>
		軸 力 N (N)	205.57 × 10 <sup>3</sup>	180.60 × 10 <sup>3</sup>	183.42 × 10 <sup>3</sup>
		せん断力 S (N)	26.34 × 10 <sup>3</sup>	21.26 × 10 <sup>3</sup>	39.85 × 10 <sup>3</sup>
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ c	0.10	0.08	0.08
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ t	————	————	————
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	τ	0.01	0.01	0.02
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部 材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
6段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	2350		2400 (2350)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-22.42 × 10 <sup>6</sup>	-16.50 × 10 <sup>6</sup>	18.02 × 10 <sup>6</sup>
		軸 力 N (N)	233.50 × 10 <sup>3</sup>	208.81 × 10 <sup>3</sup>	212.05 × 10 <sup>3</sup>
		せん断力 S (N)	33.62 × 10 <sup>3</sup>	27.82 × 10 <sup>3</sup>	48.95 × 10 <sup>3</sup>
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ c	0.12	0.11	0.11
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ t	――	――	――
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	τ	0.01	0.01	0.02
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部 材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
5段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	2150		2200 (2150)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-27.76 × 10 <sup>6</sup>	-22.55 × 10 <sup>6</sup>	22.41 × 10 <sup>6</sup>
		軸 力 N (N)	259.44 × 10 <sup>3</sup>	234.90 × 10 <sup>3</sup>	238.36 × 10 <sup>3</sup>
		せん断力 S (N)	40.96 × 10 <sup>3</sup>	34.82 × 10 <sup>3</sup>	58.48 × 10 <sup>3</sup>
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ c	0.16	0.14	0.14
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ t	————	————	————
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	τ	0.02	0.02	0.03
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
4段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	1950		2000 (1950)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-32.30 × 10 <sup>6</sup>	-27.69 × 10 <sup>6</sup>	29.38 × 10 <sup>6</sup>
		軸 力 N (N)	283.35 × 10 <sup>3</sup>	258.83 × 10 <sup>3</sup>	262.34 × 10 <sup>3</sup>
		せん断力 S (N)	48.48 × 10 <sup>3</sup>	42.28 × 10 <sup>3</sup>	68.46 × 10 <sup>3</sup>
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ c	0.20	0.18	0.18
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ t	————	————	————
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	τ	0.02	0.02	0.04
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
3段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	1750		1800 (1750)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$-35.07 \times 10^6$	$-31.13 \times 10^6$	$38.91 \times 10^6$
		軸 力 N (N)	$304.96 \times 10^3$	$280.44 \times 10^3$	$284.00 \times 10^3$
		せん断力 S (N)	$56.82 \times 10^3$	$50.62 \times 10^3$	$78.87 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.24	0.22	0.23
		$\sigma_{ca}$	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_t$	————	————	————
		$\sigma_{ta}$	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.03	0.03	0.05
		$\tau_{ca}$	0.33	0.33	0.33

部 材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
2段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	1550		1600 (1550)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-35.67 × 10 <sup>6</sup>	-32.37 × 10 <sup>6</sup>	51.87 × 10 <sup>6</sup>
		軸 力 N (N)	324.25 × 10 <sup>3</sup>	299.73 × 10 <sup>3</sup>	303.33 × 10 <sup>3</sup>
		せん断力 S (N)	66.07 × 10 <sup>3</sup>	59.87 × 10 <sup>3</sup>	89.72 × 10 <sup>3</sup>
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ c	0.30	0.27	0.31
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ t	————	————	————
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	τ	0.04	0.04	0.06
		τ ca	0.33	0.33	0.33

## §4 設計荷重

擁壁に作用する荷重は、以下の荷重を考える。

- ・ 自 重
- ・ 載 荷 重
- ・ 土 圧
- ・ 地震の影響（自重による慣性力、常時土圧の準用）

### 4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

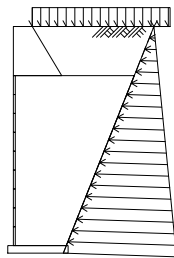
常 時                    自重（＋載荷重）＋土圧

地 震 時                自重＋土圧＋地震の影響

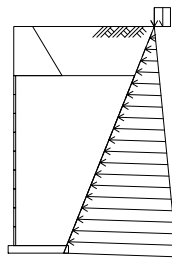
※ 常時に作用する土圧は、地表面上の活荷重を考慮する。

#### 4.1.1 荷重の組合せ一覧

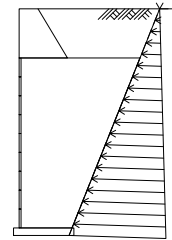
1) 常時[載荷重あり]



2) 常時[載荷重なし]



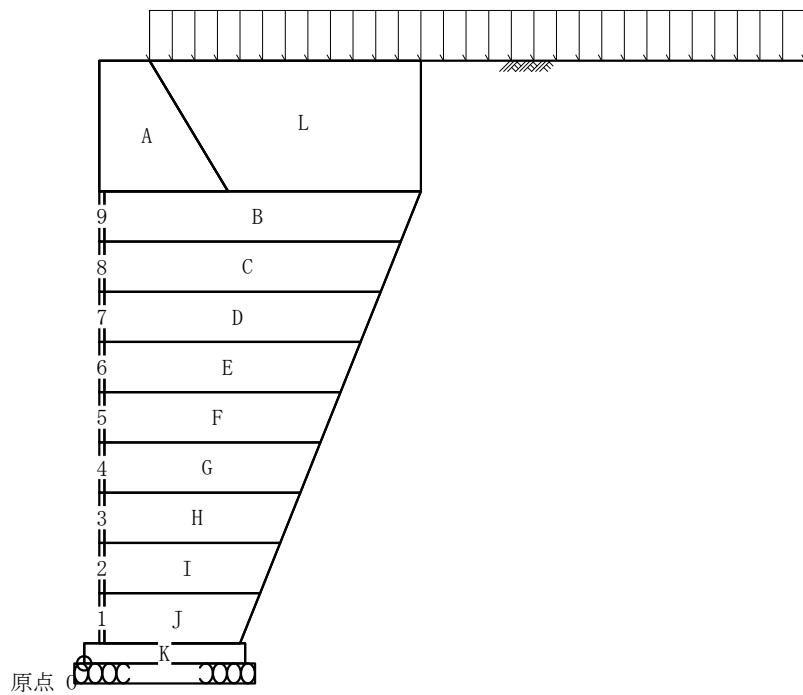
3) 地震時



### 4.2 荷重の計算

擁壁に作用する荷重と、つま先を原点0とする作用位置の計算を行う。

荷重の計算は、擁壁の延長 1.000 m あたりで行う。



#### 4.2.1 自重

##### 1) 天端コンクリート(A)

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m <sup>2</sup> )	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m <sup>3</sup> )	A・y (m <sup>3</sup> )
	1.280	1.300	1.664	0.640	1.150	1.0650	1.9136
a	-1/2	0.780	-0.507	1.020	1.367	-0.5171	-0.6931
合 計			1.157			0.5479	1.2205

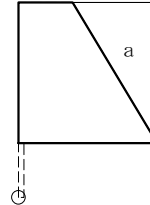
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.157 \times 1.000 = 1.157 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.5479}{1.157} = 0.474 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{1.2205}{1.157} = 1.055 \text{ (m)}$$



##### 2) 裏込めコンクリート(B)

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m <sup>2</sup> )	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m <sup>3</sup> )	A・y (m <sup>3</sup> )
	3.150	0.500	1.575	1.625	0.250	2.5594	0.3938
a	-1/2	0.200	-0.050	3.133	0.167	-0.1567	-0.0084
合 計			1.525			2.4027	0.3854

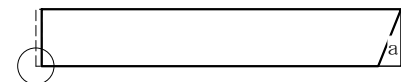
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.525 \times 1.000 = 1.525 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{2.4027}{1.525} = 1.576 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.3854}{1.525} = 0.253 \text{ (m)}$$



##### 3) 裏込めコンクリート(C)

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m <sup>2</sup> )	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m <sup>3</sup> )	A・y (m <sup>3</sup> )
	2.950	0.500	1.475	1.525	0.250	2.2494	0.3688
a	-1/2	0.200	-0.050	2.933	0.167	-0.1467	-0.0084
合 計			1.425			2.1027	0.3604

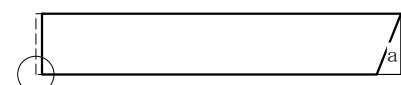
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.425 \times 1.000 = 1.425 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{2.1027}{1.425} = 1.476 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.3604}{1.425} = 0.253 \text{ (m)}$$



4) 裏込めコンクリート(D)

記 号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m <sup>2</sup> )	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m <sup>3</sup> )	A・y (m <sup>3</sup> )
	2.750	0.500	= 1.375	1.425	0.250	1.9594	0.3438
a	-1/2	0.200	× 0.500 = -0.050	2.733	0.167	-0.1367	-0.0084
合 計			1.325			1.8227	0.3354

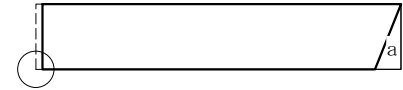
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.325 \times 1.000 = 1.325 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{1.8227}{1.325} = 1.376 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.3354}{1.325} = 0.253 \text{ (m)}$$



5) 裏込めコンクリート(E)

記 号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m <sup>2</sup> )	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m <sup>3</sup> )	A・y (m <sup>3</sup> )
	2.550	0.500	= 1.275	1.325	0.250	1.6894	0.3188
a	-1/2	0.200	× 0.500 = -0.050	2.533	0.167	-0.1267	-0.0084
合 計			1.225			1.5627	0.3104

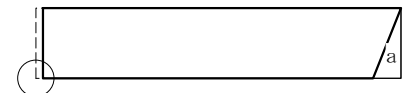
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.225 \times 1.000 = 1.225 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{1.5627}{1.225} = 1.276 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.3104}{1.225} = 0.253 \text{ (m)}$$



6) 裏込めコンクリート(F)

記 号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m <sup>2</sup> )	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m <sup>3</sup> )	A・y (m <sup>3</sup> )
	2.350	0.500	= 1.175	1.225	0.250	1.4394	0.2938
a	-1/2	0.200	× 0.500 = -0.050	2.333	0.167	-0.1167	-0.0084
合 計			1.125			1.3227	0.2854

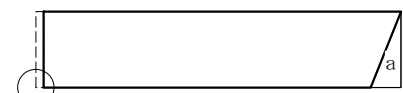
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.125 \times 1.000 = 1.125 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{1.3227}{1.125} = 1.176 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.2854}{1.125} = 0.254 \text{ (m)}$$



7) 裏込めコンクリート (G)

記 号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m <sup>2</sup> )	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m <sup>3</sup> )	A・y (m <sup>3</sup> )
	2.150	0.500	1.075	1.125	0.250	1.2094	0.2688
a	-1/2	0.200	-0.050	2.133	0.167	-0.1067	-0.0084
合 計			1.025			1.1027	0.2604

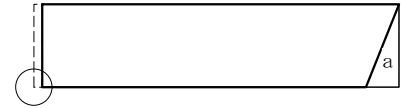
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.025 \times 1.000 = 1.025 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{1.1027}{1.025} = 1.076 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.2604}{1.025} = 0.254 \text{ (m)}$$



8) 裏込めコンクリート (H)

記 号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m <sup>2</sup> )	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m <sup>3</sup> )	A・y (m <sup>3</sup> )
	1.950	0.500	0.975	1.025	0.250	0.9994	0.2438
a	-1/2	0.200	-0.050	1.933	0.167	-0.0967	-0.0084
合 計			0.925			0.9027	0.2354

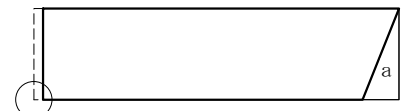
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.925 \times 1.000 = 0.925 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.9027}{0.925} = 0.976 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.2354}{0.925} = 0.254 \text{ (m)}$$



9) 裏込めコンクリート (I)

記 号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m <sup>2</sup> )	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m <sup>3</sup> )	A・y (m <sup>3</sup> )
	1.750	0.500	0.875	0.925	0.250	0.8094	0.2188
a	-1/2	0.200	-0.050	1.733	0.167	-0.0867	-0.0084
合 計			0.825			0.7227	0.2104

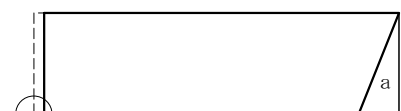
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.825 \times 1.000 = 0.825 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.7227}{0.825} = 0.876 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.2104}{0.825} = 0.255 \text{ (m)}$$



10) 裏込めコンクリート(J)

記 号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m <sup>2</sup> )	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m <sup>3</sup> )	A・y (m <sup>3</sup> )
	1.550	0.500	= 0.775	0.825	0.250	0.6394	0.1938
a	-1/2	0.200	× 0.500 = -0.050	1.533	0.167	-0.0767	-0.0084
合 計			0.725			0.5627	0.1854

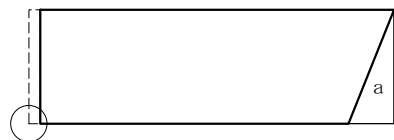
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.725 \times 1.000 = 0.725 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.5627}{0.725} = 0.776 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.1854}{0.725} = 0.256 \text{ (m)}$$



11) 基礎コンクリート(K)

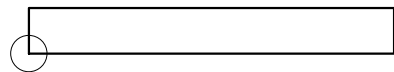
体積

$$V_o = b \cdot h \cdot L = 1.600 \times 0.200 \times 1.000 = 0.320 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{b}{2} = \frac{1.600}{2} = 0.800 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{h}{2} = \frac{0.200}{2} = 0.100 \text{ (m)}$$



12) 自重の集計

各段毎に自重の集計を行う。

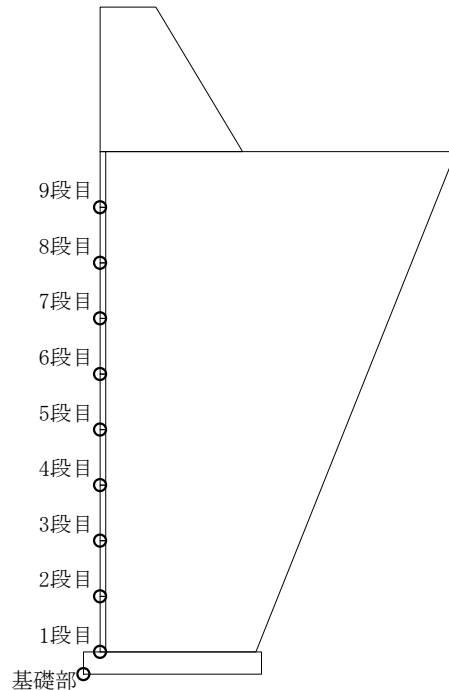
		体 積	単位重量	鉛直荷重	慣 性 力	重心位置	
		$V_0$ ( $\text{m}^3$ )	$\gamma$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	$V$ ( $\text{kN}$ )	$H$ ( $\text{kN}$ )	$x_g$ ( $\text{m}$ )	$y_g$ ( $\text{m}$ )
9段目	天端コンクリート	$1.157 \times 23.00$		26.61		0.474	1.055
	裏込めコンクリート	$1.525 \times 23.00$		35.08		1.576	0.253
	2005	$0.025 \times 24.00$		0.60		0.025	0.250
	合 計 $\Sigma$			62.29	9.34	1.090	0.596
8段目	裏込めコンクリート	$1.425 \times 23.00$		32.78		1.476	0.253
	2005	$0.025 \times 24.00$		0.60		0.025	0.250
	合 計 $\Sigma$			33.38	5.01	1.450	0.253
7段目	裏込めコンクリート	$1.325 \times 23.00$		30.48		1.376	0.253
	2005	$0.025 \times 24.00$		0.60		0.025	0.250
	合 計 $\Sigma$			31.08	4.66	1.350	0.253
6段目	裏込めコンクリート	$1.225 \times 23.00$		28.18		1.276	0.253
	2005	$0.025 \times 24.00$		0.60		0.025	0.250
	合 計 $\Sigma$			28.78	4.32	1.250	0.253
5段目	裏込めコンクリート	$1.125 \times 23.00$		25.88		1.176	0.254
	2005	$0.025 \times 24.00$		0.60		0.025	0.250
	合 計 $\Sigma$			26.48	3.97	1.150	0.254
4段目	裏込めコンクリート	$1.025 \times 23.00$		23.58		1.076	0.254
	2005	$0.025 \times 24.00$		0.60		0.025	0.250
	合 計 $\Sigma$			24.18	3.63	1.050	0.254
3段目	裏込めコンクリート	$0.925 \times 23.00$		21.28		0.976	0.254
	2005	$0.025 \times 24.00$		0.60		0.025	0.250
	合 計 $\Sigma$			21.88	3.28	0.950	0.254
2段目	裏込めコンクリート	$0.825 \times 23.00$		18.98		0.876	0.255
	2005	$0.025 \times 24.00$		0.60		0.025	0.250
	合 計 $\Sigma$			19.58	2.94	0.850	0.255
1段目	裏込めコンクリート	$0.725 \times 23.00$		16.68		0.776	0.256
	2005	$0.025 \times 24.00$		0.60		0.025	0.250
	合 計 $\Sigma$			17.28	2.59	0.750	0.256
基礎部	基礎コンクリート	$0.320 \times 23.00$		7.36	1.10	0.800	0.100

※ 製品及び、胴込め材の体積、作用位置は『設計条件』の使用ブロックを参照。

### 13) 荷重の作用位置

以下に各段における基準点( $x_N$ ,  $y_N$ )を示す。

	番号 N	基準点	
		$x_N$ (m)	$y_N$ (m)
9段目	10	0.150	4.200
8段目	9	0.150	3.700
7段目	8	0.150	3.200
6段目	7	0.150	2.700
5段目	6	0.150	2.200
4段目	5	0.150	1.700
3段目	4	0.150	1.200
2段目	3	0.150	0.700
1段目	2	0.150	0.200
基礎部	1	0.000	0.000



「荷重の総括」で用いる荷重の作用位置は、算出した重心位置( $x_g$ ,  $y_g$ )と、上の基準点( $x_N$ ,  $y_N$ )を用いて、次式により算出する。

$$x = x_g + (x_k - x_m)$$

$$y = y_g + (y_k - y_m)$$

ここに、

( $x_k$ ,  $y_k$ ) : 荷重が属する段の基準点座標 (N=k)

( $x_m$ ,  $y_m$ ) : 荷重を集計する段の原点座標 (N=m)

基礎部の荷重集計(m=1)で用いる、1段目の自重(k=2)の作用位置は

$$x = 0.750 + (0.150 - 0.000) = 0.900 \text{ (m)}$$

$$y = 0.256 + (0.200 - 0.000) = 0.456 \text{ (m) となる。}$$

### 14) 9段目上の土砂(L)

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m <sup>2</sup> )	重心位置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m <sup>3</sup> )	A・y (m <sup>3</sup> )
	2.700	1.300	3.510	1.850	1.150	6.4935	4.0365
a	-1/2	0.780	-0.507	0.760	0.933	-0.3853	-0.4730
合計			3.003			6.1082	3.5635

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 3.003 \times 1.000 = 3.003 \text{ (m}^3\text{)}$$

荷重

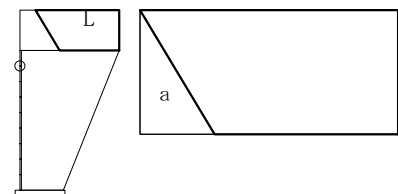
$$V = V_o \cdot \gamma = 3.003 \times 19.00 = 57.06 \text{ (kN)}$$

$$H = V \cdot Kh = 57.06 \times 0.15 = 8.56 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{6.1082}{3.003} = 2.034 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{3.5635}{3.003} = 1.187 \text{ (m)}$$

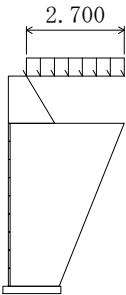


4.2.2 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

(1) 活荷重(常時)

		荷重			作用幅		鉛直荷重	作用位置	
		q	l		L	V		X	Y
		(kN/m <sup>2</sup> )	(m)		(m)	(kN)	(m)	(m)	
1段目	自動車荷重	10.0	×	2.700	×	1.000	27.00	1.850	5.800
基礎部								2.000	6.000



#### 4.2.3 土圧

土圧の計算は、試行くさび法により行う。また、土圧は三角形分布するものとする。

主働土圧合力

常 時

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

地 震 時

常時土圧を準用します。

主働土圧係数

任意位置の土圧強度を求めるため、算出した土圧力 (Pa) が高さ (h) に三角形分布するものとして、主働土圧係数を逆算する。

$$Ka = \frac{2 \cdot Pa}{\gamma s \cdot h^2}$$

任意位置に作用する土圧強度および土圧合力

$$pa_i = Ka \cdot \gamma s \cdot h_i$$
$$Pa = \frac{(pa_1 + pa_2) \cdot (h_2 - h_1)}{2}$$

鉛直荷重・水平荷重

$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

$$H = Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ここに、

Pa : 主働土圧合力 (kN/m)

W : 土くさびの重量 (kN/m)

$\omega$  : すべり角 (°)

$\phi$  : 裏込め土のせん断抵抗角  $\phi = 30.00$  (°)

$\delta$  : 壁面摩擦角  $\delta = 20.00$  (°)

$\alpha$  : 土圧作用面と鉛直面のなす角  $\alpha = -21.80$  (°)

Ka : 主働土圧係数

$\gamma s$  : 裏込め土の単位体積重量  $\gamma s = 19.00$  (kN/m<sup>3</sup>)

h : 土圧の作用高さ (m)

pa<sub>i</sub> : 各高さにおける土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

h<sub>1</sub> : 土圧強度算出位置からの地表面までの高さ (m)

h<sub>1</sub>, h<sub>2</sub> : 上, 下部位置 (m)

pa<sub>1</sub>, pa<sub>2</sub> : 上, 下部位置の土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

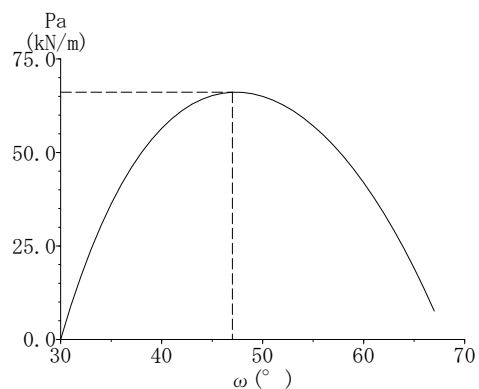
V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)

L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

(1) 常 時

1) 擁壁全体

$$\begin{aligned}
 h &= 6.000 \text{ (m)} \\
 \alpha &= -21.80 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 210.16 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 31.37] \\
 \omega &= 47.30 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 20.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$

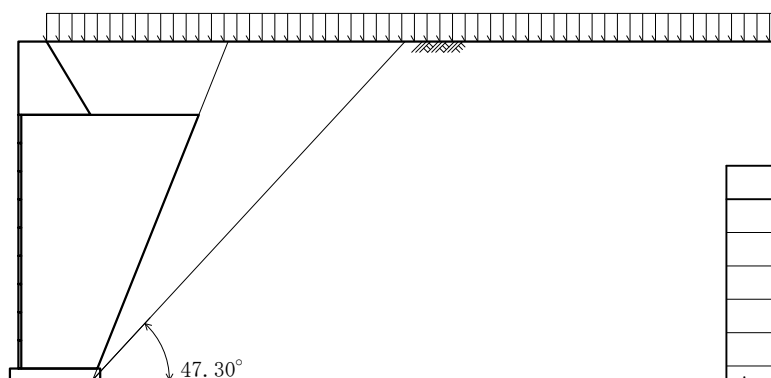


最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{210.16 \times \sin(47.30 - 30.00)}{\cos(47.30 - 30.00 - 20.00 + 21.80)} \\
 &= 66.14 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働土圧係数

$$\begin{aligned}
 K_a &= \frac{2 \times 66.14}{19.00 \times 6.000^2} \\
 &= 0.193
 \end{aligned}$$



ω	Pa	W
52.00	62.752	153.27
51.00	64.038	164.73
50.00	65.023	176.52
49.00	65.700	188.65
48.00	66.068	201.16
* 47.30	66.137	210.16
47.00	66.115	214.07
46.00	65.831	227.40
45.00	65.210	241.20
44.00	64.236	255.49
43.00	62.891	270.30

2) 各高さにおける土圧強度と土圧合力

	高さ h <sub>1</sub> , h <sub>2</sub> (m)	土圧係数 K <sub>a</sub>	土圧強度 p <sub>a1</sub> , p <sub>a2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	作用高さ h <sub>2</sub> - h <sub>1</sub> (m)	土圧合力 P <sub>a</sub> (kN/m)
1段目	0.000 5.800	0.193	0.000 21.269	5.800	61.68
基礎部	0.000 6.000			6.000	66.14

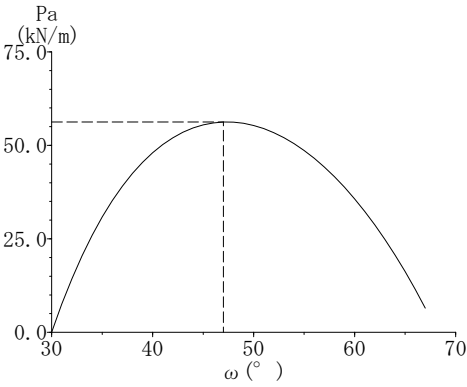
3) 各ブロックに作用する土圧の鉛直荷重・水平荷重

	土圧合力 Pa (kN/m)	摩擦角 $\delta$ ( $^{\circ}$ )	傾斜角 $\alpha$ ( $^{\circ}$ )	荷 重		作用位置	
				鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)
1段目	61.68	20.00	-21.80	-1.94	61.65	2.173	1.933
基礎部	66.14	20.00	-21.80	-2.08	66.11	2.270	2.000

(2) 地 震 時

1) 擁壁全体

$h = 6.000 \text{ (m)}$   
 $\alpha = -21.80 \text{ (}^{\circ}\text{)}$   
 $W = 177.69 \text{ (kN/m)}$   
 $\omega = 47.40 \text{ (}^{\circ}\text{)}$   
 $\delta = 20.00 \text{ (}^{\circ}\text{)}$   
 $\phi = 30.00 \text{ (}^{\circ}\text{)}$

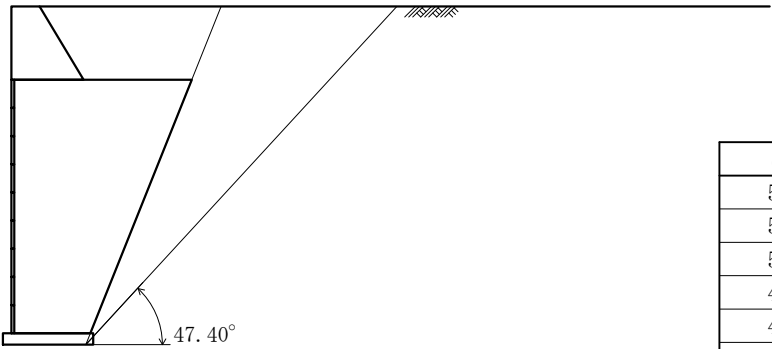


最大主動土圧合力

$$P_a = \frac{177.69 \times \sin(47.40 - 30.00)}{\cos(47.40 - 30.00 - 20.00 + 21.80)}$$
$$= 56.27 \text{ (kN/m)}$$

主動土圧係数

$$K_a = \frac{2 \times 56.27}{19.00 \times 6.000^2}$$
$$= 0.165$$



$\omega$	$P_a$	$W$
52.00	53.389	130.40
51.00	54.478	140.14
50.00	55.321	150.18
49.00	55.893	160.49
48.00	56.205	171.13
* 47.40	56.266	177.69
47.00	56.248	182.12
46.00	56.006	193.46
45.00	55.477	205.20
44.00	54.649	217.36
43.00	53.505	229.96

2) 各高さにおける土圧強度と土圧合力

	高さ $h_1, h_2$ (m)	土圧係数 $K_a$	土圧強度 $pa_1, pa_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	作用高さ $h_2 - h_1$ (m)	土圧合力 $P_a$ (kN/m)
1段目	0.000 5.800	0.165	0.000 18.183	5.800	52.73
基礎部	0.000 6.000			6.000	56.27

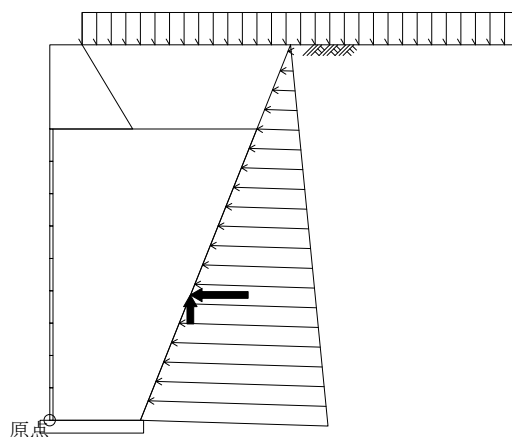
3) 各ブロックに作用する土圧の鉛直荷重・水平荷重

	土圧合力 $P_a$ (kN/m)	摩擦角 $\delta$ (°)	傾斜角 $\alpha$ (°)	荷 重		作用位置	
				鉛直 $V$ (kN)	水平 $H$ (kN)	$x$ (m)	$y$ (m)
1段目	52.73	20.00	-21.80	-1.66	52.70	2.173	1.933
基礎部	56.27	20.00	-21.80	-1.77	56.24	2.270	2.000

### 4.3 荷重の総括

#### 4.3.1 荷重の集計方法

ブロック各段前面下端を原点に荷重を集計する。



#### 4.3.2 荷重の集計

算出された荷重を各荷重ケース毎、また、各段毎に集計する。

##### (1) 常 時 [載荷重あり]

			荷 重		作用位置		モーメント	
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 V・x (kN・m)	転倒 H・y (kN・m)
1段目	自重	9段目	62.29		1.090	4.596	67.90	
		8段目	33.38		1.450	3.753	48.40	
		7段目	31.08		1.350	3.253	41.96	
		6段目	28.78		1.250	2.753	35.98	
		5段目	26.48		1.150	2.254	30.45	
		4段目	24.18		1.050	1.754	25.39	
		3段目	21.88		0.950	1.254	20.79	
		2段目	19.58		0.850	0.755	16.64	
		1段目	17.28		0.750	0.256	12.96	
	製品上の土砂		57.06		2.034	5.187	116.06	
	載荷重		27.00		1.850	5.800	49.95	
	土圧		-1.94	61.65	2.173	1.933	-4.22	119.17
合 計 Σ			347.05	61.65			462.26	119.17
基礎部	自重	9段目	62.29		1.240	4.796	77.24	
		8段目	33.38		1.600	3.953	53.41	
		7段目	31.08		1.500	3.453	46.62	
		6段目	28.78		1.400	2.953	40.29	
		5段目	26.48		1.300	2.454	34.42	
		4段目	24.18		1.200	1.954	29.02	
		3段目	21.88		1.100	1.454	24.07	
		2段目	19.58		1.000	0.955	19.58	
		1段目	17.28		0.900	0.456	15.55	
	基礎部		7.36		0.800	0.100	5.89	
	製品上の土砂		57.06		2.184	5.387	124.62	
	載荷重		27.00		2.000	6.000	54.00	
	土圧		-2.08	66.11	2.270	2.000	-4.72	132.22
合 計 Σ			354.27	66.11			519.99	132.22
自重のみの合計 Σ			356.35	0.00			524.71	0.00

## (2) 常 時 [载荷重なし]

			荷 重		作用位置		モーメント	
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 V・x (kN・m)	転倒 H・y (kN・m)
1段目	自重	9段目	62.29		1.090	4.596	67.90	
		8段目	33.38		1.450	3.753	48.40	
		7段目	31.08		1.350	3.253	41.96	
		6段目	28.78		1.250	2.753	35.98	
		5段目	26.48		1.150	2.254	30.45	
		4段目	24.18		1.050	1.754	25.39	
		3段目	21.88		0.950	1.254	20.79	
		2段目	19.58		0.850	0.755	16.64	
		1段目	17.28		0.750	0.256	12.96	
	製品上の土砂		57.06		2.034	5.187	116.06	
	土圧		-1.94	61.65	2.173	1.933	-4.22	119.17
合 計 Σ			320.05	61.65			412.31	119.17
基礎部	自重	9段目	62.29		1.240	4.796	77.24	
		8段目	33.38		1.600	3.953	53.41	
		7段目	31.08		1.500	3.453	46.62	
		6段目	28.78		1.400	2.953	40.29	
		5段目	26.48		1.300	2.454	34.42	
		4段目	24.18		1.200	1.954	29.02	
		3段目	21.88		1.100	1.454	24.07	
		2段目	19.58		1.000	0.955	19.58	
		1段目	17.28		0.900	0.456	15.55	
		基礎部	7.36		0.800	0.100	5.89	
	製品上の土砂		57.06		2.184	5.387	124.62	
	土圧		-2.08	66.11	2.270	2.000	-4.72	132.22
合 計 Σ			327.27	66.11			465.99	132.22
自重のみの合計 Σ			329.35	0.00			470.71	0.00

## (3) 地震時

			荷 重		作用位置		モーメント	
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 V・x (kN・m)	転倒 H・y (kN・m)
1段目	自重	9段目	62.29	9.34	1.090	4.596	67.90	42.93
		8段目	33.38	5.01	1.450	3.753	48.40	18.80
		7段目	31.08	4.66	1.350	3.253	41.96	15.16
		6段目	28.78	4.32	1.250	2.753	35.98	11.89
		5段目	26.48	3.97	1.150	2.254	30.45	8.95
		4段目	24.18	3.63	1.050	1.754	25.39	6.37
		3段目	21.88	3.28	0.950	1.254	20.79	4.11
		2段目	19.58	2.94	0.850	0.755	16.64	2.22
		1段目	17.28	2.59	0.750	0.256	12.96	0.66
	製品上の土砂		57.06	8.56	2.034	5.187	116.06	44.40
	土圧		-1.66	52.70	2.173	1.933	-3.61	101.87
合 計 Σ			320.33	101.00			412.92	257.36
基礎部	自重	9段目	62.29	9.34	1.240	4.796	77.24	44.79
		8段目	33.38	5.01	1.600	3.953	53.41	19.80
		7段目	31.08	4.66	1.500	3.453	46.62	16.09
		6段目	28.78	4.32	1.400	2.953	40.29	12.76
		5段目	26.48	3.97	1.300	2.454	34.42	9.74
		4段目	24.18	3.63	1.200	1.954	29.02	7.09
		3段目	21.88	3.28	1.100	1.454	24.07	4.77
		2段目	19.58	2.94	1.000	0.955	19.58	2.81
		1段目	17.28	2.59	0.900	0.456	15.55	1.18
		基礎部	7.36	1.10	0.800	0.100	5.89	0.11
	製品上の土砂		57.06	8.56	2.184	5.387	124.62	46.11
	土圧		-1.77	56.24	2.270	2.000	-4.02	112.48
合 計 Σ			327.58	105.64			466.69	277.73

## §5 安定計算

集計した荷重を用いて、安定の検討を行う。

- ・滑動に対する検討
- ・転倒に対する検討
- ・支持に対する検討

### 5.1 計算方法

#### (1) ブロック各段の検討

##### 1) 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu}{\sum H} \geq F_{sa}$$

ここに、

$F_s$  : 滑動安全率

$F_{sa}$ : 滑動安全率の許容値	常 時	$F_{sa} = 1.50$
	地 震 時	$F_{sa} = 1.20$

$\sum V$  : 鉛直荷重 (kN)

$\sum H$  : 水平荷重 (kN)

$\mu$  : 摩擦係数

##### 2) 転倒に対する検討

「基礎の転倒に対する検討」と同様の検討を行う。

#### (2) 基礎の検討

##### 1) 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\sum V \cdot \mu + C \cdot B \cdot L}{\sum H} \geq F_{sa}$$

ここに、

$F_s$  : 滑動安全率

$F_{sa}$ : 滑動安全率の許容値	常 時	$F_{sa} = 1.50$
	地 震 時	$F_{sa} = 1.20$

$\sum V$  : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

$\sum H$  : 水平荷重 (kN)

$\mu$  : 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数

$\mu = 0.600$

$C$  : 擁壁底面と基礎地盤の間の付着力  $C = 0.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$B$  : 擁壁の底版幅  $B = 1.600 \text{ (m)}$

$L$  : 擁壁の奥行き(計算幅)  $L = 1.000 \text{ (m)}$

## 2) 転倒に対する検討

つま先から合力の作用点までの距離および、合力の作用点の底版中央からの偏心距離は次式により求める。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

$d$  : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

$e$  : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)

$\Sigma V$  : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

$\Sigma Mr$  : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)

$\Sigma Mo$  : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)

$B$  : 擁壁の底版幅  $B = 1.600$  (m)

転倒に対する安定条件として、合力の作用点までの距離  $d$  は次式を満足するものとする。

$$\text{常 時 } d > \frac{1}{2} B \quad \text{地 震 時 } d \geq \frac{1}{3} B$$

### 3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$B / 6 \geq e \geq 0$  のとき

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$e > B / 6$  のとき

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L}$$

ここに、

$q_1, q_2$  : 地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\Sigma V$  : 鉛直荷重 (kN)  
 $B$  : 擁壁の底版幅  $B = 1.600$  (m)  
 $L$  : 擁壁の奥行き (計算幅)  $L = 1.000$  (m)  
 $e$  : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)  
 $d$  : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

$e < 0$  のとき

擁壁底面の鉛直地盤反力度は、底面地盤と背面地盤に支持された構造体として、擁壁本体を剛体と仮定し、底面の地盤バネと背面の地盤バネを考慮した弾性バネ上のはりモデル「地盤バネモデルによる計算法」に基づく「簡便法」を用いて求める。

$$Q_t = \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left( 1 - \frac{\kappa_1}{3} \right)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta, \quad Q_h = \Sigma H + Q_t \cdot \cos \theta$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L}, \quad q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L}$$

ここに、

$l$  : 擁壁壁面長 (m)  
 $\theta$  : 擁壁壁面傾斜角  $\theta = 21.80$  (°)  
 $\Sigma M$  : 擁壁底面つま先回りのモーメント (kN・m)  
 $Q_v$  : 擁壁底面に発生する鉛直地盤反力 (kN)  
 $Q_h$  : 擁壁底面に発生する水平地盤反力 (kN)  
 $Q_t$  : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN)  $d \leq \kappa_d \cdot B$  の時は  $Q_t = 0$  とする  
 $q_1$  : 擁壁底面の前方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $q_2$  : 擁壁底面の後方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\kappa_1$  : 壁面地盤反力度が発生する区間長  $l_2$  と擁壁壁面長  $l$  との比 ( $\kappa_1 = l_2 / l$ )  
 $\kappa_d$  : つま先からの鉛直地盤反力の作用位置  $d_q$  と擁壁底面幅  $B$  との比 ( $\kappa_d = d_q / B$ )  
 $\kappa_1$ 、 $\kappa_d$  は下表による。

荷重状態	自重のみの場合	荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合		
背面勾配	——	1:0.3	1:0.4	1:0.5
$\kappa_1$	1.00	0.50	0.60	0.70
$\kappa_d$	0.58	0.56		

背面勾配 1:0.4 より、荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合は  $\kappa_1 = 0.60$  を用いる。

## 5.2 計算結果

### 5.2.1 常 時 [載荷重あり]

#### (1) ブロック各段の検討

##### 1) 滑動の検討

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu}{\sum H} \geq F_{sa}$$

	摩擦係数 $\mu$	鉛直荷重 V (kN)	水平荷重 H (kN)	安全率 Fs 1.50	判定
1段目	0.600	347.05	61.65	3.38	O. K.

##### 2) 転倒の検討

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V}$$

	モーメント		鉛直荷重 V (kN)	底版幅 B (m)	作用位置(許容値)		判定
	抵抗 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)			d (m)	1/2 B (m)	
1段目	462.26	119.17	347.05	1.400	0.989	0.700	O. K.

#### (2) 基礎部の検討

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\sum V = 354.27 \quad (\text{kN})$$

$$\sum H = 66.11 \quad (\text{kN})$$

$$\sum Mr = 519.99 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\sum Mo = 132.22 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

##### 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\sum H} = \frac{354.27 \times 0.600 + 0.0 \times 1.600 \times 1.000}{66.11}$$

$$= 3.22 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

##### 2) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = \frac{519.99 - 132.22}{354.27} = 1.095 \quad (\text{m})$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.600}{2} - 1.095 = -0.295 \quad (\text{m})$$

$$d = 1.095 \quad (\text{m}) > 1/2 B = 0.800 \quad (\text{m})$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

### 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$e = -0.295 < 0.000$  (m) より、「簡便法」にて計算を行った。

$$Q_t = \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)}$$

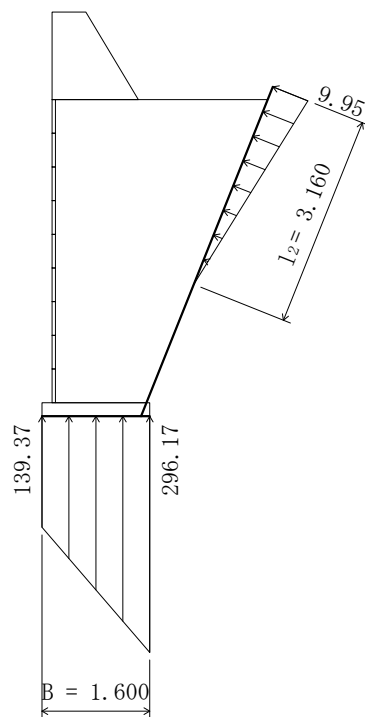
$$= \frac{387.77 - 0.56 \times 1.600 \times 354.27}{1.600 \times \sin 21.80 \times (1 - 0.56) + 5.266 \times \left(1 - \frac{0.60}{3}\right)} = 15.72 \text{ (kN)}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 15.72}{0.60 \times 5.266} = 9.95 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 354.27 - 15.72 \times \sin 21.80 = 348.43 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 348.43 \times (2 - 3 \times 0.56)}{1.600 \times 1.000} = 139.37 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 348.43 \times (3 \times 0.56 - 1)}{1.600 \times 1.000} = 296.17 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

4) 主働土圧が作用しない状態の照査

主働土圧が作用しない状態の支持の検討を行う。

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 356.35 & (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 0.00 & (\text{kN}) \\ \Sigma M_r &= 524.71 & (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma M_o &= 0.00 & (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

最大地盤反力度

「簡便法」にて計算を行った。

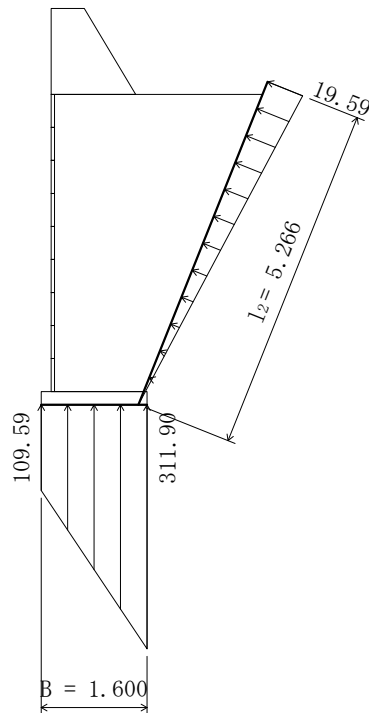
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + l \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{524.71 - 0.58 \times 1.600 \times 356.35}{1.600 \times \sin 21.80 \times (1 - 0.58) + 5.266 \times \left(1 - \frac{1.00}{3}\right)} = 51.59 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 51.59}{1.00 \times 5.266} = 19.59 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 356.35 - 51.59 \times \sin 21.80 = 337.19 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 337.19 \times (2 - 3 \times 0.58)}{1.600 \times 1.000} = 109.59 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 337.19 \times (3 \times 0.58 - 1)}{1.600 \times 1.000} = 311.90 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

### 5.2.2 常 時 [載荷重なし]

#### (1) ブロック各段の検討

##### 1) 滑動の検討

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu}{\sum H} \geq F_{sa}$$

	摩擦係数 $\mu$	鉛直荷重 V (kN)	水平荷重 H (kN)	安全率 Fs 1.50	判定
1段目	0.600	320.05	61.65	3.11	O.K.

##### 2) 転倒の検討

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V}$$

	モーメント		鉛直荷重 V (kN)	底版幅 B (m)	作用位置(許容値)		判定
	抵抗 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)			d (m)	1/2 B (m)	
1段目	412.31	119.17	320.05	1.400	0.916	0.700	O.K.

#### (2) 基礎部の検討

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\sum V = 327.27 \quad (\text{kN})$$

$$\sum H = 66.11 \quad (\text{kN})$$

$$\sum M_r = 465.99 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\sum M_o = 132.22 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

##### 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\sum H} = \frac{327.27 \times 0.600 + 0.0 \times 1.600 \times 1.000}{66.11}$$

$$= 2.97 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

##### 2) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{465.99 - 132.22}{327.27} = 1.020 \quad (\text{m})$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.600}{2} - 1.020 = -0.220 \quad (\text{m})$$

$$d = 1.020 \quad (\text{m}) > 1/2 B = 0.800 \quad (\text{m})$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

### 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$e = -0.220 < 0.000$  (m) より、「簡便法」にて計算を行った。

$$Q_t = \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)}$$

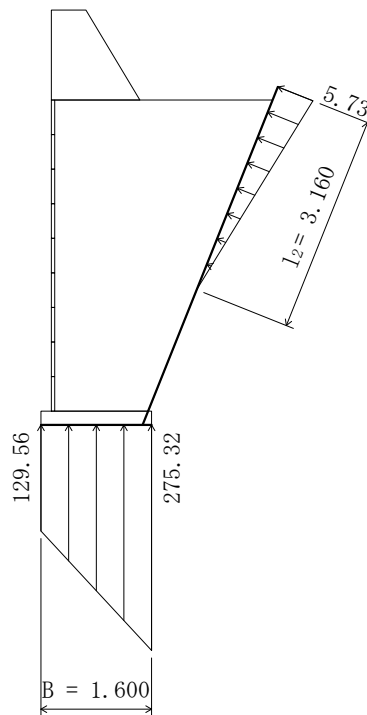
$$= \frac{333.77 - 0.56 \times 1.600 \times 327.27}{1.600 \times \sin 21.80 \times (1 - 0.56) + 5.266 \times \left(1 - \frac{0.60}{3}\right)} = 9.06 \text{ (kN)}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 9.06}{0.60 \times 5.266} = 5.73 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 327.27 - 9.06 \times \sin 21.80 = 323.91 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 323.91 \times (2 - 3 \times 0.56)}{1.600 \times 1.000} = 129.56 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 323.91 \times (3 \times 0.56 - 1)}{1.600 \times 1.000} = 275.32 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

4) 主働土圧が作用しない状態の照査

主働土圧が作用しない状態の支持の検討を行う。

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 329.35 & (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 0.00 & (\text{kN}) \\ \Sigma M_r &= 470.71 & (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma M_o &= 0.00 & (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

最大地盤反力度

「簡便法」にて計算を行った。

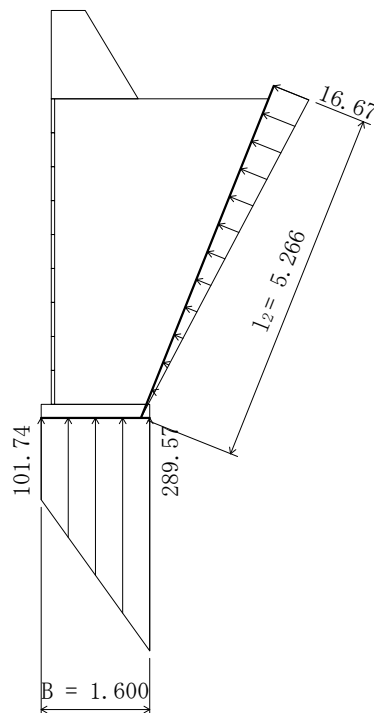
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + l \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{470.71 - 0.58 \times 1.600 \times 329.35}{1.600 \times \sin 21.80 \times (1 - 0.58) + 5.266 \times \left(1 - \frac{1.00}{3}\right)} = 43.90 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 43.90}{1.00 \times 5.266} = 16.67 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 329.35 - 43.90 \times \sin 21.80 = 313.05 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 313.05 \times (2 - 3 \times 0.58)}{1.600 \times 1.000} = 101.74 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 313.05 \times (3 \times 0.58 - 1)}{1.600 \times 1.000} = 289.57 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

### 5.2.3 地震時

#### (1) ブロック各段の検討

##### 1) 滑動の検討

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu}{\sum H} \geq F_{sa}$$

	摩擦係数 $\mu$	鉛直荷重 V (kN)	水平荷重 H (kN)	安全率 Fs 1.20	判定
1段目	0.600	320.33	101.00	1.90	O. K.

##### 2) 転倒の検討

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V}$$

	モーメント		鉛直荷重 V (kN)	底版幅 B (m)	作用位置(許容値)		判定
	抵抗 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)			d (m)	1/3 B (m)	
1段目	412.92	257.36	320.33	1.400	0.486	0.467	O. K.

#### (2) 基礎部の検討

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\sum V = 327.58 \quad (\text{kN})$$

$$\sum H = 105.64 \quad (\text{kN})$$

$$\sum M_r = 466.69 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\sum M_o = 277.73 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

##### 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\sum H} = \frac{327.58 \times 0.600 + 0.0 \times 1.600 \times 1.000}{105.64}$$

$$= 1.86 \geq F_{sa} = 1.20$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

##### 2) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{466.69 - 277.73}{327.58} = 0.577 \quad (\text{m})$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.600}{2} - 0.577 = 0.223 \quad (\text{m})$$

$$d = 0.577 \quad (\text{m}) \geq 1/3 B = 0.533 \quad (\text{m})$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

### 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

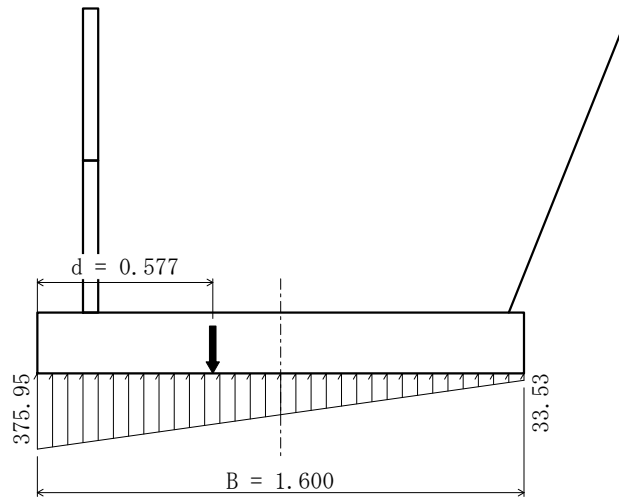
$$|e| = 0.223 \leq \frac{B}{6} = 0.267 \text{ (m) より}$$

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{327.58}{1.600 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.223}{1.600} \right)$$

$$= \begin{cases} 375.95 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 33.53 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

《地盤反力図》



## §6 ブロック各段の部材断面設計

### 6.1 荷重の計算

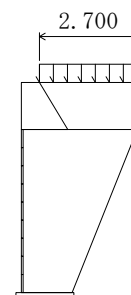
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

#### 6.1.1 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

##### (1) 活荷重(常時)

		荷重 q (kN/m <sup>2</sup> )	作用幅 l (m)	L (m)	鉛直荷重 V (kN)	作用位置	
						X (m)	Y (m)
9段目	自動車荷重	10.0	× 2.700	× 1.000	27.00	1.850	1.800
8段目							2.300
7段目							2.800
6段目							3.300
5段目							3.800
4段目							4.300
3段目							4.800
2段目							5.300



#### 6.1.2 土圧

『設計荷重』の土圧にて算出した土圧係数より土圧力を求める。

任意位置に作用する土圧強度および土圧合力

$$pa_i = Ka \cdot \gamma_s \cdot h_i$$

$$Pa = \frac{(pa_1 + pa_2) \cdot (h_2 - h_1)}{2}$$

鉛直荷重・水平荷重

$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

$$H = Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ここに、

- $pa_i$  : 各高さにおける土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $Ka$  : 土圧係数
- $\gamma_s$  : 裏込め土の単位体積重量  $\gamma_s = 19.00$  (kN/m<sup>3</sup>)
- $h_1$  : 土圧強度算出位置からの地表面までの高さ (m)
- $Pa$  : 主働土圧合力 (kN/m)
- $h_1, h_2$  : 上, 下部位置 (m)
- $pa_1, pa_2$  : 上, 下部位置の土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $V, H$  : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- $\delta$  : 壁面摩擦角  $\delta = 20.00(^{\circ})$
- $\alpha$  : 土圧作用面と鉛直面のなす角  $\alpha = -21.80(^{\circ})$
- $L$  : 擁壁の奥行き(計算幅)  $L = 1.000$  (m)

(1) 常 時

1) 各高さにおける土圧強度と土圧合力

	高さ $h_1, h_2$ (m)	土圧係数 $K_a$	土圧強度 $pa_1, pa_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	作用高さ $h_2 - h_1$ (m)	土圧合力 $P_a$ (kN/m)
9段目	0.000 1.800	0.193	0.000 6.601	1.800	5.94
8段目	0.000 2.300	0.193	0.000 8.434	2.300	9.70
7段目	0.000 2.800	0.193	0.000 10.268	2.800	14.38
6段目	0.000 3.300	0.193	0.000 12.101	3.300	19.97
5段目	0.000 3.800	0.193	0.000 13.935	3.800	26.48
4段目	0.000 4.300	0.193	0.000 15.768	4.300	33.90
3段目	0.000 4.800	0.193	0.000 17.602	4.800	42.24
2段目	0.000 5.300	0.193	0.000 19.435	5.300	51.50

2) 各ブロックに作用する土圧の鉛直荷重・水平荷重

	土圧合力 $P_a$ (kN/m)	摩擦角 $\delta$ (°)	傾斜角 $\alpha$ (°)	荷 重		作用位置	
				鉛直 $V$ (kN)	水平 $H$ (kN)	$x$ (m)	$y$ (m)
9段目	5.94	20.00	-21.80	-0.19	5.94	3.240	0.600
8段目	9.70	20.00	-21.80	-0.30	9.70	3.107	0.767
7段目	14.38	20.00	-21.80	-0.45	14.37	2.973	0.933
6段目	19.97	20.00	-21.80	-0.63	19.96	2.840	1.100
5段目	26.48	20.00	-21.80	-0.83	26.47	2.707	1.267
4段目	33.90	20.00	-21.80	-1.06	33.88	2.573	1.433
3段目	42.24	20.00	-21.80	-1.33	42.22	2.440	1.600
2段目	51.50	20.00	-21.80	-1.62	51.47	2.307	1.767

(2) 地震時

1) 各高さにおける土圧強度と土圧合力

	高さ $h_1, h_2$ (m)	土圧係数 $K_a$	土圧強度 $pa_1, pa_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	作用高さ $h_2 - h_1$ (m)	土圧合力 $P_a$ (kN/m)
9段目	0.000 1.800	0.165	0.000 5.643	1.800	5.08
8段目	0.000 2.300	0.165	0.000 7.211	2.300	8.29
7段目	0.000 2.800	0.165	0.000 8.778	2.800	12.29
6段目	0.000 3.300	0.165	0.000 10.346	3.300	17.07
5段目	0.000 3.800	0.165	0.000 11.913	3.800	22.63
4段目	0.000 4.300	0.165	0.000 13.481	4.300	28.98
3段目	0.000 4.800	0.165	0.000 15.048	4.800	36.12
2段目	0.000 5.300	0.165	0.000 16.616	5.300	44.03

2) 各ブロックに作用する土圧の鉛直荷重・水平荷重

	土圧合力 $P_a$ (kN/m)	摩擦角 $\delta$ (°)	傾斜角 $\alpha$ (°)	荷 重		作用位置	
				鉛直 $V$ (kN)	水平 $H$ (kN)	$x$ (m)	$y$ (m)
9段目	5.08	20.00	-21.80	-0.16	5.08	3.240	0.600
8段目	8.29	20.00	-21.80	-0.26	8.29	3.107	0.767
7段目	12.29	20.00	-21.80	-0.39	12.28	2.973	0.933
6段目	17.07	20.00	-21.80	-0.54	17.06	2.840	1.100
5段目	22.63	20.00	-21.80	-0.71	22.62	2.707	1.267
4段目	28.98	20.00	-21.80	-0.91	28.97	2.573	1.433
3段目	36.12	20.00	-21.80	-1.13	36.10	2.440	1.600
2段目	44.03	20.00	-21.80	-1.38	44.01	2.307	1.767

### 6.1.3 壁背面の地盤反力

壁背面に作用する地盤反力を考慮した。「安定計算」より、各段に作用する地盤反力は以下の通りとなる。

壁背面地盤反力は次式より求められる。

$$Q_{tz} = \frac{2 \cdot l_2 - z'}{l_2^2} \cdot Q_t \cdot z'$$

鉛直水平荷重は次式より求められる。

$$H = Q_{tz} \cdot \cos \theta$$

$$V = -Q_{tz} \cdot \sin \theta$$

ここに、

$z$  : 擁壁天端から照査断面位置又は反力分布下端までの長さ (m)

$Q_{tz}$  : 高さ  $z$  の位置における壁面地盤反力 (kN)

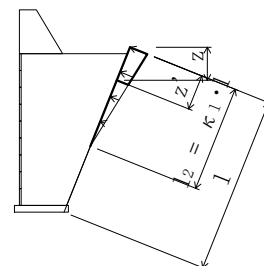
$Q_t$  : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN)

$l_2$  : 壁面地盤反力度が発生する区間長  $l_2 = 3.160$  (m)

$z'$  : 高さ  $z$  の位置における壁面長  $z' = z / \cos \theta$  (m)

$V, H$  : 壁面地盤反力の鉛直、水平成分 (kN)

$\theta$  : 壁背面傾斜角  $\theta = 21.80$  (°)



#### (1) 常 時 [載荷重あり]

$$Q_t = 15.72 \text{ (kN)}$$

	$z$ (m)	$z'$ (m)	$Q_{tz}$ (kN)	荷 重		作用位置	
				$V$ (kN)	$H$ (kN)	$x$ (m)	$y$ (m)
9段目	0.690	0.743	6.52	-2.42	6.05	3.144	0.360
8段目	1.190	1.281	10.16	-3.77	9.43	3.058	0.645
7段目	1.690	1.820	12.89	-4.79	11.97	2.983	0.959
6段目	2.190	2.358	14.71	-5.46	13.66	2.925	1.312
5段目	2.690	2.897	15.61	-5.80	14.49	2.890	1.724
4段目	2.934	3.160	15.72	-5.84	14.60	2.885	2.212
3段目	2.934	3.160	15.72	-5.84	14.60	2.885	2.712
2段目	2.934	3.160	15.72	-5.84	14.60	2.885	3.212

#### (2) 常 時 [載荷重なし]

$$Q_t = 9.06 \text{ (kN)}$$

	$z$ (m)	$z'$ (m)	$Q_{tz}$ (kN)	荷 重		作用位置	
				$V$ (kN)	$H$ (kN)	$x$ (m)	$y$ (m)
9段目	0.690	0.743	3.76	-1.40	3.49	3.144	0.360
8段目	1.190	1.281	5.85	-2.17	5.43	3.058	0.645
7段目	1.690	1.820	7.42	-2.76	6.89	2.983	0.959
6段目	2.190	2.358	8.47	-3.15	7.86	2.925	1.312
5段目	2.690	2.897	8.99	-3.34	8.35	2.890	1.724
4段目	2.934	3.160	9.05	-3.36	8.40	2.885	2.212
3段目	2.934	3.160	9.05	-3.36	8.40	2.885	2.712
2段目	2.934	3.160	9.05	-3.36	8.40	2.885	3.212

## 6.2 設計荷重の集計

原点0における荷重の集計を行う。

(1) 常 時 [載荷重あり]

			荷 重		作用位置		モーメント	
			V (kN)	H (kN)	x (m)	y (m)	Mr = V · x (kN · m)	Mo = H · y (kN · m)
9段目	自重	9段目	62.29		1.090	0.596	67.90	
	製品上の土砂		57.06		2.034	1.187	116.06	
	載荷重		27.00		1.850	1.800	49.95	
	土圧		-0.19	5.94	3.240	0.600	-0.62	3.56
	地盤反力		-2.42	6.05	3.144	0.360	-7.61	2.18
合 計 Σ			143.74	11.99			225.68	5.74
8段目	自重	9段目	62.29		1.090	1.096	67.90	
		8段目	33.38		1.450	0.253	48.40	
	製品上の土砂		57.06		2.034	1.687	116.06	
	載荷重		27.00		1.850	2.300	49.95	
	土圧		-0.30	9.70	3.107	0.767	-0.93	7.44
	地盤反力		-3.77	9.43	3.058	0.645	-11.53	6.08
合 計 Σ			175.66	19.13			269.85	13.52
7段目	自重	9段目	62.29		1.090	1.596	67.90	
		8段目	33.38		1.450	0.753	48.40	
		7段目	31.08		1.350	0.253	41.96	
	製品上の土砂		57.06		2.034	2.187	116.06	
	載荷重		27.00		1.850	2.800	49.95	
	土圧		-0.45	14.37	2.973	0.933	-1.34	13.41
	地盤反力		-4.79	11.97	2.983	0.959	-14.29	11.48
合 計 Σ			205.57	26.34			308.64	24.89
6段目	自重	9段目	62.29		1.090	2.096	67.90	
		8段目	33.38		1.450	1.253	48.40	
		7段目	31.08		1.350	0.753	41.96	
		6段目	28.78		1.250	0.253	35.98	
	製品上の土砂		57.06		2.034	2.687	116.06	
	載荷重		27.00		1.850	3.300	49.95	
	土圧		-0.63	19.96	2.840	1.100	-1.79	21.96
	地盤反力		-5.46	13.66	2.925	1.312	-15.97	17.92
合 計 Σ			233.50	33.62			342.49	39.88
5段目	自重	9段目	62.29		1.090	2.596	67.90	
		8段目	33.38		1.450	1.753	48.40	
		7段目	31.08		1.350	1.253	41.96	
		6段目	28.78		1.250	0.753	35.98	
		5段目	26.48		1.150	0.254	30.45	
	製品上の土砂		57.06		2.034	3.187	116.06	
	載荷重		27.00		1.850	3.800	49.95	
	土圧		-0.83	26.47	2.707	1.267	-2.25	33.54
	地盤反力		-5.80	14.49	2.890	1.724	-16.76	24.98
合 計 Σ			259.44	40.96			371.69	58.52

			荷 重		作用位置		モーメント		
			V (kN)	H (kN)	x (m)	y (m)	Mr = V・x (kN・m)	Mo = H・y (kN・m)	
4段目	自重	9段目	62.29		1.090	3.096	67.90		
		8段目	33.38		1.450	2.253	48.40		
		7段目	31.08		1.350	1.753	41.96		
		6段目	28.78		1.250	1.253	35.98		
		5段目	26.48		1.150	0.754	30.45		
		4段目	24.18		1.050	0.254	25.39		
	製品上の土砂			57.06		2.034	3.687	116.06	
	載荷重			27.00		1.850	4.300	49.95	
	土圧			-1.06	33.88	2.573	1.433	-2.73	48.55
地盤反力			-5.84	14.60	2.885	2.212	-16.85	32.30	
合 計 Σ			283.35	48.48			396.51	80.85	
3段目	自重	9段目	62.29		1.090	3.596	67.90		
		8段目	33.38		1.450	2.753	48.40		
		7段目	31.08		1.350	2.253	41.96		
		6段目	28.78		1.250	1.753	35.98		
		5段目	26.48		1.150	1.254	30.45		
		4段目	24.18		1.050	0.754	25.39		
		3段目	21.88		0.950	0.254	20.79		
	製品上の土砂			57.06		2.034	4.187	116.06	
	載荷重			27.00		1.850	4.800	49.95	
	土圧			-1.33	42.22	2.440	1.600	-3.25	67.55
	地盤反力			-5.84	14.60	2.885	2.712	-16.85	39.60
合 計 Σ			304.96	56.82			416.78	107.15	
2段目	自重	9段目	62.29		1.090	4.096	67.90		
		8段目	33.38		1.450	3.253	48.40		
		7段目	31.08		1.350	2.753	41.96		
		6段目	28.78		1.250	2.253	35.98		
		5段目	26.48		1.150	1.754	30.45		
		4段目	24.18		1.050	1.254	25.39		
		3段目	21.88		0.950	0.754	20.79		
		2段目	19.58		0.850	0.255	16.64		
	製品上の土砂			57.06		2.034	4.687	116.06	
	載荷重			27.00		1.850	5.300	49.95	
	土圧			-1.62	51.47	2.307	1.767	-3.74	90.95
	地盤反力			-5.84	14.60	2.885	3.212	-16.85	46.90
合 計 Σ			324.25	66.07			432.93	137.85	

## (2) 常 時 [載荷重なし]

			荷 重		作用位置		モーメント	
			V (kN)	H (kN)	x (m)	y (m)	Mr = V・x (kN・m)	Mo = H・y (kN・m)
9段目	自重	9段目	62.29		1.090	0.596	67.90	
	製品上の土砂		57.06		2.034	1.187	116.06	
	土圧		-0.19	5.94	3.240	0.600	-0.62	3.56
	地盤反力		-1.40	3.49	3.144	0.360	-4.40	1.26
合 計 Σ			117.76	9.43			178.94	4.82
8段目	自重	9段目	62.29		1.090	1.096	67.90	
		8段目	33.38		1.450	0.253	48.40	
	製品上の土砂		57.06		2.034	1.687	116.06	
	土圧		-0.30	9.70	3.107	0.767	-0.93	7.44
合 計 Σ			150.26	15.13			224.79	10.94
7段目	自重	9段目	62.29		1.090	1.596	67.90	
		8段目	33.38		1.450	0.753	48.40	
		7段目	31.08		1.350	0.253	41.96	
	製品上の土砂		57.06		2.034	2.187	116.06	
合 計 Σ			180.60	21.26			264.75	20.02
6段目	自重	9段目	62.29		1.090	2.096	67.90	
		8段目	33.38		1.450	1.253	48.40	
		7段目	31.08		1.350	0.753	41.96	
		6段目	28.78		1.250	0.253	35.98	
合 計 Σ			208.81	27.82			299.30	32.27
5段目	自重	9段目	62.29		1.090	2.596	67.90	
		8段目	33.38		1.450	1.753	48.40	
		7段目	31.08		1.350	1.253	41.96	
		6段目	28.78		1.250	0.753	35.98	
合 計 Σ			234.90	34.82			328.85	47.94
4段目	自重	9段目	62.29		1.090	3.096	67.90	
		8段目	33.38		1.450	2.253	48.40	
		7段目	31.08		1.350	1.753	41.96	
		6段目	28.78		1.250	1.253	35.98	
合 計 Σ			258.83	42.28			353.72	67.13

			荷 重		作用位置		モーメント		
			V (kN)	H (kN)	x (m)	y (m)	Mr = V・x (kN・m)	Mo = H・y (kN・m)	
3段目	自重	9段目	62.29		1.090	3.596	67.90		
		8段目	33.38		1.450	2.753	48.40		
		7段目	31.08		1.350	2.253	41.96		
		6段目	28.78		1.250	1.753	35.98		
		5段目	26.48		1.150	1.254	30.45		
		4段目	24.18		1.050	0.754	25.39		
		3段目	21.88		0.950	0.254	20.79		
	製品上の土砂			57.06		2.034	4.187	116.06	
	土圧			-1.33	42.22	2.440	1.600	-3.25	67.55
地盤反力			-3.36	8.40	2.885	2.712	-9.69	22.78	
合 計 Σ			280.44	50.62			373.99	90.33	
2段目	自重	9段目	62.29		1.090	4.096	67.90		
		8段目	33.38		1.450	3.253	48.40		
		7段目	31.08		1.350	2.753	41.96		
		6段目	28.78		1.250	2.253	35.98		
		5段目	26.48		1.150	1.754	30.45		
		4段目	24.18		1.050	1.254	25.39		
		3段目	21.88		0.950	0.754	20.79		
	2段目	19.58		0.850	0.255	16.64			
	製品上の土砂			57.06		2.034	4.687	116.06	
土圧			-1.62	51.47	2.307	1.767	-3.74	90.95	
地盤反力			-3.36	8.40	2.885	3.212	-9.69	26.98	
合 計 Σ			299.73	59.87			390.14	117.93	

## (3) 地震時

			荷 重		作用位置		モーメント	
			V (kN)	H (kN)	x (m)	y (m)	Mr = V・x (kN・m)	Mo = H・y (kN・m)
9段目	自重	9段目	62.29	9.34	1.090	0.596	67.90	5.57
	製品上の土砂		57.06	8.56	2.034	1.187	116.06	10.16
	土圧		-0.16	5.08	3.240	0.600	-0.52	3.05
合 計 Σ			119.19	22.98			183.44	18.78
8段目	自重	9段目	62.29	9.34	1.090	1.096	67.90	10.24
		8段目	33.38	5.01	1.450	0.253	48.40	1.27
	製品上の土砂		57.06	8.56	2.034	1.687	116.06	14.44
	土圧		-0.26	8.29	3.107	0.767	-0.81	6.36
合 計 Σ			152.47	31.20			231.55	32.31
7段目	自重	9段目	62.29	9.34	1.090	1.596	67.90	14.91
		8段目	33.38	5.01	1.450	0.753	48.40	3.77
		7段目	31.08	4.66	1.350	0.253	41.96	1.18
	製品上の土砂		57.06	8.56	2.034	2.187	116.06	18.72
	土圧		-0.39	12.28	2.973	0.933	-1.16	11.46
合 計 Σ			183.42	39.85			273.16	50.04
6段目	自重	9段目	62.29	9.34	1.090	2.096	67.90	19.58
		8段目	33.38	5.01	1.450	1.253	48.40	6.28
		7段目	31.08	4.66	1.350	0.753	41.96	3.51
		6段目	28.78	4.32	1.250	0.253	35.98	1.09
	製品上の土砂		57.06	8.56	2.034	2.687	116.06	23.00
	土圧		-0.54	17.06	2.840	1.100	-1.53	18.77
合 計 Σ			212.05	48.95			308.77	72.23
5段目	自重	9段目	62.29	9.34	1.090	2.596	67.90	24.25
		8段目	33.38	5.01	1.450	1.753	48.40	8.78
		7段目	31.08	4.66	1.350	1.253	41.96	5.84
		6段目	28.78	4.32	1.250	0.753	35.98	3.25
		5段目	26.48	3.97	1.150	0.254	30.45	1.01
	製品上の土砂		57.06	8.56	2.034	3.187	116.06	27.28
	土圧		-0.71	22.62	2.707	1.267	-1.92	28.66
合 計 Σ			238.36	58.48			338.83	99.07
4段目	自重	9段目	62.29	9.34	1.090	3.096	67.90	28.92
		8段目	33.38	5.01	1.450	2.253	48.40	11.29
		7段目	31.08	4.66	1.350	1.753	41.96	8.17
		6段目	28.78	4.32	1.250	1.253	35.98	5.41
		5段目	26.48	3.97	1.150	0.754	30.45	2.99
		4段目	24.18	3.63	1.050	0.254	25.39	0.92
	製品上の土砂		57.06	8.56	2.034	3.687	116.06	31.56
	土圧		-0.91	28.97	2.573	1.433	-2.34	41.51
合 計 Σ			262.34	68.46			363.80	130.77

			荷 重		作用位置		モーメント	
			V (kN)	H (kN)	x (m)	y (m)	Mr = V・x (kN・m)	Mo = H・y (kN・m)
3段目	自重	9段目	62.29	9.34	1.090	3.596	67.90	33.59
		8段目	33.38	5.01	1.450	2.753	48.40	13.79
		7段目	31.08	4.66	1.350	2.253	41.96	10.50
		6段目	28.78	4.32	1.250	1.753	35.98	7.57
		5段目	26.48	3.97	1.150	1.254	30.45	4.98
		4段目	24.18	3.63	1.050	0.754	25.39	2.74
		3段目	21.88	3.28	0.950	0.254	20.79	0.83
		製品上の土砂	57.06	8.56	2.034	4.187	116.06	35.84
	土圧		-1.13	36.10	2.440	1.600	-2.76	57.76
合 計 Σ			284.00	78.87			384.17	167.60
2段目	自重	9段目	62.29	9.34	1.090	4.096	67.90	38.26
		8段目	33.38	5.01	1.450	3.253	48.40	16.30
		7段目	31.08	4.66	1.350	2.753	41.96	12.83
		6段目	28.78	4.32	1.250	2.253	35.98	9.73
		5段目	26.48	3.97	1.150	1.754	30.45	6.96
		4段目	24.18	3.63	1.050	1.254	25.39	4.55
		3段目	21.88	3.28	0.950	0.754	20.79	2.47
		2段目	19.58	2.94	0.850	0.255	16.64	0.75
	製品上の土砂		57.06	8.56	2.034	4.687	116.06	40.12
	土圧		-1.38	44.01	2.307	1.767	-3.18	77.77
合 計 Σ			303.33	89.72			400.39	209.74

### 6.3 設計断面力一覧

原点0における設計荷重の集計から、設計断面力を求める。

軸 力

$$N = \Sigma V \text{ (kN)}$$

せん断力

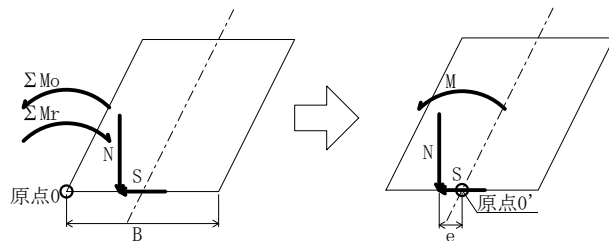
$$S = \Sigma H \text{ (kN)}$$

偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{N} \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = N \cdot e \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



#### (1) 常 時 [載荷重あり]

	底 面 幅 B (m)	軸 力 N (kN)	せん断力 S (kN)	原点0における モーメント		偏 心 距 離 e (m)	曲 げ モーメント M (kN・m)
				ΣMr (kN・m)	ΣMo (kN・m)		
9段目	3.000	143.74	11.99	225.68	5.74	-0.030	-4.31
8段目	2.800	175.66	19.13	269.85	13.52	-0.059	-10.36
7段目	2.600	205.57	26.34	308.64	24.89	-0.080	-16.45
6段目	2.400	233.50	33.62	342.49	39.88	-0.096	-22.42
5段目	2.200	259.44	40.96	371.69	58.52	-0.107	-27.76
4段目	2.000	283.35	48.48	396.51	80.85	-0.114	-32.30
3段目	1.800	304.96	56.82	416.78	107.15	-0.115	-35.07
2段目	1.600	324.25	66.07	432.93	137.85	-0.110	-35.67

## (2) 常 時 [載荷重なし]

	底 面 幅 B (m)	軸 力 N (kN)	せん断力 S (kN)	原点0における モーメント		偏 心 距 離 e (m)	曲 げ モーメント M (kN・m)
				$\Sigma M_r$ (kN・m)	$\Sigma M_o$ (kN・m)		
9段目	3.000	117.76	9.43	178.94	4.82	0.021	2.47
8段目	2.800	150.26	15.13	224.79	10.94	-0.023	-3.46
7段目	2.600	180.60	21.26	264.75	20.02	-0.055	-9.93
6段目	2.400	208.81	27.82	299.30	32.27	-0.079	-16.50
5段目	2.200	234.90	34.82	328.85	47.94	-0.096	-22.55
4段目	2.000	258.83	42.28	353.72	67.13	-0.107	-27.69
3段目	1.800	280.44	50.62	373.99	90.33	-0.111	-31.13
2段目	1.600	299.73	59.87	390.14	117.93	-0.108	-32.37

## (3) 地 震 時

	底 面 幅 B (m)	軸 力 N (kN)	せん断力 S (kN)	原点0における モーメント		偏 心 距 離 e (m)	曲 げ モーメント M (kN・m)
				$\Sigma M_r$ (kN・m)	$\Sigma M_o$ (kN・m)		
9段目	3.000	119.19	22.98	183.44	18.78	0.119	14.18
8段目	2.800	152.47	31.20	231.55	32.31	0.093	14.18
7段目	2.600	183.42	39.85	273.16	50.04	0.084	15.41
6段目	2.400	212.05	48.95	308.77	72.23	0.085	18.02
5段目	2.200	238.36	58.48	338.83	99.07	0.094	22.41
4段目	2.000	262.34	68.46	363.80	130.77	0.112	29.38
3段目	1.800	284.00	78.87	384.17	167.60	0.137	38.91
2段目	1.600	303.33	89.72	400.39	209.74	0.171	51.87

## 6.4 実応力度の計算

### 6.4.1 無筋コンクリート長方形断面の応力度

無筋コンクリート長方形断面の応力度は以下の式で算出する。

縁応力度

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{b \cdot h}$$

ここに、

- $N$  : 断面に作用する軸力 (N)  $N = \Sigma V$   
 $M$  : 断面に作用する曲げモーメント (N・mm)  $M = \Sigma V \cdot e$   
 $A$  : 断面積 (mm<sup>2</sup>)  $A = b \cdot h$   
 $Z$  : 断面係数 (mm<sup>3</sup>)  $Z = \frac{b \cdot h^2}{6}$   
 $h$  : 部材厚 (mm)  
 $b$  : 有効計算幅 (mm)  
 $\sigma_1$  : 前面側縁応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_2$  : 背面側縁応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

### 6.4.2 計算結果

部材	項目		常時		地震時
			載荷重あり	載荷重なし	
9段目	部材断面	b (mm)	1000		
		h (mm)	2950	3000 (2950)	
	断面力	曲げモーメント M (N・mm)	$-4.31 \times 10^6$	$2.47 \times 10^6$	$14.18 \times 10^6$
		軸力 N (N)	$143.74 \times 10^3$	$117.76 \times 10^3$	$119.19 \times 10^3$
		せん断力 S (N)	$11.99 \times 10^3$	$9.43 \times 10^3$	$22.98 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ c	0.05	0.04	0.05
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ t	――	――	――
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	τ	0.00	0.00	0.01
		τ ca	0.33	0.33	0.33

※ 部材断面の( )はせん断検討時に用いる値。

部材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
8段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	2750		2800 (2750)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-10.36 × 10 <sup>6</sup>	-3.46 × 10 <sup>6</sup>	14.18 × 10 <sup>6</sup>
		軸 力 N (N)	175.66 × 10 <sup>3</sup>	150.26 × 10 <sup>3</sup>	152.47 × 10 <sup>3</sup>
		せん断力 S (N)	19.13 × 10 <sup>3</sup>	15.13 × 10 <sup>3</sup>	31.20 × 10 <sup>3</sup>
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ c	0.07	0.06	0.07
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ t	————	————	————
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	τ	0.01	0.01	0.01
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部 材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
7段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	2550		2600 (2550)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-16.45 × 10 <sup>6</sup>	-9.93 × 10 <sup>6</sup>	15.41 × 10 <sup>6</sup>
		軸 力 N (N)	205.57 × 10 <sup>3</sup>	180.60 × 10 <sup>3</sup>	183.42 × 10 <sup>3</sup>
		せん断力 S (N)	26.34 × 10 <sup>3</sup>	21.26 × 10 <sup>3</sup>	39.85 × 10 <sup>3</sup>
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ c	0.10	0.08	0.08
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ t	————	————	————
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	τ	0.01	0.01	0.02
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
6段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	2350		2400 (2350)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-22.42 × 10 <sup>6</sup>	-16.50 × 10 <sup>6</sup>	18.02 × 10 <sup>6</sup>
		軸 力 N (N)	233.50 × 10 <sup>3</sup>	208.81 × 10 <sup>3</sup>	212.05 × 10 <sup>3</sup>
		せん断力 S (N)	33.62 × 10 <sup>3</sup>	27.82 × 10 <sup>3</sup>	48.95 × 10 <sup>3</sup>
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ c	0.12	0.11	0.11
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ t	————	————	————
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	τ	0.01	0.01	0.02
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部 材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
5段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	2150		2200 (2150)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-27.76 × 10 <sup>6</sup>	-22.55 × 10 <sup>6</sup>	22.41 × 10 <sup>6</sup>
		軸 力 N (N)	259.44 × 10 <sup>3</sup>	234.90 × 10 <sup>3</sup>	238.36 × 10 <sup>3</sup>
		せん断力 S (N)	40.96 × 10 <sup>3</sup>	34.82 × 10 <sup>3</sup>	58.48 × 10 <sup>3</sup>
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ c	0.16	0.14	0.14
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ t	————	————	————
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	τ	0.02	0.02	0.03
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部 材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
4段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	1950		2000 (1950)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-32.30 × 10 <sup>6</sup>	-27.69 × 10 <sup>6</sup>	29.38 × 10 <sup>6</sup>
		軸 力 N (N)	283.35 × 10 <sup>3</sup>	258.83 × 10 <sup>3</sup>	262.34 × 10 <sup>3</sup>
		せん断力 S (N)	48.48 × 10 <sup>3</sup>	42.28 × 10 <sup>3</sup>	68.46 × 10 <sup>3</sup>
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ c	0.20	0.18	0.18
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ t	————	————	————
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	τ	0.02	0.02	0.04
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部 材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
3段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	1750		1800 (1750)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-35.07 × 10 <sup>6</sup>	-31.13 × 10 <sup>6</sup>	38.91 × 10 <sup>6</sup>
		軸 力 N (N)	304.96 × 10 <sup>3</sup>	280.44 × 10 <sup>3</sup>	284.00 × 10 <sup>3</sup>
		せん断力 S (N)	56.82 × 10 <sup>3</sup>	50.62 × 10 <sup>3</sup>	78.87 × 10 <sup>3</sup>
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ c	0.24	0.22	0.23
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ t	――	――	――
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	τ	0.03	0.03	0.05
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部 材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
2段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	1550		1600 (1550)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-35.67 × 10 <sup>6</sup>	-32.37 × 10 <sup>6</sup>	51.87 × 10 <sup>6</sup>
		軸 力 N (N)	324.25 × 10 <sup>3</sup>	299.73 × 10 <sup>3</sup>	303.33 × 10 <sup>3</sup>
		せん断力 S (N)	66.07 × 10 <sup>3</sup>	59.87 × 10 <sup>3</sup>	89.72 × 10 <sup>3</sup>
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ c	0.30	0.27	0.31
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	σ t	――	――	――
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	τ	0.04	0.04	0.06
		τ ca	0.33	0.33	0.33