

CLP-F (H) 1100×(B) 950×(L) 2000

2011 年 7 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 .....	9
§ 5 安定計算 .....	15
§ 6 たて壁の部材断面設計 .....	24
§ 7 かかと版(つけ根)の部材断面設計 .....	30
§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計 .....	37

## §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	$H = 1.100 \text{ (m)}$
(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) フェンス荷重	$H_f = 0.4 \text{ (kN/m)}$
(7) 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	$q_a = 45.82 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	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	偏心距離	$ e  \leq 1/6 B \text{ (1/3)}$
	転倒安全率	$F_s \geq 1.50 \text{ (1.20)}$
		※ ()はフェンス荷重時

## 1.4 材料強度及び許容応力度

	(N/mm <sup>2</sup> )	常 時	フェンス
(1) コンクリート			
設計基準強度	$\sigma_{ck}$	30	
許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
許容せん断応力度	$\tau_a$	0.45	0.54
(2) 鉄筋			
許容引張応力度	$\sigma_{sa}$	160	192

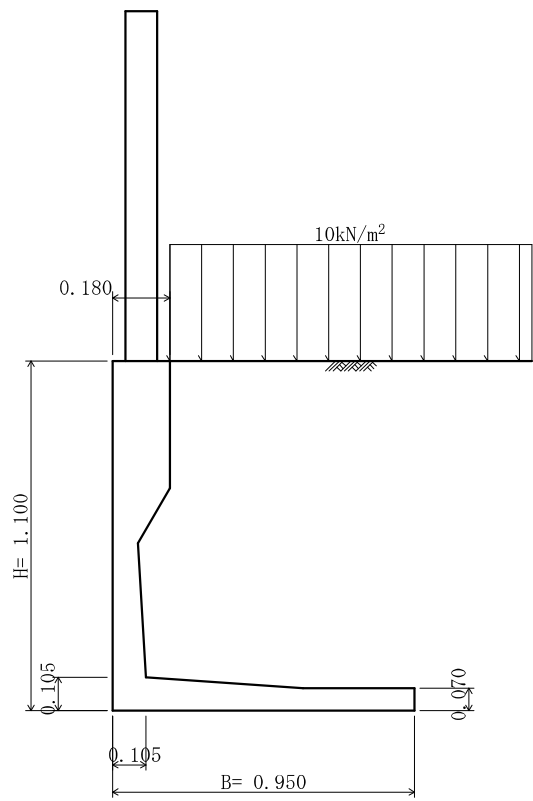
## 1.5 参考文献

一、道路土工 一 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-F (H)1100×(B)950×(L)2000 標準



§ 3 計算結果

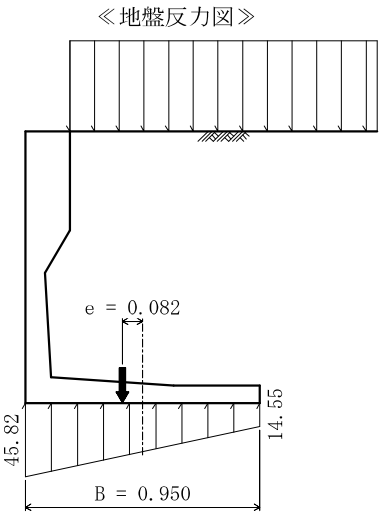
3.1 安定計算結果

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 [載荷重あり]

(1) 安定計算

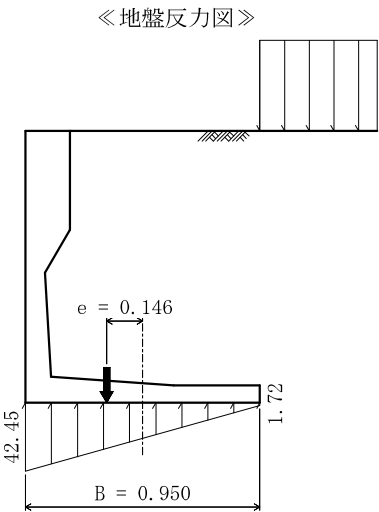
鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q <sub>1</sub> q <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		判定
28.68	7.50	0.082	5.09	2.21	45.82	14.55	O. K.
許 容 値		0.158	1.50	1.50			



3.1.2 常 時 [載荷重なし]

(1) 安定計算

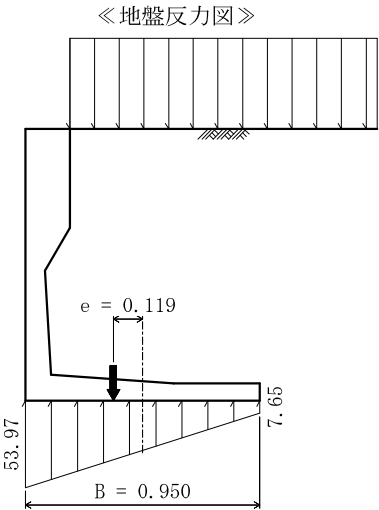
鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q <sub>1</sub> q <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		判定
20.98	7.50	0.146	3.51	1.61	42.45	1.72	0. K.
許 容 値		0.158	1.50	1.50			



3.1.3 フェンス荷重時〔載荷重あり〕

(1) 安定計算

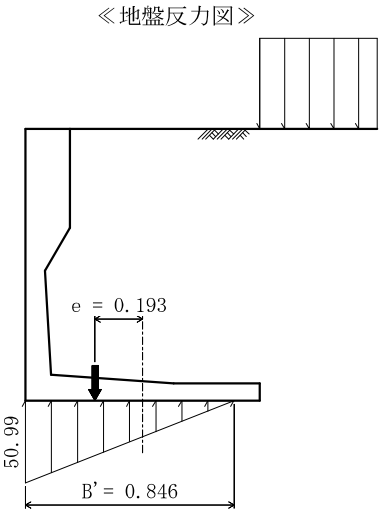
鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q <sub>1</sub> q <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		判定
29.27	7.90	0.119	3.87	2.14	53.97	7.65	0. K.
許 容 値		0.317	1.20	1.20			



3.1.4 フェンス荷重時〔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
21.57	7.90	0.193	2.67	1.58	50.99	0. K.
許 容 値		0.317	1.20	1.20		





## 3.2 断面計算結果

## 3.2.1 たて壁の断面計算

部 材	項 目		常 時	フェンス荷重時
中間部	部 材 断 面	b (mm)	1000	
		d (mm)	51	
		As (mm <sup>2</sup> )	D10 - 5.5 392	
		x (mm)	19.3	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$0.40 \times 10^6$	$1.04 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$2.10 \times 10^3$	$2.50 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.93	2.42
		$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	22.9	59.5
		$\sigma_{sa}$	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.04	0.05
		$\tau_{ca}$	0.45	0.54

部 材	項 目		常 時	フェンス荷重時
つけ根	部 材 断 面	b (mm)	1000	
		d (mm)	75	
		As (mm <sup>2</sup> )	D10 - 5.5 392	
		x (mm)	24.4	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$1.72 \times 10^6$	$2.54 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$5.17 \times 10^3$	$5.57 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	2.11	3.11
		$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	65.6	96.9
		$\sigma_{sa}$	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.07	0.07
		$\tau_{ca}$	0.45	0.54

## 3.2.2 底版の断面計算

## (1) かかと版

部 材	項 目		常 時	フェンス荷重時
つ け 根	部 材 断 面	b (mm)	1000	
		d (mm)	75	
		As (mm <sup>2</sup> )	D10 - 5.5 392	
		x (mm)	24.4	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$1.72 \times 10^6$	$2.56 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$1.02 \times 10^3$	$1.19 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	2.11	3.14
		$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	65.6	97.7
		$\sigma_{sa}$	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.01	0.02
		$\tau_{ca}$	0.45	0.54

部 材	項 目		常 時	フェンス荷重時
中 間	部 材 断 面	b (mm)	1000	
		d (mm)	40	
		As (mm <sup>2</sup> )	D10 - 5.5 392	
		x (mm)	16.6	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$0.90 \times 10^6$	$1.16 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$4.24 \times 10^3$	$5.65 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.15	4.05
		$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	66.6	85.9
		$\sigma_{sa}$	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.11	0.14
		$\tau_{ca}$	0.45	0.54

## §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
- ・フェンス荷重

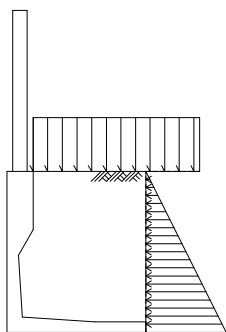
### 4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

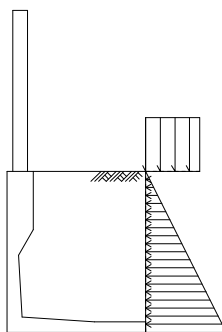
常時 自重（＋載荷重）＋土圧  
 フェンス荷重時 自重（＋載荷重）＋土圧＋フェンス荷重

#### 4.1.1 荷重の組合せ一覧

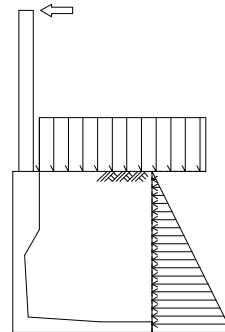
1) 常時[載荷重あり]



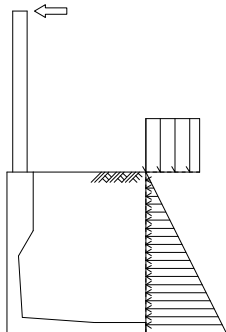
2) 常時[載荷重なし]



3) フェンス荷重時[載荷重あり]

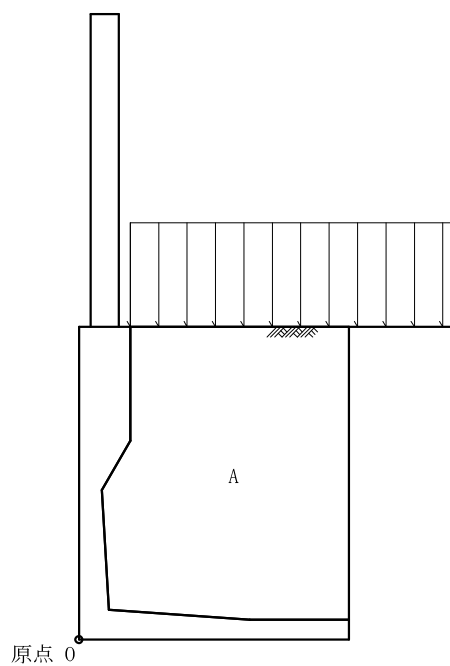


4) フェンス荷重時[載荷重なし]



## 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> )
	0.950	1.100	1.045	0.475	0.550	0.4964	0.5748
a	-1/2	0.025	0.422	0.097	0.386	-0.0005	-0.0019
b	-	0.075	0.422	0.143	0.316	-0.0046	-0.0101
c	-1/2	0.100	0.173	0.147	0.585	-0.0013	-0.0053
d	-	0.420	0.995	0.390	0.603	-0.1630	-0.2521
e	-1/2	0.495	0.035	0.435	0.093	-0.0039	-0.0008
f	-	0.350	1.030	0.775	0.585	-0.2798	-0.2112
合 計			0.211			0.0433	0.0934

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.211 \times 1.000 = 0.211 \text{ (m}^3\text{)}$$

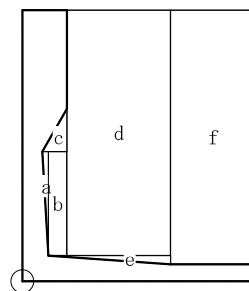
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.211 \times 24.5 = 5.17 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0433}{0.211} = 0.205 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.0934}{0.211} = 0.443 \text{ (m)}$$



## (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> )
	0.870	1.030	0.896	0.515	0.585	0.4614	0.5242
a	-1/2	0.025	0.422	0.088	0.246	-0.0004	-0.0012
b	-	0.025	0.035	0.093	0.088	-0.0001	-0.0001
c	-1/2	0.100	0.173	0.113	0.642	-0.0010	-0.0058
d	-	0.100	0.400	0.130	0.900	-0.0052	-0.0360
e	-1/2	0.495	0.035	0.270	0.082	-0.0024	-0.0007
合 計			0.832			0.4523	0.4804

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.832 \times 1.000 = 0.832 \text{ (m}^3\text{)}$$

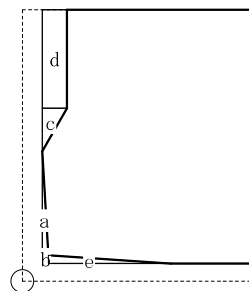
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 0.832 \times 19.0 = 15.81 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.4523}{0.832} = 0.544 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.4804}{0.832} = 0.577 \text{ (m)}$$



## 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。

## (1) 常 時

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 0.770 \times 1.000 = 7.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 0.950 - \frac{0.770}{2} = 0.565 \text{ (m)}$$

## 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

$$\begin{aligned} V &= Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L \\ H &= Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L \end{aligned}$$

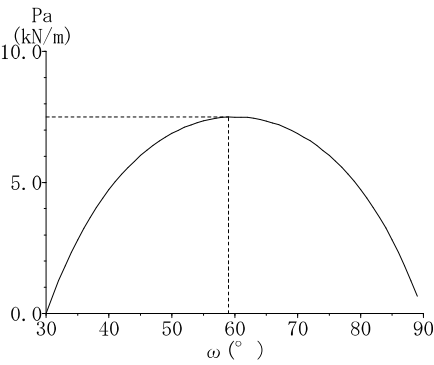
ここに、

- 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)

$h = 1.100 \text{ (m)}$

(1) 常 時

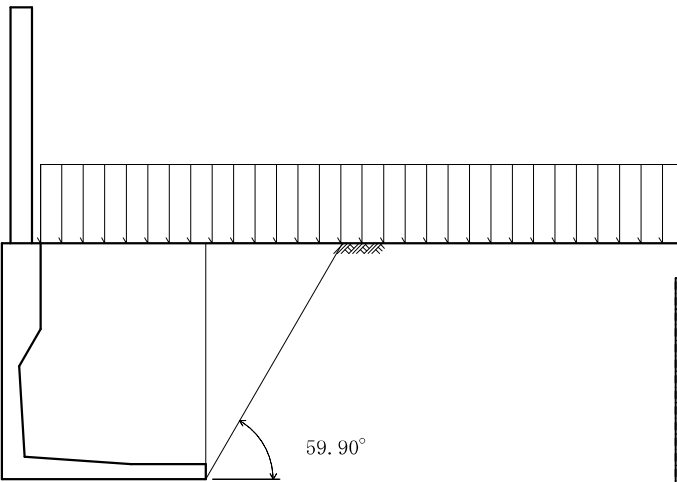
$\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$   
 $W = 13.05 \text{ (kN/m)}$  [載荷重 : 6.38]  
 $\omega = 59.90 \text{ (}^\circ\text{)}$   
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$   
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{13.05 \times \sin(59.90 - 30.00)}{\cos(59.90 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$

$= 7.50 \text{ (kN/m)}$



$\omega$	Pa	W
64.00	7.399	10.97
63.00	7.442	11.46
62.00	7.480	11.97
61.00	7.487	12.46
60.00	7.494	12.98
* 59.90	7.504	13.05
59.00	7.500	13.53
58.00	7.476	14.06
57.00	7.444	14.61
56.00	7.399	15.17
55.00	7.349	15.76

鉛直荷重

$V = 7.50 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$

水平荷重

$H = 7.50 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 7.50 \text{ (kN)}$

作用位置

$x = 0.950 \text{ (m)}$   
 $y = \frac{1.100}{3} = 0.367 \text{ (m)}$

(2) フェンス荷重時

『 常 時 』と同じ。

## 4.2.4 フェンス荷重

水平荷重

$$H = H_h \cdot L = 0.40 \times 1.000 = 0.40 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.090 \text{ (m)}$$

$$y = 1.100 + 1.100 = 2.200 \text{ (m)}$$



## §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 常 時  $F_{sa} = 1.50$

フェンス荷重時  $F_{sa} = 1.20$

$\Sigma V$  : 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  $B = 0.950$  (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。

$$F_s = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} \geq F_{sa}$$

ここに、

$F_s$  : 安全率

$\Sigma M_r$  : 抵抗モーメント (kN・m)

$\Sigma M_o$  : 転倒モーメント (kN・m)

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

フェンス荷重時  $F_{sa} = 1.20$

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。

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

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

ここに、

$\Sigma V$  : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

$\Sigma M_r$  : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)

$\Sigma M_o$  : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)

$B$  : 擁壁の底版幅  $B = 0.950$  (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。

$$\text{常 時 } |e| \leq \frac{1}{6} B \quad \text{フェンス荷重時 } |e| \leq \frac{1}{3} B$$

## 3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$$e > \frac{B}{6} \text{ のとき}$$

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

$$|e| \leq \frac{B}{6} \text{ のとき}$$

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

$$e < -\frac{B}{6} \text{ のとき}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot (B - d) \cdot L}$$

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  $B = 0.950$  (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)

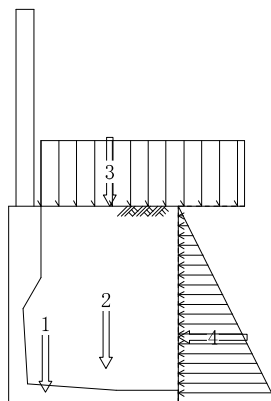
$d$  : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

## 5.2 計算結果

## 5.2.1 常 時 [载荷重あり]

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	5.17		0.205	0.443	1.06	
2	裏込め土	15.81		0.544	0.577	8.60	
3	载荷重	7.70		0.565	1.100	4.35	
4	土圧		7.50	0.950	0.367		2.75
合 計 $\Sigma$		28.68	7.50			14.01	2.75

《 荷重作用図 》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{28.68 \times 0.577 + 0.0 \times 0.950 \times 1.000}{7.50}$$

$$= 2.21 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{14.01}{2.75} = 5.09 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{14.01 - 2.75}{28.68} = 0.393 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.950}{2} - 0.393 = 0.082 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.082 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.158 \text{ (m)}$$

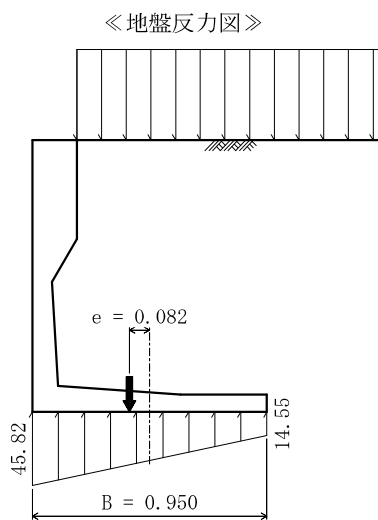
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{28.68}{0.950 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.082}{0.950} \right) \\ &= \begin{cases} 45.82 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 14.55 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

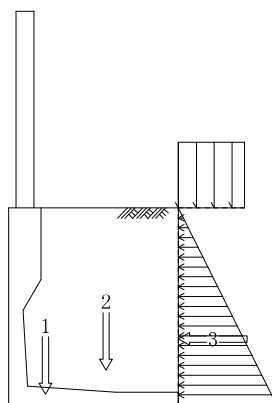
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



## 5.2.2 常 時 [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	5.17		0.205	0.443	1.06	
2	裏込め土	15.81		0.544	0.577	8.60	
3	土圧		7.50	0.950	0.367		2.75
合 計 Σ		20.98	7.50			9.66	2.75

《荷重作用図》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{20.98 \times 0.577 + 0.0 \times 0.950 \times 1.000}{7.50}$$

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

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{9.66}{2.75} = 3.51 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{9.66 - 2.75}{20.98} = 0.329 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.950}{2} - 0.329 = 0.146 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.146 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.158 \text{ (m)}$$

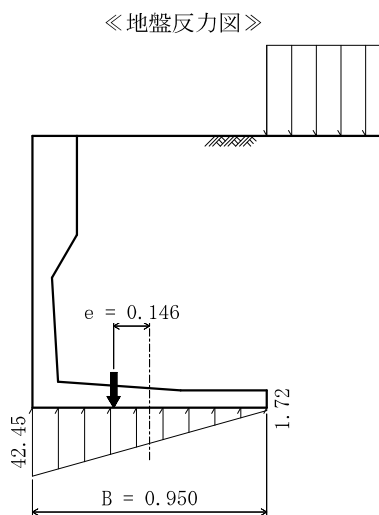
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{20.98}{0.950 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.146}{0.950} \right) \\
 &= \begin{cases} 42.45 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 1.72 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

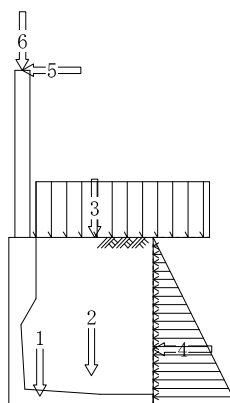
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



## 5.2.3 フェンス荷重時〔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	5.17		0.205	0.443	1.06	
2	裏込め土	15.81		0.544	0.577	8.60	
3	載荷重	7.70		0.565	1.100	4.35	
4	土圧		7.50	0.950	0.367		2.75
5	フェンス荷重		0.40	0.090	2.200		0.88
6		0.59		0.090	2.200	0.05	
合 計 Σ		29.27	7.90			14.06	3.63

《 荷重作用図 》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{29.27 \times 0.577 + 0.0 \times 0.950 \times 1.000}{7.90}$$

$$= 2.14 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{14.06}{3.63} = 3.87 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{14.06 - 3.63}{29.27} = 0.356 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.950}{2} - 0.356 = 0.119 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.119 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.317 \text{ (m)}$$

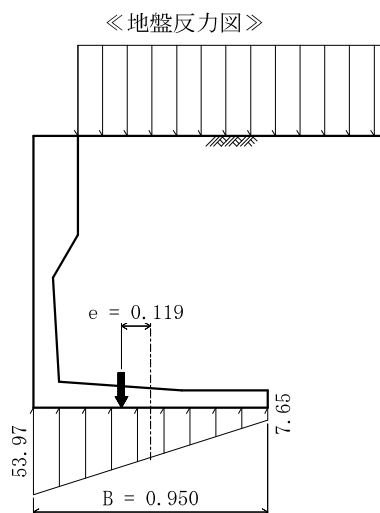
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{29.27}{0.950 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.119}{0.950} \right) \\
 &= \begin{cases} 53.97 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 7.65 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

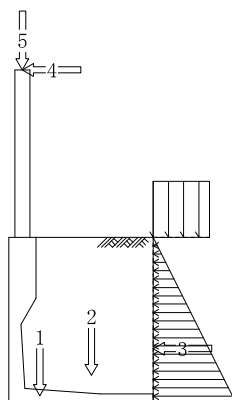
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



## 5.2.4 フェンス荷重時〔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	5.17		0.205	0.443	1.06	
2	裏込め土	15.81		0.544	0.577	8.60	
3	土圧		7.50	0.950	0.367		2.75
4	フェンス荷重		0.40	0.090	2.200		0.88
5		0.59		0.090	2.200	0.05	
合 計 Σ		21.57	7.90			9.71	3.63

《 荷重作用図 》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{21.57 \times 0.577 + 0.0 \times 0.950 \times 1.000}{7.90}$$

$$= 1.58 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{9.71}{3.63} = 2.67 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{9.71 - 3.63}{21.57} = 0.282 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.950}{2} - 0.282 = 0.193 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.193 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.317 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。



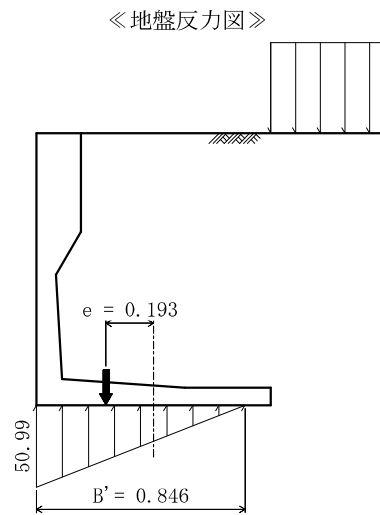
## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 21.57}{3 \times 0.282 \times 1.000}$$

$$= 50.99 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

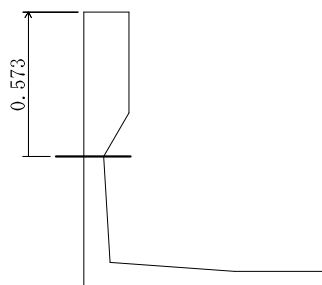


## §6 たて壁の部材断面設計

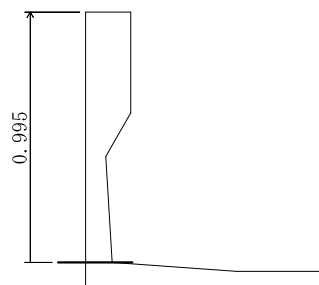
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

## 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) 常 時

1) 中間部

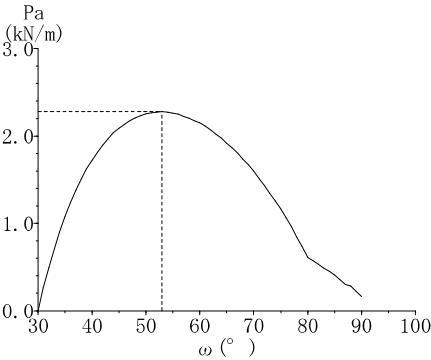
$\alpha$  = 2.72 (°)

$W$  = 5.83 (kN/m) [載荷重： 3.32]

$\omega$  = 53.00 (°)

$\delta$  = 20.00 (°)

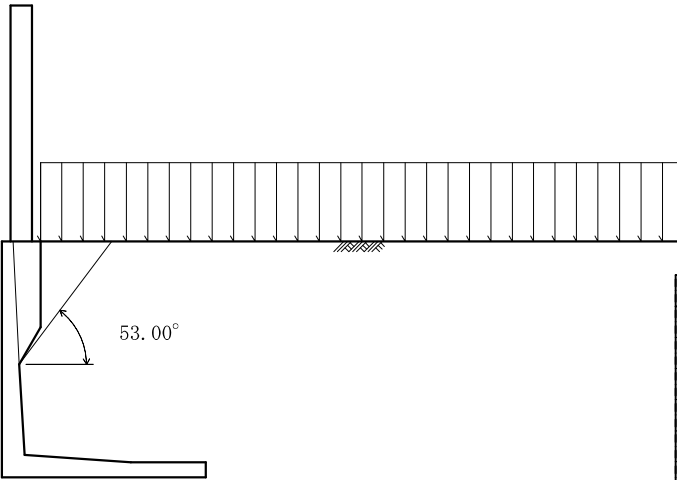
$\phi$  = 30.00 (°)



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{5.83 \times \sin(53.00 - 30.00)}{\cos(53.00 - 30.00 - 20.00 - 2.72)}$$

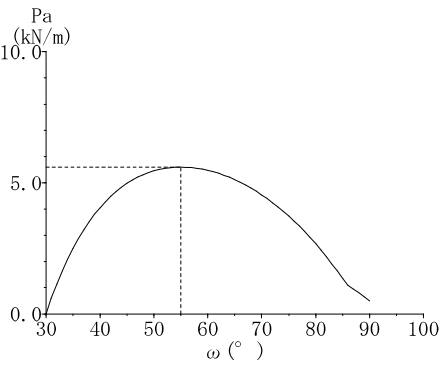
= 2.28 (kN/m)



$\omega$	Pa	W
57.00	2.226	4.89
56.00	2.253	5.13
55.00	2.263	5.35
54.00	2.270	5.58
* 53.00	2.278	5.83
52.00	2.270	6.06
51.00	2.266	6.32
50.00	2.253	6.58
49.00	2.235	6.85

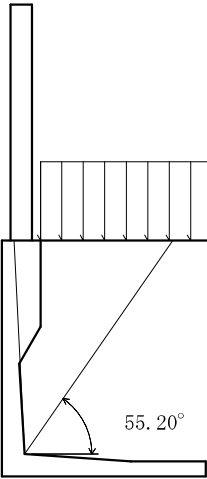
2) つけ根

$\alpha = 2.72 (^{\circ})$   
 $W = 13.16 \text{ (kN/m)}$  [載荷重: 6.17]  
 $\omega = 55.20 (^{\circ})$   
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$   
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{13.16 \times \sin(55.20 - 30.00)}{\cos(55.20 - 30.00 - 20.00 - 2.72)}$$
  
$$= 5.61 \text{ (kN/m)}$$



$\omega$	Pa	W
60.00	5.479	10.87
59.00	5.526	11.33
58.00	5.559	11.79
57.00	5.586	12.27
56.00	5.594	12.74
* 55.20	5.609	13.16
55.00	5.604	13.25
54.00	5.598	13.76
53.00	5.584	14.29
52.00	5.548	14.81
51.00	5.507	15.36

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

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 $\delta$ ( $^{\circ}$ )	傾斜角 $\alpha$ ( $^{\circ}$ )	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	2.28	20.00	2.72	2.10	0.191
つけ根	5.61	20.00	2.72	5.17	0.332

(2) フェンス荷重時

『常時』と同じ。

## 6.2.2 フェンス荷重

『設計荷重』のフェンス荷重より

	鉛直荷重 V (kN)	水平荷重 H (kN)	作用位置 (m)	
			x	y
中間部	0.00	0.40	0.090	1.673
つけ根	0.00	0.40	0.090	2.095

## 6.3 設計断面力

## (1) 常 時

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	土圧		2.10	0.031	0.191		0.40
	合 計 Σ		2.10				0.40
1	土圧		5.17	0.036	0.332		1.72
	合 計 Σ		5.17				1.72

## (2) フェンス荷重時

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	フェンス荷重		0.40	0.050	1.673		0.67
2	土圧		2.10	0.031	0.191		0.40
3	フェンス荷重	0.59		0.050	1.673	0.03	
	合 計 Σ	0.59	2.50			0.03	1.07
1	フェンス荷重		0.40	0.037	2.095		0.84
2	土圧		5.17	0.036	0.332		1.72
3	フェンス荷重	0.59		0.037	2.095	0.02	
	合 計 Σ	0.59	5.57			0.02	2.56

設計断面力を次式により算出する。

$$M = \Sigma Mo - \Sigma Mr$$

中間部

$$M = 1.07 - 0.03 = 1.04 \text{ (kN・m)}$$

つけ根

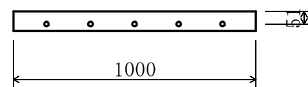
$$M = 2.56 - 0.02 = 2.54 \text{ (kN・m)}$$

## 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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 51 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 5.5 \\ &= 3.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 392 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 392}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 51}{15 \times 392}} \right\} \\ &= 19.3 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

実応力度は以下の式により求める。

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

鉄筋の曲げ引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

コンクリートのせん断応力度

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

ここに、

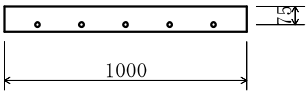
$b$  : 断面の有効幅 (mm)       $M$  : 曲げモーメント (N・mm)  
 $d$  : 断面の有効高さ (mm)       $S$  : せん断力 (N)  
 $A_s$  : 鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$0.40 \times 10^6$	$1.04 \times 10^6$
	せん断力 S (N)	$2.10 \times 10^3$	$2.50 \times 10^3$
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.93	2.42
	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	22.9	59.5
	$\sigma_{sa}$	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.04	0.05
	$\tau_{ca}$	0.45	0.54

(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

有効幅  $b = 1000 \text{ (mm)}$   
有効高さ  $d = 75 \text{ (mm)}$   
鉄筋量  $A_s = D10 - 5.5$   
 $= 3.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 392 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 392}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 75}{15 \times 392}} \right\}$$
$$= 24.4 \text{ (mm)}$$

実応力度は以下の式により求める。

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

鉄筋の曲げ引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

コンクリートのせん断応力度

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

ここに、

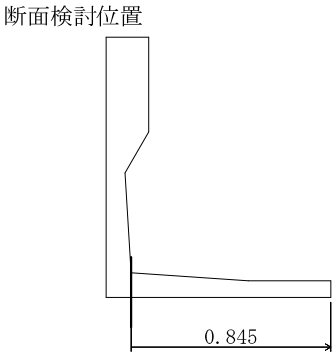
$b$  : 断面の有効幅 (mm)                       $M$  : 曲げモーメント (N・mm)  
 $d$  : 断面の有効高さ (mm)                       $S$  : せん断力 (N)  
 $A_s$  : 鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント $M$ (N・mm)	$1.72 \times 10^6$	$2.54 \times 10^6$
	せん断力 $S$ (N)	$5.17 \times 10^3$	$5.57 \times 10^3$
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	2.11	3.11
	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	65.6	96.9
	$\sigma_{sa}$	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.07	0.07
	$\tau_{ca}$	0.45	0.54

§ 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



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> )
	0.845	0.105	0.089	0.423	0.0376
a	-1/2 × 0.495	0.035	-0.009	0.330	-0.0030
b	-	0.350	0.035	0.670	-0.0080
合計			0.068		0.0266

作用位置

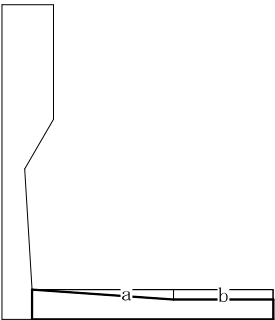
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0266}{0.068} = 0.391 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.068 \times 24.5 \times 1.000 = 1.67 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.67 \times 0.391 = 0.65 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$





## (2) かかと版上の載荷土

記 号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A ( $\text{m}^2$ )	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント $A \cdot x$ ( $\text{m}^3$ )
	$0.845 \times$	$1.030 =$	$0.870$	$0.423$	$0.3680$
a	$-1/2 \times$	$0.075 \times$	$0.130 =$	$-0.005$	$-0.0001$
b	$-$	$0.075 \times$	$0.400 =$	$-0.030$	$-0.0011$
c	$-1/2 \times$	$0.495 \times$	$0.035 =$	$-0.009$	$-0.0015$
合 計			$0.826$		$0.3653$

作用位置

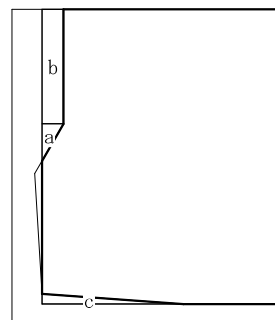
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.3653}{0.826} = 0.442 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.826 \times 19.0 \times 1.000 = 15.69 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 15.69 \times 0.442 = 6.93 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (3) 地表面載荷重

## 1) 常 時

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.770 \times 1.000 = 7.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.460 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 7.70 \times 0.460 = 3.54 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (4) 地盤反力度

## 1) 常 時 [载荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 45.82 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 14.55 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 14.55 + (45.82 - 14.55) \times \frac{0.845}{0.950} \\ &= 42.36 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(42.36 + 14.55) \times 0.845 \times 1.000}{2} \\ &= 24.04 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.845}{3} \times \frac{2 \times 14.55 + 42.36}{14.55 + 42.36} \\ &= 0.354 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 24.04 \times 0.354 = 8.51 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 常 時 [载荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 42.45 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.72 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.72 + (42.45 - 1.72) \times \frac{0.845}{0.950} \\ &= 37.95 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(37.95 + 1.72) \times 0.845 \times 1.000}{2} \\ &= 16.76 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.845}{3} \times \frac{2 \times 1.72 + 37.95}{1.72 + 37.95} \\ &= 0.294 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 16.76 \times 0.294 = 4.93 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 3) フェンス荷重時〔载荷重あり〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 53.97 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 7.65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 7.65 + (53.97 - 7.65) \times \frac{0.845}{0.950} \\ &= 48.85 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(48.85 + 7.65) \times 0.845 \times 1.000}{2} \\ &= 23.87 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.845}{3} \times \frac{2 \times 7.65 + 48.85}{7.65 + 48.85} \\ &= 0.320 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 23.87 \times 0.320 = 7.64 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 50.99 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 50.99 \times \frac{0.741}{0.846} \\ &= 44.66 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(44.66 + 0.00) \times 0.741 \times 1.000}{2} \\ &= 16.55 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.741}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 44.66}{0.00 + 44.66} \\ &= 0.247 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 16.55 \times 0.247 = 4.09 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 7.3 設計断面力

## (1) 常 時

## 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	1.67	0.65
2	かかと版上の載荷土	15.69	6.93
3	地盤反力	-24.04	-8.51
4	自動車荷重	7.70	3.54
	合 計 $\Sigma$	1.02	2.61

## 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	1.67	0.65
2	かかと版上の載荷土	15.69	6.93
3	地盤反力	-16.76	-4.93
	合 計 $\Sigma$	0.60	2.65

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  $M_o = 1.72$  (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

$$S = 1.02 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 1.72 \text{ (kN・m)}$$

## (2) フェンス荷重時

## 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	1.67	0.65
2	かかと版上の載荷土	15.69	6.93
3	地盤反力	-23.87	-7.64
4	自動車荷重	7.70	3.54
	合 計 $\Sigma$	1.19	3.48

## 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	1.67	0.65
2	かかと版上の載荷土	15.69	6.93
3	地盤反力	-16.55	-4.09
	合 計 $\Sigma$	0.81	3.49

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  $M_o = 2.56$  (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

$$S = 1.19 \text{ (kN)}$$

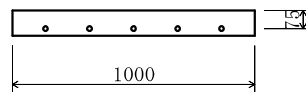
曲げモーメント

$$M = 2.56 \text{ (kN・m)}$$

## 7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 75 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 5.5 \\ &= 3.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 392 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 392}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 75}{15 \times 392}} \right\} \\ &= 24.4 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

実応力度は以下の式により求める。

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

鉄筋の曲げ引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

コンクリートのせん断応力度

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

ここに、

$b$  : 断面の有効幅 (mm)       $M$  : 曲げモーメント (N・mm)  
 $d$  : 断面の有効高さ (mm)       $S$  : せん断力 (N)  
 $A_s$  : 鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)

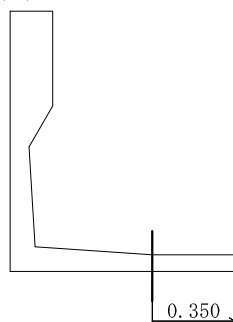
項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント $M$ (N・mm)	$1.72 \times 10^6$	$2.56 \times 10^6$
	せん断力 $S$ (N)	$1.02 \times 10^3$	$1.19 \times 10^3$
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	2.11	3.14
	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	65.6	97.7
	$\sigma_{sa}$	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.01	0.02
	$\tau_{ca}$	0.45	0.54

## § 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

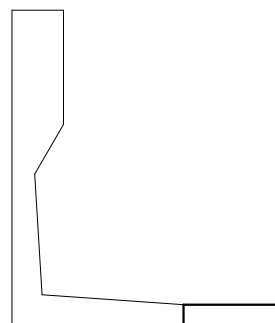
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 0.070 = 0.025 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.025 \times 24.5 \times 1.000 = 0.61 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.61 \times 0.175 = 0.11 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (2) かかと版上の載荷土

面積

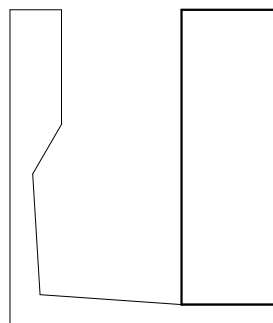
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 1.030 = 0.361 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.361 \times 19.0 \times 1.000 = 6.86 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.86 \times 0.175 = 1.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (3) 地表面載荷重

## 1) 常 時

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.350 \times 1.000 = 3.50 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.175 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.50 \times 0.175 = 0.61 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (4) 地盤反力度

## 1) 常 時 [載荷重あり]

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 45.82 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 14.55 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 14.55 + (45.82 - 14.55) \times \frac{0.350}{0.950} \\ &= 26.07 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(26.07 + 14.55) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 7.11 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 14.55 + 26.07}{14.55 + 26.07} \\ &= 0.158 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 7.11 \times 0.158 = 1.12 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## 2) 常 時 [載荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 42.45 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.72 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.72 + (42.45 - 1.72) \times \frac{0.350}{0.950} \\ &= 16.73 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(16.73 + 1.72) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 3.23 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 1.72 + 16.73}{1.72 + 16.73} \\ &= 0.128 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.23 \times 0.128 = 0.41 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 3) フェンス荷重時 [載荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 53.97 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 7.65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 7.65 + (53.97 - 7.65) \times \frac{0.350}{0.950} \\ &= 24.72 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(24.72 + 7.65) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 5.66 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 7.65 + 24.72}{7.65 + 24.72} \\ &= 0.144 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 5.66 \times 0.144 = 0.82 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 50.99 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 50.99 \times \frac{0.246}{0.846}$$

$$= 14.83 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(14.83 + 0.00) \times 0.246 \times 1.000}{2}$$

$$= 1.82 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.246}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 14.83}{0.00 + 14.83}$$

$$= 0.082 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.82 \times 0.082 = 0.15 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 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) 常 時

## 1) 载荷重あり

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	0.61	0.11
2	かかと版上の载荷土	6.86	1.20
3	地盤反力	-7.11	-1.12
4	自動車荷重	3.50	0.61
	合 計 Σ	3.86	0.80

## 2) 载荷重なし

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	0.61	0.11
2	かかと版上の载荷土	6.86	1.20
3	地盤反力	-3.23	-0.41
	合 計 Σ	4.24	0.90

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 4.24 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 0.90 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (2) フェンス荷重時

## 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	0.61	0.11
2	かかと版上の載荷土	6.86	1.20
3	地盤反力	-5.66	-0.82
4	自動車荷重	3.50	0.61
	合 計 $\Sigma$	5.31	1.10

## 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	0.61	0.11
2	かかと版上の載荷土	6.86	1.20
3	地盤反力	-1.82	-0.15
	合 計 $\Sigma$	5.65	1.16

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

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

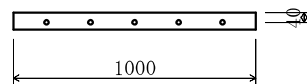
曲げモーメント

$$M = 1.16 \text{ (kN・m)}$$

## 8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 40 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 5.5 \\ &= 3.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 392 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 392}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 392}} \right\} \\ &= 16.6 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

実応力度は以下の式により求める。

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

鉄筋の曲げ引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

コンクリートのせん断応力度

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

ここに、

$b$  : 断面の有効幅 (mm)       $M$  : 曲げモーメント (N・mm)  
 $d$  : 断面の有効高さ (mm)       $S$  : せん断力 (N)  
 $A_s$  : 鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント $M$ (N・mm)	$0.90 \times 10^6$	$1.16 \times 10^6$
	せん断力 $S$ (N)	$4.24 \times 10^3$	$5.65 \times 10^3$
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.15	4.05
	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	66.6	85.9
	$\sigma_{sa}$	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.11	0.14
	$\tau_{ca}$	0.45	0.54