

CLP-F (H)800×(B)800×(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	$H = 0.800 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 32.20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	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

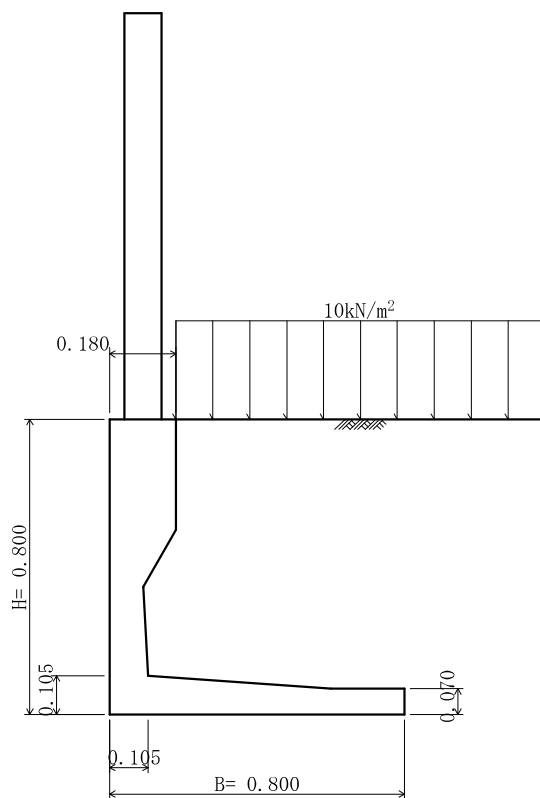
1.5 参考文献

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)800×(B)800×(L)2000 標準



§3 計算結果

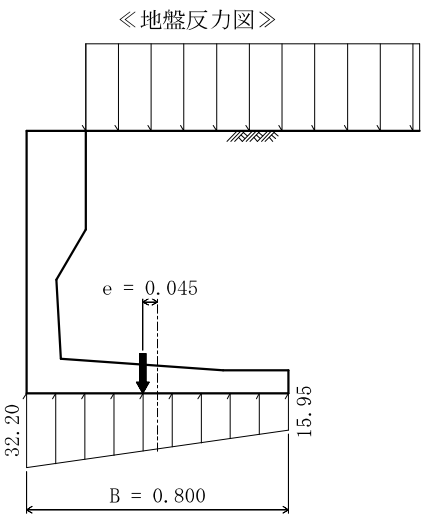
3.1 安定計算結果

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

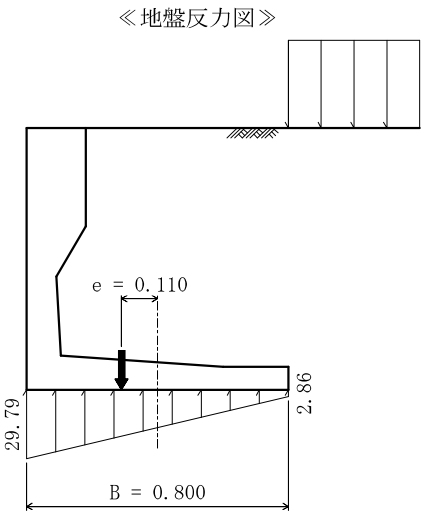
鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q <sub>1</sub> q <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		判定
19.26	4.70	0.045	6.46	2.36	32.20	15.95	O. K.
許 容 値		0.133	1.50	1.50			



3.1.2 常 時 [載荷重なし]

(1) 安定計算

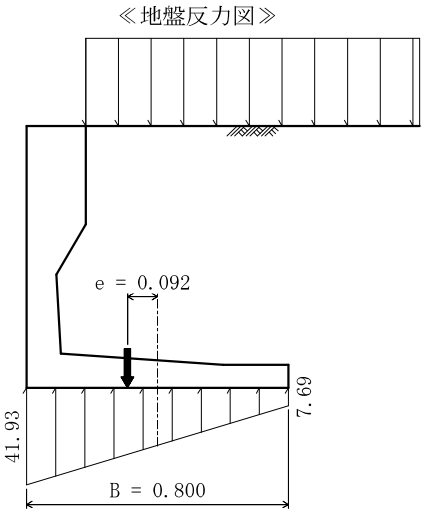
鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	偏心距離 $e$ (m)	転 倒 安全率 $F_s$	滑 動 安全率 $F_s$	地盤反力度 $q_1$ $q_2$ (kN/m <sup>2</sup> )		判定
13.06	4.70	0.110	4.03	1.60	29.79	2.86	0. K.
許 容 値		0.133	1.50	1.50			



3.1.3 フェンス荷重時〔載荷重あり〕

(1) 安定計算

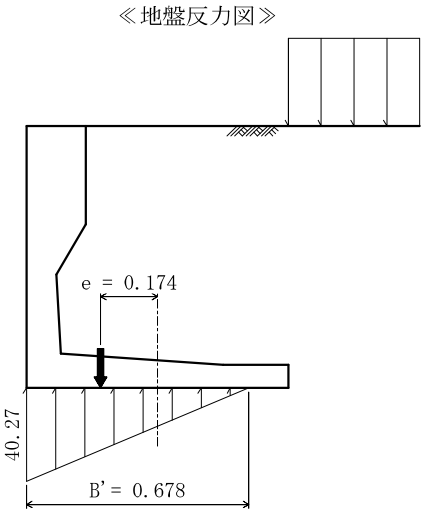
鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q <sub>1</sub> q <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		判定
19.85	5.10	0.092	4.04	2.25	41.93	7.69	0. K.
許 容 値		0.267	1.20	1.20			



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 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
13.65	5.10	0.174	2.53	1.54	40.27	0. K.
許 容 値		0.267	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)	61	
		As (mm <sup>2</sup> )	D10 - 5.5 392	
		x (mm)	21.5	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$0.22 \times 10^6$	$0.81 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$1.48 \times 10^3$	$1.88 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.38	1.40
		$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	10.4	38.4
		$\sigma_{sa}$	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.02	0.03
		$\tau_{ca}$	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)	$0.69 \times 10^6$	$1.39 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$2.96 \times 10^3$	$3.36 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.85	1.70
		$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	26.3	53.0
		$\sigma_{sa}$	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.04	0.04
		$\tau_{ca}$	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)	$0.69 \times 10^6$	$1.41 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$0.54 \times 10^3$	$0.85 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.85	1.73
		$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	26.3	53.8
		$\sigma_{sa}$	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.01	0.01
		$\tau_{ca}$	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)	$0.21 \times 10^6$	$0.31 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$1.86 \times 10^3$	$2.93 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.73	1.08
		$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	15.5	22.9
		$\sigma_{sa}$	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.05	0.07
		$\tau_{ca}$	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

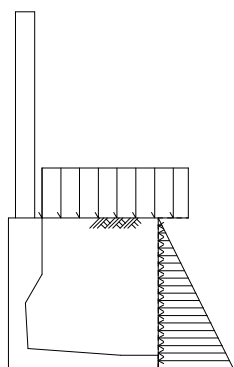
### 4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

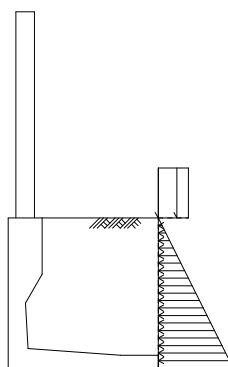
常時 自重（＋載荷重）＋土圧  
 フェンス荷重時 自重（＋載荷重）＋土圧＋フェンス荷重

#### 4.1.1 荷重の組合せ一覧

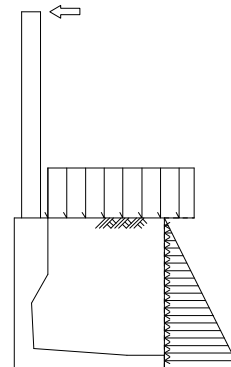
1) 常時[載荷重あり]



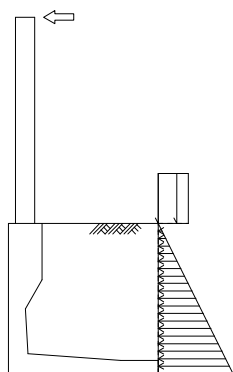
2) 常時[載荷重なし]



3) フェンス荷重時[載荷重あり]

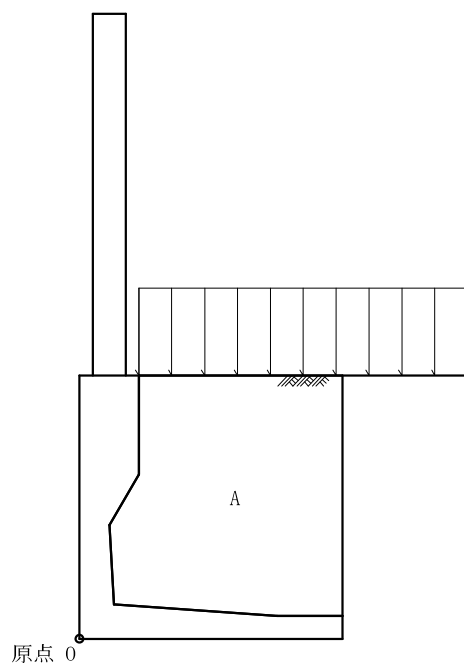


## 4) フェンス荷重時[載荷重なし]



## 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> )
	0.800	0.800	= 0.640	0.400	0.400	0.2560	0.2560
a	-1/2	0.014	0.241 = -0.002	0.100	0.266	-0.0002	-0.0005
b	-	0.075	0.241 = -0.018	0.143	0.226	-0.0026	-0.0041
c	-1/2	0.089	0.154 = -0.007	0.150	0.397	-0.0011	-0.0028
d	-	0.420	0.695 = -0.292	0.390	0.453	-0.1139	-0.1323
e	-1/2	0.495	0.035 = -0.009	0.435	0.093	-0.0039	-0.0008
f	-	0.200	0.730 = -0.146	0.700	0.435	-0.1022	-0.0635
合 計			0.166			0.0321	0.0520

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.166 \times 1.000 = 0.166 \text{ (m}^3\text{)}$$

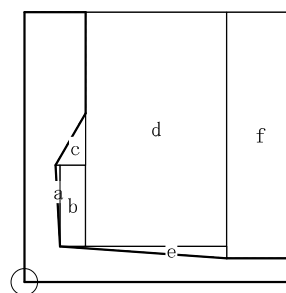
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.166 \times 24.5 = 4.07 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0321}{0.166} = 0.193 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.0520}{0.166} = 0.313 \text{ (m)}$$



## (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> )
	0.709	0.730	= 0.518	0.446	0.435	0.2310	0.2253
a	-1/2	0.014	0.241 = -0.002	0.096	0.185	-0.0002	-0.0004
b	-	0.014	0.035 = 0.000	0.098	0.088	0.0000	0.0000
c	-1/2	0.089	0.154 = -0.007	0.121	0.449	-0.0008	-0.0031
d	-	0.089	0.300 = -0.027	0.136	0.650	-0.0037	-0.0176
e	-1/2	0.495	0.035 = -0.009	0.270	0.082	-0.0024	-0.0007
合 計			0.473			0.2239	0.2035

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.473 \times 1.000 = 0.473 \text{ (m}^3\text{)}$$

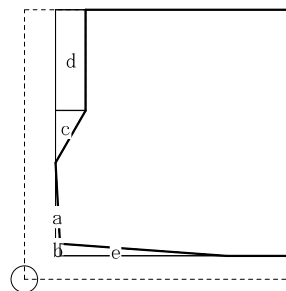
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 0.473 \times 19.0 = 8.99 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.2239}{0.473} = 0.473 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.2035}{0.473} = 0.430 \text{ (m)}$$



## 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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 0.620 \times 1.000 = 6.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 0.800 - \frac{0.620}{2} = 0.490 \text{ (m)}$$

## 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 ( $^{\circ}$ )
- $\phi$  : 裏込め土のせん断抵抗角 ( $^{\circ}$ )
- $\delta$  : 壁面摩擦角 ( $^{\circ}$ )
- $\alpha$  : 土圧作用面と鉛直面のなす角 ( $^{\circ}$ )

鉛直荷重・水平荷重

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

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

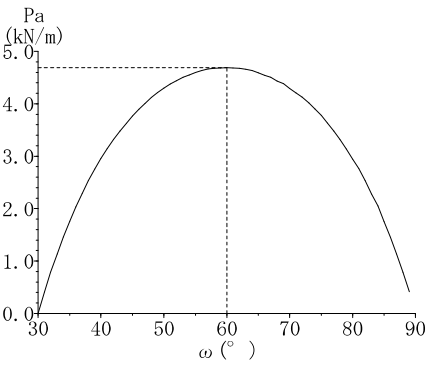
ここに、

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

$h = 0.800 \text{ (m)}$

(1) 常 時

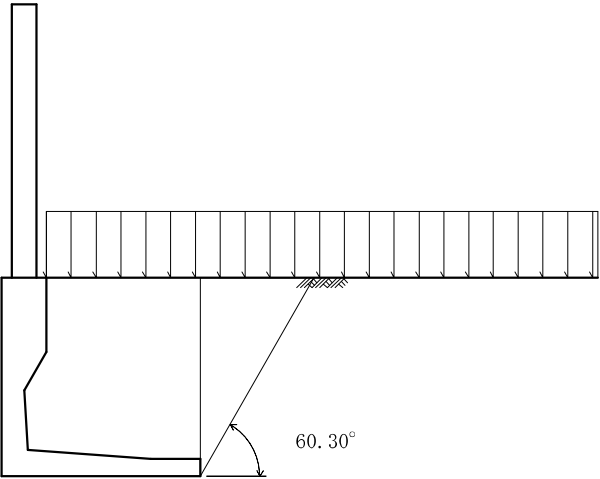
$\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$   
 $W = 8.04 \text{ (kN/m)}$  [載荷重 : 4.56]  
 $\omega = 60.30 \text{ (}^\circ\text{)}$   
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$   
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{8.04 \times \sin(60.30 - 30.00)}{\cos(60.30 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$

$= 4.70 \text{ (kN/m)}$



$\omega$	Pa	W
65.00	4.593	6.56
64.00	4.634	6.87
63.00	4.656	7.17
62.00	4.674	7.48
61.00	4.687	7.80
* 60.30	4.698	8.04
60.00	4.694	8.13
59.00	4.684	8.45
58.00	4.679	8.80
57.00	4.662	9.15
56.00	4.633	9.50

鉛直荷重

$V = 4.70 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$

水平荷重

$H = 4.70 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 4.70 \text{ (kN)}$

作用位置

$x = 0.800 \text{ (m)}$   
 $y = \frac{0.800}{3} = 0.267 \text{ (m)}$

(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

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

$$y = 0.800 + 1.100 = 1.900 \text{ (m)}$$

## §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  $B = 0.800$  (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  $B = 0.800$  (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。

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



## 2) 転倒に対する安定

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{8.08}{1.25} = 6.46 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{8.08 - 1.25}{19.26} = 0.355 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.800}{2} - 0.355 = 0.045 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.045 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.133 \text{ (m)}$$

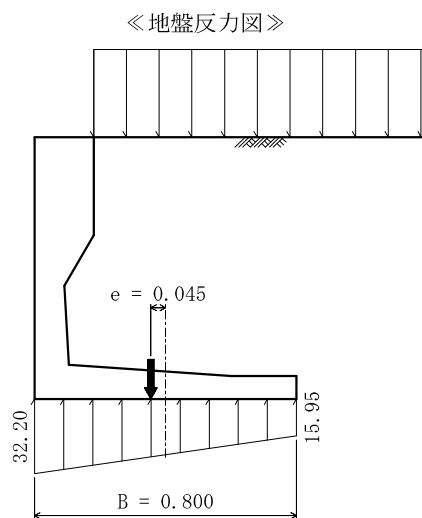
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{19.26}{0.800 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.045}{0.800} \right) \\ &= \begin{cases} 32.20 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 15.95 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

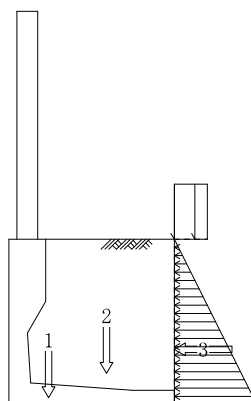
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



## 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	4.07		0.193	0.313	0.79	
2	裏込め土	8.99		0.473	0.430	4.25	
3	土圧		4.70	0.800	0.267		1.25
合 計 Σ		13.06	4.70			5.04	1.25

《荷重作用図》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{13.06 \times 0.577 + 0.0 \times 0.800 \times 1.000}{4.70}$$

$$= 1.60 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{5.04}{1.25} = 4.03 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{5.04 - 1.25}{13.06} = 0.290 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.800}{2} - 0.290 = 0.110 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.110 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.133 \text{ (m)}$$

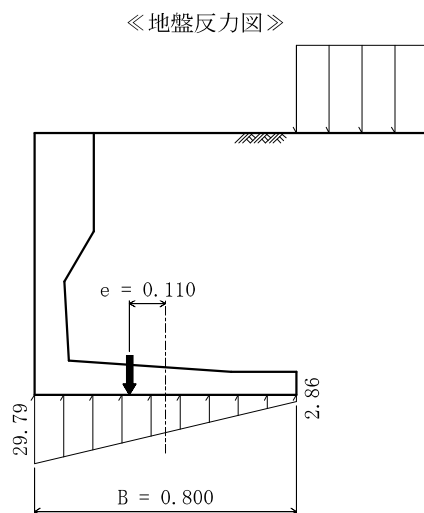
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{13.06}{0.800 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.110}{0.800} \right) \\
 &= \begin{cases} 29.79 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 2.86 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

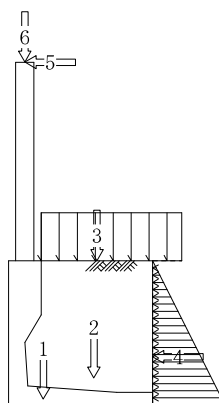
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



## 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	4.07		0.193	0.313	0.79	
2	裏込め土	8.99		0.473	0.430	4.25	
3	載荷重	6.20		0.490	0.800	3.04	
4	土圧		4.70	0.800	0.267		1.25
5	フェンス荷重		0.40	0.090	1.900		0.76
6		0.59		0.090	1.900	0.05	
合 計 Σ		19.85	5.10			8.13	2.01

《 荷重作用図 》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{19.85 \times 0.577 + 0.0 \times 0.800 \times 1.000}{5.10}$$

$$= 2.25 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{8.13}{2.01} = 4.04 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{8.13 - 2.01}{19.85} = 0.308 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.800}{2} - 0.308 = 0.092 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.092 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.267 \text{ (m)}$$

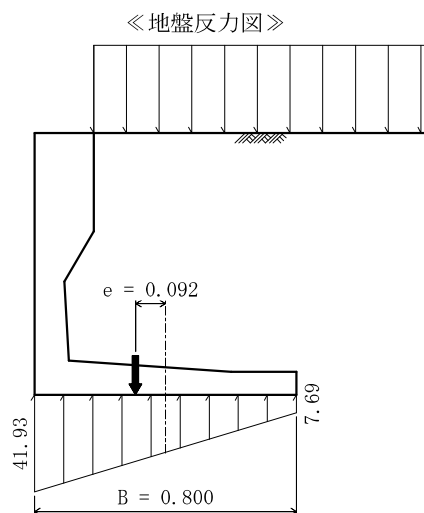
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{19.85}{0.800 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.092}{0.800} \right) \\
 &= \begin{cases} 41.93 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 7.69 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

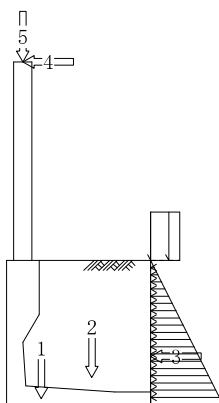
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



## 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	4.07		0.193	0.313	0.79	
2	裏込め土	8.99		0.473	0.430	4.25	
3	土圧		4.70	0.800	0.267		1.25
4	フェンス荷重		0.40	0.090	1.900		0.76
5		0.59		0.090	1.900	0.05	
合 計 Σ		13.65	5.10			5.09	2.01

《荷重作用図》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{13.65 \times 0.577 + 0.0 \times 0.800 \times 1.000}{5.10}$$

$$= 1.54 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{5.09}{2.01} = 2.53 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{5.09 - 2.01}{13.65} = 0.226 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.800}{2} - 0.226 = 0.174 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.174 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.267 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

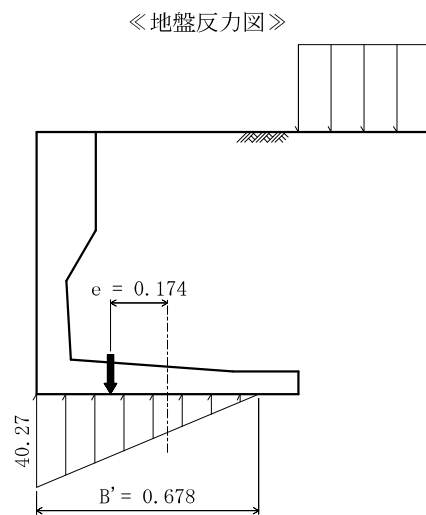
## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 13.65}{3 \times 0.226 \times 1.000}$$

$$= 40.27 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

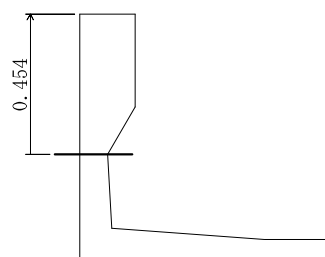


## §6 たて壁の部材断面設計

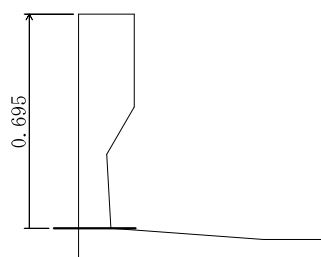
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

## 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

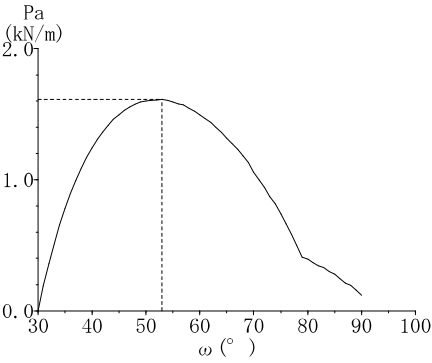
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮し、たて壁自重および土圧の鉛直分力は無視する。

6.2.1 土圧

(1) 常 時

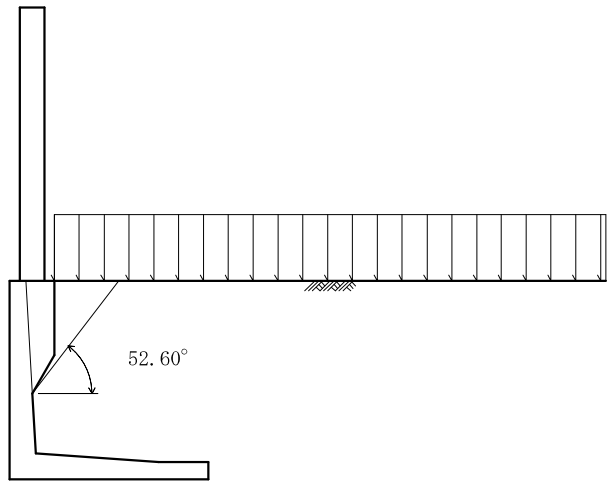
1) 中間部

$\alpha = 3.32 (^{\circ})$   
 $W = 4.20 \text{ (kN/m)}$  [載荷重: 2.58]  
 $\omega = 52.60 (^{\circ})$   
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$   
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

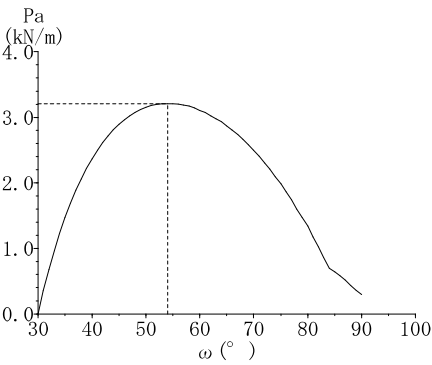
$$Pa = \frac{4.20 \times \sin(52.60 - 30.00)}{\cos(52.60 - 30.00 - 20.00 - 3.32)}$$
  
$$= 1.61 \text{ (kN/m)}$$



$\omega$	Pa	W
57.00	1.570	3.45
56.00	1.580	3.60
55.00	1.594	3.77
54.00	1.607	3.95
53.00	1.614	4.13
* 52.60	1.614	4.20
52.00	1.607	4.29
51.00	1.607	4.48
50.00	1.600	4.67
49.00	1.593	4.88
48.00	1.577	5.08

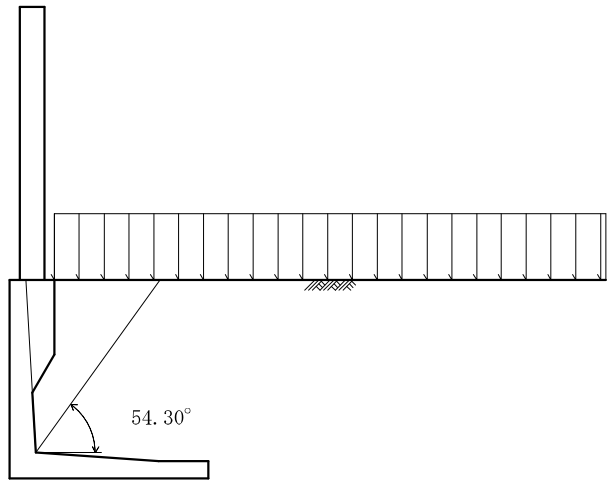
2) つけ根

$\alpha = 3.32 (^{\circ})$   
 $W = 7.82 \text{ (kN/m)}$  [載荷重: 4.24]  
 $\omega = 54.30 (^{\circ})$   
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$   
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{7.82 \times \sin(54.30 - 30.00)}{\cos(54.30 - 30.00 - 20.00 - 3.32)}$$
  
$$= 3.22 \text{ (kN/m)}$$



$\omega$	Pa	W
59.00	3.142	6.45
58.00	3.170	6.73
57.00	3.189	7.01
56.00	3.204	7.30
55.00	3.209	7.59
* 54.30	3.219	7.82
54.00	3.209	7.89
53.00	3.208	8.21
52.00	3.200	8.54
51.00	3.181	8.87
50.00	3.152	9.20

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

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	1.61	20.00	3.32	1.48	0.151
つけ根	3.22	20.00	3.32	2.96	0.232

(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	1.554
つけ根	0.00	0.40	0.090	1.795

## 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		1.48	0.036	0.151		0.22
	合 計 Σ		1.48				0.22
1	土圧		2.96	0.039	0.232		0.69
	合 計 Σ		2.96				0.69

## (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	0.044	1.554		0.62
2	土圧		1.48	0.036	0.151		0.22
3	フェンス荷重	0.59		0.044	1.554	0.03	
	合 計 Σ	0.59	1.88			0.03	0.84
1	フェンス荷重		0.40	0.037	1.795		0.72
2	土圧		2.96	0.039	0.232		0.69
3	フェンス荷重	0.59		0.037	1.795	0.02	
	合 計 Σ	0.59	3.36			0.02	1.41

設計断面力を次式により算出する。

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

中間部

$$M = 0.84 - 0.03 = 0.81 \text{ (kN・m)}$$

つけ根

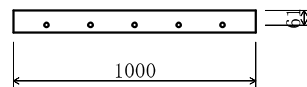
$$M = 1.41 - 0.02 = 1.39 \text{ (kN・m)}$$

## 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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 61 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 5.5 \\ &= 3.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 392 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 392}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 61}{15 \times 392}} \right\} \\ &= 21.5 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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、

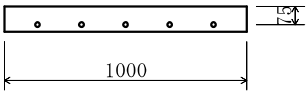
$b$  : 断面の有効幅 (mm)       $M$  : 曲げモーメント (N・mm)  
 $d$  : 断面の有効高さ (mm)       $S$  : せん断力 (N)  
 $A_s$  : 鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$0.22 \times 10^6$	$0.81 \times 10^6$
	せん断力 S (N)	$1.48 \times 10^3$	$1.88 \times 10^3$
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.38	1.40
	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	10.4	38.4
	$\sigma_{sa}$	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.02	0.03
	$\tau_{ca}$	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、

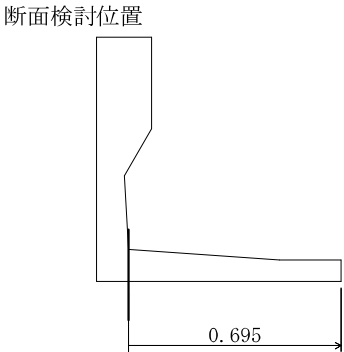
$b$  : 断面の有効幅 (mm)                       $M$  : 曲げモーメント (N・mm)  
 $d$  : 断面の有効高さ (mm)                       $S$  : せん断力 (N)  
 $A_s$  : 鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント $M$ (N・mm)	$0.69 \times 10^6$	$1.39 \times 10^6$
	せん断力 $S$ (N)	$2.96 \times 10^3$	$3.36 \times 10^3$
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.85	1.70
	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	26.3	53.0
	$\sigma_{sa}$	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.04	0.04
	$\tau_{ca}$	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> )
	0.695	0.105	0.073	0.348	0.0254
a	-1/2 × 0.495	0.035	-0.009	0.330	-0.0030
b	-	0.200	0.035	0.595	-0.0042
合計			0.057		0.0182

作用位置

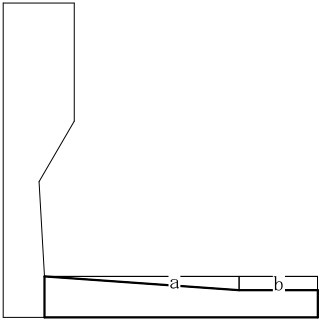
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0182}{0.057} = 0.319 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.057 \times 24.5 \times 1.000 = 1.40 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.40 \times 0.319 = 0.45 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (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> )
	0.695	0.730	0.507	0.348	0.1764
a	-1/2	0.075	0.130	0.025	-0.0001
b	-	0.075	0.300	0.038	-0.0009
c	-1/2	0.495	0.035	0.165	-0.0015
合計			0.470		0.1739

作用位置

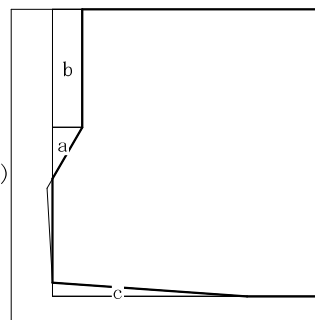
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.1739}{0.470} = 0.370 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.470 \times 19.0 \times 1.000 = 8.93 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 8.93 \times 0.370 = 3.30 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.620 \times 1.000 = 6.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.385 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.20 \times 0.385 = 2.39 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (4) 地盤反力度

## 1) 常 時 [载荷重あり]

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 32.20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 15.95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 15.95 + (32.20 - 15.95) \times \frac{0.695}{0.800} \\ &= 30.07 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(30.07 + 15.95) \times 0.695 \times 1.000}{2} \\ &= 15.99 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.695}{3} \times \frac{2 \times 15.95 + 30.07}{15.95 + 30.07} \\ &= 0.312 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 15.99 \times 0.312 = 4.99 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 常 時 [载荷重なし]

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 29.79 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.86 + (29.79 - 2.86) \times \frac{0.695}{0.800} \\ &= 26.26 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(26.26 + 2.86) \times 0.695 \times 1.000}{2} \\ &= 10.12 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.695}{3} \times \frac{2 \times 2.86 + 26.26}{2.86 + 26.26} \\ &= 0.254 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 10.12 \times 0.254 = 2.57 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 3) フェンス荷重時〔载荷重あり〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 41.93 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 7.69 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 7.69 + (41.93 - 7.69) \times \frac{0.695}{0.800} \\ &= 37.44 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(37.44 + 7.69) \times 0.695 \times 1.000}{2} \\ &= 15.68 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.695}{3} \times \frac{2 \times 7.69 + 37.44}{7.69 + 37.44} \\ &= 0.271 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 15.68 \times 0.271 = 4.25 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 40.27 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 40.27 \times \frac{0.573}{0.678} \\ &= 34.03 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(34.03 + 0.00) \times 0.573 \times 1.000}{2} \\ &= 9.75 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.573}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 34.03}{0.00 + 34.03} \\ &= 0.191 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 9.75 \times 0.191 = 1.86 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 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	1.40	0.45
2	かかと版上の載荷土	8.93	3.30
3	地盤反力	-15.99	-4.99
4	自動車荷重	6.20	2.39
	合 計 $\Sigma$	0.54	1.15

## 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	1.40	0.45
2	かかと版上の載荷土	8.93	3.30
3	地盤反力	-10.12	-2.57
	合 計 $\Sigma$	0.21	1.18

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  $M_o = 0.69 \text{ (kN・m)}$  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

$$S = 0.54 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 0.69 \text{ (kN・m)}$$

## (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	1.40	0.45
2	かかと版上の載荷土	8.93	3.30
3	地盤反力	-15.68	-4.25
4	自動車荷重	6.20	2.39
	合 計 $\Sigma$	0.85	1.89

## 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	1.40	0.45
2	かかと版上の載荷土	8.93	3.30
3	地盤反力	-9.75	-1.86
	合 計 $\Sigma$	0.58	1.89

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  $M_o = 1.41$  (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

$$S = 0.85 \text{ (kN)}$$

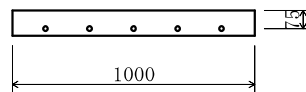
曲げモーメント

$$M = 1.41 \text{ (kN・m)}$$

## 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>)

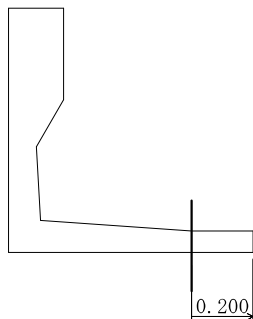
項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント $M$ (N・mm)	$0.69 \times 10^6$	$1.41 \times 10^6$
	せん断力 $S$ (N)	$0.54 \times 10^3$	$0.85 \times 10^3$
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.85	1.73
	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	26.3	53.8
	$\sigma_{sa}$	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.01	0.01
	$\tau_{ca}$	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

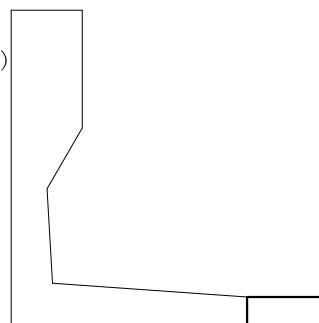
$$A = b \cdot h = 0.200 \times 0.070 = 0.014 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.014 \times 24.5 \times 1.000 = 0.34 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.34 \times 0.100 = 0.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (2) かかと版上の載荷土

面積

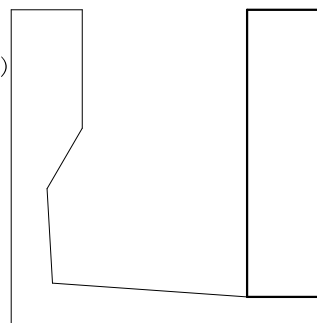
$$A = b \cdot h = 0.200 \times 0.730 = 0.146 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.146 \times 19.0 \times 1.000 = 2.77 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.77 \times 0.100 = 0.28 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (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

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

作用位置

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

曲げモーメント

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

## (4) 地盤反力度

## 1) 常 時 [載荷重あり]

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 32.20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 15.95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 15.95 + (32.20 - 15.95) \times \frac{0.200}{0.800} \\ &= 20.01 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(20.01 + 15.95) \times 0.200 \times 1.000}{2} \\ &= 3.60 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.200}{3} \times \frac{2 \times 15.95 + 20.01}{15.95 + 20.01} \\ &= 0.096 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.60 \times 0.096 = 0.35 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 常 時 [載荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 29.79 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.86 + (29.79 - 2.86) \times \frac{0.200}{0.800} \\ &= 9.59 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(9.59 + 2.86) \times 0.200 \times 1.000}{2} \\ &= 1.25 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.200}{3} \times \frac{2 \times 2.86 + 9.59}{2.86 + 9.59} \\ &= 0.082 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.25 \times 0.082 = 0.10 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 3) フェンス荷重時 [載荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 41.93 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 7.69 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 7.69 + (41.93 - 7.69) \times \frac{0.200}{0.800} \\ &= 16.25 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(16.25 + 7.69) \times 0.200 \times 1.000}{2} \\ &= 2.39 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.200}{3} \times \frac{2 \times 7.69 + 16.25}{7.69 + 16.25} \\ &= 0.088 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.39 \times 0.088 = 0.21 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 40.27 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 40.27 \times \frac{0.078}{0.678}$$

$$= 4.63 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(4.63 + 0.00) \times 0.078 \times 1.000}{2}$$

$$= 0.18 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.078}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 4.63}{0.00 + 4.63}$$

$$= 0.026 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.18 \times 0.026 = 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 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	0.34	0.03
2	かかと版上の载荷土	2.77	0.28
3	地盤反力	-3.60	-0.35
4	自動車荷重	2.00	0.20
	合 計 Σ	1.51	0.16

## 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	0.34	0.03
2	かかと版上の载荷土	2.77	0.28
3	地盤反力	-1.25	-0.10
	合 計 Σ	1.86	0.21

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 1.86 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 0.21 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (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	0.34	0.03
2	かかと版上の載荷土	2.77	0.28
3	地盤反力	-2.39	-0.21
4	自動車荷重	2.00	0.20
	合 計 $\Sigma$	2.72	0.30

## 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	0.34	0.03
2	かかと版上の載荷土	2.77	0.28
3	地盤反力	-0.18	0.00
	合 計 $\Sigma$	2.93	0.31

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 2.93 \text{ (kN)}$$

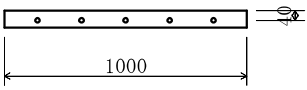
曲げモーメント

$$M = 0.31 \text{ (kN・m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

有効幅  $b = 1000 \text{ (mm)}$   
有効高さ  $d = 40 \text{ (mm)}$   
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

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

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)	$0.21 \times 10^6$	$0.31 \times 10^6$
	せん断力 $S$ (N)	$1.86 \times 10^3$	$2.93 \times 10^3$
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.73	1.08
	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	15.5	22.9
	$\sigma_{sa}$	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.05	0.07
	$\tau_{ca}$	0.45	0.54