

CLP (H) 1600 × (B) 1250 × (L) 2000

2011 年 4 月

千葉窯業株式会社

KGC LBLOCK

## 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 .....	11
§ 6 たて壁の部材断面設計 .....	16
§ 7 かかと版(つけ根)の部材断面設計 .....	21
§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計 .....	26

## §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	$H = 1.600 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 68.93 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 以上必要}$

## 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	$\sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

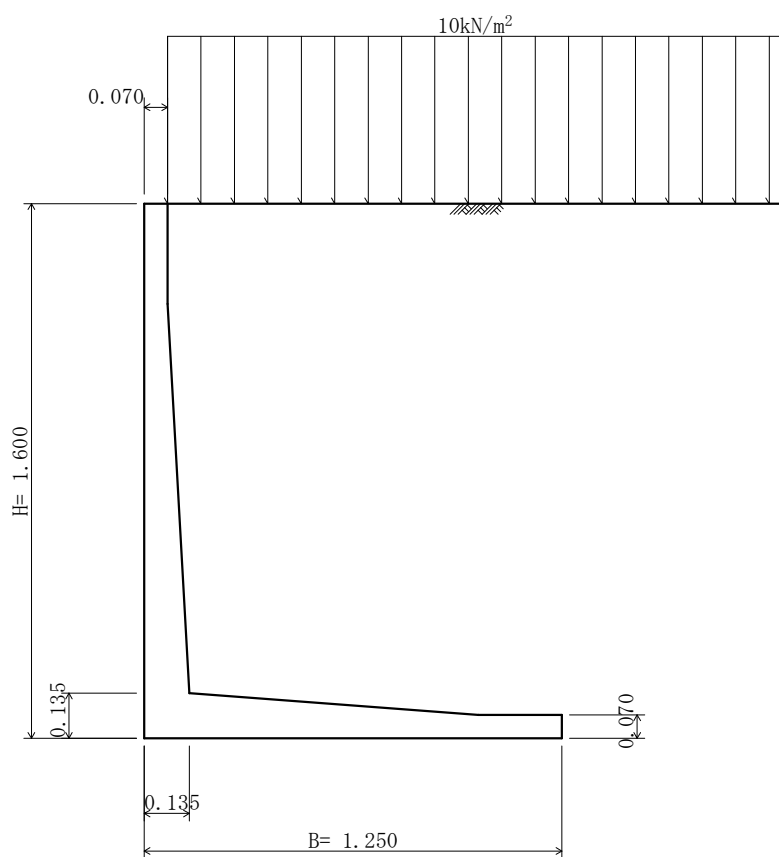
## 1.5 参考文献

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) 1600 × (B) 1250



## §3 計算結果

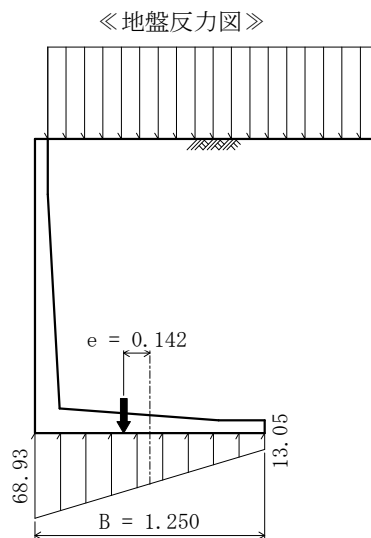
## 3.1 安定計算結果

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
51.24	13.44	0.142	4.46	2.20	68.93      13.05	O. K.
許 容 値		0.208	1.50	1.50		

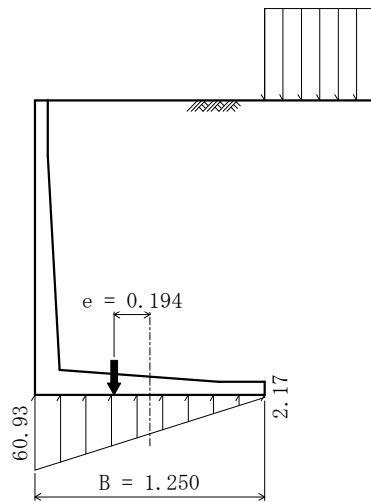


## 3.1.2 載荷重なし

## (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
39.44	13.44	0.194	3.37	1.69	60.93	2.17	0. K.
許 容 値		0.208	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)	40	105
		As (mm <sup>2</sup> )	D13 - 5.5 697	D13 - 5.5 697
		x (mm)	20.3	37.6
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$0.11 \times 10^6$	$4.99 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$1.08 \times 10^3$	$10.22 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.33	2.87
		$\sigma_{ca}$	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	4.7	77.4
		$\sigma_{sa}$	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.03	0.10
		$\tau_{ca}$	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)	105	40
		As (mm <sup>2</sup> )	D13 - 5.5 697	D13 - 5.5 697
		x (mm)	37.6	20.3
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$4.99 \times 10^6$	$0.78 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$3.31 \times 10^3$	$5.71 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	2.87	2.31
		$\sigma_{ca}$	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	77.4	33.7
		$\sigma_{sa}$	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.03	0.14
		$\tau_{ca}$	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

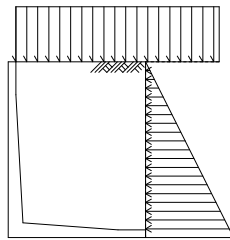
### 4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

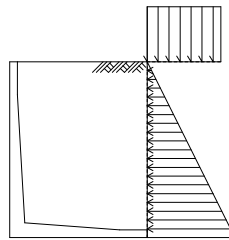
常 時                  自重（＋載荷重）＋土圧

#### 4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり



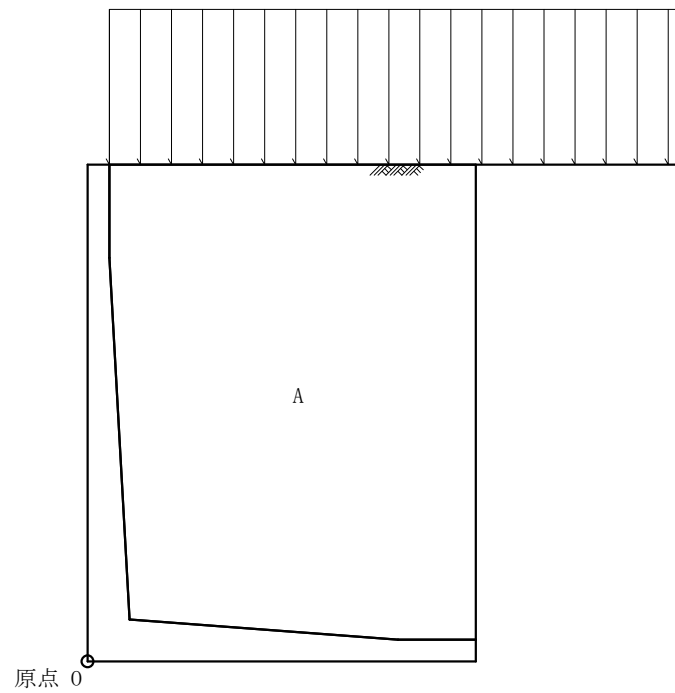
2) 載荷重なし





## 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> )
	1.250	1.600	= 2.000	0.625	0.800	1.2500	1.6000
a	-	0.065	× 0.300 = -0.020	0.103	1.450	-0.0021	-0.0290
b	-1/2	× 0.065	× 1.165 = -0.038	0.113	0.912	-0.0043	-0.0347
c	-	0.865	× 1.465 = -1.267	0.568	0.868	-0.7197	-1.0998
d	-1/2	× 0.865	× 0.065 = -0.028	0.712	0.113	-0.0199	-0.0032
e	-	0.250	× 1.530 = -0.383	1.125	0.835	-0.4309	-0.3198
合 計			0.264			0.0731	0.1135

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.264 \times 1.000 = 0.264 \text{ (m}^3\text{)}$$

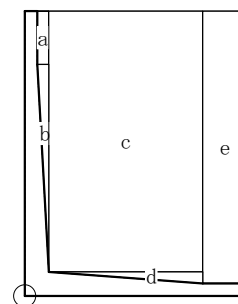
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.264 \times 24.5 = 6.47 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0731}{0.264} = 0.277 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.1135}{0.264} = 0.430 \text{ (m)}$$



## (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> )
	1.180	1.530	= 1.805	0.660	0.835	1.1913	1.5072
a	-1/2	× 0.065	× 1.165 = -0.038	0.092	0.523	-0.0035	-0.0199
b	-	0.065	× 0.065 = -0.004	0.103	0.103	-0.0004	-0.0004
c	-1/2	× 0.865	× 0.065 = -0.028	0.423	0.092	-0.0118	-0.0026
合 計			1.735			1.1756	1.4843

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.735 \times 1.000 = 1.735 \text{ (m}^3\text{)}$$

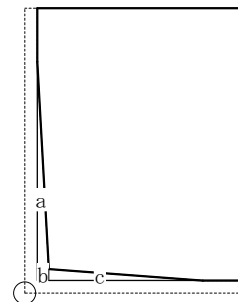
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 1.735 \times 19.0 = 32.97 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{1.1756}{1.735} = 0.678 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{1.4843}{1.735} = 0.856 \text{ (m)}$$



## 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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.180 \times 1.000 = 11.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.250 - \frac{1.180}{2} = 0.660 \text{ (m)}$$

## 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

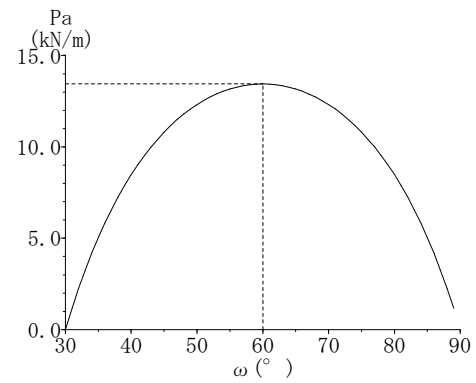
$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

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

ここに、

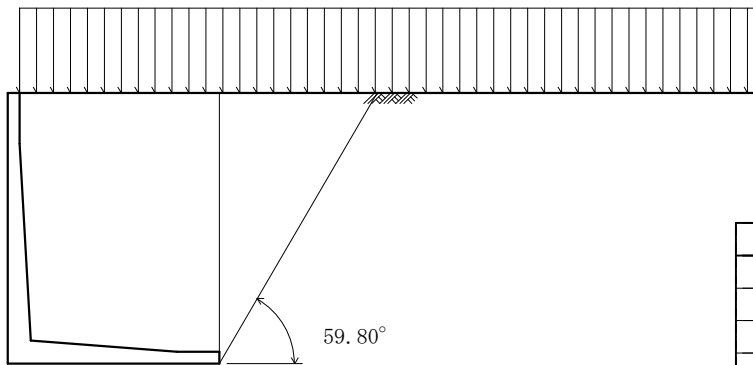
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅)      L = 1.000 (m)

$$\begin{aligned}
 h &= 1.600 \text{ (m)} \\
 \alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 23.47 \text{ (kN/m)} \quad [\text{载荷重: } 9.31] \\
 \omega &= 59.80 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{23.47 \times \sin(59.80 - 30.00)}{\cos(59.80 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 13.44 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	$P_a$	$W$
64.00	13.261	19.66
63.00	13.339	20.54
62.00	13.403	21.45
61.00	13.435	22.36
60.00	13.441	23.28
* 59.80	13.441	23.47
59.00	13.425	24.22
58.00	13.399	25.20
57.00	13.339	26.18
56.00	13.261	27.19
55.00	13.164	28.23

鉛直荷重

$$V = 13.44 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 13.44 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 13.44 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 1.250 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{1.600}{3} = 0.533 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

## §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  $C = 0.0$  (kN/m<sup>2</sup>)

$B$  : 擁壁の底版幅  $B = 1.250$  (m)

$L$  : 擁壁の奥行き(計算幅)  $L = 1.000$  (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  $B = 1.250$  (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  $B = 1.250$  (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)

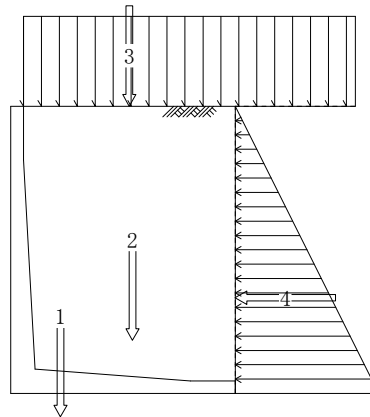
$d$  : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

## 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	6.47		0.277	0.430	1.79	
2	裏込め土	32.97		0.678	0.856	22.35	
3	載荷重	11.80		0.660	1.600	7.79	
4	土圧		13.44	1.250	0.533		7.16
合 計 $\Sigma$		51.24	13.44			31.93	7.16

《 荷重作用図 》



## 1) 滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{51.24 \times 0.577 + 0.0 \times 1.250 \times 1.000}{13.44} \\
 &= 2.20 \geq F_{sa} = 1.5
 \end{aligned}$$

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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{31.93}{7.16} = 4.46 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{31.93 - 7.16}{51.24} = 0.483 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.250}{2} - 0.483 = 0.142 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.142 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.208 \text{ (m)}$$

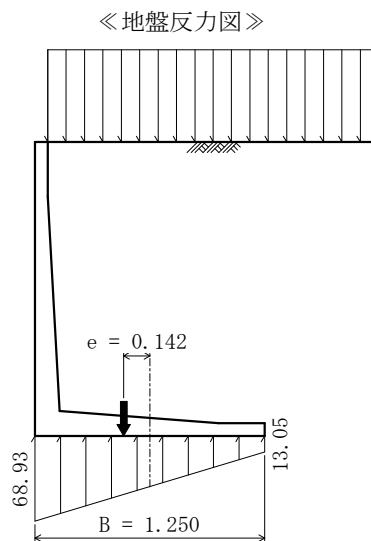
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{51.24}{1.250 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.142}{1.250} \right) \\ &= \begin{cases} 68.93 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 13.05 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

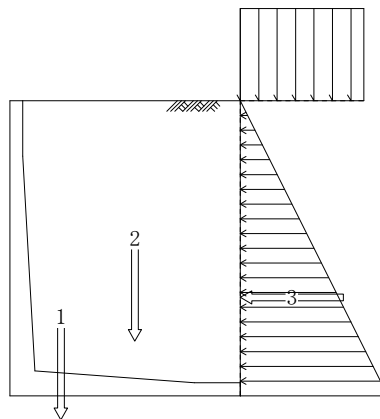
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



## 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	6.47		0.277	0.430	1.79	
2	裏込め土	32.97		0.678	0.856	22.35	
3	土圧		13.44	1.250	0.533		7.16
合 計 Σ		39.44	13.44			24.14	7.16

《荷重作用図》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{39.44 \times 0.577 + 0.0 \times 1.250 \times 1.000}{13.44}$$

$$= 1.69 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{24.14}{7.16} = 3.37 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{24.14 - 7.16}{39.44} = 0.431 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.250}{2} - 0.431 = 0.194 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.194 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.208 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

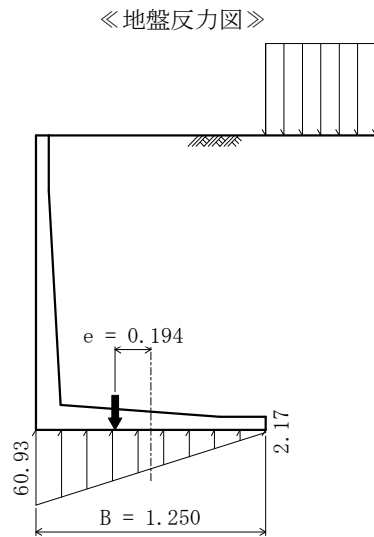


## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{39.44}{1.250 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.194}{1.250} \right) \\
 q_2 &= \begin{cases} 60.93 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 2.17 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

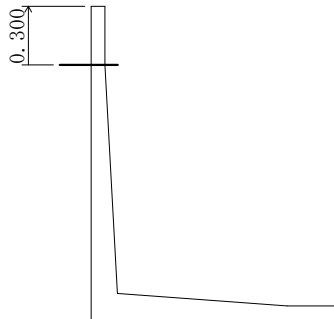


## §6 たて壁の部材断面設計

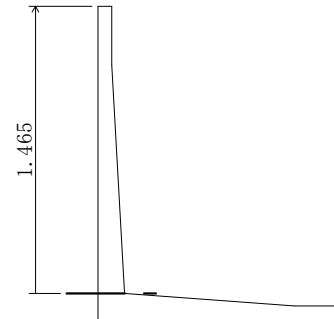
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

## 6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



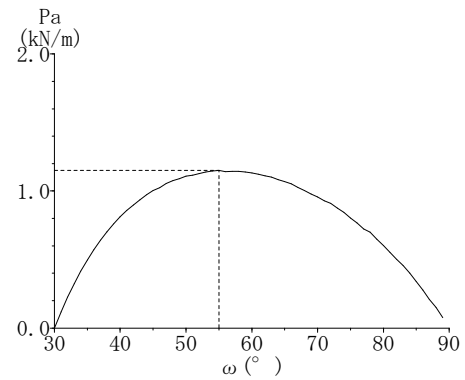
## 6.2 荷重の計算

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

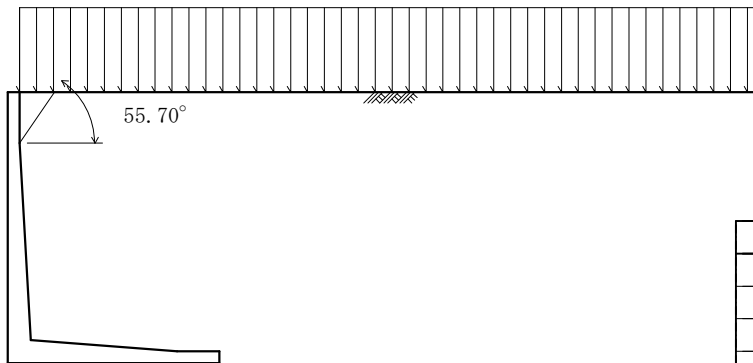
## 1) 中間部

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 2.64 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 2.05] \\
 \omega &= 55.70 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 20.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

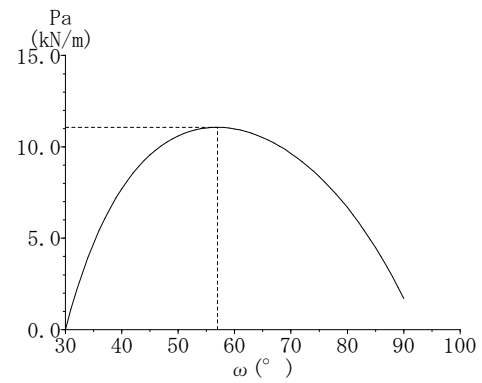
$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{2.64 \times \sin(55.70 - 30.00)}{\cos(55.70 - 30.00 - 20.00 - 0.00)} \\
 &= 1.15 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	$P_a$	$W$
60.00	1.132	2.23
59.00	1.139	2.32
58.00	1.143	2.41
57.00	1.143	2.50
56.00	1.142	2.59
* 55.70	1.151	2.64
55.00	1.150	2.71
54.00	1.146	2.81
53.00	1.139	2.91
52.00	1.128	3.01
51.00	1.115	3.11

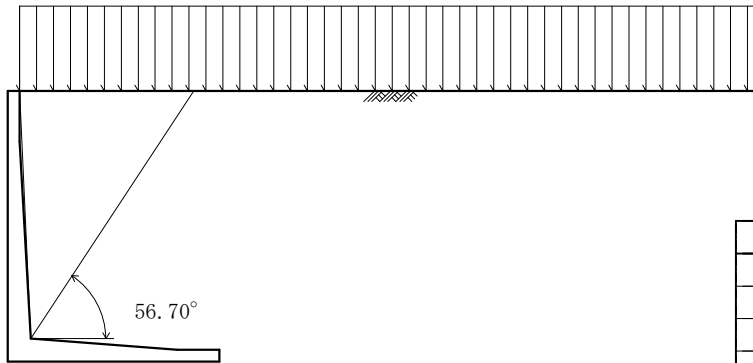
## 2) つけ根

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 2.54 (^{\circ}) \\
 W &= 24.58 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 10.27] \\
 \omega &= 56.70 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



## 最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{24.58 \times \sin(56.70 - 30.00)}{\cos(56.70 - 30.00 - 20.00 - 2.54)} \\
 &= 11.07 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	$P_a$	$W$
61.00	10.919	20.97
60.00	10.983	21.78
59.00	11.027	22.60
58.00	11.059	23.45
57.00	11.065	24.30
* 56.70	11.073	24.58
56.00	11.058	25.18
55.00	11.036	26.09
54.00	10.990	27.01
53.00	10.921	27.95
52.00	10.838	28.93

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

ここに、

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

	土圧力 $P_a$ (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	1.15	20.00	0.00	1.08	0.100
つけ根	11.07	20.00	2.54	10.22	0.488

## 6.3 設計断面力

## (1) 中間部

せん断力

$$S = H = 1.08 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 1.08 \times 0.100 \\ &= 0.11 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

## (2) つけ根

せん断力

$$S = H = 10.22 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 10.22 \times 0.488 \\ &= 4.99 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

## 6.4 実応力度の計算

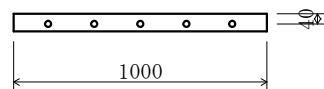
## (1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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

$$\text{有効高さ} \quad d = 40 \text{ (mm)}$$

$$\begin{aligned} \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 5.5 \\ &= 6.97 \text{ (cm}^2\text{)} = 697 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$ 

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 697}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 697}} \right\} \\ &= 20.3 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 0.11 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\text{せん断力} \quad S = 1.08 \text{ (kN)}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.11 \times 10^6}{1000 \times 20.3 \times \left(40 - \frac{20.3}{3}\right)} \\ &= 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

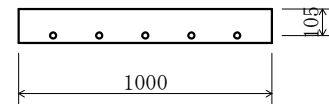
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.11 \times 10^6}{697 \times \left(40 - \frac{20.3}{3}\right)} \\ &= 4.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{1.08 \times 10^3}{1000 \times 40} \\ &= 0.03 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

## (2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 105 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 5.5 \\ &= 6.97 \text{ (cm}^2\text{)} = 697 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 697}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 105}{15 \times 697}} \right\} \\ &= 37.6 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 4.99 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 10.22 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

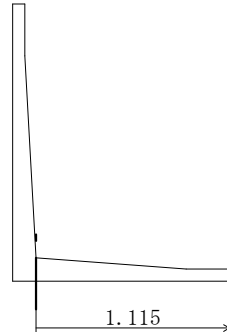
$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 4.99 \times 10^6}{1000 \times 37.6 \times \left(105 - \frac{37.6}{3}\right)} \\ &= 2.87 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{4.99 \times 10^6}{697 \times \left(105 - \frac{37.6}{3}\right)} \\ &= 77.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{10.22 \times 10^3}{1000 \times 105} \\ &= 0.10 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$

## §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> )
	1.115	0.135	0.151	0.558	0.0843
a	-1/2 × 0.865	0.065	-0.028	0.577	-0.0162
b	-	0.250 × 0.065	-0.016	0.990	-0.0158
合計			0.107		0.0523

作用位置

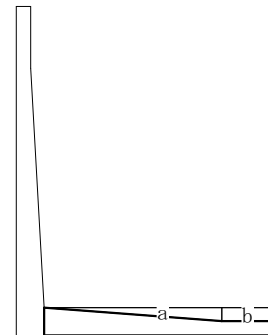
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0523}{0.107} = 0.489 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.107 \times 24.5 \times 1.000 = 2.62 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.62 \times 0.489 = 1.28 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (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> )
	1.115	1.530	1.706	0.558	0.9519
a	-1/2	0.865	0.065	-0.028	-0.0081
合 計			1.678		0.9438

作用位置

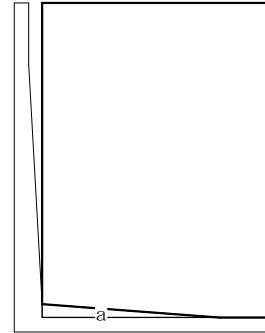
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.9438}{1.678} = 0.562 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 1.678 \times 19.0 \times 1.000 = 31.88 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 31.88 \times 0.562 = 17.92 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.115 \times 1.000 = 11.15 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.558 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 11.15 \times 0.558 = 6.22 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (4) 地盤反力度

## 1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 68.93 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.05 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.05 + (68.93 - 13.05) \times \frac{1.115}{1.250} \\ &= 62.89 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(62.89 + 13.05) \times 1.115 \times 1.000}{2} \\ &= 42.34 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.115}{3} \times \frac{2 \times 13.05 + 62.89}{13.05 + 62.89} \\ &= 0.436 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 42.34 \times 0.436 = 18.46 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 60.93 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.17 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.17 + (60.93 - 2.17) \times \frac{1.115}{1.250} \\ &= 54.58 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(54.58 + 2.17) \times 1.115 \times 1.000}{2} \\ &= 31.64 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.115}{3} \times \frac{2 \times 2.17 + 54.58}{2.17 + 54.58} \\ &= 0.386 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 31.64 \times 0.386 = 12.21 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 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	2.62	1.28
2	かかと版上の載荷土	31.88	17.92
3	地盤反力	-42.34	-18.46
4	自動車荷重	11.15	6.22
	合 計 $\Sigma$	3.31	6.96

## 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	2.62	1.28
2	かかと版上の載荷土	31.88	17.92
3	地盤反力	-31.64	-12.21
	合 計 $\Sigma$	2.86	6.99

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  $M_o = 4.99$  (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

$$S = 3.31 \text{ (kN)}$$

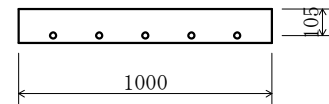
曲げモーメント

$$M = 4.99 \text{ (kN・m)}$$

## 7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 105 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 5.5 \\ &= 6.97 \text{ (cm}^2\text{)} = 697 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 697}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 105}{15 \times 697}} \right\} \\ &= 37.6 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 4.99 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 3.31 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

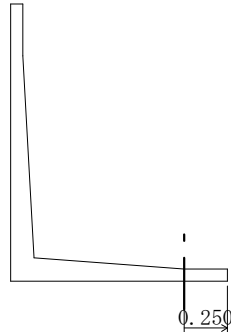
$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 4.99 \times 10^6}{1000 \times 37.6 \times \left(105 - \frac{37.6}{3}\right)} \\ &= 2.87 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{4.99 \times 10^6}{697 \times \left(105 - \frac{37.6}{3}\right)} \\ &= 77.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{3.31 \times 10^3}{1000 \times 105} \\ &= 0.03 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$

## §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

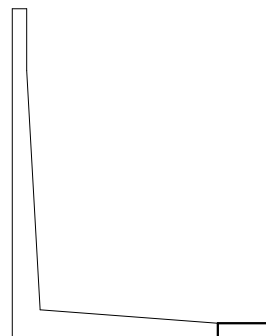
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 0.070 = 0.018 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.018 \times 24.5 \times 1.000 = 0.44 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.44 \times 0.125 = 0.06 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (2) かかと版上の載荷土

面積

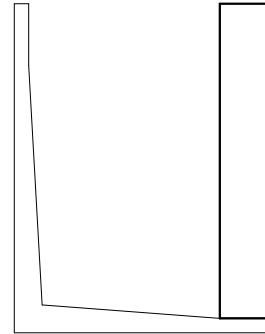
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 1.530 = 0.383 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.383 \times 19.0 \times 1.000 = 7.28 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 7.28 \times 0.125 = 0.91 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.250 \times 1.000 = 2.50 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.125 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.50 \times 0.125 = 0.31 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (4) 地盤反力度

## 1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 68.93 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.05 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.05 + (68.93 - 13.05) \times \frac{0.250}{1.250} \\ &= 24.23 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(24.23 + 13.05) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 4.66 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 13.05 + 24.23}{13.05 + 24.23} \\ &= 0.113 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.66 \times 0.113 = 0.53 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 60.93 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.17 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.17 + (60.93 - 2.17) \times \frac{0.250}{1.250}$$

$$= 13.92 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(13.92 + 2.17) \times 0.250 \times 1.000}{2}$$

$$= 2.01 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 2.17 + 13.92}{2.17 + 13.92}$$

$$= 0.095 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.01 \times 0.095 = 0.19 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 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	0.44	0.06
2	かかと版上の載荷土	7.28	0.91
3	地盤反力	-4.66	-0.53
4	自動車荷重	2.50	0.31
	合 計 Σ	5.56	0.75

## 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	0.44	0.06
2	かかと版上の載荷土	7.28	0.91
3	地盤反力	-2.01	-0.19
	合 計 Σ	5.71	0.78

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 5.71 \text{ (kN)}$$

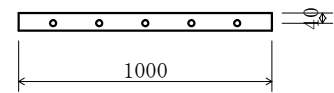
曲げモーメント

$$M = 0.78 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 40 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 5.5 \\ &= 6.97 \text{ (cm}^2\text{)} = 697 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 697}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 697}} \right\} \\ &= 20.3 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 0.78 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 5.71 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.78 \times 10^6}{1000 \times 20.3 \times \left(40 - \frac{20.3}{3}\right)} \\ &= 2.31 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.78 \times 10^6}{697 \times \left(40 - \frac{20.3}{3}\right)} \\ &= 33.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{5.71 \times 10^3}{1000 \times 40} \\ &= 0.14 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$