

CLP-F (H) 2700 × (B) 1900 × (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	$H = 2.700 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 110.72 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	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

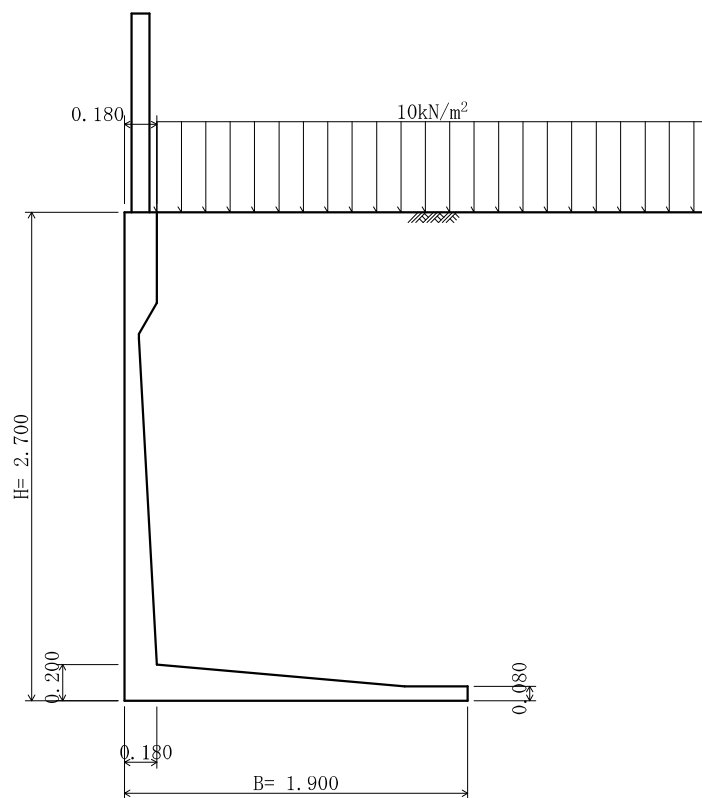
1.5 参考文献

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)2700×(B)1900×(L)2000 標準



§3 計算結果

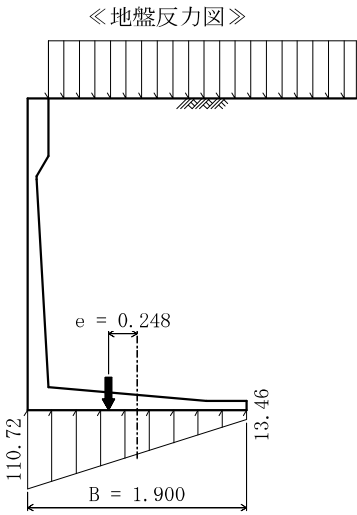
3.1 安定計算結果

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

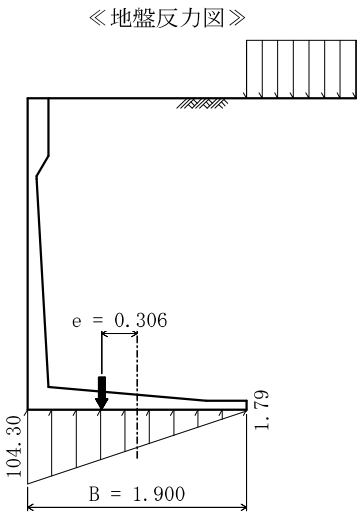
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
117.98	32.09	0.248	3.87	2.12	110.72	13.46	0. K.
許 容 値		0.317	1.50	1.50			



3.1.2 常 時 [載荷重なし]

(1) 安定計算

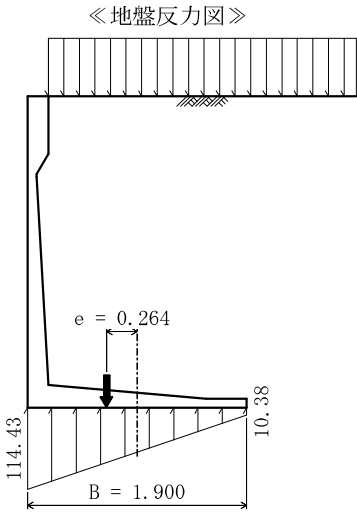
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 F_s	滑 動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
100.78	32.09	0.306	3.25	1.81	104.30	1.79	0. K.
許 容 値		0.317	1.50	1.50			



3.1.3 フェンス荷重時〔載荷重あり〕

(1) 安定計算

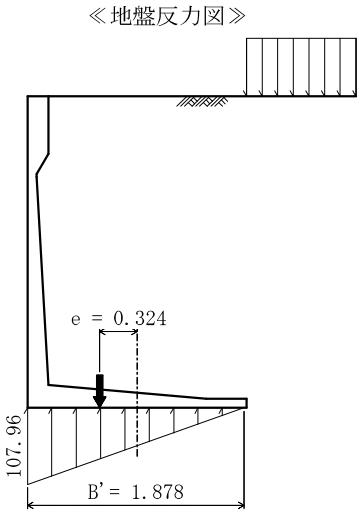
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
118.57	32.49	0.264	3.68	2.11	114.43	10.38	0. K.
許 容 値		0.633	1.20	1.20			



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 F_s	滑動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)	判定
101.37	32.49	0.324	3.09	1.80	107.96	0. K.
許 容 値		0.633	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 ²)	D16 - 7.5 1490	
		x (mm)	29.9	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.67×10^6	1.36×10^6
		せん断力 S (N)	2.87×10^3	3.27×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.12	2.27
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	11.2	22.8
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.06	0.07
		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)	150	
		As (mm ²)	D16 - 7.5 1490	
		x (mm)	62.5	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	20.18×10^6	21.62×10^6
		せん断力 S (N)	24.22×10^3	24.62×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	5.00	5.36
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	104.9	112.3
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.16	0.16
		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)	170	
		As (mm ²)	D16 - 7.5 1490	
		x (mm)	67.6	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	20.18×10^6	21.62×10^6
		せん断力 S (N)	7.78×10^3	7.79×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.05	4.34
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	91.8	98.4
		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

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 ²)	D16 - 7.5 1490	
		x (mm)	29.9	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	2.67×10^6	2.83×10^6
		せん断力 S (N)	14.18×10^3	15.02×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.46	4.73
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	44.8	47.4
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.28	0.30
		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

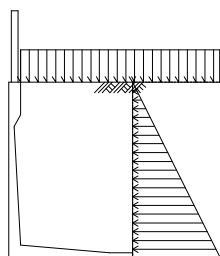
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

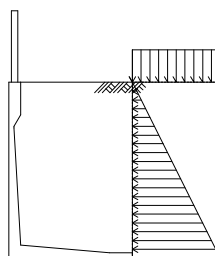
常時 自重（＋載荷重）＋土圧
 フェンス荷重時 自重（＋載荷重）＋土圧＋フェンス荷重

4.1.1 荷重の組合せ一覧

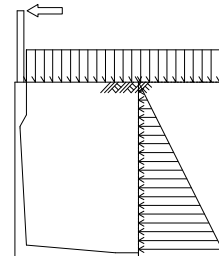
1) 常時[載荷重あり]



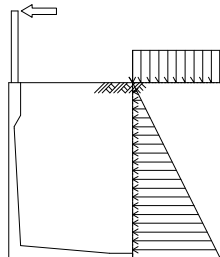
2) 常時[載荷重なし]



3) フェンス荷重時[載荷重あり]

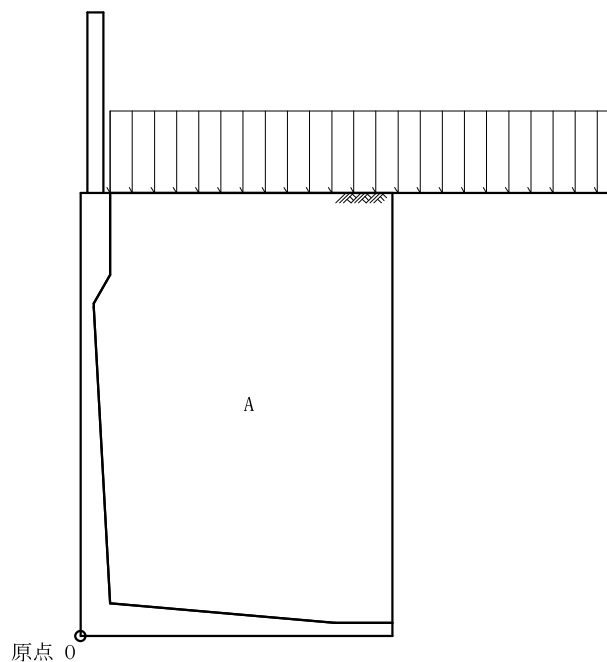


4) フェンス荷重時[載荷重なし]



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)
	1.900	2.700	= 5.130	0.950	1.350	4.8735	6.9255
a	-	0.100	× 0.027 = -0.003	0.130	2.014	-0.0004	-0.0060
b	-1/2	× 0.100	× 0.173 = -0.009	0.147	2.085	-0.0013	-0.0188
c	-1/2	× 0.100	× 1.800 = -0.090	0.147	1.400	-0.0132	-0.1260
d	-	1.370	× 2.500 = -3.425	0.865	1.450	-2.9626	-4.9663
e	-1/2	× 1.370	× 0.120 = -0.082	1.093	0.160	-0.0896	-0.0131
f	-	0.350	× 2.620 = -0.917	1.725	1.390	-1.5818	-1.2746
合 計			0.604			0.2246	0.5207

体積

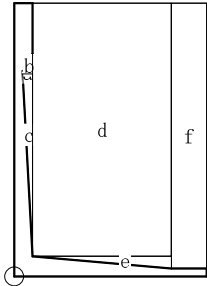
$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.604 \times 1.000 = 0.604 \text{ (m}^3\text{)}$$

荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.604 \times 24.5 = 14.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.2246}{0.604} = 0.372 \text{ (m)}$$
$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.5207}{0.604} = 0.862 \text{ (m)}$$



(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)
	1.820	2.620	= 4.768	0.990	1.390	4.7203	6.6275
a	-1/2	× 0.100	× 0.173 = -0.009	0.113	2.142	-0.0010	-0.0193
b	-1/2	× 0.100	× 1.800 = -0.090	0.113	0.800	-0.0102	-0.0720
c	-	0.100	× 0.500 = -0.050	0.130	2.450	-0.0065	-0.1225
d	-	0.100	× 0.120 = -0.012	0.130	0.140	-0.0016	-0.0017
e	-1/2	× 1.370	× 0.120 = -0.082	0.637	0.120	-0.0522	-0.0098
合 計			4.525			4.6488	6.4022

体積

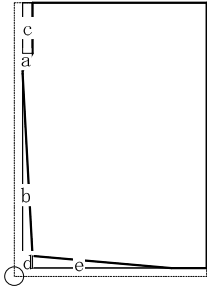
$$V_o = \Sigma A \cdot L = 4.525 \times 1.000 = 4.525 \text{ (m}^3\text{)}$$

荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 4.525 \times 19.0 = 85.98 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{4.6488}{4.525} = 1.027 \text{ (m)}$$
$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{6.4022}{4.525} = 1.415 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.720 \times 1.000 = 17.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.900 - \frac{1.720}{2} = 1.040 \text{ (m)}$$

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

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

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

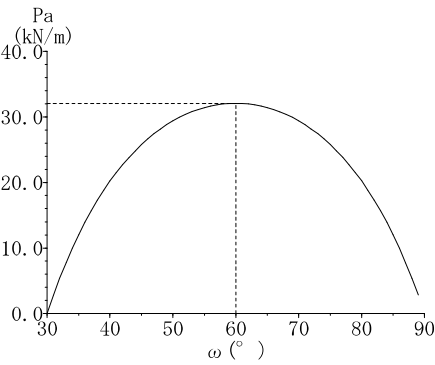
ここに、

- 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)

$h = 2.700 \text{ (m)}$

(1) 常 時

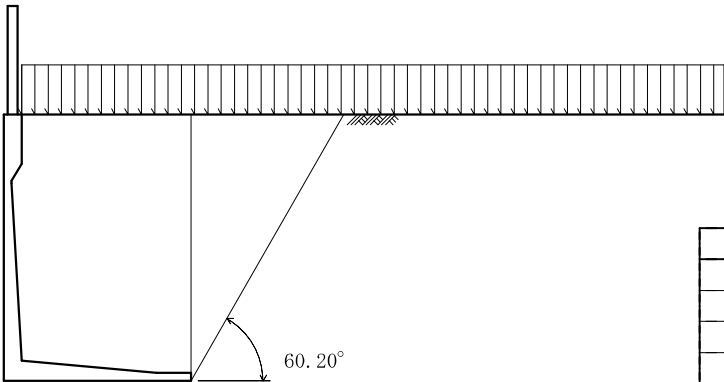
$\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $W = 55.14 \text{ (kN/m)}$ [載荷重 : 15.46]
 $\omega = 60.20 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{55.14 \times \sin(60.20 - 30.00)}{\cos(60.20 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$

$$= 32.09 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
65.00	31.432	44.89
64.00	31.668	46.95
63.00	31.847	49.04
62.00	31.981	51.18
61.00	32.056	53.35
* 60.20	32.092	55.14
60.00	32.078	55.56
59.00	32.056	57.83
58.00	31.982	60.15
57.00	31.850	62.51
56.00	31.668	64.93

鉛直荷重

$V = 32.09 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$

水平荷重

$H = 32.09 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 32.09 \text{ (kN)}$

作用位置

$x = 1.900 \text{ (m)}$
 $y = \frac{2.700}{3} = 0.900 \text{ (m)}$

(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

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

$$y = 2.700 + 1.100 = 3.800 \text{ (m)}$$

§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 $B = 1.900$ (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 $B = 1.900$ (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 $B = 1.900$ (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)

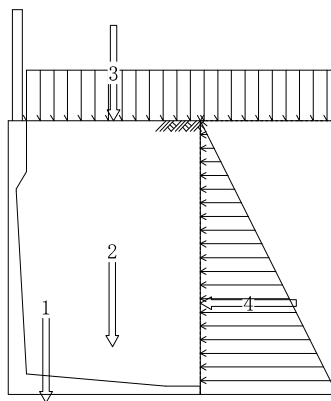
d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

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	14.80		0.372	0.862	5.51	
2	裏込め土	85.98		1.027	1.415	88.30	
3	載荷重	17.20		1.040	2.700	17.89	
4	土圧		32.09	1.900	0.900		28.88
合 計 Σ		117.98	32.09			111.70	28.88

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{117.98 \times 0.577 + 0.0 \times 1.900 \times 1.000}{32.09}$$

$$= 2.12 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{111.70}{28.88} = 3.87 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{111.70 - 28.88}{117.98} = 0.702 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.900}{2} - 0.702 = 0.248 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.248 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.317 \text{ (m)}$$

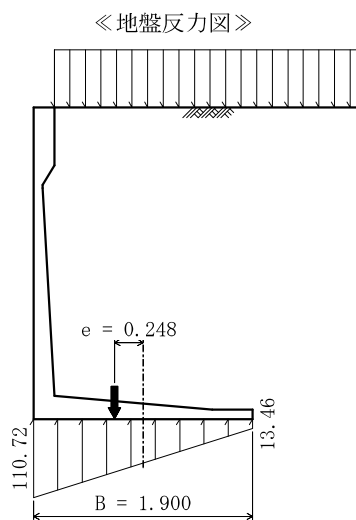
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{117.98}{1.900 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.248}{1.900} \right) \\ &= \begin{cases} 110.72 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 13.46 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

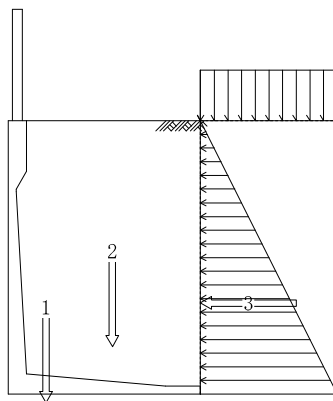
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	14.80		0.372	0.862	5.51	
2	裏込め土	85.98		1.027	1.415	88.30	
3	土圧		32.09	1.900	0.900		28.88
合 計 Σ		100.78	32.09			93.81	28.88

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{100.78 \times 0.577 + 0.0 \times 1.900 \times 1.000}{32.09}$$

$$= 1.81 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{93.81}{28.88} = 3.25 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{93.81 - 28.88}{100.78} = 0.644 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.900}{2} - 0.644 = 0.306 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.306 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.317 \text{ (m)}$$

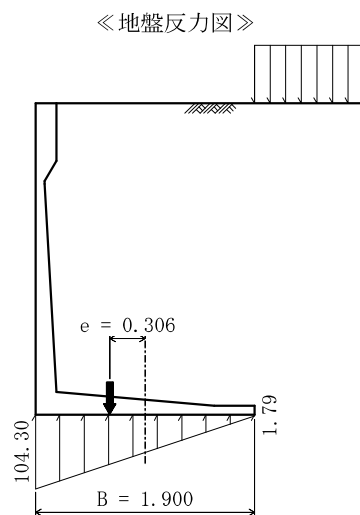
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{100.78}{1.900 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.306}{1.900} \right) \\
 &= \begin{cases} 104.30 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 1.79 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

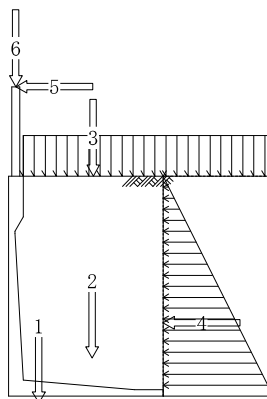
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	14.80		0.372	0.862	5.51	
2	裏込め土	85.98		1.027	1.415	88.30	
3	載荷重	17.20		1.040	2.700	17.89	
4	土圧		32.09	1.900	0.900		28.88
5	フェンス荷重		0.40	0.090	3.800		1.52
6		0.59		0.090	3.800	0.05	
合 計 Σ		118.57	32.49			111.75	30.40

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{118.57 \times 0.577 + 0.0 \times 1.900 \times 1.000}{32.49}$$

$$= 2.11 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{111.75}{30.40} = 3.68 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{111.75 - 30.40}{118.57} = 0.686 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.900}{2} - 0.686 = 0.264 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.264 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.633 \text{ (m)}$$

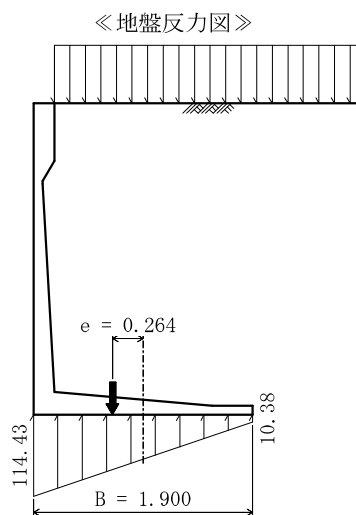
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{118.57}{1.900 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.264}{1.900} \right) \\
 &= \begin{cases} 114.43 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 10.38 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

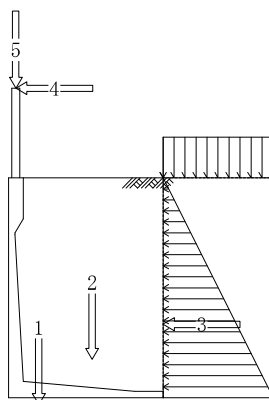
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	14.80		0.372	0.862	5.51	
2	裏込め土	85.98		1.027	1.415	88.30	
3	土圧		32.09	1.900	0.900		28.88
4	フェンス荷重		0.40	0.090	3.800		1.52
5		0.59		0.090	3.800	0.05	
合 計 Σ		101.37	32.49			93.86	30.40

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{101.37 \times 0.577 + 0.0 \times 1.900 \times 1.000}{32.49}$$

$$= 1.80 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{93.86}{30.40} = 3.09 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{93.86 - 30.40}{101.37} = 0.626 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.900}{2} - 0.626 = 0.324 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.324 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.633 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

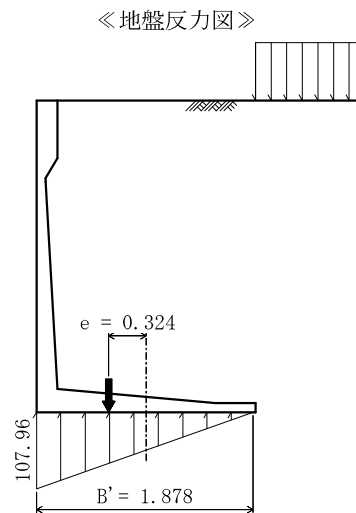
3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 101.37}{3 \times 0.626 \times 1.000}$$

$$= 107.96 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

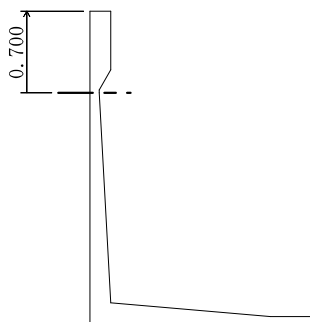


§6 たて壁の部材断面設計

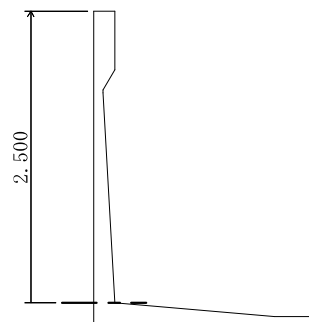
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

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

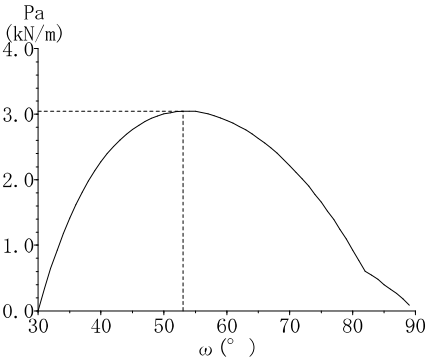
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮し、たて壁自重および土圧の鉛直分力は無視する。

6.2.1 土圧

(1) 常 時

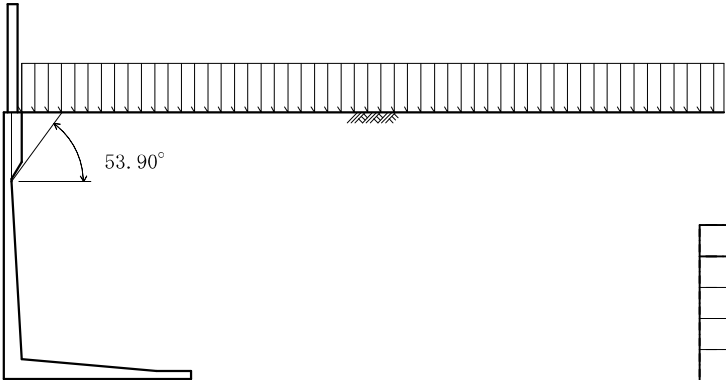
1) 中間部

α = 0.00 (°)
 W = 7.51 (kN/m) [載荷重 : 4.10]
 ω = 53.90 (°)
 δ = 20.00 (°)
 ϕ = 30.00 (°)



最大主働土圧合力

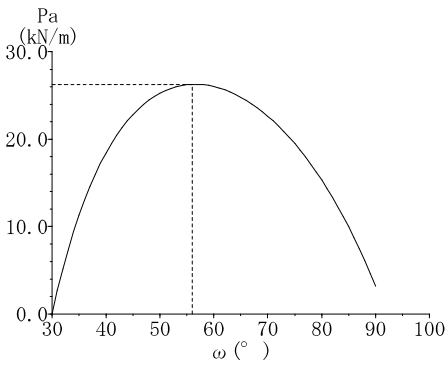
$$Pa = \frac{7.51 \times \sin(53.90 - 30.00)}{\cos(53.90 - 30.00 - 20.00 - 0.00)}$$
$$= 3.05 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
58.00	2.977	6.28
57.00	3.005	6.57
56.00	3.024	6.86
55.00	3.042	7.17
54.00	3.046	7.47
* 53.90	3.050	7.51
53.00	3.048	7.79
52.00	3.036	8.10
51.00	3.022	8.43
50.00	3.006	8.79
49.00	2.973	9.13

2) つけ根

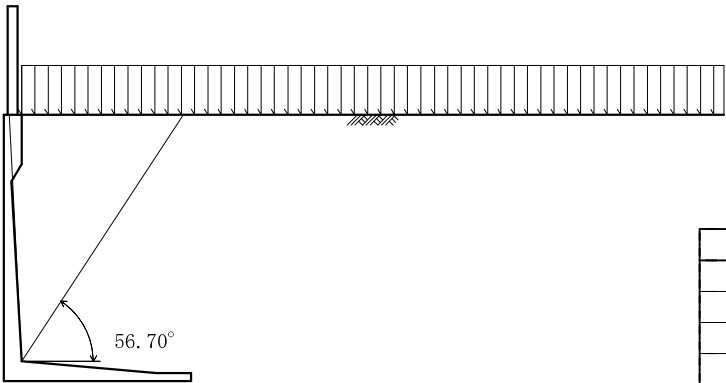
$\alpha = 2.82 (^{\circ})$
 $W = 58.35 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 16.42]
 $\omega = 56.70 (^{\circ})$
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{58.35 \times \sin(56.70 - 30.00)}{\cos(56.70 - 30.00 - 20.00 - 2.82)}$$

$$= 26.28 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
61.00	25.855	49.69
60.00	26.024	51.64
59.00	26.152	53.63
58.00	26.233	55.65
57.00	26.270	57.71
* 56.70	26.278	58.35
56.00	26.273	59.84
55.00	26.221	62.00
54.00	26.126	64.22
53.00	25.988	66.51
52.00	25.791	68.84

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

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	3.05	20.00	0.00	2.87	0.233
つけ根	26.28	20.00	2.82	24.22	0.833

(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	1.800
つけ根	0.00	0.40	0.090	3.600

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		2.87	0.040	0.233		0.67
	合 計 Σ		2.87				0.67
1	土圧		24.22	0.049	0.833		20.18
	合 計 Σ		24.22				20.18

(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	1.800		0.72
2	土圧		2.87	0.040	0.233		0.67
3	フェンス荷重	0.59		0.050	1.800	0.03	
	合 計 Σ	0.59	3.27			0.03	1.39
1	フェンス荷重		0.40	0.000	3.600		1.44
2	土圧		24.22	0.049	0.833		20.18
3	フェンス荷重	0.59		0.000	3.600	0.00	
	合 計 Σ	0.59	24.62				21.62

設計断面力を次式により算出する。

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

中間部

$$M = 1.39 - 0.03 = 1.36 \text{ (kN・m)}$$

つけ根

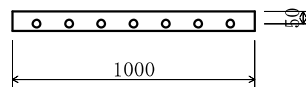
$$M = 21.62$$

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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 50 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 7.5 \\ &= 14.90 \text{ (cm}^2\text{)} = 1490 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1490}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 1490}} \right\} \\ &= 29.9 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

実応力度は以下の式により求める。

コンクリートの曲げ圧縮応力度

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

鉄筋の曲げ引張応力度

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

コンクリートのせん断応力度

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

ここに、

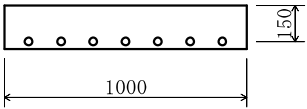
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.67×10^6	1.36×10^6
	せん断力 S (N)	2.87×10^3	3.27×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.12	2.27
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	11.2	22.8
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.06	0.07
	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 $d = 150 \text{ (mm)}$
鉄筋量 $A_s = D16 - 7.5$
 $= 14.90 \text{ (cm}^2\text{)} = 1490 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 1490}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 150}{15 \times 1490}} \right\}$$
$$= 62.5 \text{ (mm)}$$

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、

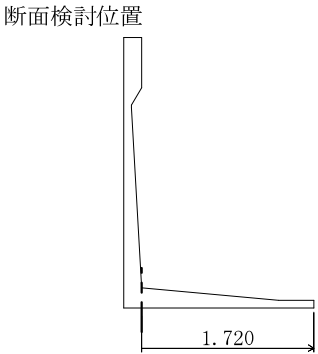
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	20.18×10^6	21.62×10^6
	せん断力 S (N)	24.22×10^3	24.62×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	5.00	5.36
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	104.9	112.3
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.16	0.16
	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)
	1.720	0.200	0.344	0.860	0.2958
a	-1/2 × 1.370	0.120	-0.082	0.913	-0.0749
b	-0.350	0.120	-0.042	1.545	-0.0649
合計			0.220		0.1560

作用位置

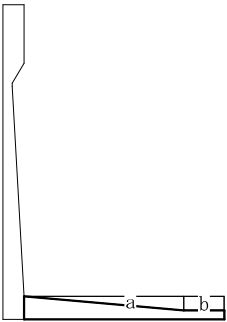
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.1560}{0.220} = 0.709 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.220 \times 24.5 \times 1.000 = 5.39 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 5.39 \times 0.709 = 3.82 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント A・x (m ³)
	1.720	2.620	4.506	0.860	3.8752
a	-1/2	1.370	0.120	0.457	-0.0375
合 計			4.424		3.8377

作用位置

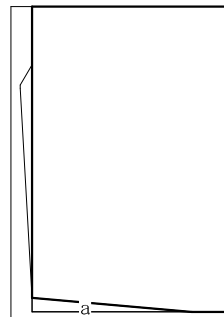
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{3.8377}{4.424} = 0.867 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 4.424 \times 19.0 \times 1.000 = 84.06 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 84.06 \times 0.867 = 72.88 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.720 \times 1.000 = 17.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.860 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 17.20 \times 0.860 = 14.79 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 常 時 [载荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 110.72 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.46 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.46 + (110.72 - 13.46) \times \frac{1.720}{1.900} \\ &= 101.51 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(101.51 + 13.46) \times 1.720 \times 1.000}{2} \\ &= 98.87 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.720}{3} \times \frac{2 \times 13.46 + 101.51}{13.46 + 101.51} \\ &= 0.640 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 98.87 \times 0.640 = 63.28 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [载荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 104.30 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.79 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.79 + (104.30 - 1.79) \times \frac{1.720}{1.900} \\ &= 94.59 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(94.59 + 1.79) \times 1.720 \times 1.000}{2} \\ &= 82.89 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.720}{3} \times \frac{2 \times 1.79 + 94.59}{1.79 + 94.59} \\ &= 0.584 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 82.89 \times 0.584 = 48.41 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時〔载荷重あり〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 114.43 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 10.38 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 10.38 + (114.43 - 10.38) \times \frac{1.720}{1.900} \\ &= 104.57 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(104.57 + 10.38) \times 1.720 \times 1.000}{2} \\ &= 98.86 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.720}{3} \times \frac{2 \times 10.38 + 104.57}{10.38 + 104.57} \\ &= 0.625 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 98.86 \times 0.625 = 61.79 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 107.96 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 107.96 \times \frac{1.698}{1.878} \\ &= 97.61 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(97.61 + 0.00) \times 1.698 \times 1.000}{2} \\ &= 82.87 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.698}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 97.61}{0.00 + 97.61} \\ &= 0.566 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 82.87 \times 0.566 = 46.90 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	5.39	3.82
2	かかと版上の載荷土	84.06	72.88
3	地盤反力	-98.87	-63.28
4	自動車荷重	17.20	14.79
	合 計 Σ	7.78	28.21

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	5.39	3.82
2	かかと版上の載荷土	84.06	72.88
3	地盤反力	-82.89	-48.41
	合 計 Σ	6.56	28.29

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 $M_o = 20.18$ (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

$$S = 7.78 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 20.18 \text{ (kN・m)}$$

(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	5.39	3.82
2	かかと版上の載荷土	84.06	72.88
3	地盤反力	-98.86	-61.79
4	自動車荷重	17.20	14.79
	合 計 Σ	7.79	29.70

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	5.39	3.82
2	かかと版上の載荷土	84.06	72.88
3	地盤反力	-82.87	-46.90
	合 計 Σ	6.58	29.80

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 $M_o = 21.62$ (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

$$S = 7.79 \text{ (kN)}$$

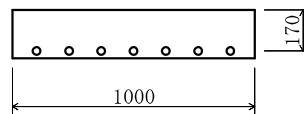
曲げモーメント

$$M = 21.62 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 170 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 7.5 \\ &= 14.90 \text{ (cm}^2\text{)} = 1490 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1490}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 170}{15 \times 1490}} \right\} \\ &= 67.6 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

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、

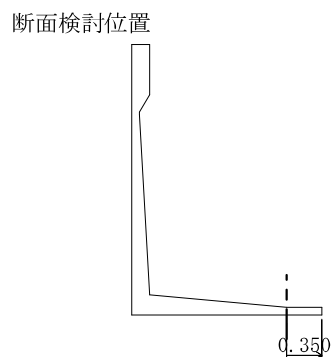
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	20.18×10^6	21.62×10^6
	せん断力 S (N)	7.78×10^3	7.79×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.05	4.34
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	91.8	98.4
	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

§ 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

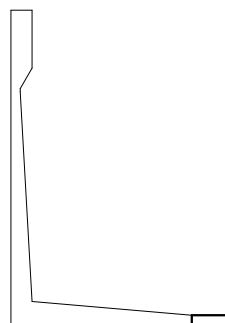
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 0.080 = 0.028 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.028 \times 24.5 \times 1.000 = 0.69 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.69 \times 0.175 = 0.12 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

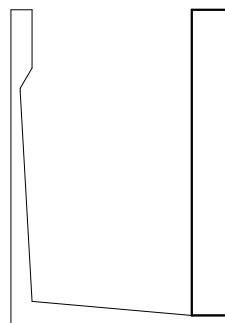
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 2.620 = 0.917 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.917 \times 19.0 \times 1.000 = 17.42 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 17.42 \times 0.175 = 3.05 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.350 \times 1.000 = 3.50 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.175 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.50 \times 0.175 = 0.61 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 常 時 [載荷重あり]

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 110.72 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.46 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかとと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.46 + (110.72 - 13.46) \times \frac{0.350}{1.900} \\ &= 31.38 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(31.38 + 13.46) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 7.85 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 13.46 + 31.38}{13.46 + 31.38} \\ &= 0.152 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 7.85 \times 0.152 = 1.19 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [載荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 104.30 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.79 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.79 + (104.30 - 1.79) \times \frac{0.350}{1.900} \\ &= 20.67 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(20.67 + 1.79) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 3.93 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 1.79 + 20.67}{1.79 + 20.67} \\ &= 0.126 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.93 \times 0.126 = 0.50 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時 [載荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 114.43 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 10.38 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 10.38 + (114.43 - 10.38) \times \frac{0.350}{1.900} \\ &= 29.55 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(29.55 + 10.38) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 6.99 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 10.38 + 29.55}{10.38 + 29.55} \\ &= 0.147 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.99 \times 0.147 = 1.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 107.96 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 107.96 \times \frac{0.328}{1.878}$$

$$= 18.86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(18.86 + 0.00) \times 0.328 \times 1.000}{2}$$

$$= 3.09 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.328}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 18.86}{0.00 + 18.86}$$

$$= 0.109 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.09 \times 0.109 = 0.34 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	0.69	0.12
2	かかと版上の载荷土	17.42	3.05
3	地盤反力	-7.85	-1.19
4	自動車荷重	3.50	0.61
	合 計 Σ	13.76	2.59

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	0.69	0.12
2	かかと版上の载荷土	17.42	3.05
3	地盤反力	-3.93	-0.50
	合 計 Σ	14.18	2.67

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 14.18 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 2.67 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(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	0.69	0.12
2	かかと版上の載荷土	17.42	3.05
3	地盤反力	-6.99	-1.03
4	自動車荷重	3.50	0.61
	合 計 Σ	14.62	2.75

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	0.69	0.12
2	かかと版上の載荷土	17.42	3.05
3	地盤反力	-3.09	-0.34
	合 計 Σ	15.02	2.83

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 15.02 \text{ (kN)}$$

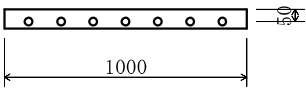
曲げモーメント

$$M = 2.83 \text{ (kN・m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

有効幅 $b = 1000 \text{ (mm)}$
有効高さ $d = 50 \text{ (mm)}$
鉄筋量 $A_s = D16 - 7.5$
 $= 14.90 \text{ (cm}^2\text{)} = 1490 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 1490}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 1490}} \right\}$$
$$= 29.9 \text{ (mm)}$$

実応力度は以下の式により求める。

コンクリートの曲げ圧縮応力度

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

鉄筋の曲げ引張応力度

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

コンクリートのせん断応力度

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

ここに、

b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (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)	2.67×10^6	2.83×10^6
	せん断力 S (N)	14.18×10^3	15.02×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.46	4.73
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	44.8	47.4
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.28	0.30
	τ_{ca}	0.45	0.54