

CLP-F (H) 1900 × (B) 1400 × (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 .....	16
§ 6 たて壁の部材断面設計 .....	25
§ 7 かかと版(つけ根)の部材断面設計 .....	31
§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計 .....	38

## §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	$H = 1.900 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 79.76 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	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

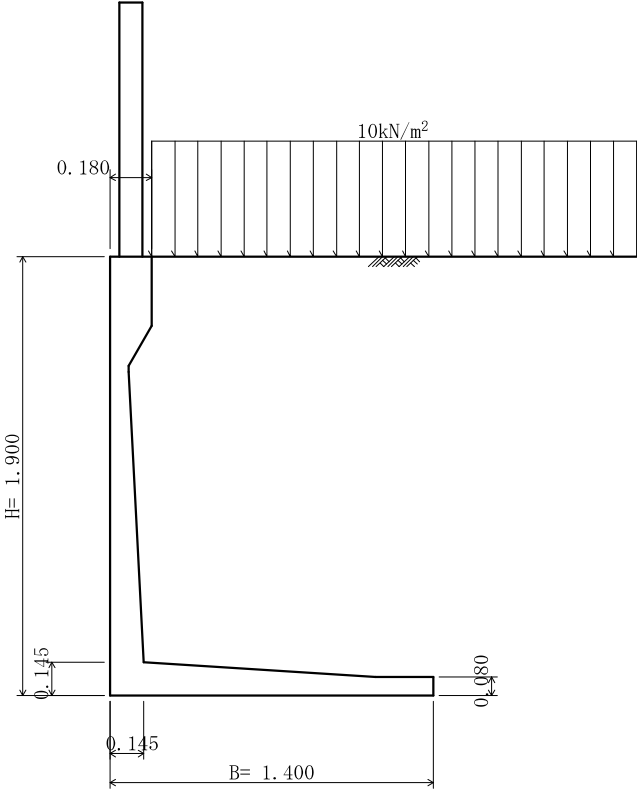
## 1.5 参考文献

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)1900×(B)1400×(L)2000 標準



§ 3 計算結果

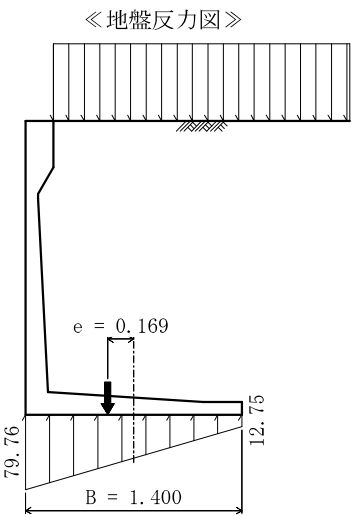
3.1 安定計算結果

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

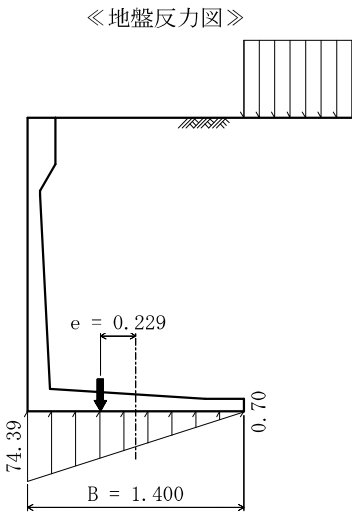
鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q <sub>1</sub> q <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		判定
64.76	17.77	0.169	4.06	2.10	79.76	12.75	O. K.
許 容 値		0.233	1.50	1.50			



3.1.2 常 時 [載荷重なし]

(1) 安定計算

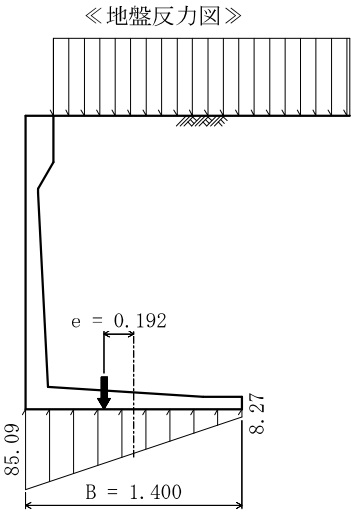
鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q <sub>1</sub> q <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		判定
52.56	17.77	0.229	3.20	1.71	74.39	0.70	0. K.
許 容 値		0.233	1.50	1.50			



3.1.3 フェンス荷重時〔載荷重あり〕

(1) 安定計算

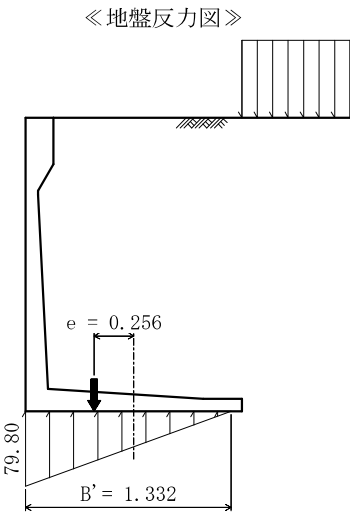
鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q <sub>1</sub> q <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		判定
65.35	18.17	0.192	3.67	2.08	85.09	8.27	0. K.
許 容 値		0.467	1.20	1.20			



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
53.15	18.17	0.256	2.89	1.69	79.80	0. K.
許 容 値		0.467	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)	50	
		As (mm <sup>2</sup> )	D13 - 6.5 824	
		x (mm)	24.9	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$0.28 \times 10^6$	$0.89 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$1.69 \times 10^3$	$2.09 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.54	1.71
		$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	8.1	25.9
		$\sigma_{sa}$	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.03	0.04
		$\tau_{ca}$	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)	115	
		As (mm <sup>2</sup> )	D13 - 6.5 824	
		x (mm)	42.4	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$7.72 \times 10^6$	$8.85 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$13.20 \times 10^3$	$13.60 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.61	4.14
		$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	92.9	106.5
		$\sigma_{sa}$	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.11	0.12
		$\tau_{ca}$	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)	115	
		As (mm <sup>2</sup> )	D13 - 6.5 824	
		x (mm)	42.4	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$7.72 \times 10^6$	$8.86 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$4.30 \times 10^3$	$4.41 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.61	4.14
		$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	92.9	106.6
		$\sigma_{sa}$	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

部 材	項 目		常 時	フェンス荷重時
中 間	部 材 断 面	b (mm)	1000	
		d (mm)	50	
		As (mm <sup>2</sup> )	D13 - 6.5 824	
		x (mm)	24.9	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$0.98 \times 10^6$	$1.08 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$7.32 \times 10^3$	$8.15 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	1.89	2.08
		$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	28.5	31.4
		$\sigma_{sa}$	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.15	0.16
		$\tau_{ca}$	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

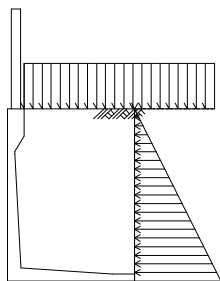
### 4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

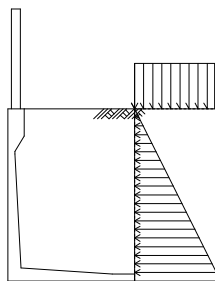
常時 自重（＋載荷重）＋土圧  
 フェンス荷重時 自重（＋載荷重）＋土圧＋フェンス荷重

#### 4.1.1 荷重の組合せ一覧

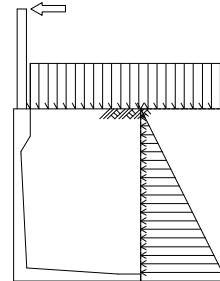
1) 常時[載荷重あり]



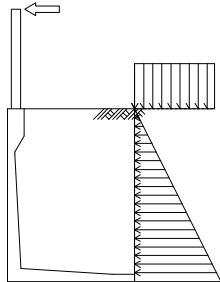
2) 常時[載荷重なし]



3) フェンス荷重時[載荷重あり]

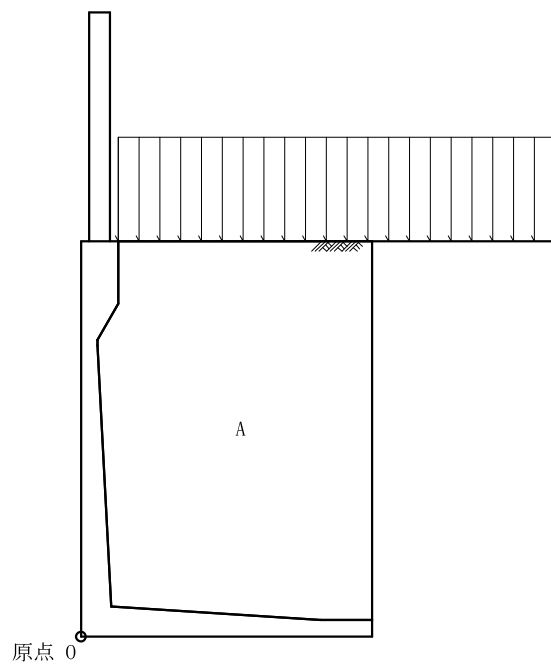


4) フェンス荷重時[載荷重なし]



## 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 高さ		面積 A (m <sup>2</sup> )	重 心 位 置		断面一次モーメント	
	(m)	(m)		x (m)	y (m)	A・x (m <sup>3</sup> )	A・y (m <sup>3</sup> )
	1.400	1.900	= 2.660	0.700	0.950	1.8620	2.5270
a	—	0.065	× 0.027 = -0.002	0.113	1.414	-0.0002	-0.0028
b	-1/2	× 0.065	× 1.255 = -0.041	0.123	0.982	-0.0050	-0.0403
c	-1/2	× 0.100	× 0.173 = -0.009	0.147	1.485	-0.0013	-0.0134
d	—	0.035	× 1.282 = -0.045	0.163	0.786	-0.0073	-0.0354
e	—	0.970	× 1.755 = -1.702	0.665	1.023	-1.1318	-1.7411
f	-1/2	× 1.005	× 0.065 = -0.033	0.815	0.123	-0.0269	-0.0041
g	—	0.250	× 1.820 = -0.455	1.275	0.990	-0.5801	-0.4505
合 計			0.373			0.1094	0.2394

体積

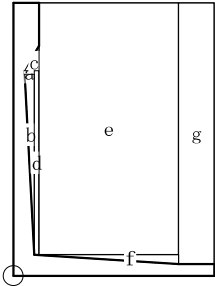
$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.373 \times 1.000 = 0.373 \text{ (m}^3\text{)}$

荷重

$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.373 \times 24.5 = 9.14 \text{ (kN)}$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.1094}{0.373} = 0.293 \text{ (m)}$$
$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.2394}{0.373} = 0.642 \text{ (m)}$$



## (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> )
	1.320	1.820	2.402	0.740	0.990	1.7775	2.3780
a	-1/2	0.065	1.255	-0.041	0.102	-0.0042	-0.0231
b	-	0.065	0.065	-0.004	0.113	-0.0005	-0.0005
c	-1/2	0.100	0.173	-0.009	0.113	-0.0010	-0.0139
d	-	0.100	0.300	-0.030	0.130	-0.0039	-0.0525
e	-1/2	1.005	0.065	-0.033	0.480	-0.0158	-0.0034
合 計			2.285			1.7521	2.2846

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 2.285 \times 1.000 = 2.285 \text{ (m}^3\text{)}$$

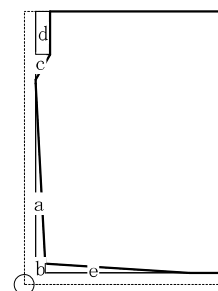
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 2.285 \times 19.0 = 43.42 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{1.7521}{2.285} = 0.767 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{2.2846}{2.285} = 1.000 \text{ (m)}$$



## 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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.220 \times 1.000 = 12.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.400 - \frac{1.220}{2} = 0.790 \text{ (m)}$$

## 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

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

ここに、

$P_a$  : 主働土圧合力 (kN/m)

$W$  : 土くさびの重量 (kN/m)

$\omega$  : すべり角 (°)

$\phi$  : 裏込め土のせん断抵抗角 (°)

$\delta$  : 壁面摩擦角 (°)

$\alpha$  : 土圧作用面と鉛直面のなす角 (°)

鉛直荷重・水平荷重

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

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

ここに、

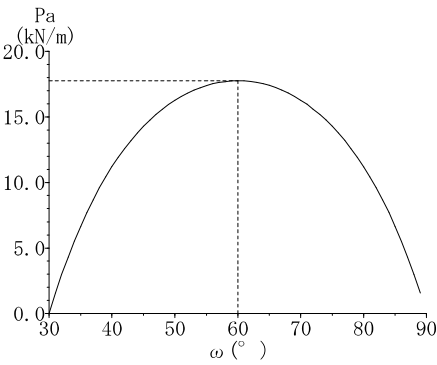
V , H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)

L : 擁壁の奥行き (計算幅)      L = 1.000 (m)

$h = 1.900 \text{ (m)}$

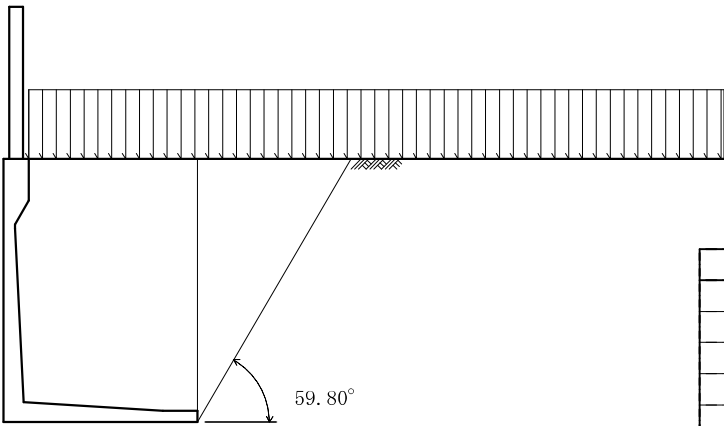
(1) 常 時

$\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$   
 $W = 31.03 \text{ (kN/m)}$  [載荷重 : 11.06]  
 $\omega = 59.80 \text{ (}^\circ\text{)}$   
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$   
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主動土圧合力

$$P_a = \frac{31.03 \times \sin(59.80 - 30.00)}{\cos(59.80 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$
  
$$= 17.77 \text{ (kN/m)}$$



$\omega$	$P_a$	$W$
64.00	17.530	25.99
63.00	17.638	27.16
62.00	17.709	28.34
61.00	17.755	29.55
60.00	17.765	30.77
* 59.80	17.771	31.03
59.00	17.755	32.03
58.00	17.706	33.30
57.00	17.635	34.61
56.00	17.529	35.94
55.00	17.403	37.32

鉛直荷重

$V = 17.77 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$

水平荷重

$H = 17.77 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 17.77 \text{ (kN)}$

作用位置

$x = 1.400 \text{ (m)}$   
 $y = \frac{1.900}{3} = 0.633 \text{ (m)}$

(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

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

$$y = 1.900 + 1.100 = 3.000 \text{ (m)}$$

## §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  $B = 1.400$  (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  $B = 1.400$  (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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{45.62}{11.25} = 4.06 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{45.62 - 11.25}{64.76} = 0.531 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.400}{2} - 0.531 = 0.169 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.169 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.233 \text{ (m)}$$

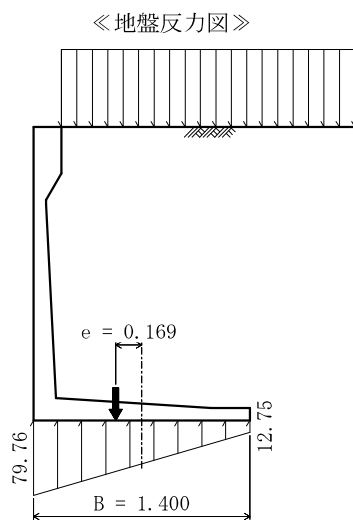
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{64.76}{1.400 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.169}{1.400} \right) \\ &= \begin{cases} 79.76 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 12.75 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

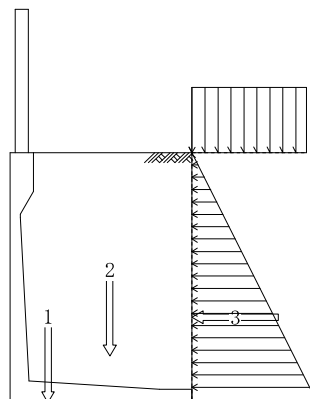
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



## 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	9.14		0.293	0.642	2.68	
2	裏込め土	43.42		0.767	1.000	33.30	
3	土圧		17.77	1.400	0.633		11.25
合 計 Σ		52.56	17.77			35.98	11.25

《荷重作用図》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{52.56 \times 0.577 + 0.0 \times 1.400 \times 1.000}{17.77}$$

$$= 1.71 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{35.98}{11.25} = 3.20 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{35.98 - 11.25}{52.56} = 0.471 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.400}{2} - 0.471 = 0.229 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.229 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.233 \text{ (m)}$$

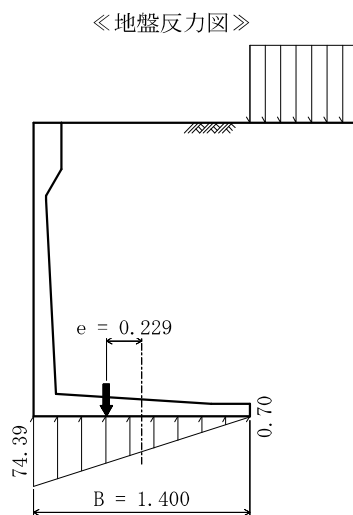
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{52.56}{1.400 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.229}{1.400} \right) \\
 &= \begin{cases} 74.39 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 0.70 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

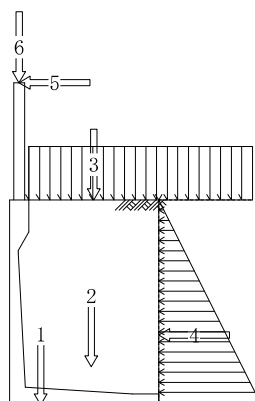
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



## 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	9.14		0.293	0.642	2.68	
2	裏込め土	43.42		0.767	1.000	33.30	
3	載荷重	12.20		0.790	1.900	9.64	
4	土圧		17.77	1.400	0.633		11.25
5	フェンス荷重		0.40	0.090	3.000		1.20
6		0.59		0.090	3.000	0.05	
合 計 Σ		65.35	18.17			45.67	12.45

《 荷重作用図 》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{65.35 \times 0.577 + 0.0 \times 1.400 \times 1.000}{18.17}$$

$$= 2.08 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{45.67}{12.45} = 3.67 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{45.67 - 12.45}{65.35} = 0.508 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.400}{2} - 0.508 = 0.192 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.192 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.467 \text{ (m)}$$

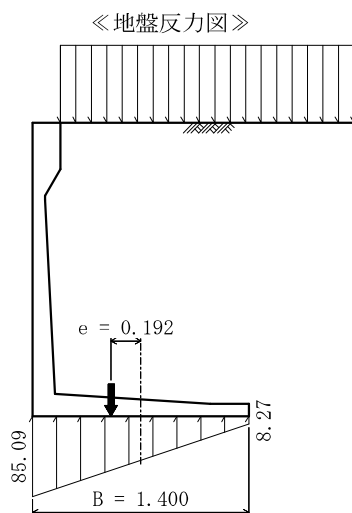
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{65.35}{1.400 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.192}{1.400} \right) \\
 &= \begin{cases} 85.09 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 8.27 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

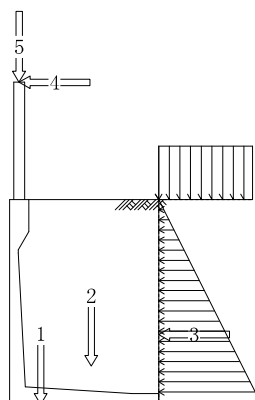




## 5.2.4 フェンス荷重時〔載荷重なし〕

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	9.14		0.293	0.642	2.68	
2	裏込め土	43.42		0.767	1.000	33.30	
3	土圧		17.77	1.400	0.633		11.25
4	フェンス荷重		0.40	0.090	3.000		1.20
5		0.59		0.090	3.000	0.05	
合 計 Σ		53.15	18.17			36.03	12.45

《 荷重作用図 》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{53.15 \times 0.577 + 0.0 \times 1.400 \times 1.000}{18.17}$$

$$= 1.69 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{36.03}{12.45} = 2.89 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{36.03 - 12.45}{53.15} = 0.444 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.400}{2} - 0.444 = 0.256 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.256 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.467 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

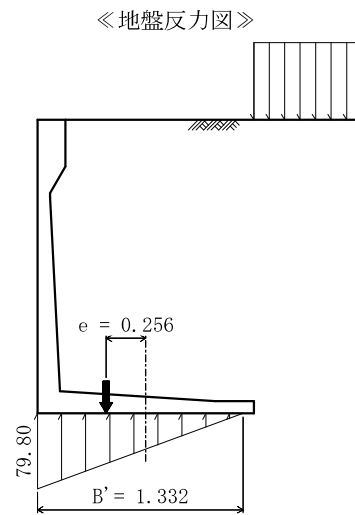
## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 53.15}{3 \times 0.444 \times 1.000}$$

$$= 79.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

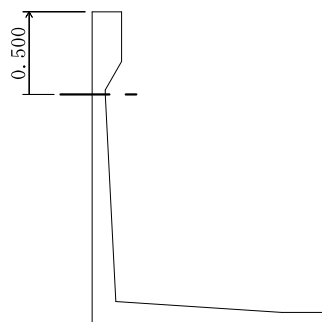


## §6 たて壁の部材断面設計

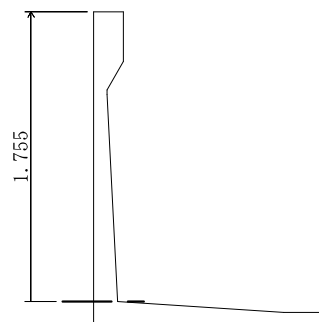
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

## 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

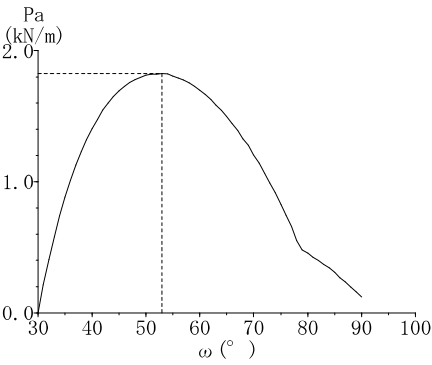
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮し、たて壁自重および土圧の鉛直分力は無視する。

6.2.1 土圧

(1) 常 時

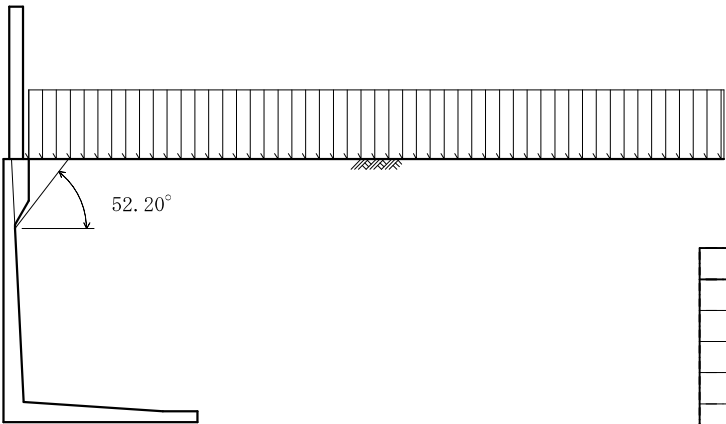
1) 中間部

$\alpha = 2.61 (^{\circ})$   
 $W = 4.84 \text{ (kN/m)}$  [載荷重: 2.88]  
 $\omega = 52.20 (^{\circ})$   
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$   
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

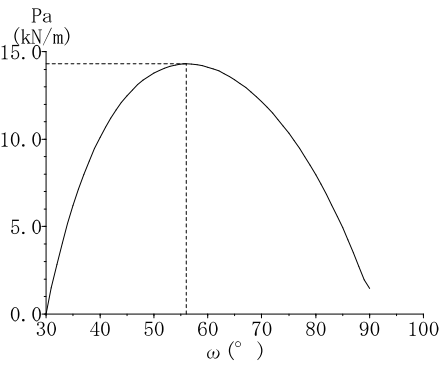
$$Pa = \frac{4.84 \times \sin(52.20 - 30.00)}{\cos(52.20 - 30.00 - 20.00 - 2.61)}$$
  
$$= 1.83 \text{ (kN/m)}$$



$\omega$	Pa	W
57.00	1.776	3.90
56.00	1.792	4.08
55.00	1.806	4.27
54.00	1.823	4.48
53.00	1.825	4.67
* 52.20	1.829	4.84
52.00	1.821	4.86
51.00	1.821	5.08
50.00	1.815	5.30
49.00	1.797	5.51
48.00	1.780	5.74

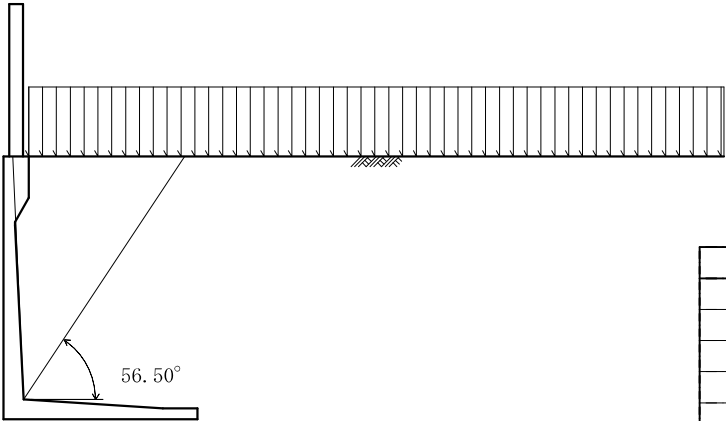
2) つけ根

$\alpha = 2.61 (^{\circ})$   
 $W = 31.98 \text{ (kN/m)}$  [載荷重: 11.27]  
 $\omega = 56.50 (^{\circ})$   
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$   
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{31.98 \times \sin(56.50 - 30.00)}{\cos(56.50 - 30.00 - 20.00 - 2.61)}$$
  
$$= 14.30 \text{ (kN/m)}$$



$\omega$	Pa	W
61.00	14.020	26.93
60.00	14.117	28.00
59.00	14.206	29.12
58.00	14.260	30.24
57.00	14.288	31.38
* 56.50	14.302	31.98
56.00	14.298	32.56
55.00	14.284	33.77
54.00	14.236	34.99
53.00	14.168	36.26
52.00	14.067	37.55

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

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	1.83	20.00	2.61	1.69	0.167
つけ根	14.30	20.00	2.61	13.20	0.585

(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	1.600
つけ根	0.00	0.40	0.090	2.855

## 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		1.69	0.032	0.167		0.28
	合 計 Σ		1.69				0.28
1	土圧		13.20	0.045	0.585		7.72
	合 計 Σ		13.20				7.72

## (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	1.600		0.64
2	土圧		1.69	0.032	0.167		0.28
3	フェンス荷重	0.59		0.050	1.600	0.03	
	合 計 Σ	0.59	2.09			0.03	0.92
1	フェンス荷重		0.40	0.017	2.855		1.14
2	土圧		13.20	0.045	0.585		7.72
3	フェンス荷重	0.59		0.017	2.855	0.01	
	合 計 Σ	0.59	13.60			0.01	8.86

設計断面力を次式により算出する。

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

中間部

$$M = 0.92 - 0.03 = 0.89 \text{ (kN・m)}$$

つけ根

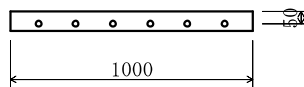
$$M = 8.86 - 0.01 = 8.85 \text{ (kN・m)}$$

## 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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 50 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 6.5 \\ &= 8.24 \text{ (cm}^2\text{)} = 824 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 824}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 824}} \right\} \\ &= 24.9 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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、

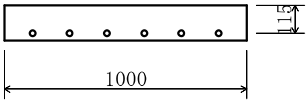
$b$  : 断面の有効幅 (mm)       $M$  : 曲げモーメント (N・mm)  
 $d$  : 断面の有効高さ (mm)       $S$  : せん断力 (N)  
 $A_s$  : 鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$0.28 \times 10^6$	$0.89 \times 10^6$
	せん断力 S (N)	$1.69 \times 10^3$	$2.09 \times 10^3$
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.54	1.71
	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	8.1	25.9
	$\sigma_{sa}$	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.03	0.04
	$\tau_{ca}$	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  $d = 115 \text{ (mm)}$   
鉄筋量  $A_s = D13 - 6.5$   
 $= 8.24 \text{ (cm}^2\text{)} = 824 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 824}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 115}{15 \times 824}} \right\}$$
$$= 42.4 \text{ (mm)}$$

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>)

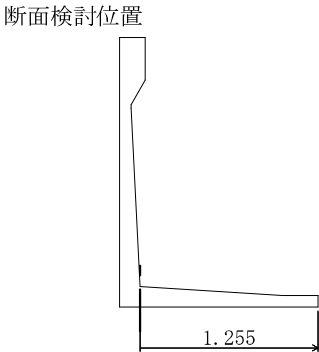
項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント $M$ (N・mm)	$7.72 \times 10^6$	$8.85 \times 10^6$
	せん断力 $S$ (N)	$13.20 \times 10^3$	$13.60 \times 10^3$
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.61	4.14
	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	92.9	106.5
	$\sigma_{sa}$	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.11	0.12
	$\tau_{ca}$	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> )
	1.255	0.145	0.182	0.628	0.1143
a	-1/2	1.005	0.065	-0.033	-0.0221
b	-	0.250	0.065	-0.016	-0.0181
合計			0.133		0.0741

作用位置

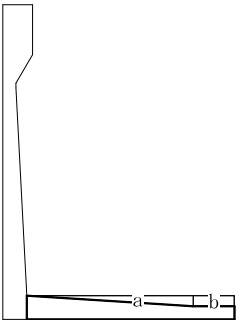
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0741}{0.133} = 0.557 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.133 \times 24.5 \times 1.000 = 3.26 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.26 \times 0.557 = 1.82 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m <sup>2</sup> )	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント A・x (m <sup>3</sup> )
	1.255	1.820	= 2.284	0.628	1.4344
a	-1/2	0.035	0.061	= -0.001	0.012
b	-	0.035	0.300	= -0.011	0.018
c	-1/2	1.005	0.065	= -0.033	0.335
合計			2.239		1.4231

作用位置

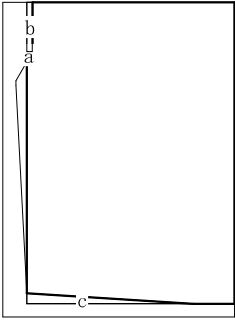
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{1.4231}{2.239} = 0.636 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 2.239 \times 19.0 \times 1.000 = 42.54 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 42.54 \times 0.636 = 27.06 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.220 \times 1.000 = 12.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.645 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 12.20 \times 0.645 = 7.87 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (4) 地盤反力度

## 1) 常 時 [载荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 79.76 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.75 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.75 + (79.76 - 12.75) \times \frac{1.255}{1.400} \\ &= 72.82 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(72.82 + 12.75) \times 1.255 \times 1.000}{2} \\ &= 53.70 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.255}{3} \times \frac{2 \times 12.75 + 72.82}{12.75 + 72.82} \\ &= 0.481 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 53.70 \times 0.481 = 25.83 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 常 時 [载荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 74.39 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.70 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.70 + (74.39 - 0.70) \times \frac{1.255}{1.400} \\ &= 66.76 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(66.76 + 0.70) \times 1.255 \times 1.000}{2} \\ &= 42.33 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.255}{3} \times \frac{2 \times 0.70 + 66.76}{0.70 + 66.76} \\ &= 0.423 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 42.33 \times 0.423 = 17.91 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 3) フェンス荷重時〔载荷重あり〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 85.09 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 8.27 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 8.27 + (85.09 - 8.27) \times \frac{1.255}{1.400} \\ &= 77.13 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(77.13 + 8.27) \times 1.255 \times 1.000}{2} \\ &= 53.59 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.255}{3} \times \frac{2 \times 8.27 + 77.13}{8.27 + 77.13} \\ &= 0.459 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 53.59 \times 0.459 = 24.60 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 79.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 79.80 \times \frac{1.187}{1.332} \\ &= 71.11 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(71.11 + 0.00) \times 1.187 \times 1.000}{2} \\ &= 42.20 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.187}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 71.11}{0.00 + 71.11} \\ &= 0.396 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 42.20 \times 0.396 = 16.71 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 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	3.26	1.82
2	かかと版上の載荷土	42.54	27.06
3	地盤反力	-53.70	-25.83
4	自動車荷重	12.20	7.87
	合 計 $\Sigma$	4.30	10.92

## 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	3.26	1.82
2	かかと版上の載荷土	42.54	27.06
3	地盤反力	-42.33	-17.91
	合 計 $\Sigma$	3.47	10.97

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  $M_o = 7.72$  (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

$$S = 4.30 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 7.72 \text{ (kN・m)}$$

## (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	3.26	1.82
2	かかと版上の載荷土	42.54	27.06
3	地盤反力	-53.59	-24.60
4	自動車荷重	12.20	7.87
	合 計 $\Sigma$	4.41	12.15

## 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	3.26	1.82
2	かかと版上の載荷土	42.54	27.06
3	地盤反力	-42.20	-16.71
	合 計 $\Sigma$	3.60	12.17

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  $M_o = 8.86$  (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

$$S = 4.41 \text{ (kN)}$$

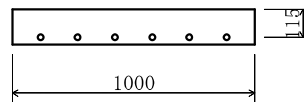
曲げモーメント

$$M = 8.86 \text{ (kN・m)}$$

## 7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 115 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 6.5 \\ &= 8.24 \text{ (cm}^2\text{)} = 824 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 824}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 115}{15 \times 824}} \right\} \\ &= 42.4 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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>)

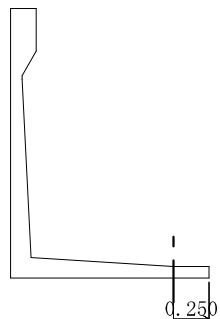
項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント $M$ (N・mm)	$7.72 \times 10^6$	$8.86 \times 10^6$
	せん断力 $S$ (N)	$4.30 \times 10^3$	$4.41 \times 10^3$
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.61	4.14
	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	92.9	106.6
	$\sigma_{sa}$	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.04	0.04
	$\tau_{ca}$	0.45	0.54

## § 8 かかと版(中間部)の部材断面設計

かかと版(中間部)は、下の指定位置を固定端とする片持版として設計する。

### 8.1 断面検討位置

断面検討位置



### 8.2 荷重の計算

かかと版に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

#### (1) かかと版自重

面積

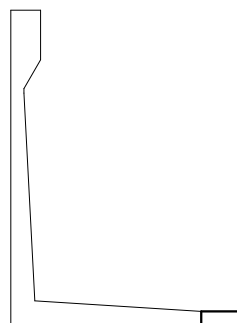
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 0.080 = 0.020 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.020 \times 24.5 \times 1.000 = 0.49 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.49 \times 0.125 = 0.06 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$





## (2) かかと版上の載荷土

面積

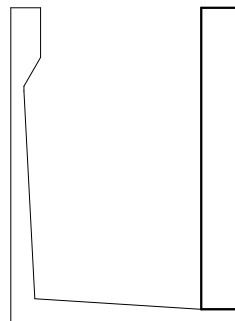
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 1.820 = 0.455 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.455 \times 19.0 \times 1.000 = 8.65 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 8.65 \times 0.125 = 1.08 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (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

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

作用位置

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

曲げモーメント

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

## (4) 地盤反力度

## 1) 常 時 [載荷重あり]

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 79.76 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.75 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.75 + (79.76 - 12.75) \times \frac{0.250}{1.400} \\ &= 24.72 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(24.72 + 12.75) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 4.68 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 12.75 + 24.72}{12.75 + 24.72} \\ &= 0.112 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.68 \times 0.112 = 0.52 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 常 時 [載荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 74.39 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.70 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.70 + (74.39 - 0.70) \times \frac{0.250}{1.400} \\ &= 13.86 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(13.86 + 0.70) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 1.82 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 0.70 + 13.86}{0.70 + 13.86} \\ &= 0.087 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.82 \times 0.087 = 0.16 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 3) フェンス荷重時 [載荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 85.09 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 8.27 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 8.27 + (85.09 - 8.27) \times \frac{0.250}{1.400} \\ &= 21.99 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(21.99 + 8.27) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 3.78 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 8.27 + 21.99}{8.27 + 21.99} \\ &= 0.106 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.78 \times 0.106 = 0.40 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 79.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 79.80 \times \frac{0.182}{1.332}$$

$$= 10.90 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(10.90 + 0.00) \times 0.182 \times 1.000}{2}$$

$$= 0.99 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.182}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 10.90}{0.00 + 10.90}$$

$$= 0.061 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.99 \times 0.061 = 0.06 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 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	0.49	0.06
2	かかと版上の载荷土	8.65	1.08
3	地盤反力	-4.68	-0.52
4	自動車荷重	2.50	0.31
	合 計 Σ	6.96	0.93

## 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	0.49	0.06
2	かかと版上の载荷土	8.65	1.08
3	地盤反力	-1.82	-0.16
	合 計 Σ	7.32	0.98

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 7.32 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 0.98 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (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	0.49	0.06
2	かかと版上の載荷土	8.65	1.08
3	地盤反力	-3.78	-0.40
4	自動車荷重	2.50	0.31
	合 計 $\Sigma$	7.86	1.05

## 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	0.49	0.06
2	かかと版上の載荷土	8.65	1.08
3	地盤反力	-0.99	-0.06
	合 計 $\Sigma$	8.15	1.08

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 8.15 \text{ (kN)}$$

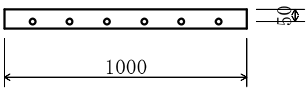
曲げモーメント

$$M = 1.08 \text{ (kN・m)}$$

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  $d = 50 \text{ (mm)}$   
鉄筋量  $A_s = D13 - 6.5$   
 $= 8.24 \text{ (cm}^2\text{)} = 824 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 824}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 824}} \right\}$$
$$= 24.9 \text{ (mm)}$$

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)	$0.98 \times 10^6$	$1.08 \times 10^6$
	せん断力 $S$ (N)	$7.32 \times 10^3$	$8.15 \times 10^3$
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	1.89	2.08
	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	28.5	31.4
	$\sigma_{sa}$	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.15	0.16
	$\tau_{ca}$	0.45	0.54