

CLP (H) 1400 × (B) 1100 × (L) 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 .....	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	$H = 1.400 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 62.07 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 以上必要}$

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

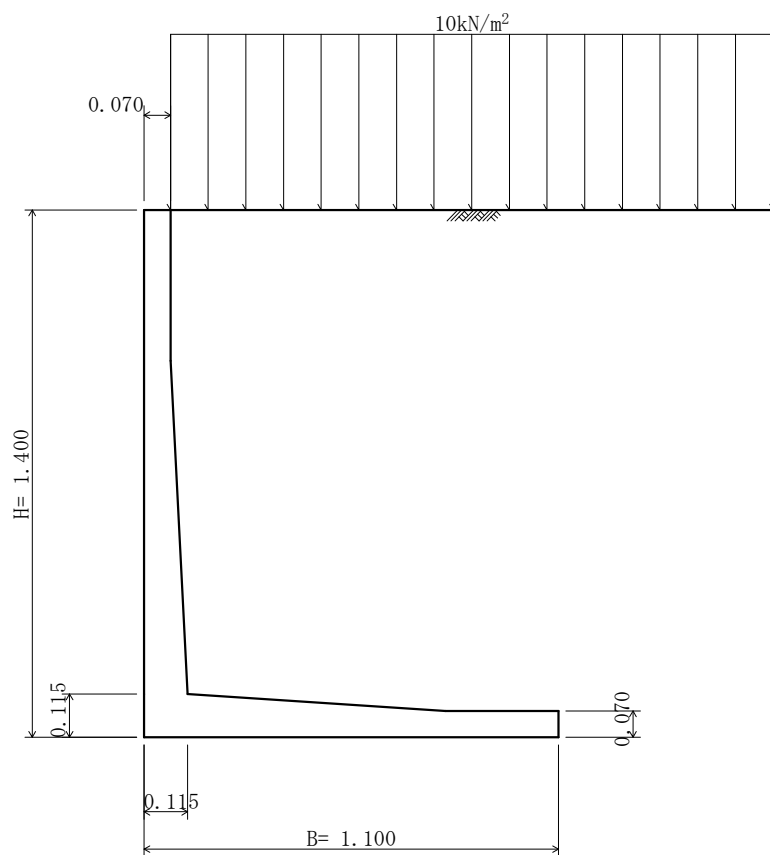
## 1.5 参考文献

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) 1400 × (B) 1100



## §3 計算結果

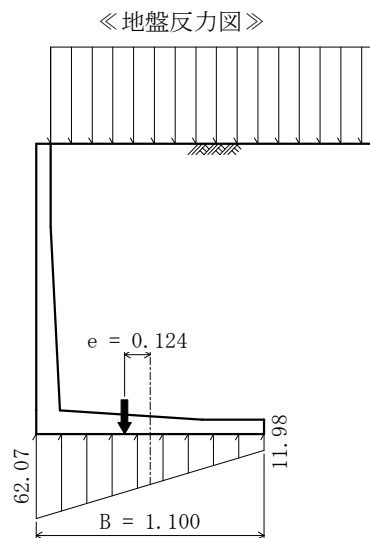
## 3.1 安定計算結果

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
40.73	10.88	0.124	4.41	2.16	62.07      11.98	O. K.
許 容 値		0.183	1.50	1.50		

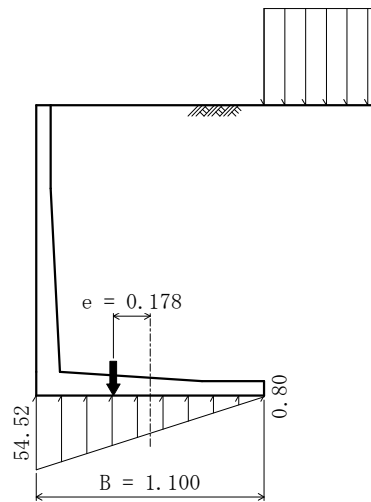


## 3.1.2 載荷重なし

## (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
30.43	10.88	0.178	3.23	1.61	54.52	0.80	0. K.
許容値		0.183	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	85
		As (mm <sup>2</sup> )	D10 - 7.5 535	D10 - 7.5 535
		x (mm)	18.6	29.8
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$0.20 \times 10^6$	$3.42 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$1.54 \times 10^3$	$7.98 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.64	3.06
		$\sigma_{ca}$	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	11.1	85.2
		$\sigma_{sa}$	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.04	0.09
		$\tau_{ca}$	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)	85	40
		As (mm <sup>2</sup> )	D10 - 7.5 535	D10 - 7.5 535
		x (mm)	29.8	18.6
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$3.42 \times 10^6$	$0.96 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$2.63 \times 10^3$	$5.65 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.06	3.05
		$\sigma_{ca}$	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	85.2	53.1
		$\sigma_{sa}$	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

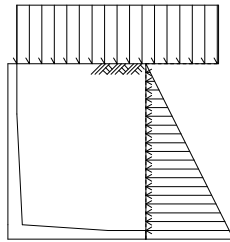
### 4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

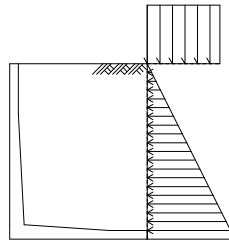
常時 自重（＋載荷重）＋土圧

#### 4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり



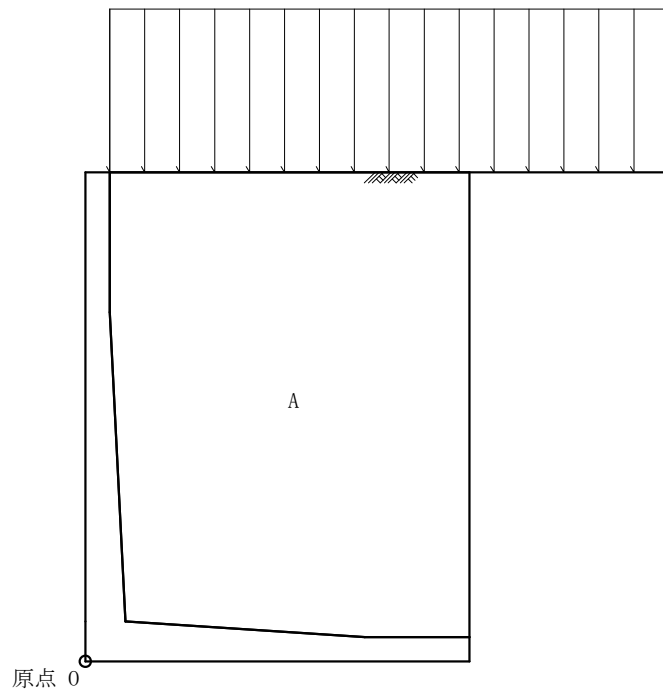
2) 載荷重なし





## 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> )
	1.100	1.400	= 1.540	0.550	0.700	0.8470	1.0780
a	-	0.045	× 0.400 = -0.018	0.093	1.200	-0.0017	-0.0216
b	-1/2	× 0.045	× 0.885 = -0.020	0.100	0.705	-0.0020	-0.0141
c	-	0.685	× 1.285 = -0.880	0.458	0.758	-0.4030	-0.6670
d	-1/2	× 0.685	× 0.045 = -0.015	0.572	0.100	-0.0086	-0.0015
e	-	0.300	× 1.330 = -0.399	0.950	0.735	-0.3791	-0.2933
合 計			0.208			0.0526	0.0805

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.208 \times 1.000 = 0.208 \text{ (m}^3\text{)}$$

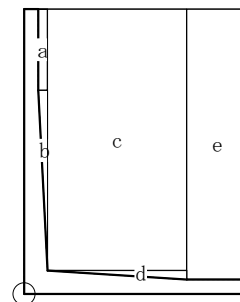
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.208 \times 24.5 = 5.10 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0526}{0.208} = 0.253 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.0805}{0.208} = 0.387 \text{ (m)}$$



## (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> )
	1.030	1.330	= 1.370	0.585	0.735	0.8015	1.0070
a	-1/2	× 0.045	× 0.885 = -0.020	0.085	0.410	-0.0017	-0.0082
b	-	0.045	× 0.045 = -0.002	0.093	0.093	-0.0002	-0.0002
c	-1/2	× 0.685	× 0.045 = -0.015	0.343	0.085	-0.0051	-0.0013
合 計			1.333			0.7945	0.9973

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.333 \times 1.000 = 1.333 \text{ (m}^3\text{)}$$

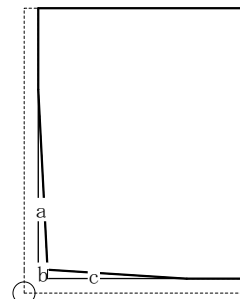
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 1.333 \times 19.0 = 25.33 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.7945}{1.333} = 0.596 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.9973}{1.333} = 0.748 \text{ (m)}$$



## 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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.030 \times 1.000 = 10.30 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.100 - \frac{1.030}{2} = 0.585 \text{ (m)}$$

## 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

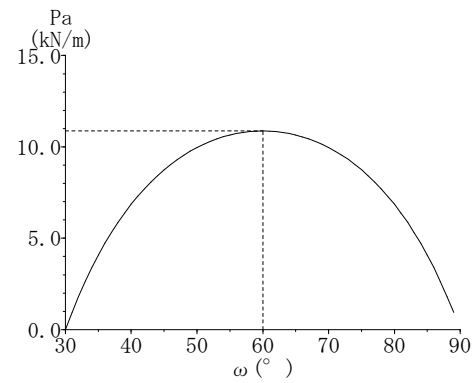
$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

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

ここに、

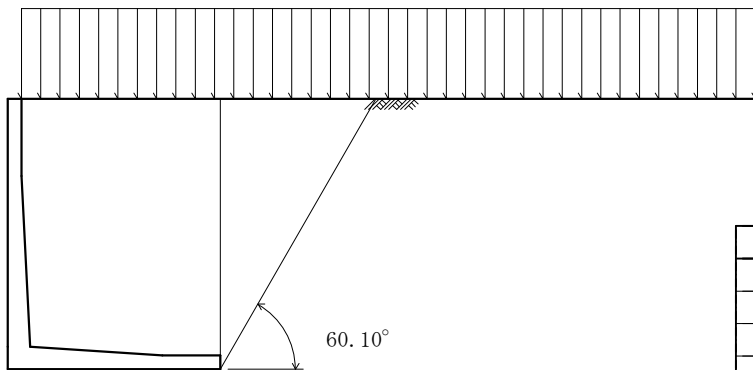
- $V, H$  : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- $L$  : 擁壁の奥行き (計算幅)  $L = 1.000 \text{ (m)}$

$$\begin{aligned}
 h &= 1.400 \text{ (m)} \\
 \alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 18.77 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 8.05] \\
 \omega &= 60.10 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{18.77 \times \sin(60.10 - 30.00)}{\cos(60.10 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 10.88 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	$P_a$	$W$
65.00	10.650	15.21
64.00	10.731	15.91
63.00	10.787	16.61
62.00	10.835	17.34
61.00	10.864	18.08
* 60.10	10.881	18.77
60.00	10.877	18.84
59.00	10.864	19.60
58.00	10.836	20.38
57.00	10.792	21.18
56.00	10.730	22.00

鉛直荷重

$$V = 10.88 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 10.88 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 10.88 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 1.100 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{1.400}{3} = 0.467 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

## §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  $B = 1.100$  (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  $B = 1.100$  (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  $B = 1.100$  (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)

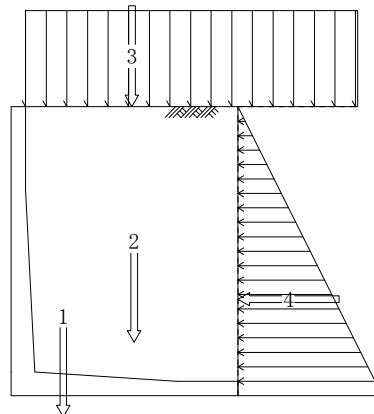
$d$  : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

## 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 $V$ ( $\text{kN}$ )	水平 $H$ ( $\text{kN}$ )	$x$ (m)	$y$ (m)	抵抗 $M_r$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )	転倒 $M_o$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )
1	躯体	5.10		0.253	0.387	1.29	
2	裏込め土	25.33		0.596	0.748	15.10	
3	載荷重	10.30		0.585	1.400	6.03	
4	土圧		10.88	1.100	0.467		5.08
合 計 $\Sigma$		40.73	10.88			22.42	5.08

《 荷重作用図 》



## 1) 滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{40.73 \times 0.577 + 0.0 \times 1.100 \times 1.000}{10.88} \\
 &= 2.16 \geq F_{sa} = 1.5
 \end{aligned}$$

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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{22.42}{5.08} = 4.41 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{22.42 - 5.08}{40.73} = 0.426 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.100}{2} - 0.426 = 0.124 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.124 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.183 \text{ (m)}$$

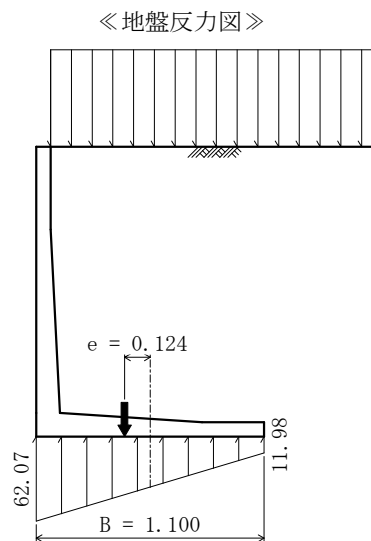
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{40.73}{1.100 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.124}{1.100} \right) \\ &= \begin{cases} 62.07 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 11.98 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

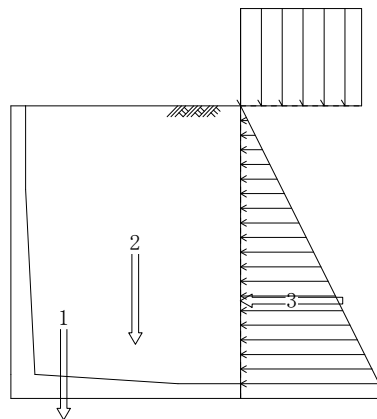
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



## 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	5.10		0.253	0.387	1.29	
2	裏込め土	25.33		0.596	0.748	15.10	
3	土圧		10.88	1.100	0.467		5.08
合 計 Σ		30.43	10.88			16.39	5.08

《荷重作用図》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{30.43 \times 0.577 + 0.0 \times 1.100 \times 1.000}{10.88}$$

$$= 1.61 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{16.39}{5.08} = 3.23 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{16.39 - 5.08}{30.43} = 0.372 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.100}{2} - 0.372 = 0.178 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.178 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.183 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

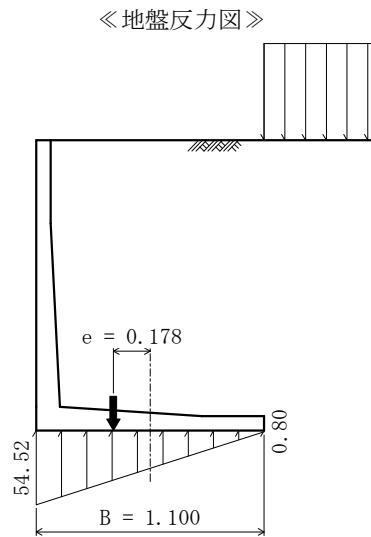


## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{30.43}{1.100 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.178}{1.100} \right) \\
 q_2 &= \begin{cases} 54.52 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 0.80 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

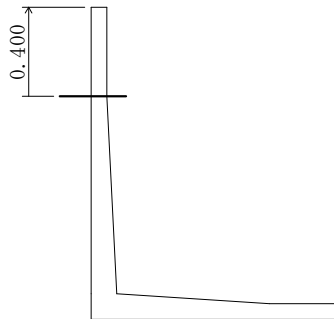


## §6 たて壁の部材断面設計

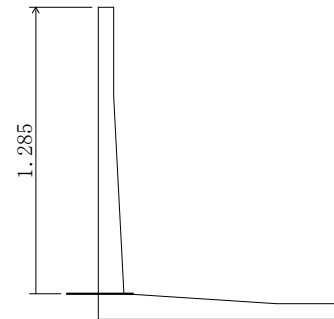
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

## 6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



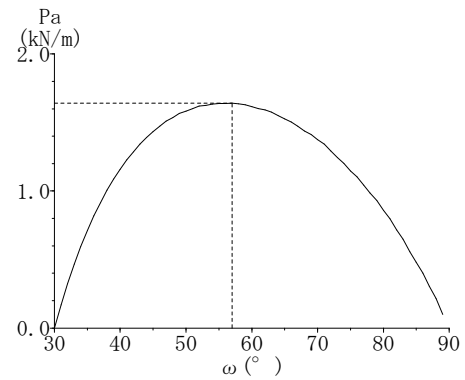
## 6.2 荷重の計算

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

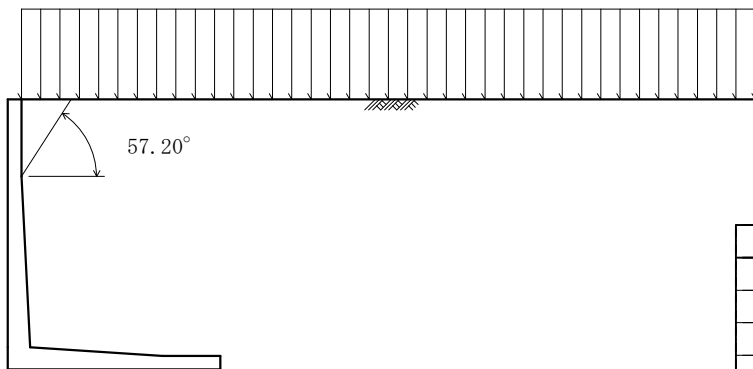
## 1) 中間部

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 0.00 (^{\circ}) \\
 W &= 3.57 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 2.58] \\
 \omega &= 57.20 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

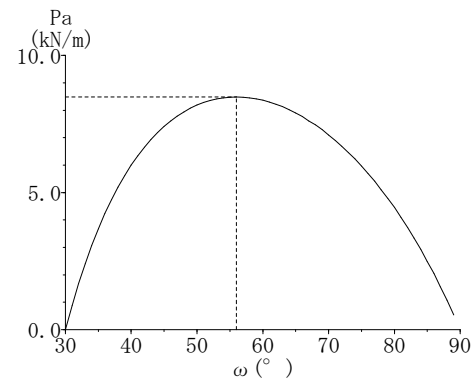
$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{3.57 \times \sin(57.20 - 30.00)}{\cos(57.20 - 30.00 - 20.00 - 0.00)} \\
 &= 1.64 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	$P_a$	$W$
62.00	1.593	2.94
61.00	1.600	3.05
60.00	1.615	3.18
59.00	1.630	3.32
58.00	1.636	3.45
* 57.20	1.645	3.57
57.00	1.642	3.59
56.00	1.640	3.72
55.00	1.638	3.86
54.00	1.635	4.01
53.00	1.624	4.15

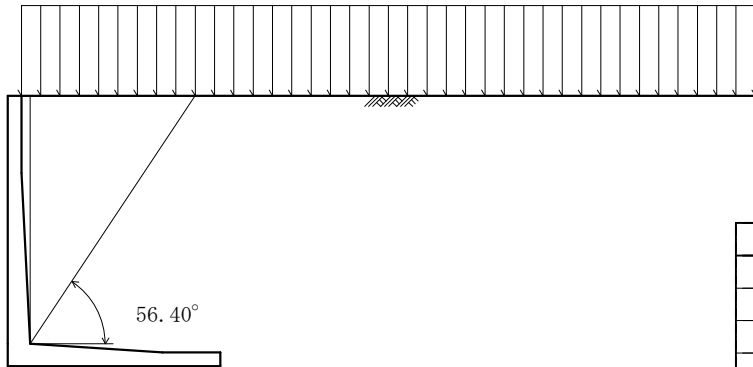
## 2) つけ根

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 0.00 (^{\circ}) \\
 W &= 18.97 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 8.54] \\
 \omega &= 56.40 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



## 最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{18.97 \times \sin(56.40 - 30.00)}{\cos(56.40 - 30.00 - 20.00 - 0.00)} \\
 &= 8.49 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



$\omega$	$P_a$	$W$
61.00	8.300	15.82
60.00	8.367	16.48
59.00	8.418	17.15
58.00	8.453	17.83
57.00	8.476	18.53
* 56.40	8.488	18.97
56.00	8.485	19.25
55.00	8.476	19.98
54.00	8.456	20.74
53.00	8.412	21.50
52.00	8.355	22.29

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

ここに、

L : 擁壁の奥行き (計算幅)      L = 1.000 (m)

	土圧力 $P_a$ (kN/m)	摩擦角 $\delta$ ( $^{\circ}$ )	傾斜角 $\alpha$ ( $^{\circ}$ )	水平荷重 $H$ (kN)	作用位置 $y$ (m)
中間部	1.64	20.00	0.00	1.54	0.133
つけ根	8.49	20.00	0.00	7.98	0.428

## 6.3 設計断面力

## (1) 中間部

せん断力

$$S = H = 1.54 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 1.54 \times 0.133 \\ &= 0.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

## (2) つけ根

せん断力

$$S = H = 7.98 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 7.98 \times 0.428 \\ &= 3.42 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

## 6.4 実応力度の計算

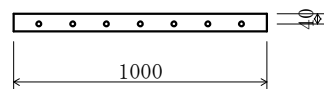
## (1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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

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

$$\begin{aligned} \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 7.5 \\ &= 5.35 \text{ (cm}^2\text{)} = 535 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$ 

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 535}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 535}} \right\} \\ &= 18.6 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 0.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\text{せん断力} \quad S = 1.54 \text{ (kN)}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.20 \times 10^6}{1000 \times 18.6 \times \left(40 - \frac{18.6}{3}\right)} \\ &= 0.64 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

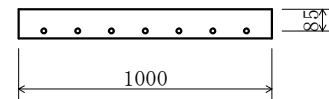
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.20 \times 10^6}{535 \times \left(40 - \frac{18.6}{3}\right)} \\ &= 11.1 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{1.54 \times 10^3}{1000 \times 40} \\ &= 0.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

## (2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 85 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 7.5 \\ &= 5.35 \text{ (cm}^2\text{)} = 535 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 535}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 85}{15 \times 535}} \right\} \\ &= 29.8 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 3.42 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 7.98 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 3.42 \times 10^6}{1000 \times 29.8 \times \left(85 - \frac{29.8}{3}\right)} \\ &= 3.06 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{3.42 \times 10^6}{535 \times \left(85 - \frac{29.8}{3}\right)} \\ &= 85.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

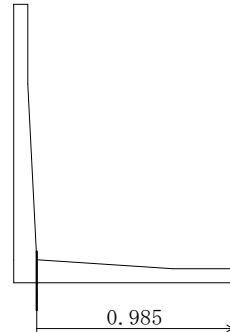
$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{7.98 \times 10^3}{1000 \times 85} \\ &= 0.09 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

## §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> )
	0.985	0.115	0.113	0.493	0.0557
a	-1/2 × 0.685	0.045	-0.015	0.457	-0.0069
b	-	0.300	0.045	-0.014	-0.0117
合計			0.084		0.0371

作用位置

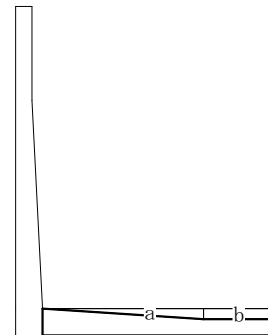
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0371}{0.084} = 0.442 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.084 \times 24.5 \times 1.000 = 2.06 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.06 \times 0.442 = 0.91 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (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> )
	0.985	1.330	1.310	0.493	0.6458
a	-1/2	0.685	0.045	-0.015	-0.0034
合 計			1.295		0.6424

作用位置

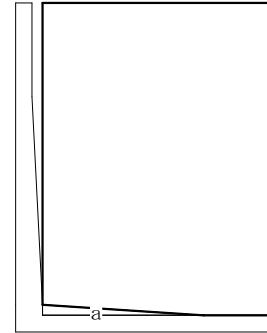
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.6424}{1.295} = 0.496 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 1.295 \times 19.0 \times 1.000 = 24.61 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 24.61 \times 0.496 = 12.21 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.985 \times 1.000 = 9.85 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.493 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 9.85 \times 0.493 = 4.86 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (4) 地盤反力度

## 1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 62.07 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 11.98 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 11.98 + (62.07 - 11.98) \times \frac{0.985}{1.100} \\ &= 56.83 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(56.83 + 11.98) \times 0.985 \times 1.000}{2} \\ &= 33.89 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.985}{3} \times \frac{2 \times 11.98 + 56.83}{11.98 + 56.83} \\ &= 0.385 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 33.89 \times 0.385 = 13.05 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 54.52 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.80 + (54.52 - 0.80) \times \frac{0.985}{1.100} \\ &= 48.90 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(48.90 + 0.80) \times 0.985 \times 1.000}{2} \\ &= 24.48 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.985}{3} \times \frac{2 \times 0.80 + 48.90}{0.80 + 48.90} \\ &= 0.334 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 24.48 \times 0.334 = 8.18 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 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	2.06	0.91
2	かかと版上の載荷土	24.61	12.21
3	地盤反力	-33.89	-13.05
4	自動車荷重	9.85	4.86
	合 計 $\Sigma$	2.63	4.93

## 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	2.06	0.91
2	かかと版上の載荷土	24.61	12.21
3	地盤反力	-24.48	-8.18
	合 計 $\Sigma$	2.19	4.94

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  $M_o = 3.42$  (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

$$S = 2.63 \text{ (kN)}$$

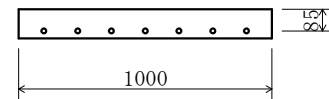
曲げモーメント

$$M = 3.42 \text{ (kN・m)}$$

## 7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 85 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 7.5 \\ &= 5.35 \text{ (cm}^2\text{)} = 535 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 535}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 85}{15 \times 535}} \right\} \\ &= 29.8 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 3.42 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 2.63 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

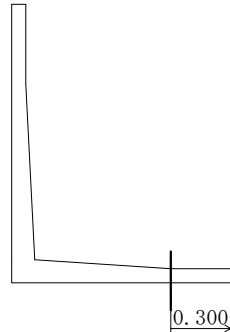
$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 3.42 \times 10^6}{1000 \times 29.8 \times \left(85 - \frac{29.8}{3}\right)} \\ &= 3.06 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{3.42 \times 10^6}{535 \times \left(85 - \frac{29.8}{3}\right)} \\ &= 85.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{2.63 \times 10^3}{1000 \times 85} \\ &= 0.03 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$

## §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

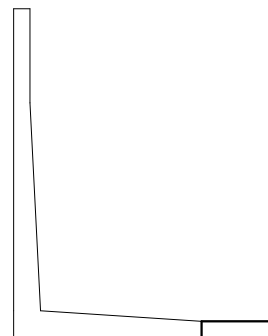
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 0.070 = 0.021 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.021 \times 24.5 \times 1.000 = 0.51 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.51 \times 0.150 = 0.08 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (2) かかと版上の載荷土

面積

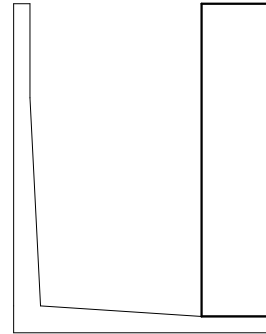
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 1.330 = 0.399 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.399 \times 19.0 \times 1.000 = 7.58 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 7.58 \times 0.150 = 1.14 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.300 \times 1.000 = 3.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.150 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.00 \times 0.150 = 0.45 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (4) 地盤反力度

## 1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 62.07 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 11.98 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 11.98 + (62.07 - 11.98) \times \frac{0.300}{1.100} \\ &= 25.64 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(25.64 + 11.98) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 5.64 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 11.98 + 25.64}{11.98 + 25.64} \\ &= 0.132 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 5.64 \times 0.132 = 0.74 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 54.52 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.80 + (54.52 - 0.80) \times \frac{0.300}{1.100}$$

$$= 15.45 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(15.45 + 0.80) \times 0.300 \times 1.000}{2}$$

$$= 2.44 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 0.80 + 15.45}{0.80 + 15.45}$$

$$= 0.105 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.44 \times 0.105 = 0.26 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 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	0.51	0.08
2	かかと版上の載荷土	7.58	1.14
3	地盤反力	-5.64	-0.74
4	自動車荷重	3.00	0.45
	合 計 Σ	5.45	0.93

## 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	0.51	0.08
2	かかと版上の載荷土	7.58	1.14
3	地盤反力	-2.44	-0.26
	合 計 Σ	5.65	0.96

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 5.65 \text{ (kN)}$$

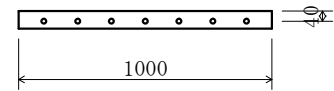
曲げモーメント

$$M = 0.96 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 40 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 7.5 \\ &= 5.35 \text{ (cm}^2\text{)} = 535 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 535}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 535}} \right\} \\ &= 18.6 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 0.96 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 5.65 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.96 \times 10^6}{1000 \times 18.6 \times \left(40 - \frac{18.6}{3}\right)} \\ &= 3.05 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.96 \times 10^6}{535 \times \left(40 - \frac{18.6}{3}\right)} \\ &= 53.1 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{5.65 \times 10^3}{1000 \times 40} \\ &= 0.14 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$