

CLP (H) 2500 × (B) 1750 × (I) 2000

2011 年 4 月

千葉窯業株式会社

## 目 次

§ 1 設計条件 .....	1
§ 2 一般形状寸法図 .....	2
§ 3 計算結果 .....	3
§ 4 設計荷重 .....	6
§ 5 安定計算 .....	10
§ 6 たて壁の部材断面設計 .....	15
§ 7 かかと版(つけ根)の部材断面設計 .....	20
§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計 .....	25

## §1 設計条件

## 1.1 設計条件

(1) 擁壁形式	プレキャストL型擁壁
(2) 基礎形式	直接基礎
(3) 擁壁高さ	$H = 2.500 \text{ (m)}$
(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) 単位体積重量 製品	$\gamma_c = 24.5 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

## 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	$\gamma_s = 19.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
(2) 支持地盤の定数	
擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数	$\mu = 0.577$
〃 の粘着力	$C = 0.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
許容地盤反力度	$q_a = 106.14 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 以上必要}$

## 1.3 安定条件

(1) 滑動に対する検討	滑動安全率	$F_s \geq 1.50$
(2) 転倒に対する検討	偏心距離	$ e  \leq 1/6 B$
	転倒安全率	$F_s \geq 1.50$

## 1.4 材料強度及び許容応力度

(1) コンクリート	
設計基準強度	$\sigma_{ck} = 30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
許容圧縮応力度	$\sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
許容せん断応力度	$\tau_a = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
(2) 鉄筋	
許容引張応力度	$\sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

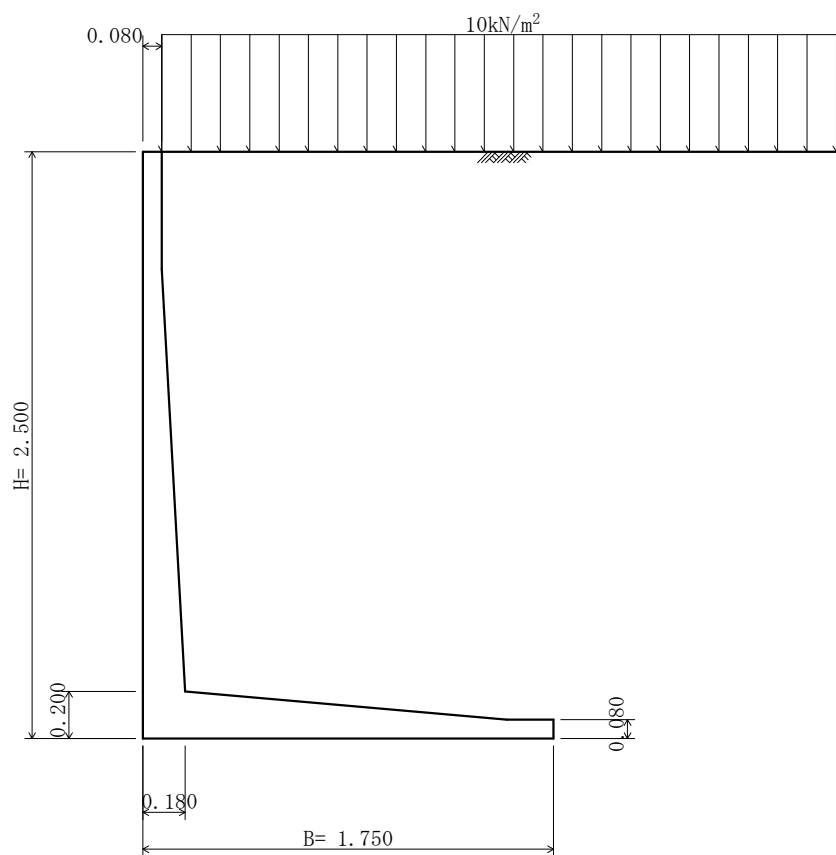
## 1.5 参考文献

一、道路土工 ― 擁壁工指針 (社)日本道路協会

## § 2 一般形状寸法図

## 2.1 一般図

製品名 : CLP (H) 2500 × (B) 1750



## §3 計算結果

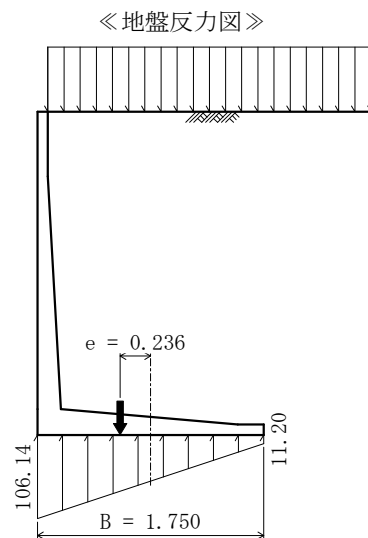
## 3.1 安定計算結果

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 載荷重あり

## (1) 安定計算

鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	偏心距離 $e$ (m)	転倒 安全率 $F_s$	滑動 安全率 $F_s$	地盤反力度 $q_1$ $q_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	判定
102.67	28.13	0.236	3.80	2.11	106.14      11.20	O. K.
許 容 値		0.292	1.50	1.50		

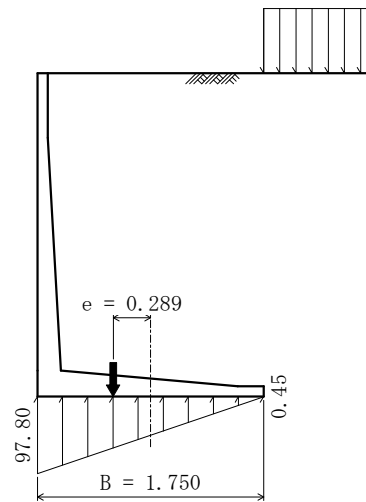


## 3.1.2 載荷重なし

## (1) 安定計算

鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 $F_s$	滑動 安全率 $F_s$	地盤反力度 $q_1$ $q_2$ (kN/m <sup>2</sup> )		判定
85.97	28.13	0.289	3.15	1.76	97.80	0.45	0. K.
許 容 値		0.292	1.50	1.50			

《地盤反力図》



## 3.2 断面計算結果

## 3.2.1 たて壁の断面計算

部 材	項 目		中間部	つけ根
たて壁	部 材 断 面	b (mm)	1000	1000
		d (mm)	50	150
		As (mm <sup>2</sup> )	D16 - 6.5 1291	D16 - 6.5 1291
		x (mm)	28.7	59.3
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$0.35 \times 10^6$	$16.38 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$2.07 \times 10^3$	$21.36 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.60	4.24
		$\sigma_{ca}$	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	6.7	97.4
		$\sigma_{sa}$	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.04	0.14
		$\tau_{ca}$	0.45	0.45

## 3.2.2 底版の断面計算

部 材	項 目		かかと つけ根	かかと 中間
底版	部 材 断 面	b (mm)	1000	1000
		d (mm)	170	50
		As (mm <sup>2</sup> )	D16 - 6.5 1291	D16 - 6.5 1291
		x (mm)	64.1	28.7
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$16.38 \times 10^6$	$0.88 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$6.98 \times 10^3$	$8.39 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.44	1.52
		$\sigma_{ca}$	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	85.4	16.9
		$\sigma_{sa}$	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.04	0.17
		$\tau_{ca}$	0.45	0.45

## §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

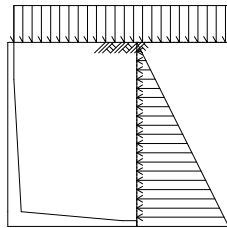
### 4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

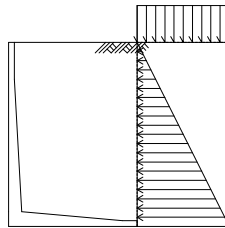
常 時            自重（＋載荷重）＋土圧

#### 4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

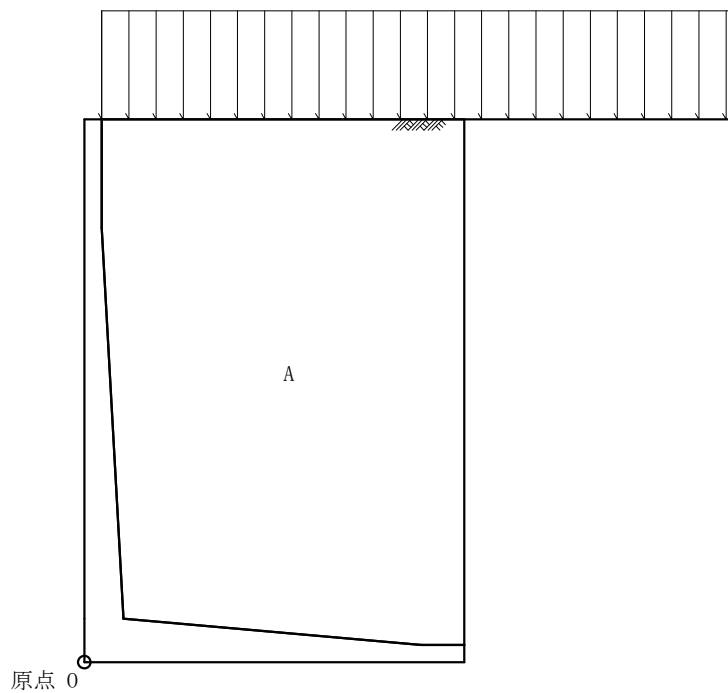


2) 載荷重なし



### 4.2 荷重の計算

擁壁に作用する荷重の、鉛直荷重 $V$ 、水平荷重 $H$ 、および、原点 $O$ に対する作用位置  $(x, y)$  の計算を奥行き長 1.000 m あたりで行なう。





## 4.2.1 自重

## (1) 躯体

## 1) 製品

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	2.500	= 4.375	0.875	1.250	3.8281	5.4688
a	-	0.100	× 0.500 = -0.050	0.130	2.250	-0.0065	-0.1125
b	-1/2	× 0.100	× 1.800 = -0.090	0.147	1.400	-0.0132	-0.1260
c	-	1.370	× 2.300 = -3.151	0.865	1.350	-2.7256	-4.2539
d	-1/2	× 1.370	× 0.120 = -0.082	1.093	0.160	-0.0896	-0.0131
e	-	0.200	× 2.420 = -0.484	1.650	1.290	-0.7986	-0.6244
合 計			0.518			0.1946	0.3389

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.518 \times 1.000 = 0.518 \text{ (m}^3\text{)}$$

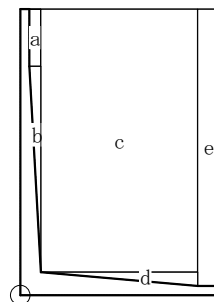
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.518 \times 24.5 = 12.69 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.1946}{0.518} = 0.376 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.3389}{0.518} = 0.654 \text{ (m)}$$



## (2) 載荷土

## 1) 裏込め土

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> )
	1.670	2.420	= 4.041	0.915	1.290	3.6975	5.2129
a	-1/2	× 0.100	× 1.800 = -0.090	0.113	0.800	-0.0102	-0.0720
b	-	0.100	× 0.120 = -0.012	0.130	0.140	-0.0016	-0.0017
c	-1/2	× 1.370	× 0.120 = -0.082	0.637	0.120	-0.0522	-0.0098
合 計			3.857			3.6335	5.1294

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 3.857 \times 1.000 = 3.857 \text{ (m}^3\text{)}$$

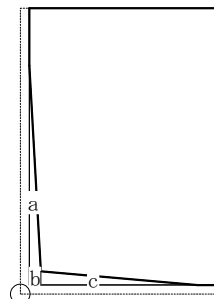
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 3.857 \times 19.0 = 73.28 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{3.6335}{3.857} = 0.942 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{5.1294}{3.857} = 1.330 \text{ (m)}$$



## 4.2.2 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載るものを鉛直荷重として考慮する。

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.670 \times 1.000 = 16.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.750 - \frac{1.670}{2} = 0.915 \text{ (m)}$$

## 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

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

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 (°)
- $\delta$  : 壁面摩擦角 (°)
- $\alpha$  : 土圧作用面と鉛直面のなす角 (°)

鉛直荷重・水平荷重

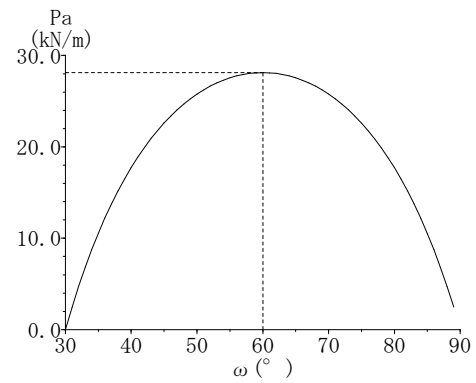
$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

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

ここに、

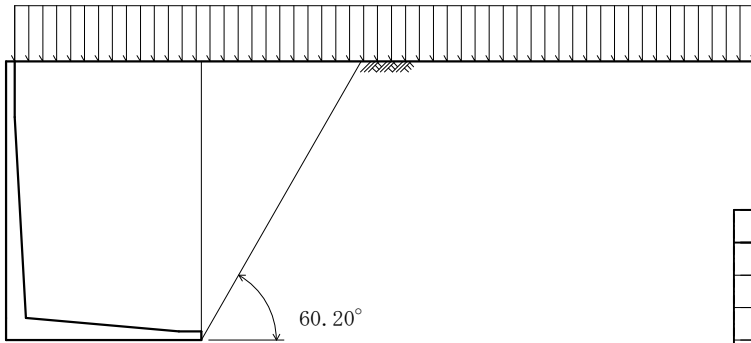
- $V, H$  : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- $L$  : 擁壁の奥行き (計算幅)  $L = 1.000 \text{ (m)}$

$$\begin{aligned}
 h &= 2.500 \text{ (m)} \\
 \alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 48.33 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 14.32] \\
 \omega &= 60.20 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{48.33 \times \sin(60.20 - 30.00)}{\cos(60.20 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 28.13 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	$P_a$	$W$
65.00	27.546	39.34
64.00	27.756	41.15
63.00	27.918	42.99
62.00	28.038	44.87
61.00	28.102	46.77
* 60.20	28.129	48.33
60.00	28.123	48.71
59.00	28.103	50.70
58.00	28.037	52.73
57.00	27.917	54.79
56.00	27.757	56.91

鉛直荷重

$$V = 28.13 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 28.13 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 28.13 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 1.750 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{2.500}{3} = 0.833 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

## §5 安定計算

算出した荷重を集計して、以下の安定計算を行う。

## 5.1 計算方法

## 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。

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

ここに、

$F_s$  : 滑動安全率

$F_{sa}$  : 滑動安全率の許容値  $F_{sa} = 1.50$

$\Sigma V$  : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

$\Sigma H$  : 水平荷重 (kN)

$\tan \delta$  : 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数

$\tan \delta = 0.577$

$C$  : 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力  $C = 0.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$B$  : 擁壁の底版幅  $B = 1.750 \text{ (m)}$

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

## 2) 転倒に対する検討

転倒に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} \geq F_{sa}$$

ここに、

$F_s$  : 安全率

$\Sigma Mr$  : 抵抗モーメント (kN・m)

$\Sigma Mo$  : 転倒モーメント (kN・m)

$F_{sa}$  : 転倒安全率の許容値  $F_{sa} = 1.50$

つま先から合力の作用点までの距離  $d$  および、合力の作用点の底版中央からの偏心距離  $e$  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、

$\Sigma V$  : 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  $B = 1.750 \text{ (m)}$

転倒に対する安定条件として、偏心距離  $e$  は次式を満足するものとする。

$$|e| \leq \frac{1}{6} B$$

## 3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$$\begin{aligned}
 e > \frac{B}{6} \text{ のとき} & \quad q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} \\
 |e| \leq \frac{B}{6} \text{ のとき} & \quad \left. \begin{aligned} q_1 \\ q_2 \end{aligned} \right\} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) \\
 e < -\frac{B}{6} \text{ のとき} & \quad q_2 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot (B - d) \cdot L}
 \end{aligned}$$

ここに、

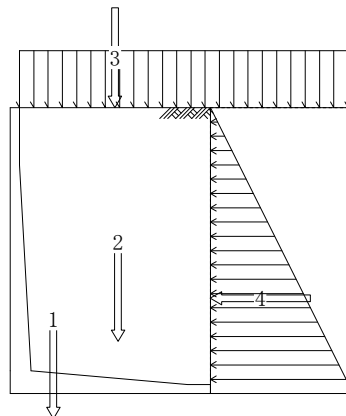
$q_1, q_2$  : 地盤反力度 ( $\text{kN/m}^2$ )  
 $\Sigma V$  : 鉛直荷重 ( $\text{kN}$ )  
 $B$  : 擁壁の底版幅  $B = 1.750$  (m)  
 $L$  : 擁壁の奥行 (計算幅)  $L = 1.000$  (m)  
 $e$  : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)  
 $d$  : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

## 5.2 計算結果

## 5.2.1 載荷重あり

No	荷 重 名	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 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)
1	躯体	12.69		0.376	0.654	4.77	
2	裏込め土	73.28		0.942	1.330	69.03	
3	載荷重	16.70		0.915	2.500	15.28	
4	土圧		28.13	1.750	0.833		23.43
合 計 $\Sigma$		102.67	28.13			89.08	23.43

《 荷重作用図 》



## 1) 滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{102.67 \times 0.577 + 0.0 \times 1.750 \times 1.000}{28.13} \\
 &= 2.11 \geq F_{sa} = 1.5
 \end{aligned}$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} = \frac{89.08}{23.43} = 3.80 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、転倒安全率は安定条件を満足している。

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{89.08 - 23.43}{102.67} = 0.639 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.750}{2} - 0.639 = 0.236 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.236 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.292 \text{ (m)}$$

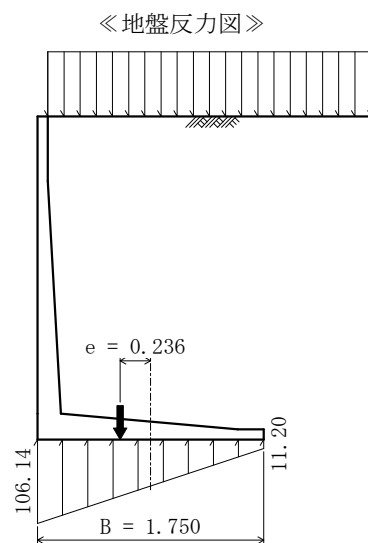
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{102.67}{1.750 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.236}{1.750} \right) \\ &= \begin{cases} 106.14 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 11.20 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

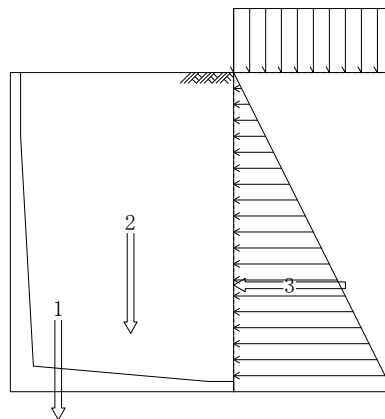
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



## 5.2.2 載荷重なし

No	荷 重 名	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 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)
1	躯体	12.69		0.376	0.654	4.77	
2	裏込め土	73.28		0.942	1.330	69.03	
3	土圧		28.13	1.750	0.833		23.43
合 計 Σ		85.97	28.13			73.80	23.43

《荷重作用図》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{85.97 \times 0.577 + 0.0 \times 1.750 \times 1.000}{28.13}$$

$$= 1.76 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{73.80}{23.43} = 3.15 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、転倒安全率は安定条件を満足している。

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{73.80 - 23.43}{85.97} = 0.586 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.750}{2} - 0.586 = 0.289 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.289 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.292 \text{ (m)}$$

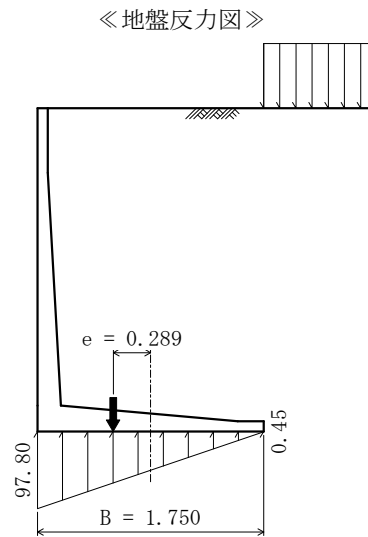
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{85.97}{1.750 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.289}{1.750} \right) \\
 q_2 &= \begin{cases} 97.80 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 0.45 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。



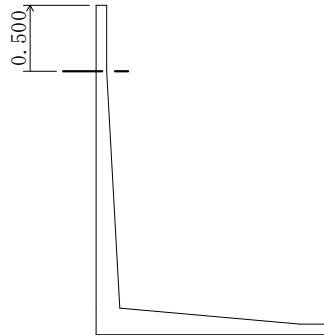


## §6 たて壁の部材断面設計

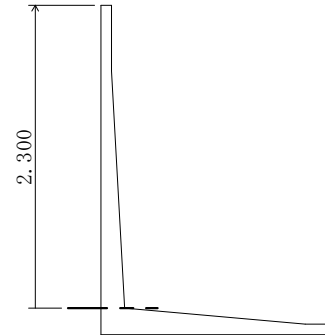
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

## 6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



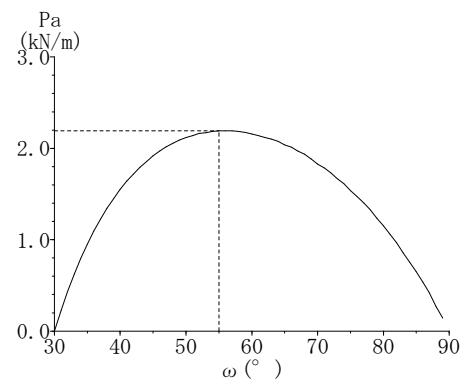
## 6.2 荷重の計算

たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮し、たて壁自重および土圧の鉛直分力は無視する。

## 6.2.1 土圧

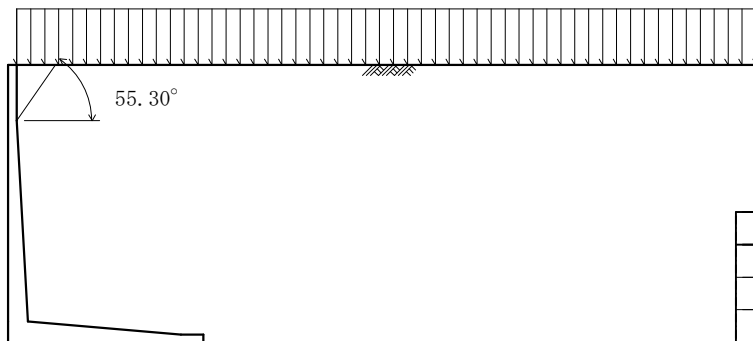
## 1) 中間部

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 0.00 (^{\circ}) \\
 W &= 5.12 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 3.46] \\
 \omega &= 55.30 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

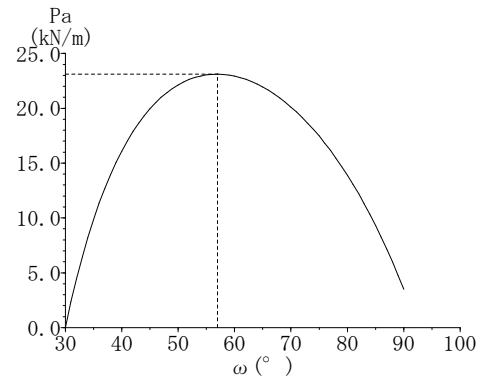
$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{5.12 \times \sin(55.30 - 30.00)}{\cos(55.30 - 30.00 - 20.00 - 0.00)} \\
 &= 2.20 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	Pa	W
60.00	2.158	4.25
59.00	2.174	4.43
58.00	2.186	4.61
57.00	2.191	4.79
56.00	2.191	4.97
* 55.30	2.197	5.12
55.00	2.193	5.17
54.00	2.185	5.36
53.00	2.172	5.55
52.00	2.163	5.77
51.00	2.140	5.97

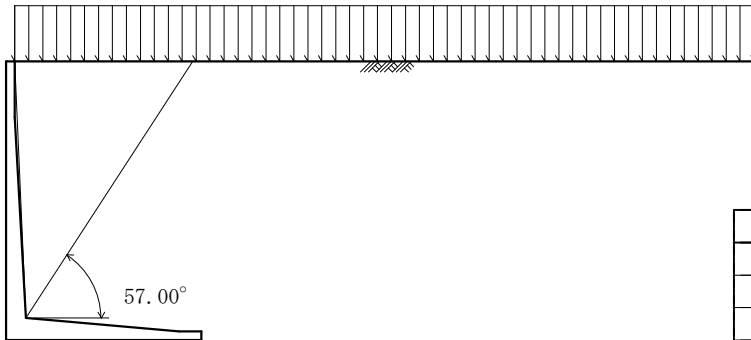
## 2) つけ根

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 2.49 (^{\circ}) \\
 W &= 50.76 \text{ (kN/m)} \quad [\text{载荷重: } 15.94] \\
 \omega &= 57.00 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



## 最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{50.76 \times \sin(57.00 - 30.00)}{\cos(57.00 - 30.00 - 20.00 - 2.49)} \\
 &= 23.12 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	Pa	W
61.00	22.805	43.79
60.00	22.937	45.48
59.00	23.032	47.20
58.00	23.092	48.96
* 57.00	23.116	50.76
56.00	23.097	52.59
55.00	23.046	54.48
54.00	22.952	56.41
53.00	22.812	58.38

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

ここに、

L : 擁壁の奥行き (計算幅)      L = 1.000 (m)

	土圧力 Pa (kN/m)	摩擦角 $\delta$ (°)	傾斜角 $\alpha$ (°)	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	2.20	20.00	0.00	2.07	0.167
つけ根	23.12	20.00	2.49	21.36	0.767

## 6.3 設計断面力

## (1) 中間部

せん断力

$$S = H = 2.07 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 2.07 \times 0.167 \\ &= 0.35 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

## (2) つけ根

せん断力

$$S = H = 21.36 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 21.36 \times 0.767 \\ &= 16.38 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

## 6.4 実応力度の計算

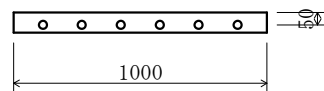
## (1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\text{有効幅} \quad b = 1000 \text{ (mm)}$$

$$\text{有効高さ} \quad d = 50 \text{ (mm)}$$

$$\begin{aligned} \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 6.5 \\ &= 12.91 \text{ (cm}^2\text{)} = 1291 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$ 

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 1291}} \right\} \\ &= 28.7 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 0.35 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\text{せん断力} \quad S = 2.07 \text{ (kN)}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.35 \times 10^6}{1000 \times 28.7 \times \left(50 - \frac{28.7}{3}\right)} \\ &= 0.60 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

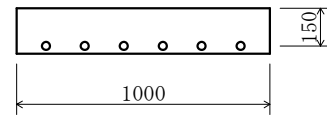
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.35 \times 10^6}{1291 \times \left(50 - \frac{28.7}{3}\right)} \\ &= 6.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{2.07 \times 10^3}{1000 \times 50} \\ &= 0.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

## (2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 150 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 6.5 \\ &= 12.91 \text{ (cm}^2\text{)} = 1291 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 150}{15 \times 1291}} \right\} \\ &= 59.3 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 16.38 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 21.36 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

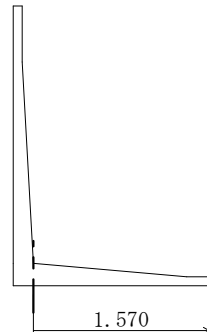
$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 16.38 \times 10^6}{1000 \times 59.3 \times \left(150 - \frac{59.3}{3}\right)} \\ &= 4.24 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{16.38 \times 10^6}{1291 \times \left(150 - \frac{59.3}{3}\right)} \\ &= 97.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{21.36 \times 10^3}{1000 \times 150} \\ &= 0.14 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$

## §7 かかと版(つけ根)の部材断面設計

かかと版(つけ根)は、たて壁との接合部を固定端とする片持版として設計する。

### 7.1 断面検討位置

断面検討位置



### 7.2 荷重の計算

かかと版に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

#### (1) かかと版自重

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m <sup>2</sup> )	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント A・x (m <sup>3</sup> )
	1.570	0.200	0.314	0.785	0.2465
a	-1/2 × 1.370	0.120	-0.082	0.913	-0.0749
b	-0.200	0.120	-0.024	1.470	-0.0353
合計			0.208		0.1363

作用位置

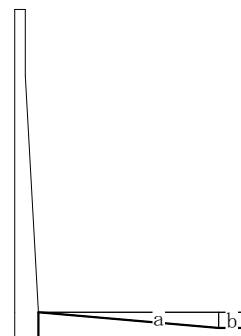
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.1363}{0.208} = 0.655 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.208 \times 24.5 \times 1.000 = 5.10 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 5.10 \times 0.655 = 3.34 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (2) かかと版上の載荷土

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m <sup>2</sup> )	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント A・x (m <sup>3</sup> )
	1.570	2.420	3.799	0.785	2.9822
a	-1/2	1.370	0.120	-0.082	-0.0375
合 計			3.717		2.9447

作用位置

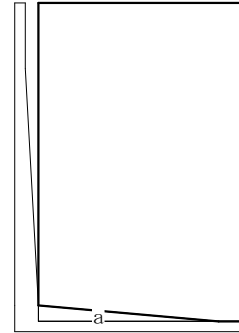
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{2.9447}{3.717} = 0.792 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 3.717 \times 19.0 \times 1.000 = 70.62 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 70.62 \times 0.792 = 55.93 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.570 \times 1.000 = 15.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.785 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 15.70 \times 0.785 = 12.32 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (4) 地盤反力度

## 1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 106.14 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 11.20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 11.20 + (106.14 - 11.20) \times \frac{1.570}{1.750} \\ &= 96.37 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(96.37 + 11.20) \times 1.570 \times 1.000}{2} \\ &= 84.44 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.570}{3} \times \frac{2 \times 11.20 + 96.37}{11.20 + 96.37} \\ &= 0.578 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 84.44 \times 0.578 = 48.81 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 97.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.45 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.45 + (97.80 - 0.45) \times \frac{1.570}{1.750} \\ &= 87.79 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(87.79 + 0.45) \times 1.570 \times 1.000}{2} \\ &= 69.27 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.570}{3} \times \frac{2 \times 0.45 + 87.79}{0.45 + 87.79} \\ &= 0.526 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 69.27 \times 0.526 = 36.44 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## 7.3 設計断面力

## 1) 載荷重あり

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	5.10	3.34
2	かかと版上の載荷土	70.62	55.93
3	地盤反力	-84.44	-48.81
4	自動車荷重	15.70	12.32
	合 計 $\Sigma$	6.98	22.78

## 2) 載荷重なし

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	5.10	3.34
2	かかと版上の載荷土	70.62	55.93
3	地盤反力	-69.27	-36.44
	合 計 $\Sigma$	6.45	22.83

断面計算に用いる曲げモーメントは、たて壁つけ根の曲げモーメント  $M_o = 16.38$  (kN・m) とする。  
 実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 6.98 \text{ (kN)}$$

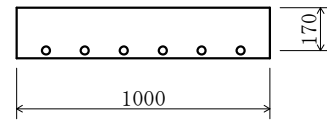
曲げモーメント

$$M = 16.38 \text{ (kN・m)}$$

## 7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 170 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 6.5 \\ &= 12.91 \text{ (cm}^2\text{)} = 1291 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 170}{15 \times 1291}} \right\} \\ &= 64.1 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 16.38 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 6.98 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

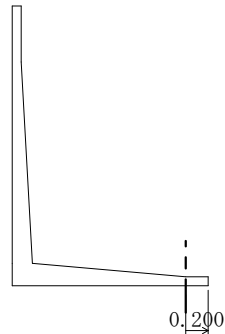
$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 16.38 \times 10^6}{1000 \times 64.1 \times \left(170 - \frac{64.1}{3}\right)} \\ &= 3.44 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{16.38 \times 10^6}{1291 \times \left(170 - \frac{64.1}{3}\right)} \\ &= 85.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{6.98 \times 10^3}{1000 \times 170} \\ &= 0.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$

## §8 かかと版(中間部)の部材断面設計

かかと版(中間部)は、下の指定位置を固定端とする片持版として設計する。

### 8.1 断面検討位置

断面検討位置



### 8.2 荷重の計算

かかと版に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

#### (1) かかと版自重

面積

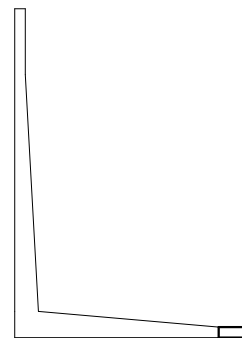
$$A = b \cdot h = 0.200 \times 0.080 = 0.016 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.016 \times 24.5 \times 1.000 = 0.39 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.39 \times 0.100 = 0.04 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (2) かかと版上の載荷土

面積

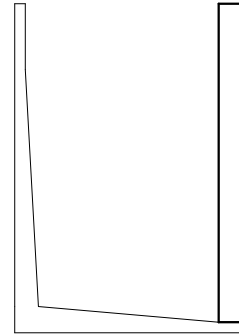
$$A = b \cdot h = 0.200 \times 2.420 = 0.484 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.484 \times 19.0 \times 1.000 = 9.20 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 9.20 \times 0.100 = 0.92 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.200 \times 1.000 = 2.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.100 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.00 \times 0.100 = 0.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (4) 地盤反力度

## 1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 106.14 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 11.20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 11.20 + (106.14 - 11.20) \times \frac{0.200}{1.750} \\ &= 22.05 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(22.05 + 11.20) \times 0.200 \times 1.000}{2} \\ &= 3.33 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.200}{3} \times \frac{2 \times 11.20 + 22.05}{11.20 + 22.05} \\ &= 0.089 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.33 \times 0.089 = 0.30 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 97.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.45 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.45 + (97.80 - 0.45) \times \frac{0.200}{1.750}$$

$$= 11.58 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(11.58 + 0.45) \times 0.200 \times 1.000}{2}$$

$$= 1.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.200}{3} \times \frac{2 \times 0.45 + 11.58}{0.45 + 11.58}$$

$$= 0.069 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.20 \times 0.069 = 0.08 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 8.3 設計断面力

かかと版中間部の曲げモーメントは

たて壁つけ根の曲げモーメントを超えないものとする。

## 1) 荷重あり

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	0.39	0.04
2	かかと版上の載荷土	9.20	0.92
3	地盤反力	-3.33	-0.30
4	自動車荷重	2.00	0.20
	合 計 Σ	8.26	0.86

## 2) 荷重なし

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	0.39	0.04
2	かかと版上の載荷土	9.20	0.92
3	地盤反力	-1.20	-0.08
	合 計 Σ	8.39	0.88

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 8.39 \text{ (kN)}$$

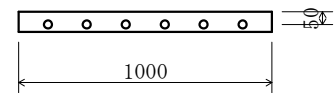
曲げモーメント

$$M = 0.88 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 50 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 6.5 \\ &= 12.91 \text{ (cm}^2\text{)} = 1291 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 1291}} \right\} \\ &= 28.7 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 0.88 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 8.39 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.88 \times 10^6}{1000 \times 28.7 \times \left(50 - \frac{28.7}{3}\right)} \\ &= 1.52 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.88 \times 10^6}{1291 \times \left(50 - \frac{28.7}{3}\right)} \\ &= 16.9 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{8.39 \times 10^3}{1000 \times 50} \\ &= 0.17 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$