

CLP-F (H) 1600×(B) 1250×(L) 2000

2011 年 7 月

千葉窯業株式会社

KGC LBLOCK

目 次

§ 1 設計条件	1
§ 2 一般形状寸法図	2
§ 3 計算結果	3
§ 4 設計荷重	9
§ 5 安定計算	15
§ 6 たて壁の部材断面設計	24
§ 7 かかと版(つけ根)の部材断面設計	30
§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計	37

§1 設計条件

1.1 設計条件

(1) 擁壁形式	プレキャストL型擁壁
(2) 基礎形式	直接基礎
(3) 擁壁高さ	$H = 1.600 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 66.41 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	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

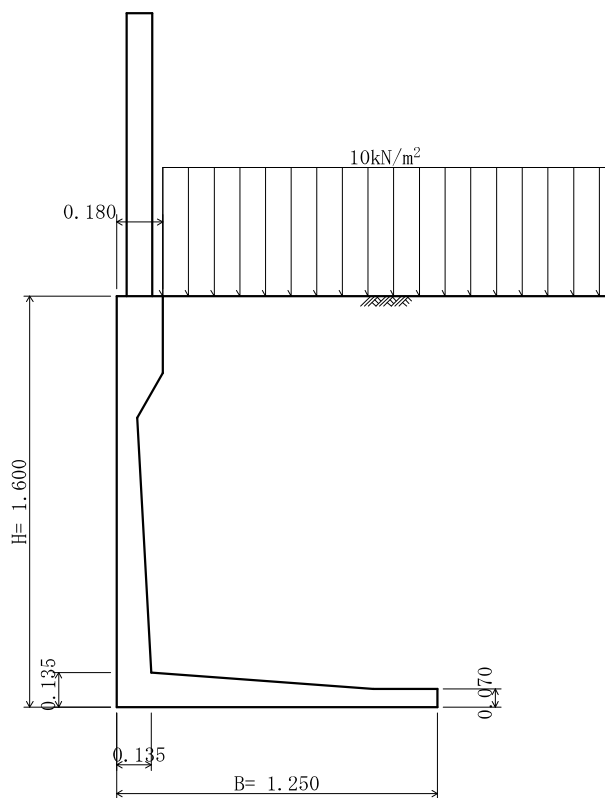
1.5 参考文献

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) 1600×(B) 1250×(L) 2000 標準



§3 計算結果

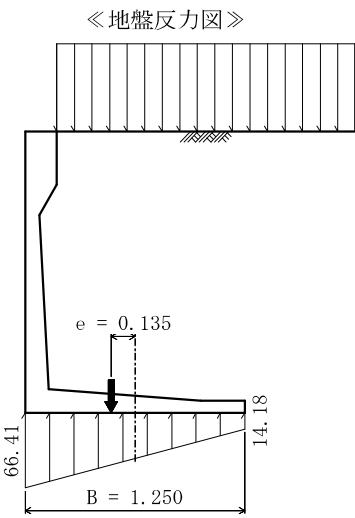
3.1 安定計算結果

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

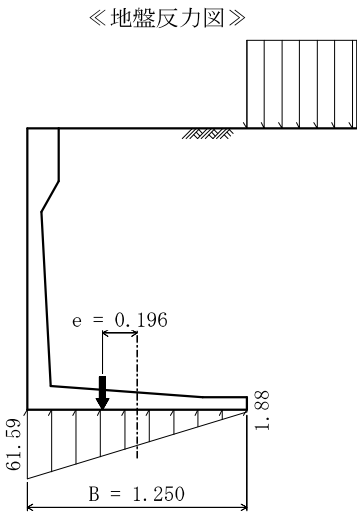
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
50.37	13.44	0.135	4.45	2.16	66.41	14.18	O. K.
許 容 値		0.208	1.50	1.50			



3.1.2 常 時 [載荷重なし]

(1) 安定計算

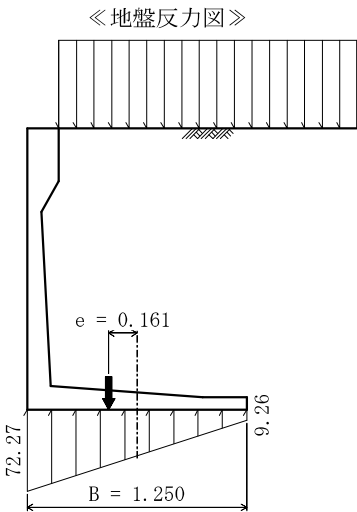
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 F_s	滑 動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
39.67	13.44	0.196	3.38	1.70	61.59	1.88	0. K.
許 容 値		0.208	1.50	1.50			



3.1.3 フェンス荷重時〔載荷重あり〕

(1) 安定計算

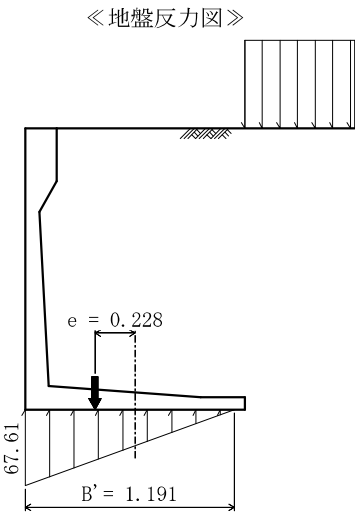
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
50.96	13.84	0.161	3.87	2.12	72.27	9.26	0. K.
許 容 値		0.417	1.20	1.20			



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
40.26	13.84	0.228	2.94	1.68	67.61	0. K.
許 容 値		0.417	1.20	1.20		



3.2 断面計算結果

3.2.1 たて壁の断面計算

部 材	項 目		常 時	フェンス荷重時
中間部	部 材 断 面	b (mm)	1000	
		d (mm)	51	
		As (mm ²)	D13 - 5.5 697	
		x (mm)	23.8	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.24×10^6	0.84×10^6
		せん断力 S (N)	1.55×10^3	1.95×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.47	1.64
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	8.0	28.0
		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)	105	
		As (mm ²)	D13 - 5.5 697	
		x (mm)	37.6	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	4.78×10^6	5.80×10^6
		せん断力 S (N)	9.79×10^3	10.19×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	2.75	3.34
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	74.2	90.0
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.09	0.10
		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)	105	
		As (mm ²)	D13 - 5.5 697	
		x (mm)	37.6	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	4.78×10^6	5.81×10^6
		せん断力 S (N)	3.12×10^3	3.24×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	2.75	3.34
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	74.2	90.1
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.03	0.03
		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)	D13 - 5.5 697	
		x (mm)	20.3	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.79×10^6	0.90×10^6
		せん断力 S (N)	5.76×10^3	6.68×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	2.34	2.67
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	34.1	38.9
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.14	0.17
		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

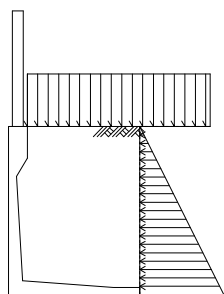
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

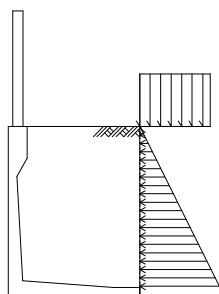
常時 自重（＋載荷重）＋土圧
 フェンス荷重時 自重（＋載荷重）＋土圧＋フェンス荷重

4.1.1 荷重の組合せ一覧

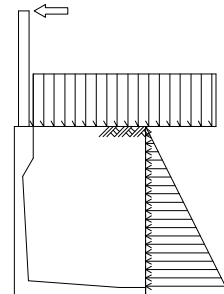
1) 常時[載荷重あり]



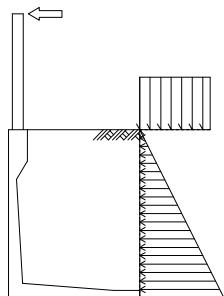
2) 常時[載荷重なし]



3) フェンス荷重時[載荷重あり]

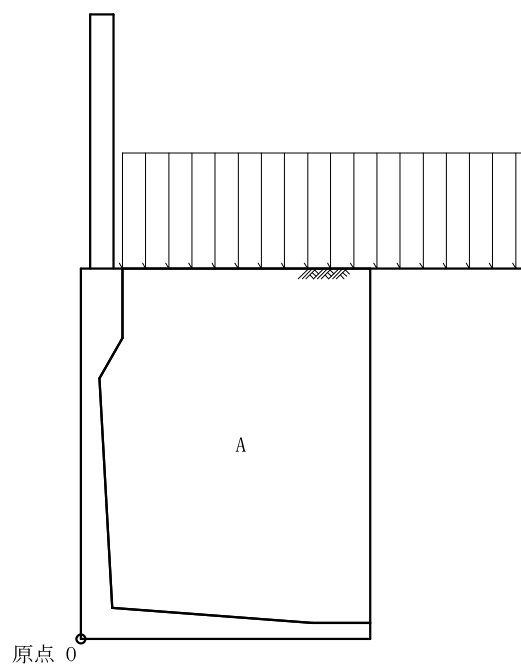


4) フェンス荷重時[載荷重なし]



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)
	1.250	1.600	= 2.000	0.625	0.800	1.2500	1.6000
a	-1/2	0.055	0.991	= -0.027	0.117	0.796	-0.0032
b	-1/2	0.100	0.174	= -0.009	0.147	1.184	-0.0013
c	-	0.045	0.991	= -0.045	0.158	0.631	-0.0071
d	-	0.820	1.465	= -1.201	0.590	0.868	-0.7086
e	-1/2	0.865	0.065	= -0.028	0.712	0.113	-0.0199
f	-	0.250	1.530	= -0.383	1.125	0.835	-0.4309
合 計			0.307			0.0790	0.1739

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.307 \times 1.000 = 0.307 \text{ (m}^3\text{)}$$

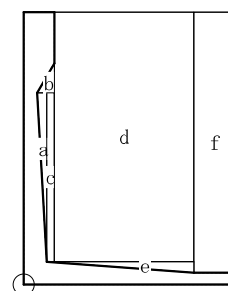
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.307 \times 24.5 = 7.52 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0790}{0.307} = 0.257 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.1739}{0.307} = 0.566 \text{ (m)}$$



(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)
	1.170	1.530	= 1.790	0.665	0.835	1.1904	1.4947
a	-1/2	0.055	0.991	= -0.027	0.098	0.465	-0.0026
b	-	0.055	0.065	= -0.004	0.108	0.103	-0.0004
c	-1/2	0.100	0.174	= -0.009	0.113	1.242	-0.0010
d	-	0.100	0.300	= -0.030	0.130	1.450	-0.0039
e	-1/2	0.865	0.065	= -0.028	0.423	0.092	-0.0118
合 計			1.692			1.1707	1.4244

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.692 \times 1.000 = 1.692 \text{ (m}^3\text{)}$$

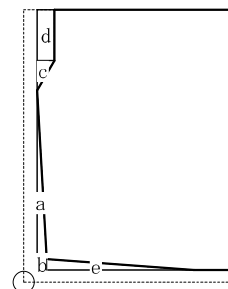
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 1.692 \times 19.0 = 32.15 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{1.1707}{1.692} = 0.692 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{1.4244}{1.692} = 0.842 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.070 \times 1.000 = 10.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.250 - \frac{1.070}{2} = 0.715 \text{ (m)}$$

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

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

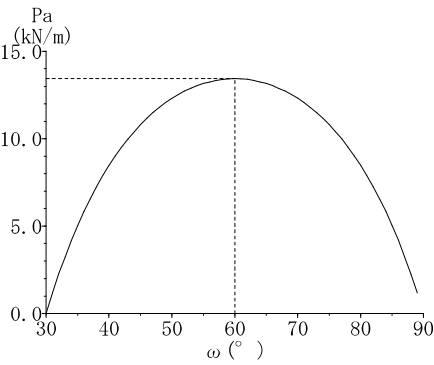
ここに、

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

$h = 1.600 \text{ (m)}$

(1) 常 時

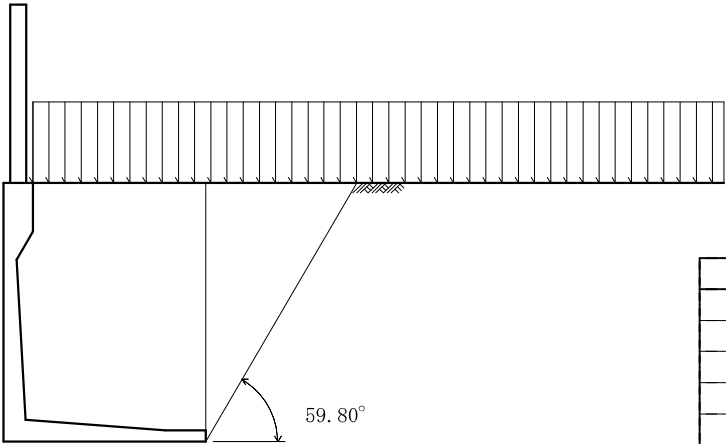
$\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $W = 23.47 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 9.31]
 $\omega = 59.80 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{23.47 \times \sin(59.80 - 30.00)}{\cos(59.80 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$

$$= 13.44 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
64.00	13.261	19.66
63.00	13.339	20.54
62.00	13.403	21.45
61.00	13.435	22.36
60.00	13.441	23.28
* 59.80	13.441	23.47
59.00	13.425	24.22
58.00	13.399	25.20
57.00	13.339	26.18
56.00	13.261	27.19
55.00	13.164	28.23

鉛直荷重

$V = 13.44 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$

水平荷重

$H = 13.44 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 13.44 \text{ (kN)}$

作用位置

$x = 1.250 \text{ (m)}$
 $y = \frac{1.600}{3} = 0.533 \text{ (m)}$

(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

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

$$y = 1.600 + 1.100 = 2.700 \text{ (m)}$$

§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 $B = 1.250$ (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 $B = 1.250$ (m)

転倒に対する安定条件として、偏心距離 e は次式を満足するものとする。

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

3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$$e > \frac{B}{6} \text{ のとき}$$

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

$$|e| \leq \frac{B}{6} \text{ のとき}$$

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

$$e < -\frac{B}{6} \text{ のとき}$$

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

ここに、

q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m^2)

ΣV : 鉛直荷重 (kN)

B : 擁壁の底版幅 $B = 1.250$ (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)

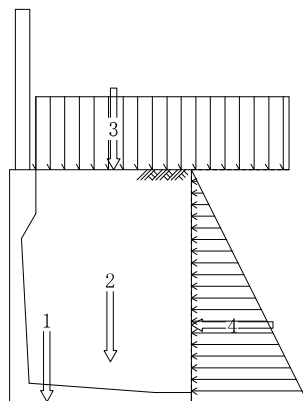
d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

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	7.52		0.257	0.566	1.93	
2	裏込め土	32.15		0.692	0.842	22.25	
3	載荷重	10.70		0.715	1.600	7.65	
4	土圧		13.44	1.250	0.533		7.16
合 計 Σ		50.37	13.44			31.83	7.16

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{50.37 \times 0.577 + 0.0 \times 1.250 \times 1.000}{13.44}$$

$$= 2.16 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{31.83}{7.16} = 4.45 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{31.83 - 7.16}{50.37} = 0.490 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.250}{2} - 0.490 = 0.135 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.135 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.208 \text{ (m)}$$

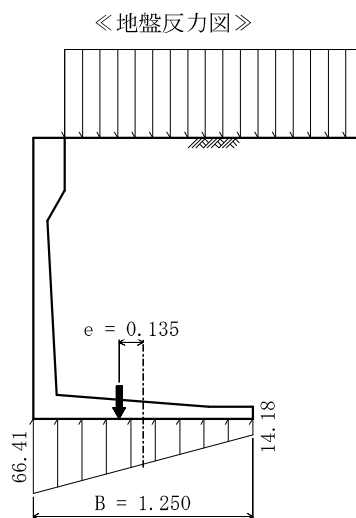
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{50.37}{1.250 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.135}{1.250} \right) \\ &= \begin{cases} 66.41 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 14.18 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

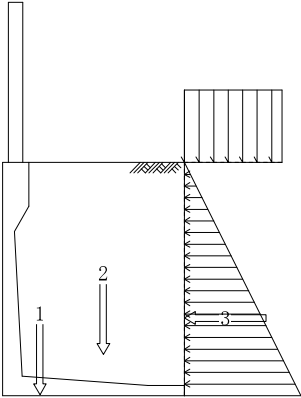
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	7.52		0.257	0.566	1.93	
2	裏込め土	32.15		0.692	0.842	22.25	
3	土圧		13.44	1.250	0.533		7.16
合 計 Σ		39.67	13.44			24.18	7.16

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{39.67 \times 0.577 + 0.0 \times 1.250 \times 1.000}{13.44}$$
$$= 1.70 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{24.18}{7.16} = 3.38 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{24.18 - 7.16}{39.67} = 0.429 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.250}{2} - 0.429 = 0.196 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.196 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.208 \text{ (m)}$$

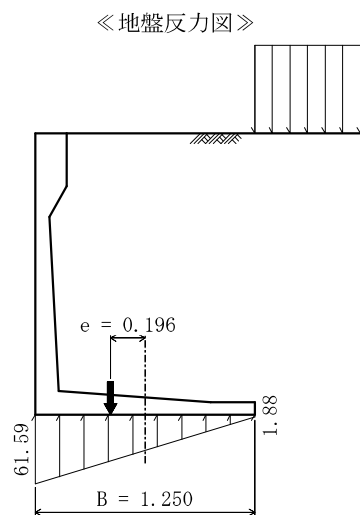
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{39.67}{1.250 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.196}{1.250} \right) \\
 &= \begin{cases} 61.59 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 1.88 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

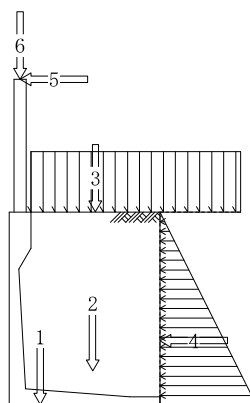
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	7.52		0.257	0.566	1.93	
2	裏込め土	32.15		0.692	0.842	22.25	
3	載荷重	10.70		0.715	1.600	7.65	
4	土圧		13.44	1.250	0.533		7.16
5	フェンス荷重		0.40	0.090	2.700		1.08
6		0.59		0.090	2.700	0.05	
合 計 Σ		50.96	13.84			31.88	8.24

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{50.96 \times 0.577 + 0.0 \times 1.250 \times 1.000}{13.84}$$

$$= 2.12 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{31.88}{8.24} = 3.87 \geq F_{sa} = 1.20$$

よって、転倒安全率は安定条件を満足している。

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{31.88 - 8.24}{50.96} = 0.464 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.250}{2} - 0.464 = 0.161 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.161 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.417 \text{ (m)}$$

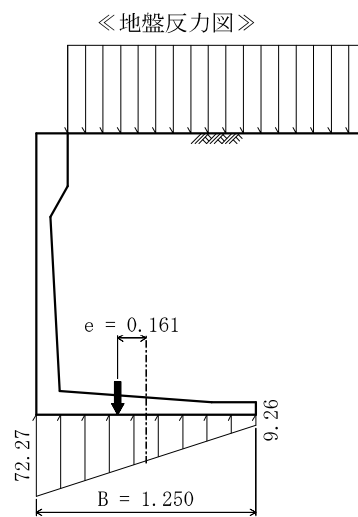
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{50.96}{1.250 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.161}{1.250} \right) \\
 &= \begin{cases} 72.27 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 9.26 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

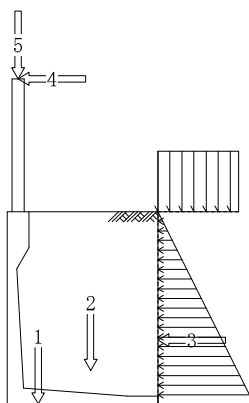
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	7.52		0.257	0.566	1.93	
2	裏込め土	32.15		0.692	0.842	22.25	
3	土圧		13.44	1.250	0.533		7.16
4	フェンス荷重		0.40	0.090	2.700		1.08
5		0.59		0.090	2.700	0.05	
合 計 Σ		40.26	13.84			24.23	8.24

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{40.26 \times 0.577 + 0.0 \times 1.250 \times 1.000}{13.84}$$

$$= 1.68 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{24.23}{8.24} = 2.94 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{24.23 - 8.24}{40.26} = 0.397 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.250}{2} - 0.397 = 0.228 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.228 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.417 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

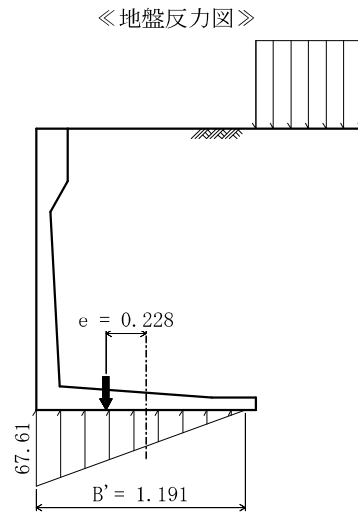
3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 40.26}{3 \times 0.397 \times 1.000}$$

$$= 67.61 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

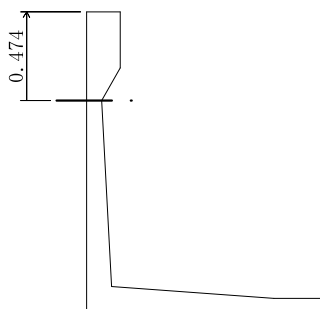


§6 たて壁の部材断面設計

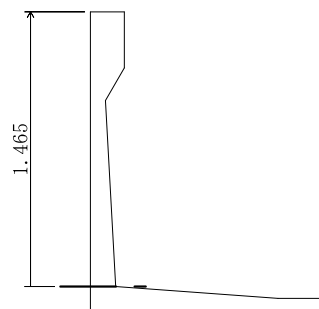
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

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

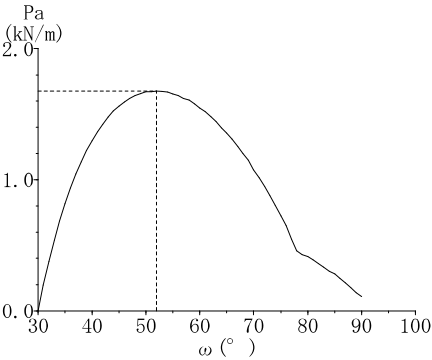
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮し、たて壁自重および土圧の鉛直分力は無視する。

6.2.1 土圧

(1) 常 時

1) 中間部

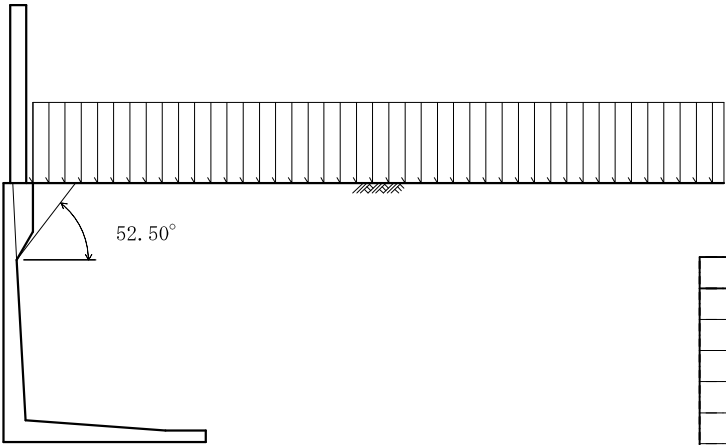
$\alpha = 2.80 (^{\circ})$
 $W = 4.39 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 2.64]
 $\omega = 52.50 (^{\circ})$
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{4.39 \times \sin(52.50 - 30.00)}{\cos(52.50 - 30.00 - 20.00 - 2.80)}$$

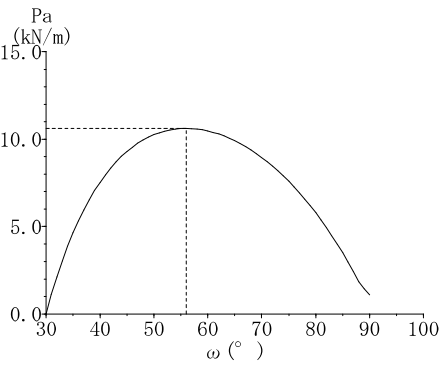
$$= 1.68 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
57.00	1.621	3.56
56.00	1.642	3.74
55.00	1.654	3.91
54.00	1.668	4.10
53.00	1.672	4.28
* 52.50	1.680	4.39
52.00	1.675	4.47
51.00	1.671	4.66
50.00	1.671	4.88
49.00	1.658	5.08
48.00	1.644	5.30

2) つけ根

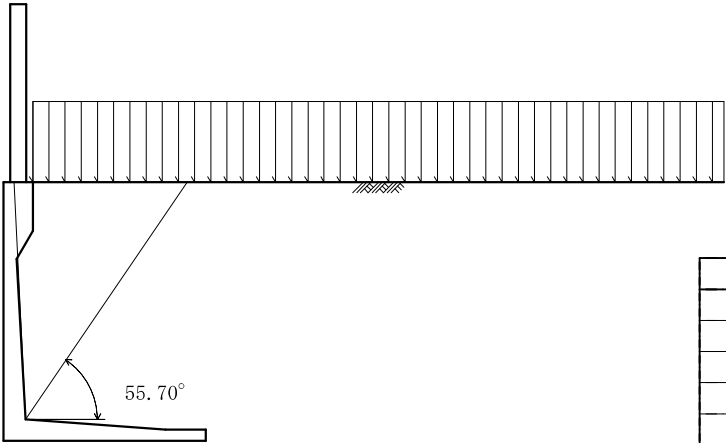
$\alpha = 2.80 (^{\circ})$
 $W = 24.46 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 9.54]
 $\omega = 55.70 (^{\circ})$
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{24.46 \times \sin(55.70 - 30.00)}{\cos(55.70 - 30.00 - 20.00 - 2.80)}$$

$$= 10.62 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
60.00	10.473	20.78
59.00	10.533	21.60
58.00	10.578	22.44
57.00	10.602	23.29
56.00	10.616	24.18
* 55.70	10.621	24.46
55.00	10.607	25.08
54.00	10.577	26.00
53.00	10.530	26.95
52.00	10.460	27.92
51.00	10.366	28.91

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

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 δ ($^{\circ}$)	傾斜角 α ($^{\circ}$)	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	1.68	20.00	2.80	1.55	0.158
つけ根	10.62	20.00	2.80	9.79	0.488

(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	1.574
つけ根	0.00	0.40	0.090	2.565

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		1.55	0.032	0.158		0.24
	合 計 Σ		1.55				0.24
1	土圧		9.79	0.043	0.488		4.78
	合 計 Σ		9.79				4.78

(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	1.574		0.63
2	土圧		1.55	0.032	0.158		0.24
3	フェンス荷重	0.59		0.050	1.574	0.03	
	合 計 Σ	0.59	1.95			0.03	0.87
1	フェンス荷重		0.40	0.022	2.565		1.03
2	土圧		9.79	0.043	0.488		4.78
3	フェンス荷重	0.59		0.022	2.565	0.01	
	合 計 Σ	0.59	10.19			0.01	5.81

設計断面力を次式により算出する。

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

中間部

$$M = 0.87 - 0.03 = 0.84 \text{ (kN・m)}$$

つけ根

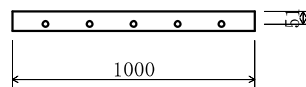
$$M = 5.81 - 0.01 = 5.8 \text{ (kN・m)}$$

6.4 実応力度の計算

(1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 51 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 \times 5.5 \\ &= 6.97 \text{ (cm}^2\text{)} = 697 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 697}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 51}{15 \times 697}} \right\} \\ &= 23.8 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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、

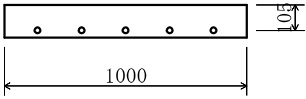
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.24×10^6	0.84×10^6
	せん断力 S (N)	1.55×10^3	1.95×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.47	1.64
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	8.0	28.0
	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 $d = 105 \text{ (mm)}$
鉄筋量 $A_s = D13 - 5.5$
 $= 6.97 \text{ (cm}^2\text{)} = 697 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 697}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 105}{15 \times 697}} \right\}$$
$$= 37.6 \text{ (mm)}$$

実応力度は以下の式により求める。

コンクリートの曲げ圧縮応力度

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

鉄筋の曲げ引張応力度

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

コンクリートのせん断応力度

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

ここに、

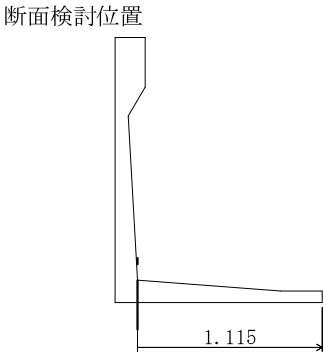
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	4.78×10^6	5.80×10^6
	せん断力 S (N)	9.79×10^3	10.19×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	2.75	3.34
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	74.2	90.0
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.09	0.10
	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



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)
	1.115	0.135	0.151	0.558	0.0843
a	-1/2	0.865	0.065	-0.028	-0.0162
b	-	0.250	0.065	-0.016	-0.0158
合計			0.107		0.0523

作用位置

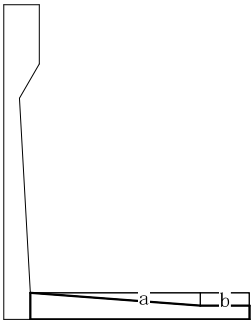
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0523}{0.107} = 0.489 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.107 \times 24.5 \times 1.000 = 2.62 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.62 \times 0.489 = 1.28 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	1.115	$\times 1.530$	$= 1.706$	0.558	0.9519
a	$-1/2 \times$	0.045	$\times 0.078 = -0.002$	0.015	0.0000
b	-	0.045	$\times 0.300 = -0.014$	0.023	-0.0003
c	$-1/2 \times$	0.865	$\times 0.065 = -0.028$	0.288	-0.0081
合計			1.662		0.9435

作用位置

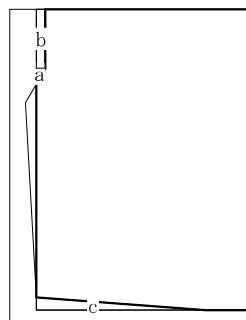
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.9435}{1.662} = 0.568 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 1.662 \times 19.0 \times 1.000 = 31.58 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 31.58 \times 0.568 = 17.94 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.070 \times 1.000 = 10.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.580 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 10.70 \times 0.580 = 6.21 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 常 時 [载荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 66.41 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 14.18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 14.18 + (66.41 - 14.18) \times \frac{1.115}{1.250} \\ &= 60.77 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(60.77 + 14.18) \times 1.115 \times 1.000}{2} \\ &= 41.78 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.115}{3} \times \frac{2 \times 14.18 + 60.77}{14.18 + 60.77} \\ &= 0.442 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 41.78 \times 0.442 = 18.47 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [载荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 61.59 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.88 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.88 + (61.59 - 1.88) \times \frac{1.115}{1.250} \\ &= 55.14 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(55.14 + 1.88) \times 1.115 \times 1.000}{2} \\ &= 31.79 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.115}{3} \times \frac{2 \times 1.88 + 55.14}{1.88 + 55.14} \\ &= 0.384 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 31.79 \times 0.384 = 12.21 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時〔载荷重あり〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 72.27 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 9.26 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 9.26 + (72.27 - 9.26) \times \frac{1.115}{1.250} \\ &= 65.46 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(65.46 + 9.26) \times 1.115 \times 1.000}{2} \\ &= 41.66 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.115}{3} \times \frac{2 \times 9.26 + 65.46}{9.26 + 65.46} \\ &= 0.418 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 41.66 \times 0.418 = 17.41 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 67.61 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 67.61 \times \frac{1.056}{1.191} \\ &= 59.95 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(59.95 + 0.00) \times 1.056 \times 1.000}{2} \\ &= 31.65 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.056}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 59.95}{0.00 + 59.95} \\ &= 0.352 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 31.65 \times 0.352 = 11.14 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	2.62	1.28
2	かかと版上の載荷土	31.58	17.94
3	地盤反力	-41.78	-18.47
4	自動車荷重	10.70	6.21
	合 計 Σ	3.12	6.96

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	2.62	1.28
2	かかと版上の載荷土	31.58	17.94
3	地盤反力	-31.79	-12.21
	合 計 Σ	2.41	7.01

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 $M_0 = 4.78$ (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

$$S = 3.12 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 4.78 \text{ (kN・m)}$$

(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	2.62	1.28
2	かかと版上の載荷土	31.58	17.94
3	地盤反力	-41.66	-17.41
4	自動車荷重	10.70	6.21
	合 計 Σ	3.24	8.02

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	2.62	1.28
2	かかと版上の載荷土	31.58	17.94
3	地盤反力	-31.65	-11.14
	合 計 Σ	2.55	8.08

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 $M_o = 5.81$ (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

$$S = 3.24 \text{ (kN)}$$

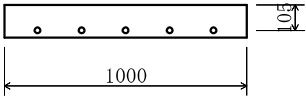
曲げモーメント

$$M = 5.81 \text{ (kN・m)}$$

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 $d = 105 \text{ (mm)}$
鉄筋量 $A_s = D13 - 5.5$
 $= 6.97 \text{ (cm}^2\text{)} = 697 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 697}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 105}{15 \times 697}} \right\}$$
$$= 37.6 \text{ (mm)}$$

実応力度は以下の式により求める。

コンクリートの曲げ圧縮応力度

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

鉄筋の曲げ引張応力度

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

コンクリートのせん断応力度

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

ここに、

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

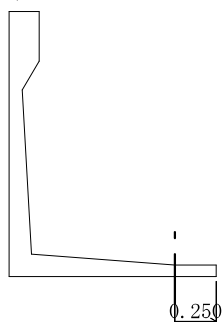
項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	4.78×10^6	5.81×10^6
	せん断力 S (N)	3.12×10^3	3.24×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	2.75	3.34
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	74.2	90.1
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.03	0.03
	τ_{ca}	0.45	0.54

§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

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

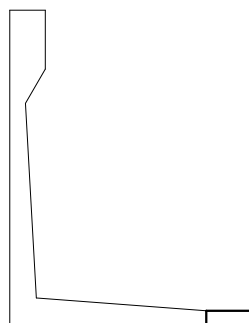
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 0.070 = 0.018 \text{ (m}^2\text{)}$$

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

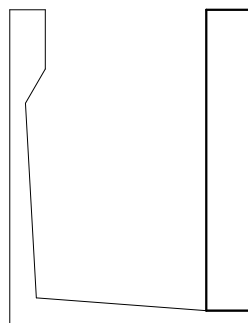
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 1.530 = 0.383 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.383 \times 19.0 \times 1.000 = 7.28 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 7.28 \times 0.125 = 0.91 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$q_1 = 66.41 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 14.18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 14.18 + (66.41 - 14.18) \times \frac{0.250}{1.250} \\ &= 24.63 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(24.63 + 14.18) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 4.85 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 14.18 + 24.63}{14.18 + 24.63} \\ &= 0.114 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.85 \times 0.114 = 0.55 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [載荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 61.59 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.88 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.88 + (61.59 - 1.88) \times \frac{0.250}{1.250} \\ &= 13.82 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(13.82 + 1.88) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 1.96 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 1.88 + 13.82}{1.88 + 13.82} \\ &= 0.093 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.96 \times 0.093 = 0.18 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時 [載荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 72.27 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 9.26 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 9.26 + (72.27 - 9.26) \times \frac{0.250}{1.250} \\ &= 21.86 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(21.86 + 9.26) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 3.89 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 9.26 + 21.86}{9.26 + 21.86} \\ &= 0.108 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.89 \times 0.108 = 0.42 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 67.61 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 67.61 \times \frac{0.191}{1.191}$$

$$= 10.84 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(10.84 + 0.00) \times 0.191 \times 1.000}{2}$$

$$= 1.04 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.191}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 10.84}{0.00 + 10.84}$$

$$= 0.064 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.04 \times 0.064 = 0.07 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	7.28	0.91
3	地盤反力	-4.85	-0.55
4	自動車荷重	2.50	0.31
	合 計 Σ	5.37	0.73

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	7.28	0.91
3	地盤反力	-1.96	-0.18
	合 計 Σ	5.76	0.79

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 5.76 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 0.79 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(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	7.28	0.91
3	地盤反力	-3.89	-0.42
4	自動車荷重	2.50	0.31
	合 計 Σ	6.33	0.86

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	7.28	0.91
3	地盤反力	-1.04	-0.07
	合 計 Σ	6.68	0.90

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 6.68 \text{ (kN)}$$

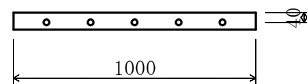
曲げモーメント

$$M = 0.90 \text{ (kN・m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 40 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D13 - 5.5 \\ &= 6.97 \text{ (cm}^2\text{)} = 697 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 697}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 697}} \right\} \\ &= 20.3 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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 (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)	0.79×10^6	0.90×10^6
	せん断力 S (N)	5.76×10^3	6.68×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	2.34	2.67
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	34.1	38.9
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.14	0.17
	τ_{ca}	0.45	0.54