

CLP-F (H) 2000 × (B) 1450 × (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	$H = 2.000 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 84.36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	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

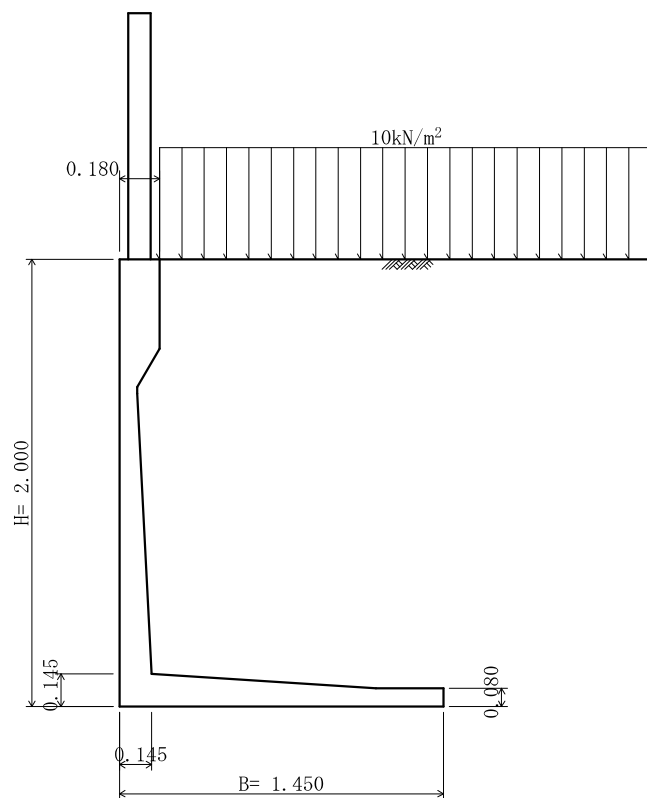
## 1.5 参考文献

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)2000×(B)1450×(L)2000 標準



§3 計算結果

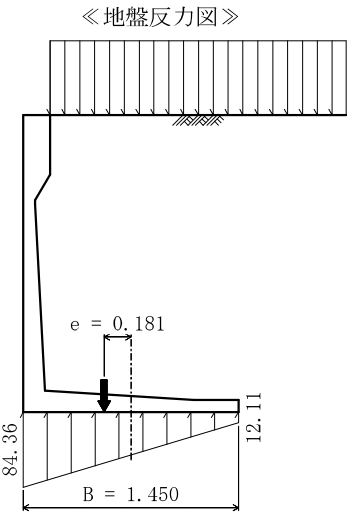
3.1 安定計算結果

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

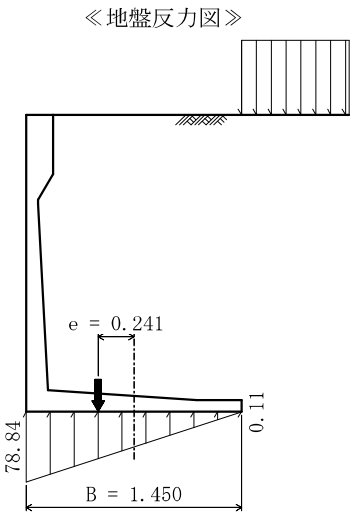
鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q <sub>1</sub> q <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		判定
69.94	19.34	0.181	3.95	2.09	84.36	12.11	0. K.
許 容 値		0.242	1.50	1.50			



3.1.2 常 時 [載荷重なし]

(1) 安定計算

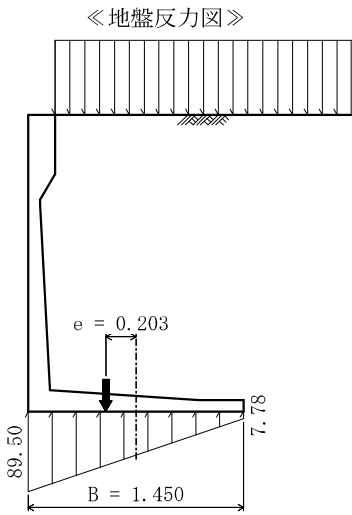
鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	偏心距離 $e$ (m)	転 倒 安全率 $F_s$	滑 動 安全率 $F_s$	地盤反力度 $q_1$ $q_2$ (kN/m <sup>2</sup> )		判定
57.24	19.34	0.241	3.15	1.71	78.84	0.11	0. K.
許 容 値		0.242	1.50	1.50			



3.1.3 フェンス荷重時〔載荷重あり〕

(1) 安定計算

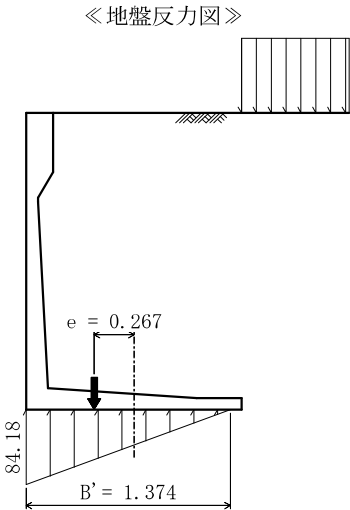
鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 $q_1$ $q_2$ (kN/m <sup>2</sup> )		判定
70.53	19.74	0.203	3.61	2.06	89.50	7.78	0. K.
許 容 値		0.483	1.20	1.20			



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
57.83	19.74	0.267	2.87	1.69	84.18	0. K.
許 容 値		0.483	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> )	D16 - 5.5 1092	
		x (mm)	27.3	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$0.45 \times 10^6$	$1.10 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$2.25 \times 10^3$	$2.65 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.81	1.97
		$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	10.1	24.6
		$\sigma_{sa}$	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.05	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)	115	
		As (mm <sup>2</sup> )	D16 - 5.5 1092	
		x (mm)	47.1	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$8.94 \times 10^6$	$10.11 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$14.47 \times 10^3$	$14.87 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.82	4.32
		$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	82.4	93.2
		$\sigma_{sa}$	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.13	0.13
		$\tau_{ca}$	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> )	D16 - 5.5 1092	
		x (mm)	47.1	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$8.94 \times 10^6$	$10.12 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$4.49 \times 10^3$	$4.59 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.82	4.33
		$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	82.4	93.3
		$\sigma_{sa}$	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> )	D16 - 5.5 1092	
		x (mm)	27.3	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	$1.48 \times 10^6$	$1.61 \times 10^6$
		せん断力 S (N)	$9.05 \times 10^3$	$9.99 \times 10^3$
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	2.65	2.88
		$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	33.1	36.0
		$\sigma_{sa}$	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.18	0.20
		$\tau_{ca}$	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

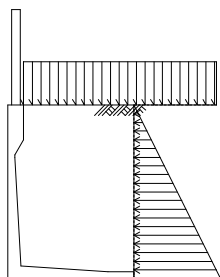
### 4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

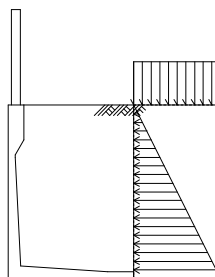
常時 自重（＋載荷重）＋土圧  
 フェンス荷重時 自重（＋載荷重）＋土圧＋フェンス荷重

#### 4.1.1 荷重の組合せ一覧

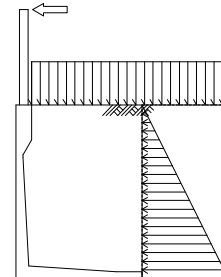
1) 常時[載荷重あり]



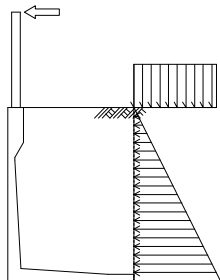
2) 常時[載荷重なし]



3) フェンス荷重時[載荷重あり]

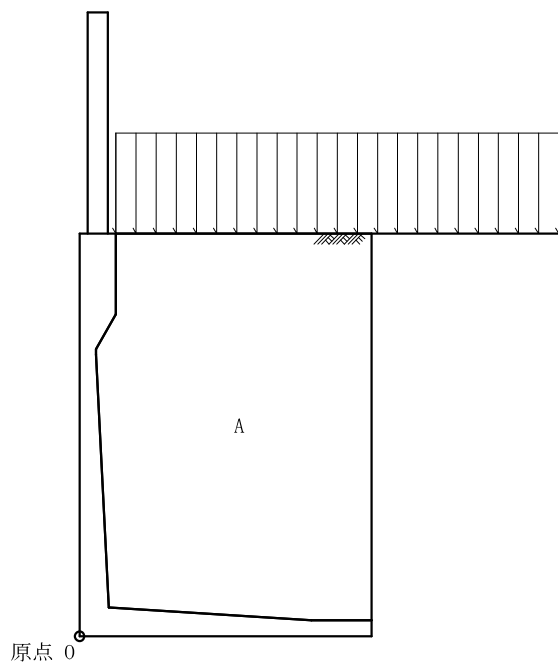


4) フェンス荷重時[載荷重なし]



## 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> )
	1.450	2.000	= 2.900	0.725	1.000	2.1025	2.9000
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	× 1.855 = -1.799	0.665	1.073	-1.1963	-1.9303
f	-1/2	× 1.005	× 0.065 = -0.033	0.815	0.123	-0.0269	-0.0041
g	—	0.300	× 1.920 = -0.576	1.300	1.040	-0.7488	-0.5990
合 計			0.395			0.1167	0.2747

体積

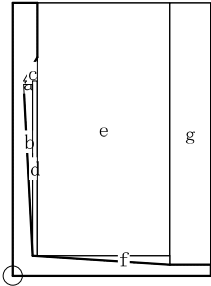
$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.395 \times 1.000 = 0.395 \text{ (m}^3\text{)}$$

荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.395 \times 24.5 = 9.68 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.1167}{0.395} = 0.295 \text{ (m)}$$
$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.2747}{0.395} = 0.695 \text{ (m)}$$



## (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> )
	1.370	1.920	2.630	0.765	1.040	2.0120	2.7352
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	0.400	-0.040	0.130	-0.0052	-0.0720
e	-1/2	1.005	0.065	-0.033	0.480	-0.0158	-0.0034
合 計			2.503			1.9853	2.6223

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 2.503 \times 1.000 = 2.503 \text{ (m}^3\text{)}$$

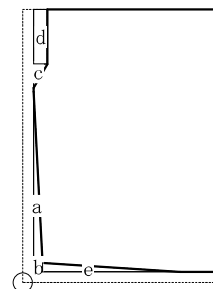
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 2.503 \times 19.0 = 47.56 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{1.9853}{2.503} = 0.793 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{2.6223}{2.503} = 1.048 \text{ (m)}$$



## 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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.270 \times 1.000 = 12.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.450 - \frac{1.270}{2} = 0.815 \text{ (m)}$$

## 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、

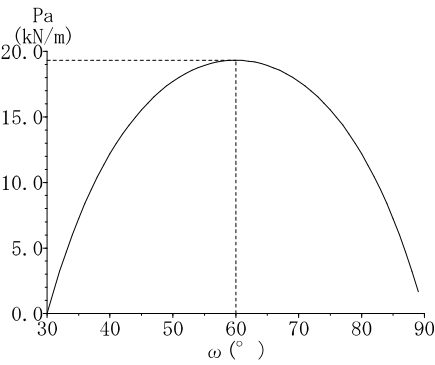
V , H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)

L : 擁壁の奥行き (計算幅)      L = 1.000 (m)

$h = 2.000 \text{ (m)}$

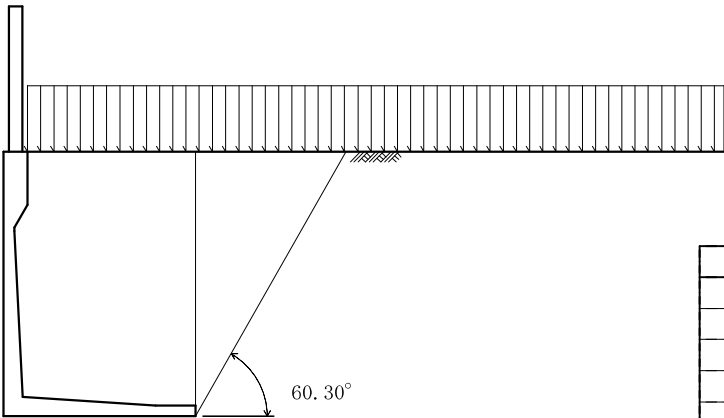
(1) 常 時

$\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$   
 $W = 33.09 \text{ (kN/m)}$  [載荷重: 11.41]  
 $\omega = 60.30 \text{ (}^\circ\text{)}$   
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$   
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{33.09 \times \sin(60.30 - 30.00)}{\cos(60.30 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$
  
$$= 19.34 \text{ (kN/m)}$$



$\omega$	Pa	W
65.00	18.941	27.05
64.00	19.075	28.28
63.00	19.190	29.55
62.00	19.265	30.83
61.00	19.324	32.16
* 60.30	19.336	33.09
60.00	19.335	33.49
59.00	19.323	34.86
58.00	19.274	36.25
57.00	19.194	37.67
56.00	19.080	39.12

鉛直荷重

$V = 19.34 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$

水平荷重

$H = 19.34 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 19.34 \text{ (kN)}$

作用位置

$x = 1.450 \text{ (m)}$   
 $y = \frac{2.000}{3} = 0.667 \text{ (m)}$

(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

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

$$y = 2.000 + 1.100 = 3.100 \text{ (m)}$$

## §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  $B = 1.450$  (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  $B = 1.450$  (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。

$$e > \frac{B}{6} \text{ のとき}$$
$$|e| \leq \frac{B}{6} \text{ のとき}$$
$$e < -\frac{B}{6} \text{ のとき}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L}$$
$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$
$$q_2 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot (B - d) \cdot L}$$

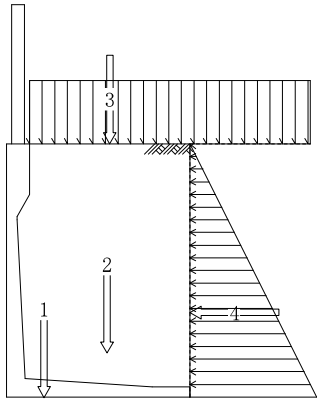
ここに、  
 $q_1, q_2$  : 地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\Sigma V$  : 鉛直荷重 (kN)  
 $B$  : 擁壁の底版幅  $B = 1.450$  (m)  
 $L$  : 擁壁の奥行き (計算幅)  $L = 1.000$  (m)  
 $e$  : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)  
 $d$  : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

5.2 計算結果

5.2.1 常 時 [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	9.68		0.295	0.695	2.86	
2	裏込め土	47.56		0.793	1.048	37.72	
3	載荷重	12.70		0.815	2.000	10.35	
4	土圧		19.34	1.450	0.667		12.90
合 計 Σ		69.94	19.34			50.93	12.90

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{69.94 \times 0.577 + 0.0 \times 1.450 \times 1.000}{19.34}$$
$$= 2.09 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{50.93}{12.90} = 3.95 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{50.93 - 12.90}{69.94} = 0.544 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.450}{2} - 0.544 = 0.181 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.181 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.242 \text{ (m)}$$

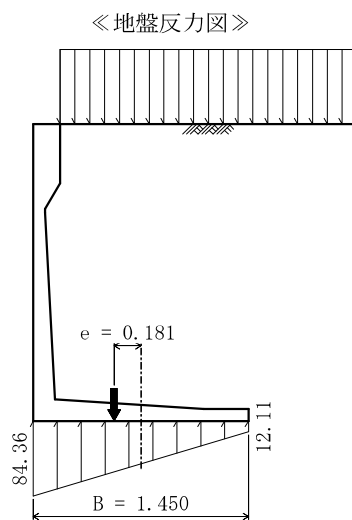
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{69.94}{1.450 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.181}{1.450} \right) \\ &= \begin{cases} 84.36 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 12.11 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

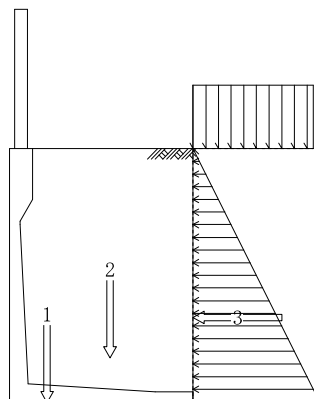
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



## 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	9.68		0.295	0.695	2.86	
2	裏込め土	47.56		0.793	1.048	37.72	
3	土圧		19.34	1.450	0.667		12.90
合 計 Σ		57.24	19.34			40.58	12.90

《荷重作用図》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{57.24 \times 0.577 + 0.0 \times 1.450 \times 1.000}{19.34}$$

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

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{40.58}{12.90} = 3.15 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{40.58 - 12.90}{57.24} = 0.484 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.450}{2} - 0.484 = 0.241 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.241 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.242 \text{ (m)}$$

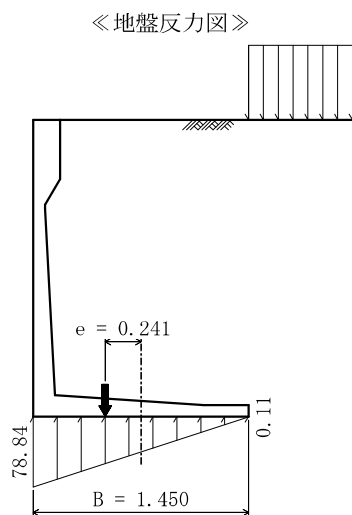
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{57.24}{1.450 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.241}{1.450} \right) \\
 &= \begin{cases} 78.84 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 0.11 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

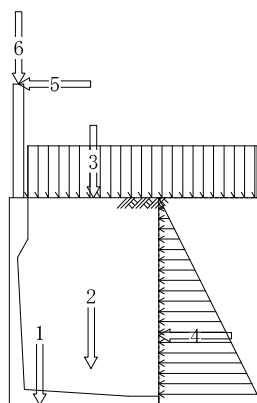
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



## 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	9.68		0.295	0.695	2.86	
2	裏込め土	47.56		0.793	1.048	37.72	
3	載荷重	12.70		0.815	2.000	10.35	
4	土圧		19.34	1.450	0.667		12.90
5	フェンス荷重		0.40	0.090	3.100		1.24
6		0.59		0.090	3.100	0.05	
合 計 Σ		70.53	19.74			50.98	14.14

《 荷重作用図 》



## 1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{70.53 \times 0.577 + 0.0 \times 1.450 \times 1.000}{19.74}$$

$$= 2.06 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{50.98}{14.14} = 3.61 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{50.98 - 14.14}{70.53} = 0.522 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.450}{2} - 0.522 = 0.203 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.203 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.483 \text{ (m)}$$

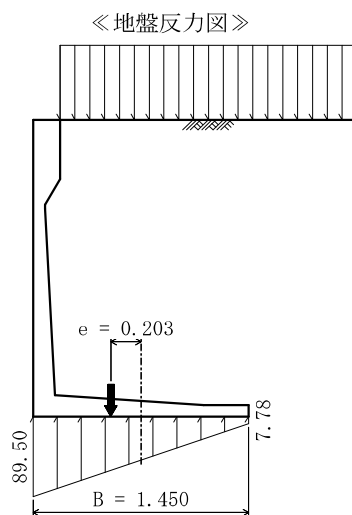
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{70.53}{1.450 \times 1.000} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.203}{1.450} \right) \\
 &= \begin{cases} 89.50 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 7.78 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。







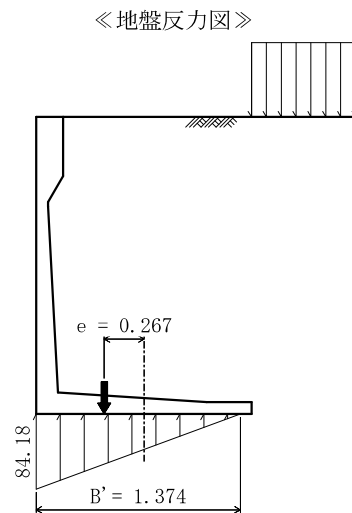
## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 57.83}{3 \times 0.458 \times 1.000}$$

$$= 84.18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

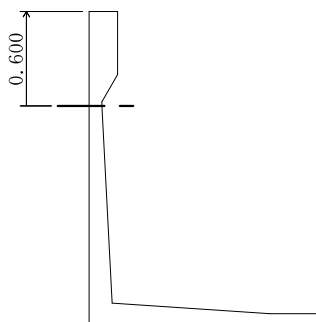


## §6 たて壁の部材断面設計

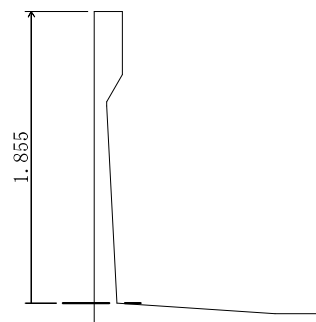
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

## 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

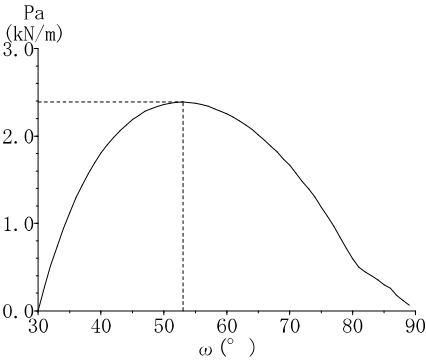
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮し、たて壁自重および土圧の鉛直分力は無視する。

6.2.1 土圧

(1) 常 時

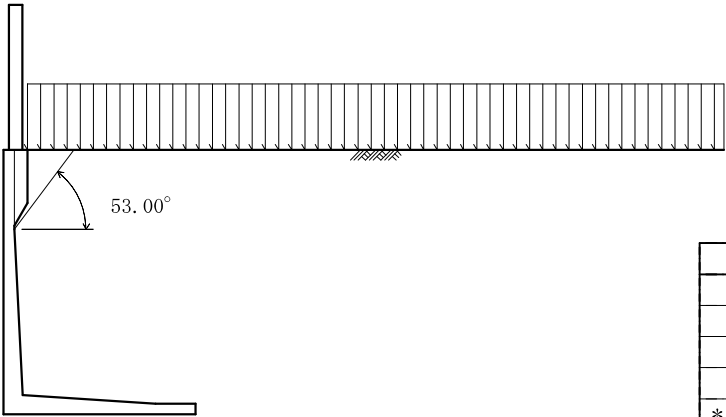
1) 中間部

$\alpha$  = 0.00 (° )  
 $W$  = 6.11 (kN/m) [載荷重 : 3.52]  
 $\omega$  = 53.00 (° )  
 $\delta$  = 20.00 (° )  
 $\phi$  = 30.00 (° )



最大主働土圧合力

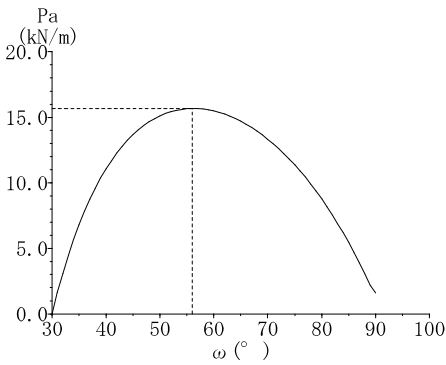
$$Pa = \frac{6.11 \times \sin(53.00 - 30.00)}{\cos(53.00 - 30.00 - 20.00 - 0.00)}$$
$$= 2.39 \text{ (kN/m)}$$



$\omega$	Pa	W
57.00	2.342	5.12
56.00	2.358	5.35
55.00	2.376	5.60
54.00	2.385	5.85
* 53.00	2.391	6.11
52.00	2.388	6.37
51.00	2.376	6.63
50.00	2.360	6.90
49.00	2.338	7.18

2) つけ根

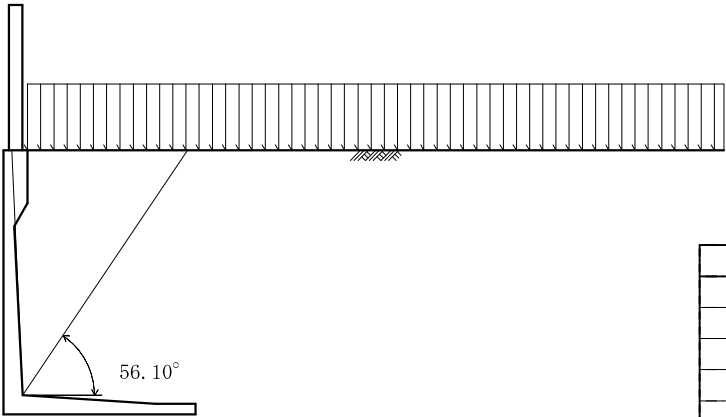
$\alpha = 2.61 (^{\circ})$   
 $W = 35.58 \text{ (kN/m)}$  [載荷重: 12.12]  
 $\omega = 56.10 (^{\circ})$   
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$   
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主動土圧合力

$$Pa = \frac{35.58 \times \sin(56.10 - 30.00)}{\cos(56.10 - 30.00 - 20.00 - 2.61)}$$

$= 15.68 \text{ (kN/m)}$



$\omega$	Pa	W
61.00	15.379	29.54
60.00	15.494	30.73
59.00	15.572	31.92
58.00	15.642	33.17
57.00	15.672	34.42
* 56.10	15.682	35.58
56.00	15.677	35.70
55.00	15.659	37.02
54.00	15.607	38.36
53.00	15.532	39.75
52.00	15.427	41.18

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

ここに、

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

	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	2.39	20.00	0.00	2.25	0.200
つけ根	15.68	20.00	2.61	14.47	0.618

(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	1.700
つけ根	0.00	0.40	0.090	2.955

## 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		2.25	0.040	0.200		0.45
	合 計 Σ		2.25				0.45
1	土圧		14.47	0.044	0.618		8.94
	合 計 Σ		14.47				8.94

## (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	1.700		0.68
2	土圧		2.25	0.040	0.200		0.45
3	フェンス荷重	0.59		0.050	1.700	0.03	
	合 計 Σ	0.59	2.65			0.03	1.13
1	フェンス荷重		0.40	0.017	2.955		1.18
2	土圧		14.47	0.044	0.618		8.94
3	フェンス荷重	0.59		0.017	2.955	0.01	
	合 計 Σ	0.59	14.87			0.01	10.12

設計断面力を次式により算出する。

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

中間部

$$M = 1.13 - 0.03 = 1.1 \text{ (kN・m)}$$

つけ根

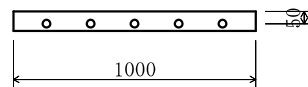
$$M = 10.12 - 0.01 = 10.11 \text{ (kN・m)}$$

## 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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 50 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 5.5 \\ &= 10.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 1092 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1092}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 1092}} \right\} \\ &= 27.3 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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、

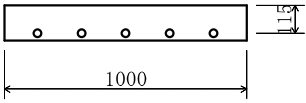
$b$  : 断面の有効幅 (mm)       $M$  : 曲げモーメント (N・mm)  
 $d$  : 断面の有効高さ (mm)       $S$  : せん断力 (N)  
 $A_s$  : 鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント $M$ (N・mm)	$0.45 \times 10^6$	$1.10 \times 10^6$
	せん断力 $S$ (N)	$2.25 \times 10^3$	$2.65 \times 10^3$
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	0.81	1.97
	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	10.1	24.6
	$\sigma_{sa}$	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.05	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  $d = 115 \text{ (mm)}$   
鉄筋量  $A_s = D16 - 5.5$   
 $= 10.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 1092 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 1092}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 115}{15 \times 1092}} \right\}$$
$$= 47.1 \text{ (mm)}$$

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>)

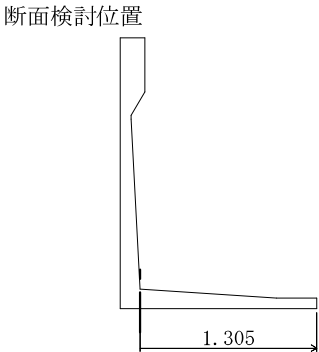
項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント $M$ (N・mm)	$8.94 \times 10^6$	$10.11 \times 10^6$
	せん断力 $S$ (N)	$14.47 \times 10^3$	$14.87 \times 10^3$
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.82	4.32
	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	82.4	93.2
	$\sigma_{sa}$	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.13	0.13
	$\tau_{ca}$	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> )
	1.305	0.145	0.189	0.653	0.1234
a	-1/2 × 1.005	0.065	-0.033	0.670	-0.0221
b	-0.300	0.065	-0.020	1.155	-0.0231
合計			0.136		0.0782

作用位置

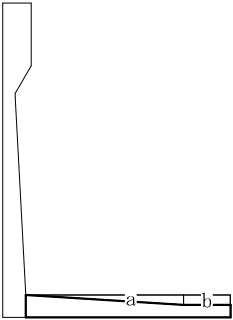
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0782}{0.136} = 0.575 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.136 \times 24.5 \times 1.000 = 3.33 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.33 \times 0.575 = 1.91 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m <sup>2</sup> )	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント A・x (m <sup>3</sup> )
	1.305	1.920	2.506	0.653	1.6364
a	-1/2	0.035	0.061	0.012	0.0000
b	-	0.035	0.400	0.018	-0.0003
c	-1/2	1.005	0.065	0.335	-0.0111
合計			2.458		1.6250

作用位置

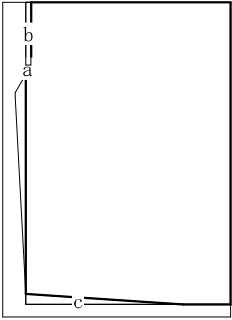
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{1.6250}{2.458} = 0.661 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 2.458 \times 19.0 \times 1.000 = 46.70 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 46.70 \times 0.661 = 30.87 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.270 \times 1.000 = 12.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.670 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 12.70 \times 0.670 = 8.51 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (4) 地盤反力度

## 1) 常 時 [载荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 84.36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.11 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.11 + (84.36 - 12.11) \times \frac{1.305}{1.450} \\ &= 77.14 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(77.14 + 12.11) \times 1.305 \times 1.000}{2} \\ &= 58.24 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.305}{3} \times \frac{2 \times 12.11 + 77.14}{12.11 + 77.14} \\ &= 0.494 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 58.24 \times 0.494 = 28.77 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 常 時 [载荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 78.84 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.11 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.11 + (78.84 - 0.11) \times \frac{1.305}{1.450} \\ &= 70.97 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(70.97 + 0.11) \times 1.305 \times 1.000}{2} \\ &= 46.38 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.305}{3} \times \frac{2 \times 0.11 + 70.97}{0.11 + 70.97} \\ &= 0.436 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 46.38 \times 0.436 = 20.22 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 3) フェンス荷重時〔载荷重あり〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 89.50 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 7.78 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 7.78 + (89.50 - 7.78) \times \frac{1.305}{1.450} \\ &= 81.33 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(81.33 + 7.78) \times 1.305 \times 1.000}{2} \\ &= 58.14 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.305}{3} \times \frac{2 \times 7.78 + 81.33}{7.78 + 81.33} \\ &= 0.473 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 58.14 \times 0.473 = 27.50 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 84.18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 84.18 \times \frac{1.229}{1.374} \\ &= 75.30 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(75.30 + 0.00) \times 1.229 \times 1.000}{2} \\ &= 46.27 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.229}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 75.30}{0.00 + 75.30} \\ &= 0.410 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 46.27 \times 0.410 = 18.97 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 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	3.33	1.91
2	かかと版上の載荷土	46.70	30.87
3	地盤反力	-58.24	-28.77
4	自動車荷重	12.70	8.51
	合 計 $\Sigma$	4.49	12.52

## 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	3.33	1.91
2	かかと版上の載荷土	46.70	30.87
3	地盤反力	-46.38	-20.22
	合 計 $\Sigma$	3.65	12.56

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  $M_o = 8.94$  (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

$$S = 4.49 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 8.94 \text{ (kN・m)}$$

## (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	3.33	1.91
2	かかと版上の載荷土	46.70	30.87
3	地盤反力	-58.14	-27.50
4	自動車荷重	12.70	8.51
	合 計 $\Sigma$	4.59	13.79

## 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	3.33	1.91
2	かかと版上の載荷土	46.70	30.87
3	地盤反力	-46.27	-18.97
	合 計 $\Sigma$	3.76	13.81

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  $M_o = 10.12$  (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

$$S = 4.59 \text{ (kN)}$$

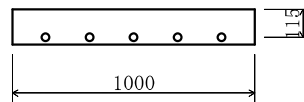
曲げモーメント

$$M = 10.12 \text{ (kN・m)}$$

## 7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 115 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 5.5 \\ &= 10.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 1092 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1092}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 115}{15 \times 1092}} \right\} \\ &= 47.1 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

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、

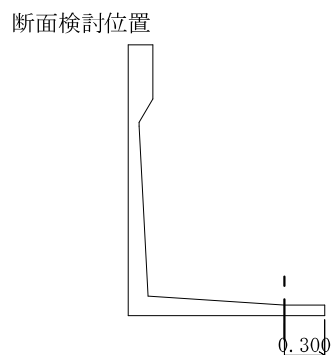
$b$  : 断面の有効幅 (mm)       $M$  : 曲げモーメント (N・mm)  
 $d$  : 断面の有効高さ (mm)       $S$  : せん断力 (N)  
 $A_s$  : 鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント $M$ (N・mm)	$8.94 \times 10^6$	$10.12 \times 10^6$
	せん断力 $S$ (N)	$4.49 \times 10^3$	$4.59 \times 10^3$
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	3.82	4.33
	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	82.4	93.3
	$\sigma_{sa}$	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



### 8.2 荷重の計算

かかと版に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

#### (1) かかと版自重

面積

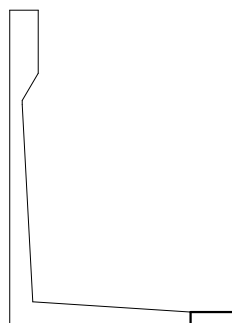
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 0.080 = 0.024 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.024 \times 24.5 \times 1.000 = 0.59 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.59 \times 0.150 = 0.09 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$





## (2) かかと版上の載荷土

面積

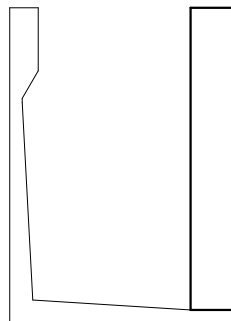
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 1.920 = 0.576 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.576 \times 19.0 \times 1.000 = 10.94 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 10.94 \times 0.150 = 1.64 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



## (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

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

作用位置

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

曲げモーメント

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

## (4) 地盤反力度

## 1) 常 時 [載荷重あり]

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 84.36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.11 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.11 + (84.36 - 12.11) \times \frac{0.300}{1.450} \\ &= 27.06 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(27.06 + 12.11) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 5.88 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 12.11 + 27.06}{12.11 + 27.06} \\ &= 0.131 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 5.88 \times 0.131 = 0.77 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 2) 常 時 [載荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 78.84 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.11 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.11 + (78.84 - 0.11) \times \frac{0.300}{1.450} \\ &= 16.40 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(16.40 + 0.11) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 2.48 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 0.11 + 16.40}{0.11 + 16.40} \\ &= 0.101 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.48 \times 0.101 = 0.25 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 3) フェンス荷重時 [載荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 89.50 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 7.78 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 7.78 + (89.50 - 7.78) \times \frac{0.300}{1.450} \\ &= 24.69 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(24.69 + 7.78) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 4.87 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 7.78 + 24.69}{7.78 + 24.69} \\ &= 0.124 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.87 \times 0.124 = 0.60 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 84.18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 84.18 \times \frac{0.224}{1.374}$$

$$= 13.72 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(13.72 + 0.00) \times 0.224 \times 1.000}{2}$$

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

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.224}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 13.72}{0.00 + 13.72}$$

$$= 0.075 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.54 \times 0.075 = 0.12 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## 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	0.59	0.09
2	かかと版上の载荷土	10.94	1.64
3	地盤反力	-5.88	-0.77
4	自動車荷重	3.00	0.45
	合 計 Σ	8.65	1.41

## 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	0.59	0.09
2	かかと版上の载荷土	10.94	1.64
3	地盤反力	-2.48	-0.25
	合 計 Σ	9.05	1.48

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 9.05 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 1.48 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

## (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	0.59	0.09
2	かかと版上の載荷土	10.94	1.64
3	地盤反力	-4.87	-0.60
4	自動車荷重	3.00	0.45
	合 計 $\Sigma$	9.66	1.58

## 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	0.59	0.09
2	かかと版上の載荷土	10.94	1.64
3	地盤反力	-1.54	-0.12
	合 計 $\Sigma$	9.99	1.61

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 9.99 \text{ (kN)}$$

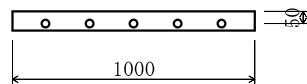
曲げモーメント

$$M = 1.61 \text{ (kN・m)}$$

## 8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 50 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 5.5 \\ &= 10.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 1092 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1092}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 1092}} \right\} \\ &= 27.3 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

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)	$1.48 \times 10^6$	$1.61 \times 10^6$
	せん断力 $S$ (N)	$9.05 \times 10^3$	$9.99 \times 10^3$
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	2.65	2.88
	$\sigma_{ca}$	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	33.1	36.0
	$\sigma_{sa}$	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$	0.18	0.20
	$\tau_{ca}$	0.45	0.54