

CLP-F (H)900×(B)850×(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	$H = 0.900 \text{ (m)}$
(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	$H_h = 0.4 \text{ (kN/m)}$
(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	$q_a = 36.84 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	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 ²)	常 時	フェンス
(1) コンクリート			
設計基準強度	σ_{ck}	30	
許容圧縮応力度	σ_{ca}	10.00	12.00
許容せん断応力度	τ_a	0.45	0.54
(2) 鉄筋			
許容引張応力度	σ_{sa}	160	192

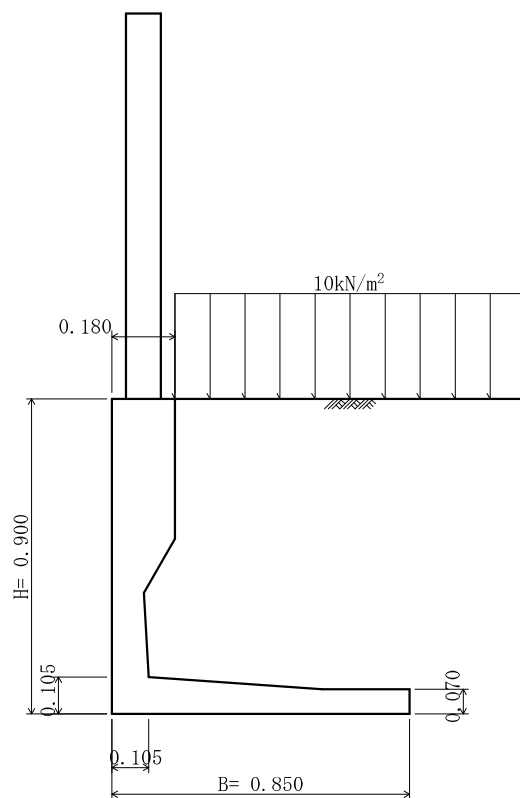
1.5 参考文献

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)900×(B)850×(L)2000 標準



§3 計算結果

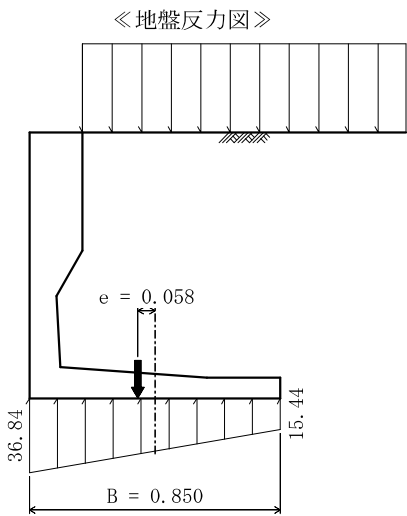
3.1 安定計算結果

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

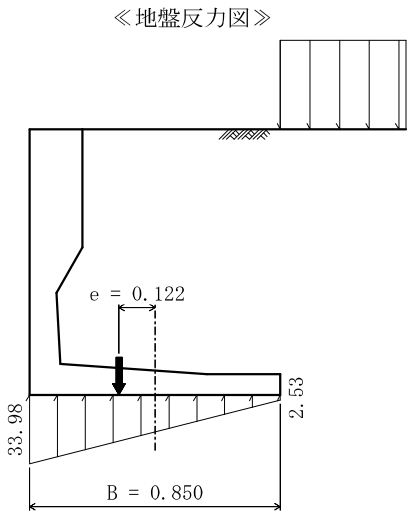
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 F_s	滑 動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
22.22	5.57	0.058	5.88	2.30	36.84	15.44	O. K.
許 容 値		0.142	1.50	1.50			



3.1.2 常 時 [載荷重なし]

(1) 安定計算

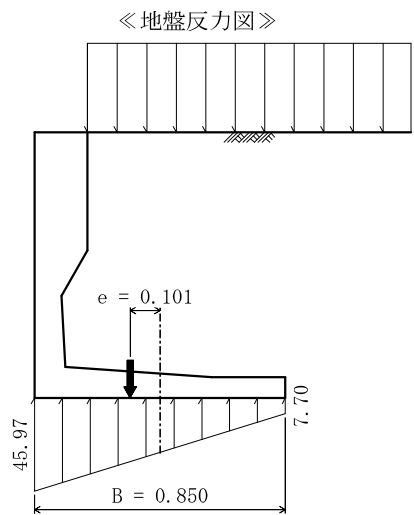
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 F_s	滑 動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
15.52	5.57	0.122	3.81	1.61	33.98	2.53	0. K.
許 容 値		0.142	1.50	1.50			



3.1.3 フェンス荷重時〔載荷重あり〕

(1) 安定計算

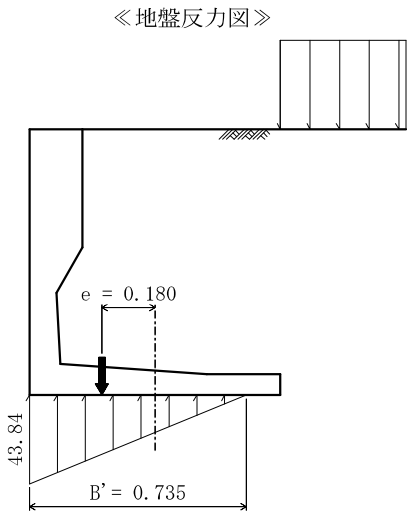
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 F_s	滑動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
22.81	5.97	0.101	4.00	2.20	45.97	7.70	0. K.
許 容 値		0.283	1.20	1.20			



3.1.4 フェンス荷重時〔載荷重なし〕

(1) 安定計算

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (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 ²)	判定
16.11	5.97	0.180	2.60	1.56	43.84	0. K.
許 容 値		0.283	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)	62	
		As (mm ²)	D10 - 5.5 392	
		x (mm)	21.8	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.38×10^6	1.01×10^6
		せん断力 S (N)	2.03×10^3	2.43×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.64	1.69
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	17.7	47.1
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.03	0.04
		τ_{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 ²)	D10 - 5.5 392	
		x (mm)	24.4	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.96×10^6	1.70×10^6
		せん断力 S (N)	3.64×10^3	4.04×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.18	2.08
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	36.6	64.9
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.05	0.05
		τ_{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 ²)	D10 - 5.5 392	
		x (mm)	24.4	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.96×10^6	1.72×10^6
		せん断力 S (N)	0.59×10^3	0.85×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.18	2.11
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	36.6	65.6
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.01	0.01
		τ_{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 ²)	D10 - 5.5 392	
		x (mm)	16.6	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.37×10^6	0.53×10^6
		せん断力 S (N)	2.60×10^3	3.85×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.29	1.85
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	27.4	39.2
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.07	0.10
		τ_{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

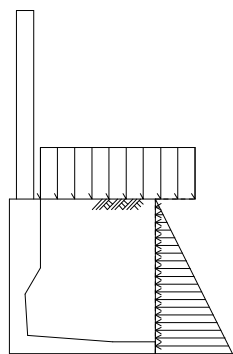
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

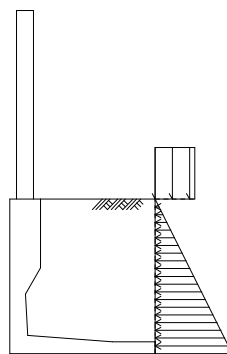
常時 自重（＋載荷重）＋土圧
 フェンス荷重時 自重（＋載荷重）＋土圧＋フェンス荷重

4.1.1 荷重の組合せ一覧

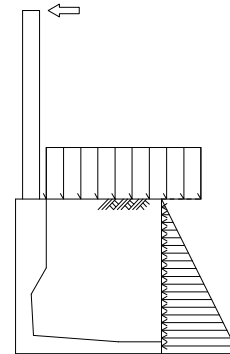
1) 常時[載荷重あり]



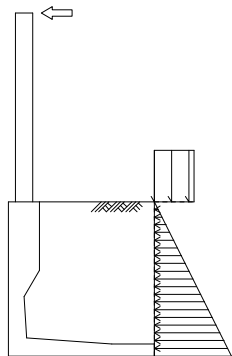
2) 常時[載荷重なし]



3) フェンス荷重時[載荷重あり]

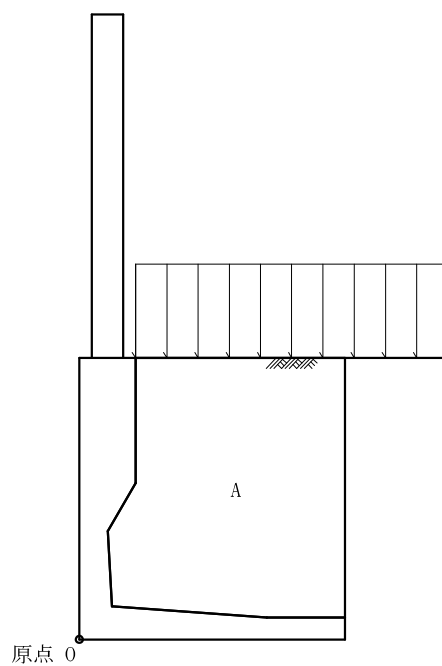


4) フェンス荷重時[載荷重なし]



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 ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	0.850	0.900	0.765	0.425	0.450	0.3251	0.3443
a	-1/2	0.014	0.241	0.100	0.266	-0.0002	-0.0005
b	-	0.075	0.241	0.143	0.226	-0.0026	-0.0041
c	-1/2	0.089	0.154	0.150	0.397	-0.0011	-0.0028
d	-	0.420	0.795	0.390	0.503	-0.1303	-0.1680
e	-1/2	0.495	0.035	0.435	0.093	-0.0039	-0.0008
f	-	0.250	0.830	0.725	0.485	-0.1508	-0.1009
合 計			0.187			0.0362	0.0672

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.187 \times 1.000 = 0.187 \text{ (m}^3\text{)}$$

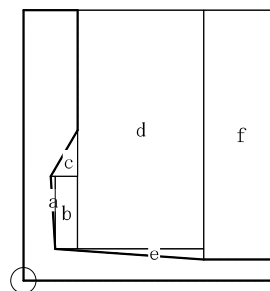
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.187 \times 24.5 = 4.58 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0362}{0.187} = 0.194 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.0672}{0.187} = 0.359 \text{ (m)}$$



(2) 載荷土

1) 裏込め土

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	0.759	0.830	0.630	0.471	0.485	0.2967	0.3056
a	-1/2	0.014	0.241	0.096	0.185	-0.0002	-0.0004
b	-	0.014	0.035	0.098	0.088	0.0000	0.0000
c	-1/2	0.089	0.154	0.121	0.449	-0.0008	-0.0031
d	-	0.089	0.400	0.136	0.700	-0.0049	-0.0252
e	-1/2	0.495	0.035	0.270	0.082	-0.0024	-0.0007
合 計			0.576			0.2884	0.2762

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.576 \times 1.000 = 0.576 \text{ (m}^3\text{)}$$

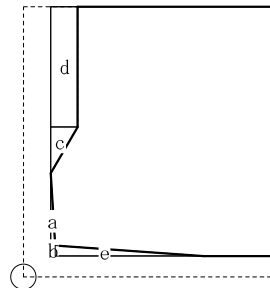
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 0.576 \times 19.0 = 10.94 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.2884}{0.576} = 0.501 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.2762}{0.576} = 0.480 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 0.670 \times 1.000 = 6.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 0.850 - \frac{0.670}{2} = 0.515 \text{ (m)}$$

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)
- ω : すべり角 (°)
- ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 (°)
- δ : 壁面摩擦角 (°)
- α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 (°)

鉛直荷重・水平荷重

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

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

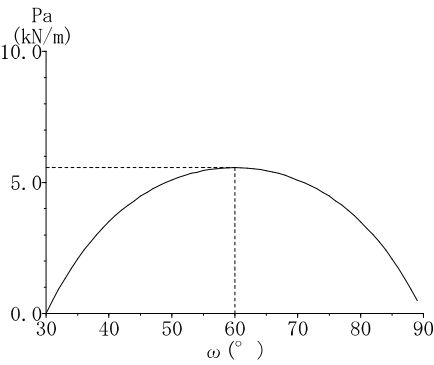
ここに、

- 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)

$h = 0.900 \text{ (m)}$

(1) 常 時

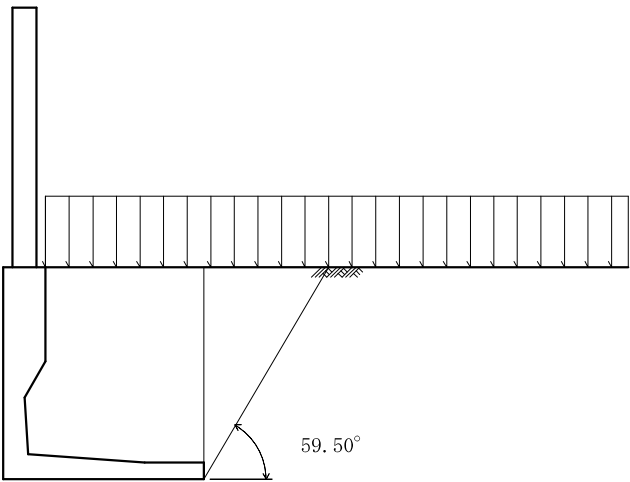
$\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $W = 9.84 \text{ (kN/m)}$ [載荷重 : 5.30]
 $\omega = 59.50 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{9.84 \times \sin(59.50 - 30.00)}{\cos(59.50 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$

$$= 5.57 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
64.00	5.497	8.15
63.00	5.520	8.50
62.00	5.543	8.87
61.00	5.552	9.24
60.00	5.566	9.64
* 59.50	5.567	9.84
59.00	5.554	10.02
58.00	5.546	10.43
57.00	5.523	10.84
56.00	5.492	11.26
55.00	5.456	11.70

鉛直荷重

$V = 5.57 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$

水平荷重

$H = 5.57 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 5.57 \text{ (kN)}$

作用位置

$x = 0.850 \text{ (m)}$
 $y = \frac{0.900}{3} = 0.300 \text{ (m)}$

(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

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

$$y = 0.900 + 1.100 = 2.000 \text{ (m)}$$

§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 $F_{sa} = 1.20$

ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

ΣH : 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/m²)

B : 擁壁の底版幅 $B = 0.850$ (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

ΣM_r : 抵抗モーメント (kN・m)

ΣM_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、

ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

ΣM_r : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)

ΣM_o : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)

B : 擁壁の底版幅 $B = 0.850$ (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。

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

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

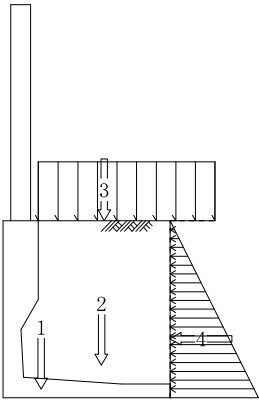
ここに、
 q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m²)
 ΣV : 鉛直荷重 (kN)
 B : 擁壁の底版幅 $B = 0.850$ (m)
 L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000$ (m)
 e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
 d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

5.2 計算結果

5.2.1 常 時 [载荷重あり]

No	荷 重 名	荷 重		作用位置		モーメント	
		鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)
1	躯体	4.58		0.194	0.359	0.89	
2	裏込め土	10.94		0.501	0.480	5.48	
3	载荷重	6.70		0.515	0.900	3.45	
4	土圧		5.57	0.850	0.300		1.67
合 計 Σ		22.22	5.57			9.82	1.67

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{22.22 \times 0.577 + 0.0 \times 0.850 \times 1.000}{5.57}$$
$$= 2.30 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{9.82}{1.67} = 5.88 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{9.82 - 1.67}{22.22} = 0.367 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.850}{2} - 0.367 = 0.058 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.058 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.142 \text{ (m)}$$

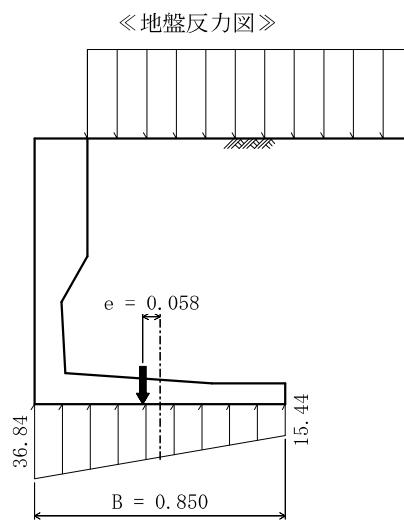
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{22.22}{0.850 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.058}{0.850} \right) \\ &= \begin{cases} 36.84 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 15.44 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

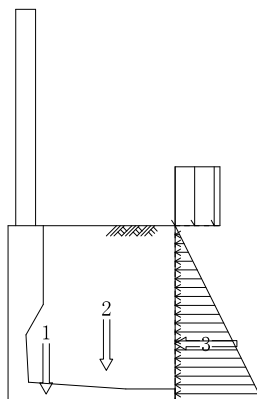
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	4.58		0.194	0.359	0.89	
2	裏込め土	10.94		0.501	0.480	5.48	
3	土圧		5.57	0.850	0.300		1.67
合 計 Σ		15.52	5.57			6.37	1.67

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{15.52 \times 0.577 + 0.0 \times 0.850 \times 1.000}{5.57}$$

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

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

2) 転倒に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{6.37}{1.67} = 3.81 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{6.37 - 1.67}{15.52} = 0.303 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.850}{2} - 0.303 = 0.122 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.122 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.142 \text{ (m)}$$

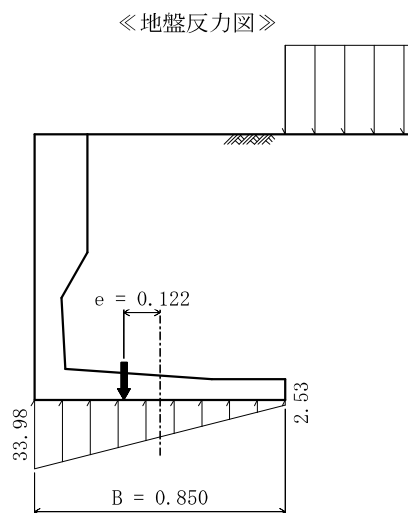
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{15.52}{0.850 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.122}{0.850} \right) \\
 &= \begin{cases} 33.98 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 2.53 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

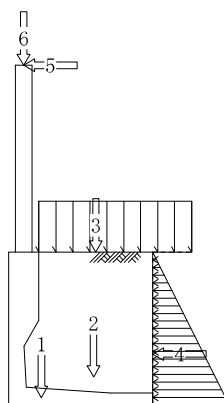
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	4.58		0.194	0.359	0.89	
2	裏込め土	10.94		0.501	0.480	5.48	
3	載荷重	6.70		0.515	0.900	3.45	
4	土圧		5.57	0.850	0.300		1.67
5	フェンス荷重		0.40	0.090	2.000		0.80
6		0.59		0.090	2.000	0.05	
合 計 Σ		22.81	5.97			9.87	2.47

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{22.81 \times 0.577 + 0.0 \times 0.850 \times 1.000}{5.97}$$

$$= 2.20 \geq F_{sa} = 1.2$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

2) 転倒に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{9.87}{2.47} = 4.00 \geq F_{sa} = 1.20$$

よって、転倒安全率は安定条件を満足している。

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{9.87 - 2.47}{22.81} = 0.324 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.850}{2} - 0.324 = 0.101 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.101 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.283 \text{ (m)}$$

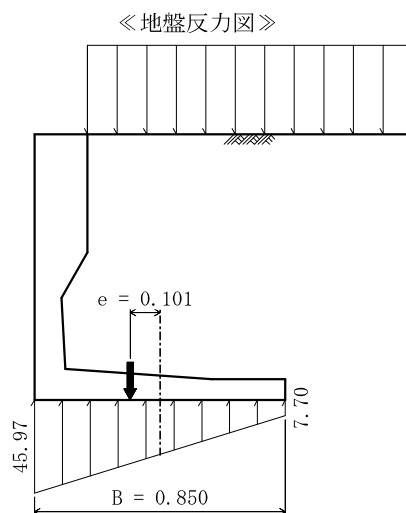
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{22.81}{0.850 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.101}{0.850} \right) \\
 &= \begin{cases} 45.97 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 7.70 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

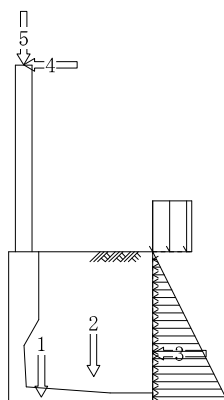
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



5.2.4 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	4.58		0.194	0.359	0.89	
2	裏込め土	10.94		0.501	0.480	5.48	
3	土圧		5.57	0.850	0.300		1.67
4	フェンス荷重		0.40	0.090	2.000		0.80
5		0.59		0.090	2.000	0.05	
合 計 Σ		16.11	5.97			6.42	2.47

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{16.11 \times 0.577 + 0.0 \times 0.850 \times 1.000}{5.97}$$

$$= 1.56 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{6.42}{2.47} = 2.60 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{6.42 - 2.47}{16.11} = 0.245 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.850}{2} - 0.245 = 0.180 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.180 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.283 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

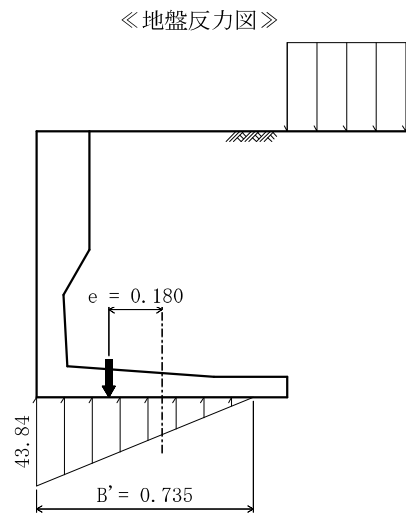
3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 16.11}{3 \times 0.245 \times 1.000}$$

$$= 43.84 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

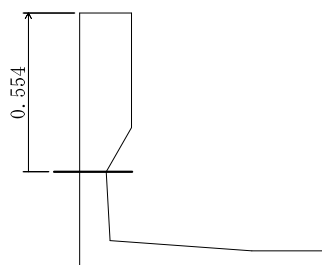


§6 たて壁の部材断面設計

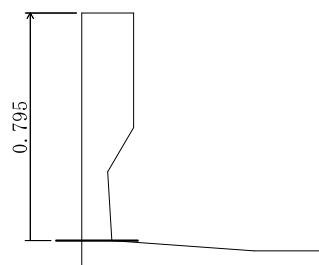
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

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

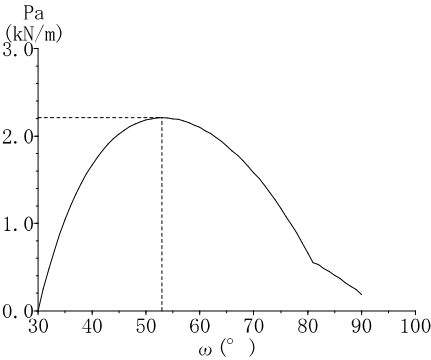
α = 3.37 (°)

W = 5.55 (kN/m) [載荷重: 3.21]

ω = 53.50 (°)

δ = 20.00 (°)

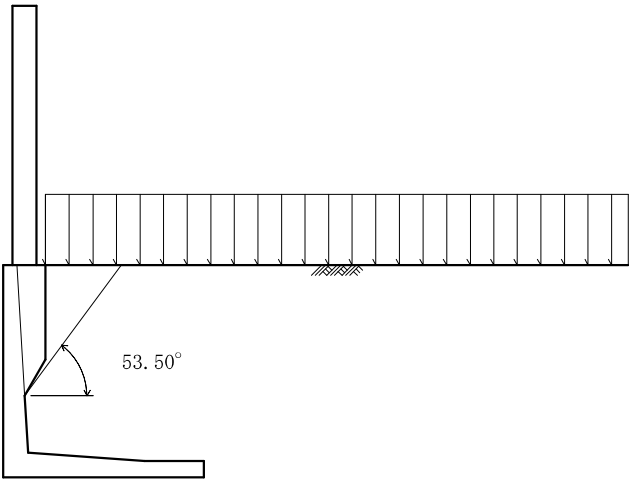
ϕ = 30.00 (°)



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{5.55 \times \sin(53.50 - 30.00)}{\cos(53.50 - 30.00 - 20.00 - 3.37)}$$

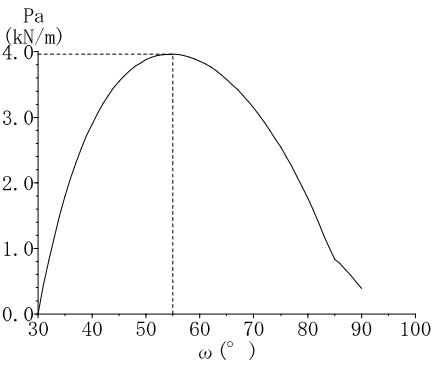
= 2.21 (kN/m)



ω	Pa	W
58.00	2.153	4.57
57.00	2.174	4.78
56.00	2.190	4.99
55.00	2.194	5.19
54.00	2.209	5.43
* 53.50	2.213	5.55
53.00	2.212	5.66
52.00	2.207	5.89
51.00	2.195	6.12
50.00	2.186	6.38
49.00	2.162	6.62

2) つけ根

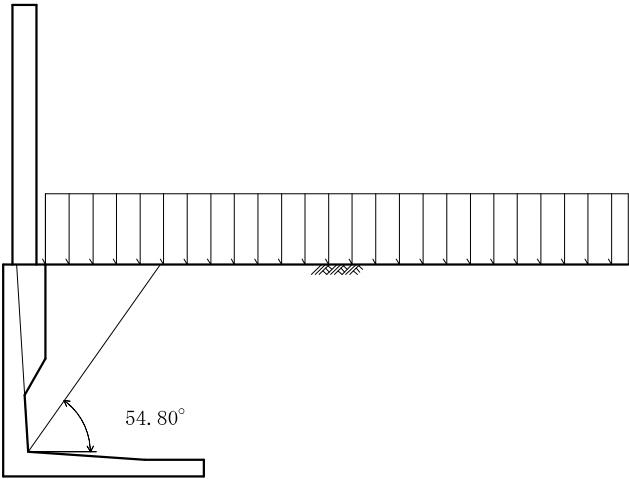
$\alpha = 3.37 (^{\circ})$
 $W = 9.46 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 4.86]
 $\omega = 54.80 (^{\circ})$
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{9.46 \times \sin(54.80 - 30.00)}{\cos(54.80 - 30.00 - 20.00 - 3.37)}$$

$$= 3.97 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
59.00	3.888	7.98
58.00	3.919	8.32
57.00	3.944	8.67
56.00	3.958	9.02
55.00	3.966	9.38
* 54.80	3.969	9.46
54.00	3.962	9.74
53.00	3.954	10.12
52.00	3.942	10.52
51.00	3.913	10.91
50.00	3.878	11.32

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

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 δ ($^{\circ}$)	傾斜角 α ($^{\circ}$)	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	2.21	20.00	3.37	2.03	0.185
つけ根	3.97	20.00	3.37	3.64	0.265

(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	1.654
つけ根	0.00	0.40	0.090	1.895

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		2.03	0.034	0.185		0.38
	合 計 Σ		2.03				0.38
1	土圧		3.64	0.036	0.265		0.96
	合 計 Σ		3.64				0.96

(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	1.654		0.66
2	土圧		2.03	0.034	0.185		0.38
3	フェンス荷重	0.59		0.044	1.654	0.03	
	合 計 Σ	0.59	2.43			0.03	1.04
1	フェンス荷重		0.40	0.037	1.895		0.76
2	土圧		3.64	0.036	0.265		0.96
3	フェンス荷重	0.59		0.037	1.895	0.02	
	合 計 Σ	0.59	4.04			0.02	1.72

設計断面力を次式により算出する。

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

中間部

$$M = 1.04 - 0.03 = 1.01 \text{ (kN・m)}$$

つけ根

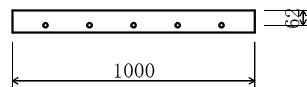
$$M = 1.72 - 0.02 = 1.7 \text{ (kN・m)}$$

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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 62 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 5.5 \\ &= 3.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 392 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 392}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 62}{15 \times 392}} \right\} \\ &= 21.8 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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、

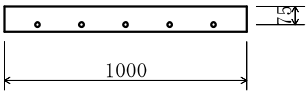
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.38×10^6	1.01×10^6
	せん断力 S (N)	2.03×10^3	2.43×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.64	1.69
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	17.7	47.1
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.03	0.04
	τ_{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 (mm²)

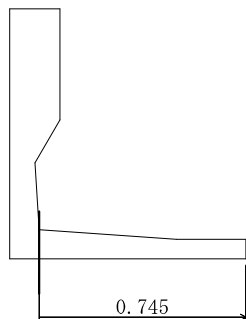
項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.96×10^6	1.70×10^6
	せん断力 S (N)	3.64×10^3	4.04×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.18	2.08
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	36.6	64.9
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.05	0.05
	τ_{ca}	0.45	0.54

§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

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 ²)	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント A・x (m ³)
	0.745	0.105	0.078	0.373	0.0291
a	-1/2 × 0.495	0.035	-0.009	0.330	-0.0030
b	-	0.250	0.035	0.620	-0.0056
合計			0.060		0.0205

作用位置

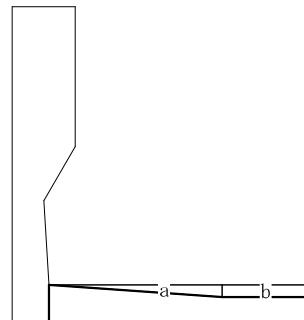
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0205}{0.060} = 0.342 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.060 \times 24.5 \times 1.000 = 1.47 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.47 \times 0.342 = 0.50 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m^2)	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント $A \cdot x$ (m^3)
	$0.745 \times 0.830 =$	0.618		0.373	0.2305
a	$-1/2 \times 0.075 \times$	$0.130 =$	-0.005	0.025	-0.0001
b	$-0.075 \times$	$0.400 =$	-0.030	0.038	-0.0011
c	$-1/2 \times 0.495 \times$	$0.035 =$	-0.009	0.165	-0.0015
合計			0.574		0.2278

作用位置

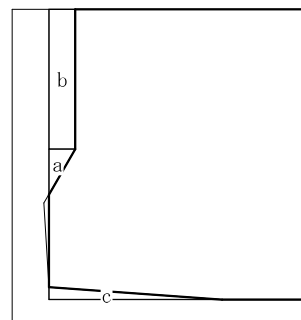
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.2278}{0.574} = 0.397 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.574 \times 19.0 \times 1.000 = 10.91 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 10.91 \times 0.397 = 4.33 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.670 \times 1.000 = 6.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.410 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.70 \times 0.410 = 2.75 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 常 時 [载荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 36.84 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 15.44 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 15.44 + (36.84 - 15.44) \times \frac{0.745}{0.850} \\ &= 34.20 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(34.20 + 15.44) \times 0.745 \times 1.000}{2} \\ &= 18.49 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.745}{3} \times \frac{2 \times 15.44 + 34.20}{15.44 + 34.20} \\ &= 0.326 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 18.49 \times 0.326 = 6.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [载荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 33.98 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.53 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.53 + (33.98 - 2.53) \times \frac{0.745}{0.850} \\ &= 30.10 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(30.10 + 2.53) \times 0.745 \times 1.000}{2} \\ &= 12.15 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.745}{3} \times \frac{2 \times 2.53 + 30.10}{2.53 + 30.10} \\ &= 0.268 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 12.15 \times 0.268 = 3.26 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時〔载荷重あり〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 45.97 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 7.70 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 7.70 + (45.97 - 7.70) \times \frac{0.745}{0.850} \\ &= 41.24 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(41.24 + 7.70) \times 0.745 \times 1.000}{2} \\ &= 18.23 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.745}{3} \times \frac{2 \times 7.70 + 41.24}{7.70 + 41.24} \\ &= 0.287 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 18.23 \times 0.287 = 5.23 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 43.84 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 43.84 \times \frac{0.630}{0.735} \\ &= 37.58 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(37.58 + 0.00) \times 0.630 \times 1.000}{2} \\ &= 11.84 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.630}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 37.58}{0.00 + 37.58} \\ &= 0.210 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 11.84 \times 0.210 = 2.49 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	1.47	0.50
2	かかと版上の載荷土	10.91	4.33
3	地盤反力	-18.49	-6.03
4	自動車荷重	6.70	2.75
	合 計 Σ	0.59	1.55

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	1.47	0.50
2	かかと版上の載荷土	10.91	4.33
3	地盤反力	-12.15	-3.26
	合 計 Σ	0.23	1.57

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 $M_0 = 0.96$ (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

$$S = 0.59 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 0.96 \text{ (kN・m)}$$

(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	1.47	0.50
2	かかと版上の載荷土	10.91	4.33
3	地盤反力	-18.23	-5.23
4	自動車荷重	6.70	2.75
	合 計 Σ	0.85	2.35

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	1.47	0.50
2	かかと版上の載荷土	10.91	4.33
3	地盤反力	-11.84	-2.49
	合 計 Σ	0.54	2.34

断面計算に用いる曲げモーメントは、たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 1.72$ (kN・m) とする。
 実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

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

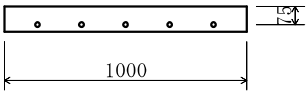
曲げモーメント

$$M = 1.72 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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、

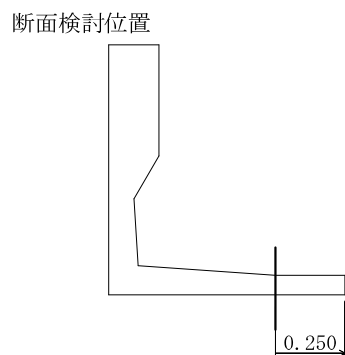
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.96×10^6	1.72×10^6
	せん断力 S (N)	0.59×10^3	0.85×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.18	2.11
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	36.6	65.6
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.01	0.01
	τ_{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

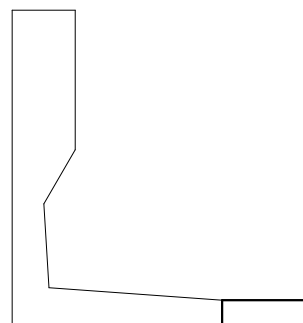
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 0.070 = 0.018 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.018 \times 24.5 \times 1.000 = 0.44 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.44 \times 0.125 = 0.06 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

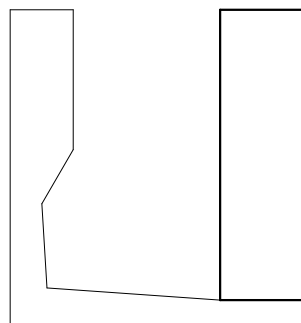
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 0.830 = 0.208 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.208 \times 19.0 \times 1.000 = 3.95 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.95 \times 0.125 = 0.49 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$q_1 = 36.84 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 15.44 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 15.44 + (36.84 - 15.44) \times \frac{0.250}{0.850} \\ &= 21.73 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(21.73 + 15.44) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 4.65 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 15.44 + 21.73}{15.44 + 21.73} \\ &= 0.118 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.65 \times 0.118 = 0.55 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [載荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 33.98 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.53 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.53 + (33.98 - 2.53) \times \frac{0.250}{0.850} \\ &= 11.78 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(11.78 + 2.53) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 1.79 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 2.53 + 11.78}{2.53 + 11.78} \\ &= 0.098 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.79 \times 0.098 = 0.18 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時 [載荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 45.97 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 7.70 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 7.70 + (45.97 - 7.70) \times \frac{0.250}{0.850} \\ &= 18.96 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(18.96 + 7.70) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 3.33 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 7.70 + 18.96}{7.70 + 18.96} \\ &= 0.107 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.33 \times 0.107 = 0.36 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 43.84 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 43.84 \times \frac{0.135}{0.735}$$

$$= 8.05 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(8.05 + 0.00) \times 0.135 \times 1.000}{2}$$

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

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.135}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 8.05}{0.00 + 8.05}$$

$$= 0.045 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.54 \times 0.045 = 0.02 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	0.44	0.06
2	かかと版上の载荷土	3.95	0.49
3	地盤反力	-4.65	-0.55
4	自動車荷重	2.50	0.31
	合 計 Σ	2.24	0.31

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	0.44	0.06
2	かかと版上の载荷土	3.95	0.49
3	地盤反力	-1.79	-0.18
	合 計 Σ	2.60	0.37

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 2.60 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 0.37 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(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	0.44	0.06
2	かかと版上の載荷土	3.95	0.49
3	地盤反力	-3.33	-0.36
4	自動車荷重	2.50	0.31
	合 計 Σ	3.56	0.50

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	0.44	0.06
2	かかと版上の載荷土	3.95	0.49
3	地盤反力	-0.54	-0.02
	合 計 Σ	3.85	0.53

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 3.85 \text{ (kN)}$$

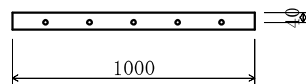
曲げモーメント

$$M = 0.53 \text{ (kN・m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

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

実応力度は以下の式により求める。

コンクリートの曲げ圧縮応力度

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

鉄筋の曲げ引張応力度

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

コンクリートのせん断応力度

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

ここに、

b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.37×10^6	0.53×10^6
	せん断力 S (N)	2.60×10^3	3.85×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.29	1.85
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	27.4	39.2
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.07	0.10
	τ_{ca}	0.45	0.54