

CLP-F (H) 2200 × (B) 1600 × (L) 2000

2011 年 7 月

千葉窯業株式会社

KGC LBLOCK

目 次

§ 1 設計条件	1
§ 2 一般形状寸法図	2
§ 3 計算結果	3
§ 4 設計荷重	9
§ 5 安定計算	16
§ 6 たて壁の部材断面設計	25
§ 7 かかと版(つけ根)の部材断面設計	31
§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計	38

§1 設計条件

1.1 設計条件

(1) 擁壁形式	プレキャストL型擁壁
(2) 基礎形式	直接基礎
(3) 擁壁高さ	$H = 2.200 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 90.96 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	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

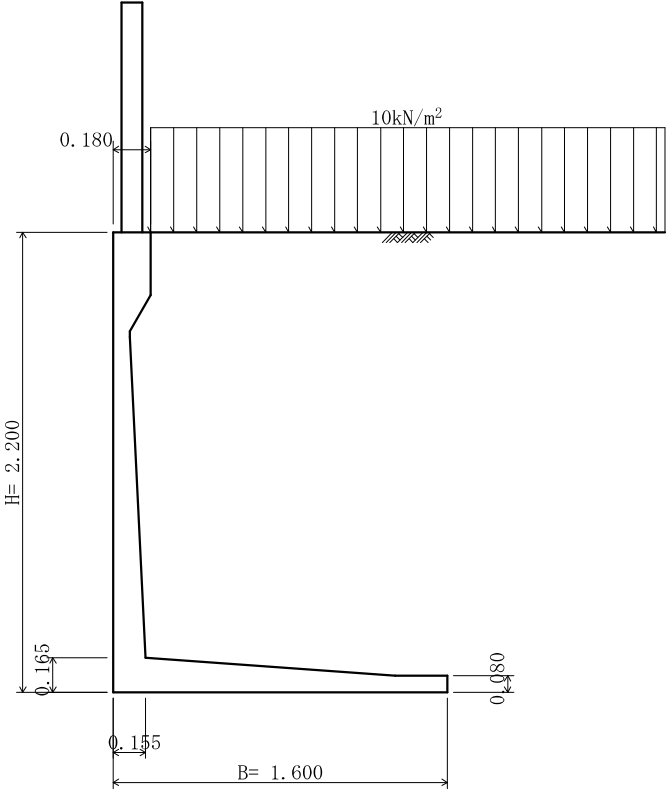
1.5 参考文献

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)2200×(B)1600×(L)2000 標準



§ 3 計算結果

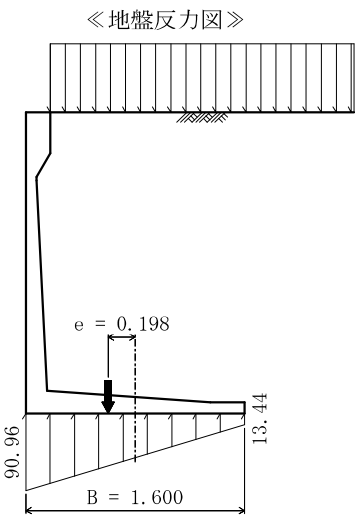
3.1 安定計算結果

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

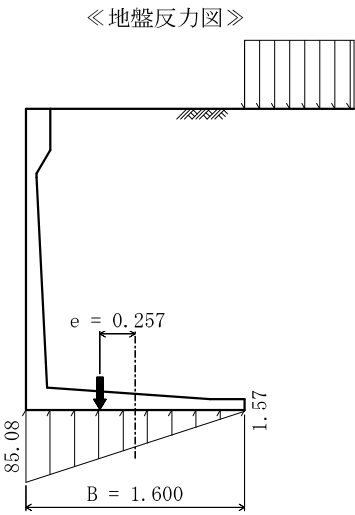
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
83.52	22.67	0.198	4.03	2.13	90.96	13.44	O. K.
許 容 値		0.267	1.50	1.50			



3.1.2 常 時 [載荷重なし]

(1) 安定計算

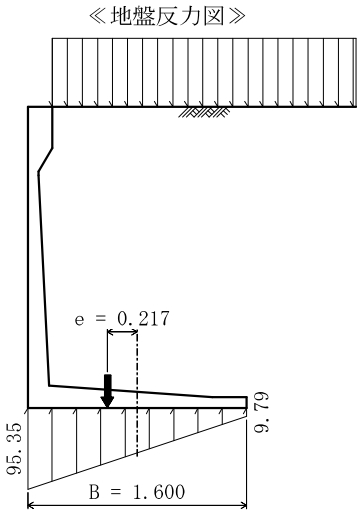
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 F_s	滑 動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
69.32	22.67	0.257	3.27	1.76	85.08	1.57	0. K.
許 容 値		0.267	1.50	1.50			



3.1.3 フェンス荷重時〔載荷重あり〕

(1) 安定計算

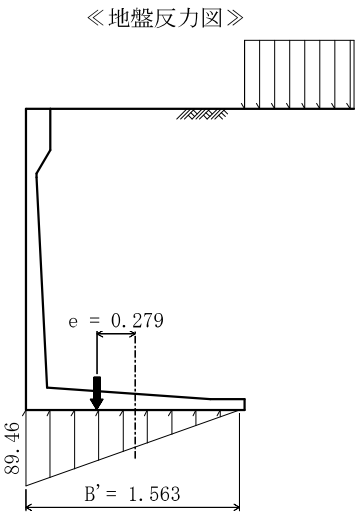
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
84.11	23.07	0.217	3.73	2.10	95.35	9.79	0. K.
許 容 値		0.533	1.20	1.20			



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
69.91	23.07	0.279	3.03	1.75	89.46	0. K.
許 容 値		0.533	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 - 5.5 1092	
		x (mm)	27.3	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.28×10^6	0.89×10^6
		せん断力 S (N)	1.69×10^3	2.09×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.50	1.59
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	6.3	19.9
		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)	125	
		As (mm ²)	D16 - 5.5 1092	
		x (mm)	49.7	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	11.49×10^6	12.73×10^6
		せん断力 S (N)	16.94×10^3	17.34×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.26	4.72
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	97.0	107.5
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.14	0.14
		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)	135	
		As (mm ²)	D16 - 5.5 1092	
		x (mm)	52.1	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	11.49×10^6	12.74×10^6
		せん断力 S (N)	5.33×10^3	5.36×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	3.75	4.16
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	89.4	99.2
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.04	0.04
		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 - 5.5 1092	
		x (mm)	27.3	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.14×10^6	1.23×10^6
		せん断力 S (N)	8.54×10^3	9.26×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	2.04	2.20
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	25.5	27.5
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.17	0.19
		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

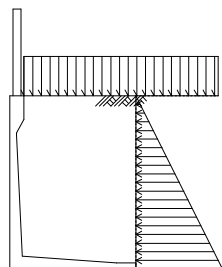
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

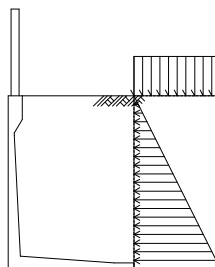
常時 自重（＋載荷重）＋土圧
 フェンス荷重時 自重（＋載荷重）＋土圧＋フェンス荷重

4.1.1 荷重の組合せ一覧

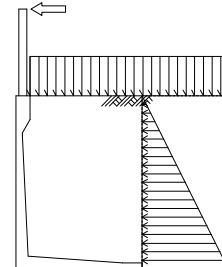
1) 常時[載荷重あり]



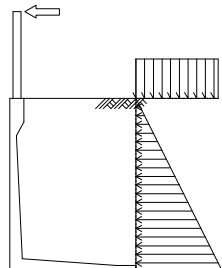
2) 常時[載荷重なし]



3) フェンス荷重時[載荷重あり]

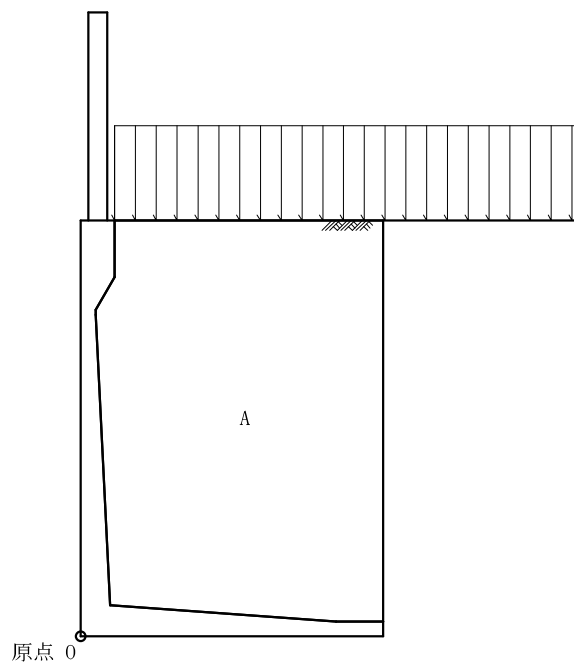


4) フェンス荷重時[載荷重なし]



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 高さ		面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
	(m)	(m)		x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	1.600	2.200	= 3.520	0.800	1.100	2.8160	3.8720
a	—	0.075	× 0.027 = -0.002	0.118	1.714	-0.0002	-0.0034
b	-1/2	× 0.075	× 1.535 = -0.058	0.130	1.188	-0.0075	-0.0689
c	-1/2	× 0.100	× 0.173 = -0.009	0.147	1.785	-0.0013	-0.0161
d	—	0.025	× 1.562 = -0.039	0.168	0.946	-0.0066	-0.0369
e	—	1.170	× 2.035 = -2.381	0.765	1.183	-1.8215	-2.8167
f	-1/2	× 1.195	× 0.085 = -0.051	0.952	0.137	-0.0486	-0.0070
g	—	0.250	× 2.120 = -0.530	1.475	1.140	-0.7818	-0.6042
合 計			0.450			0.1485	0.3188

体積

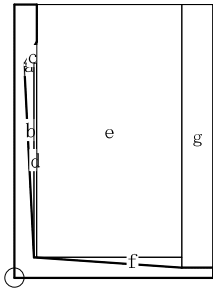
$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.450 \times 1.000 = 0.450 \text{ (m}^3\text{)}$$

荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.450 \times 24.5 = 11.03 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.1485}{0.450} = 0.330 \text{ (m)}$$
$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.3188}{0.450} = 0.708 \text{ (m)}$$



(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)
	1.520	2.120	= 3.222	0.840	1.140	2.7065	3.6731
a	-1/2	0.075	× 1.535 = -0.058	0.105	0.677	-0.0061	-0.0393
b	-1/2	0.100	× 0.173 = -0.009	0.113	1.842	-0.0010	-0.0166
c	-	0.075	× 0.085 = -0.006	0.118	0.123	-0.0007	-0.0007
d	-	0.100	× 0.300 = -0.030	0.130	2.050	-0.0039	-0.0615
e	-1/2	1.195	× 0.085 = -0.051	0.553	0.108	-0.0282	-0.0055
合 計			3.068			2.6666	3.5495

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 3.068 \times 1.000 = 3.068 \text{ (m}^3\text{)}$$

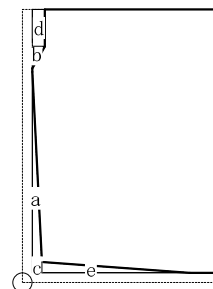
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 3.068 \times 19.0 = 58.29 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{2.6666}{3.068} = 0.869 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{3.5495}{3.068} = 1.157 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.420 \times 1.000 = 14.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.600 - \frac{1.420}{2} = 0.890 \text{ (m)}$$

4.2.3 土圧

土圧の計算は、試行くさび法により行う。また、土圧は三角形分布するものとする。

主働土圧合力

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

ここに、

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、

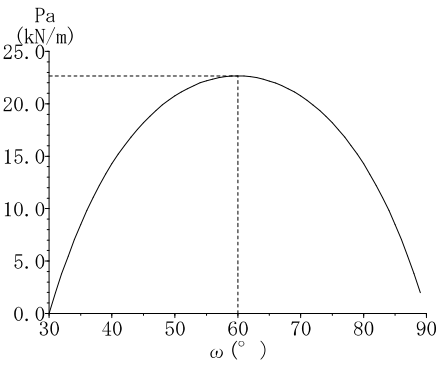
V , H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)

L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

$h = 2.200 \text{ (m)}$

(1) 常 時

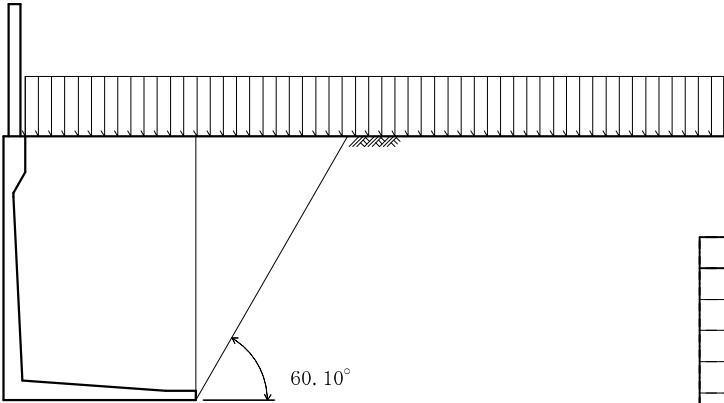
$\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $W = 39.10 \text{ (kN/m)}$ [載荷重 : 12.65]
 $\omega = 60.10 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{39.10 \times \sin(60.10 - 30.00)}{\cos(60.10 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$

$= 22.67 \text{ (kN/m)}$



ω	Pa	W
65.00	22.190	31.69
64.00	22.360	33.15
63.00	22.495	34.64
62.00	22.589	36.15
61.00	22.634	37.67
* 60.10	22.665	39.10
60.00	22.655	39.24
59.00	22.638	40.84
58.00	22.587	42.48
57.00	22.496	44.15
56.00	22.363	45.85

鉛直荷重

$V = 22.67 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$

水平荷重

$H = 22.67 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 22.67 \text{ (kN)}$

作用位置

$x = 1.600 \text{ (m)}$
 $y = \frac{2.200}{3} = 0.733 \text{ (m)}$

(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

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

$$y = 2.200 + 1.100 = 3.300 \text{ (m)}$$

§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 $B = 1.600$ (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 $B = 1.600$ (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。

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

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

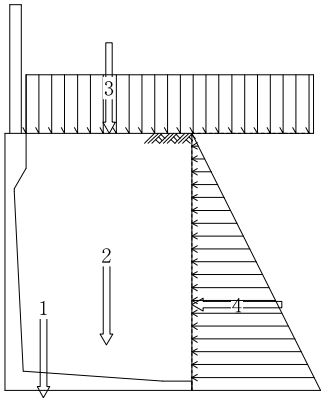
ここに、
 q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m²)
 ΣV : 鉛直荷重 (kN)
 B : 擁壁の底版幅 $B = 1.600$ (m)
 L : 擁壁の奥行 (計算幅) $L = 1.000$ (m)
 e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
 d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

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	11.03		0.330	0.708	3.64	
2	裏込め土	58.29		0.869	1.157	50.65	
3	載荷重	14.20		0.890	2.200	12.64	
4	土圧		22.67	1.600	0.733		16.62
合 計 Σ		83.52	22.67			66.93	16.62

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{83.52 \times 0.577 + 0.0 \times 1.600 \times 1.000}{22.67}$$
$$= 2.13 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{66.93}{16.62} = 4.03 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{66.93 - 16.62}{83.52} = 0.602 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.600}{2} - 0.602 = 0.198 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.198 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.267 \text{ (m)}$$

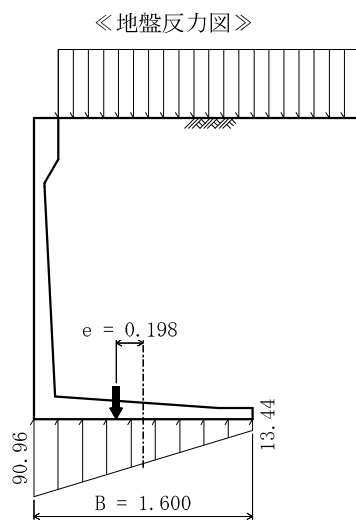
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{83.52}{1.600 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.198}{1.600} \right) \\ &= \begin{cases} 90.96 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 13.44 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

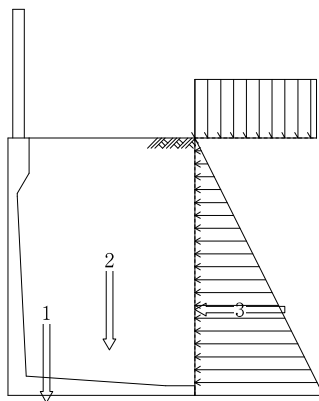
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	11.03		0.330	0.708	3.64	
2	裏込め土	58.29		0.869	1.157	50.65	
3	土圧		22.67	1.600	0.733		16.62
合 計 Σ		69.32	22.67			54.29	16.62

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{69.32 \times 0.577 + 0.0 \times 1.600 \times 1.000}{22.67} = 1.76 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{54.29}{16.62} = 3.27 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{54.29 - 16.62}{69.32} = 0.543 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.600}{2} - 0.543 = 0.257 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.257 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.267 \text{ (m)}$$

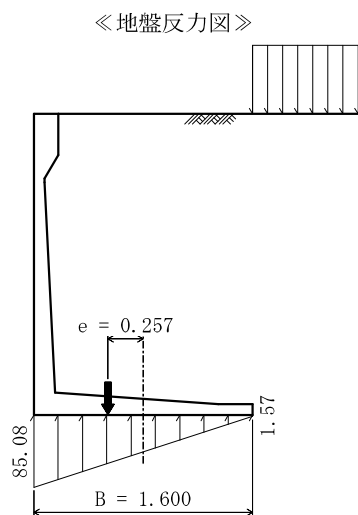
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{69.32}{1.600 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.257}{1.600} \right) \\
 &= \begin{cases} 85.08 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 1.57 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

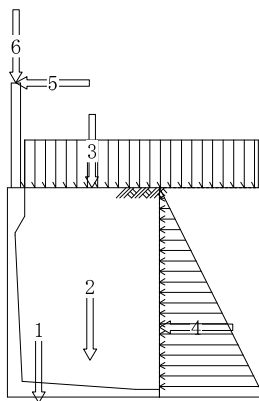
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	11.03		0.330	0.708	3.64	
2	裏込め土	58.29		0.869	1.157	50.65	
3	載荷重	14.20		0.890	2.200	12.64	
4	土圧		22.67	1.600	0.733		16.62
5	フェンス荷重		0.40	0.090	3.300		1.32
6		0.59		0.090	3.300	0.05	
合 計 Σ		84.11	23.07			66.98	17.94

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{84.11 \times 0.577 + 0.0 \times 1.600 \times 1.000}{23.07}$$

$$= 2.10 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{66.98}{17.94} = 3.73 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{66.98 - 17.94}{84.11} = 0.583 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.600}{2} - 0.583 = 0.217 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.217 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.533 \text{ (m)}$$

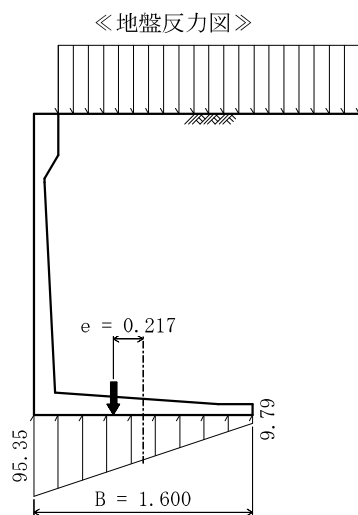
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{84.11}{1.600 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.217}{1.600} \right) \\
 &= \begin{cases} 95.35 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 9.79 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

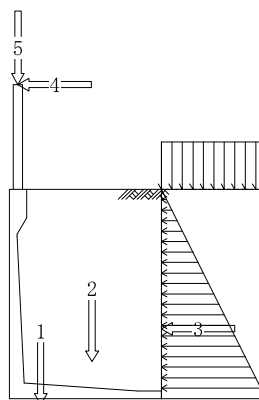
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



5.2.4 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	11.03		0.330	0.708	3.64	
2	裏込め土	58.29		0.869	1.157	50.65	
3	土圧		22.67	1.600	0.733		16.62
4	フェンス荷重		0.40	0.090	3.300		1.32
5		0.59		0.090	3.300	0.05	
合 計 Σ		69.91	23.07			54.34	17.94

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{69.91 \times 0.577 + 0.0 \times 1.600 \times 1.000}{23.07}$$

$$= 1.75 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{54.34}{17.94} = 3.03 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{54.34 - 17.94}{69.91} = 0.521 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.600}{2} - 0.521 = 0.279 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.279 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.533 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

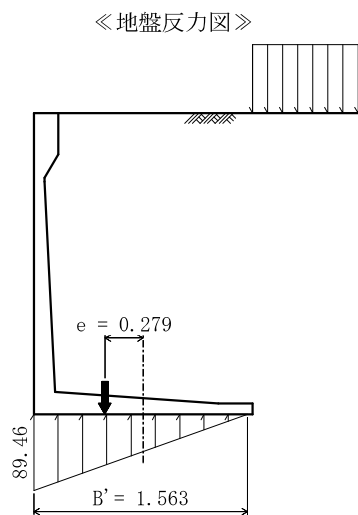
3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 69.91}{3 \times 0.521 \times 1.000}$$

$$= 89.46 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

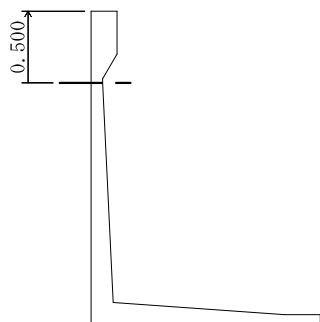


§6 たて壁の部材断面設計

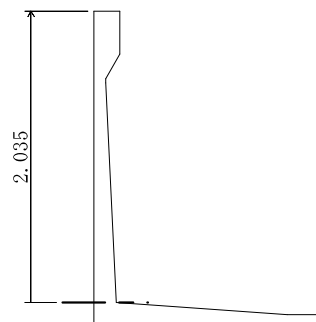
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

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

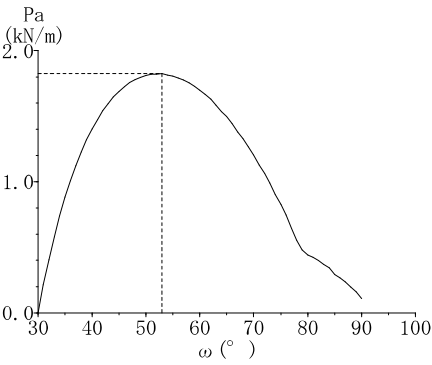
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮し、たて壁自重および土圧の鉛直分力は無視する。

6.2.1 土圧

(1) 常 時

1) 中間部

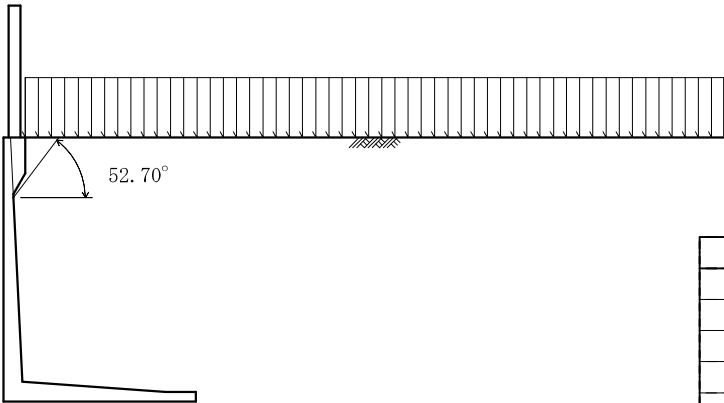
$\alpha = 2.49 (^{\circ})$
 $W = 4.73 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 2.81]
 $\omega = 52.70 (^{\circ})$
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{4.73 \times \sin(52.70 - 30.00)}{\cos(52.70 - 30.00 - 20.00 - 2.49)}$$

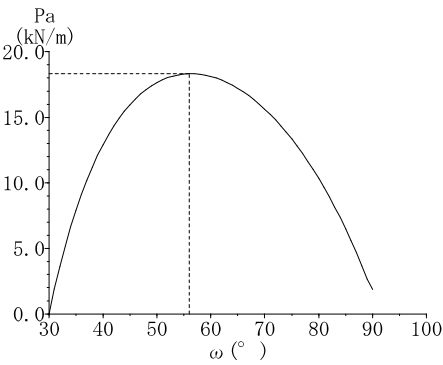
$$= 1.83 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
57.00	1.776	3.90
56.00	1.792	4.08
55.00	1.806	4.27
54.00	1.815	4.46
53.00	1.825	4.67
* 52.70	1.825	4.73
52.00	1.821	4.86
51.00	1.821	5.08
50.00	1.811	5.29
49.00	1.797	5.51
48.00	1.779	5.74

2) つけ根

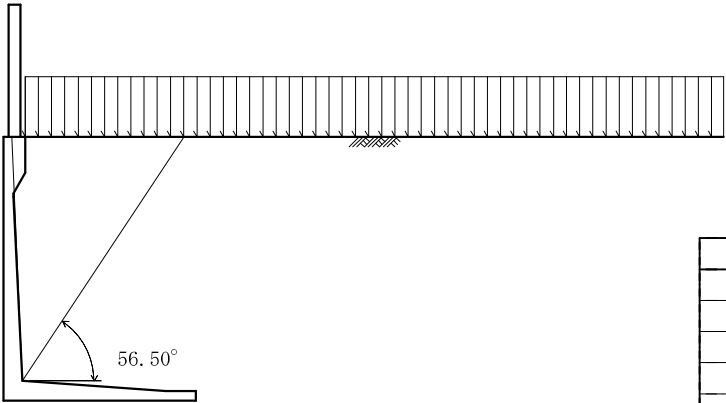
$\alpha = 2.49 (^{\circ})$
 $W = 40.98 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 13.22]
 $\omega = 56.50 (^{\circ})$
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{40.98 \times \sin(56.50 - 30.00)}{\cos(56.50 - 30.00 - 20.00 - 2.49)}$$

$$= 18.33 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
61.00	17.993	34.55
60.00	18.120	35.93
59.00	18.211	37.32
58.00	18.281	38.76
57.00	18.321	40.23
* 56.50	18.330	40.98
56.00	18.328	41.73
55.00	18.300	43.26
54.00	18.236	44.82
53.00	18.142	46.43
52.00	18.019	48.10

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

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	1.83	20.00	2.49	1.69	0.167
つけ根	18.33	20.00	2.49	16.94	0.678

(2) フェンス荷重時

『常 時』と同じ。

6.2.2 フェンス荷重

『設計荷重』のフェンス荷重より

	鉛直荷重 V (kN)	水平荷重 H (kN)	作用位置 (m)	
			x	y
中間部	0.00	0.40	0.090	1.600
つけ根	0.00	0.40	0.090	3.135

6.3 設計断面力

(1) 常 時

No	荷 重 名	荷 重		作用位置		モーメント	
		鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)
1	土圧		1.69	0.033	0.167		0.28
	合 計 Σ		1.69				0.28
1	土圧		16.94	0.048	0.678		11.49
	合 計 Σ		16.94				11.49

(2) フェンス荷重時

No	荷 重 名	荷 重		作用位置		モーメント	
		鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)
1	フェンス荷重		0.40	0.050	1.600		0.64
2	土圧		1.69	0.033	0.167		0.28
3	フェンス荷重	0.59		0.050	1.600	0.03	
	合 計 Σ	0.59	2.09			0.03	0.92
1	フェンス荷重		0.40	0.012	3.135		1.25
2	土圧		16.94	0.048	0.678		11.49
3	フェンス荷重	0.59		0.012	3.135	0.01	
	合 計 Σ	0.59	17.34			0.01	12.74

設計断面力を次式により算出する。

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

中間部

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

つけ根

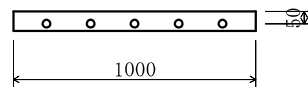
$$M = 12.74 - 0.01 = 12.73 \text{ (kN・m)}$$

6.4 実応力度の計算

(1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

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

実応力度は以下の式により求める。

コンクリートの曲げ圧縮応力度

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

鉄筋の曲げ引張応力度

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

コンクリートのせん断応力度

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

ここに、

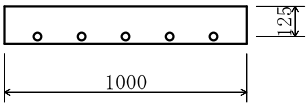
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.28×10^6	0.89×10^6
	せん断力 S (N)	1.69×10^3	2.09×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.50	1.59
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	6.3	19.9
	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 $d = 125 \text{ (mm)}$
鉄筋量 $A_s = D16 - 5.5$
 $= 10.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 1092 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 1092}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 125}{15 \times 1092}} \right\}$$
$$= 49.7 \text{ (mm)}$$

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、

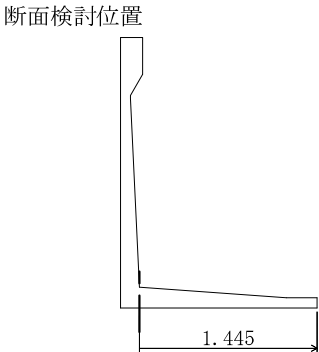
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	11.49×10^6	12.73×10^6
	せん断力 S (N)	16.94×10^3	17.34×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.26	4.72
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	97.0	107.5
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.14	0.14
	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)
	1.445	0.165	0.238	0.723	0.1721
a	-1/2	1.195	0.085	-0.051	-0.0406
b	-	0.250	0.085	-0.021	-0.0277
合計			0.166		0.1038

作用位置

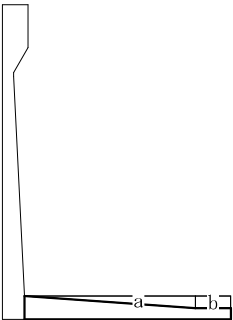
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.1038}{0.166} = 0.625 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.166 \times 24.5 \times 1.000 = 4.07 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.07 \times 0.625 = 2.54 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	1.445	2.120	3.063	0.723	2.2145
a	-1/2	0.025	0.043	-0.001	0.0000
b	-	0.025	0.300	-0.008	-0.0001
c	-1/2	1.195	0.085	-0.051	-0.0203
合計			3.003		2.1941

作用位置

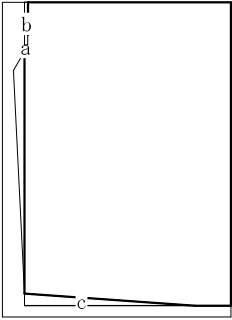
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{2.1941}{3.003} = 0.731 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 3.003 \times 19.0 \times 1.000 = 57.06 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 57.06 \times 0.731 = 41.71 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.420 \times 1.000 = 14.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.735 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 14.20 \times 0.735 = 10.44 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 常 時 [载荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 90.96 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.44 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.44 + (90.96 - 13.44) \times \frac{1.445}{1.600} \\ &= 83.45 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(83.45 + 13.44) \times 1.445 \times 1.000}{2} \\ &= 70.00 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.445}{3} \times \frac{2 \times 13.44 + 83.45}{13.44 + 83.45} \\ &= 0.548 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 70.00 \times 0.548 = 38.36 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [载荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 85.08 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.57 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.57 + (85.08 - 1.57) \times \frac{1.445}{1.600} \\ &= 76.99 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(76.99 + 1.57) \times 1.445 \times 1.000}{2} \\ &= 56.76 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.445}{3} \times \frac{2 \times 1.57 + 76.99}{1.57 + 76.99} \\ &= 0.491 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 56.76 \times 0.491 = 27.87 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時〔载荷重あり〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 95.35 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 9.79 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 9.79 + (95.35 - 9.79) \times \frac{1.445}{1.600} \\ &= 87.06 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(87.06 + 9.79) \times 1.445 \times 1.000}{2} \\ &= 69.97 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.445}{3} \times \frac{2 \times 9.79 + 87.06}{9.79 + 87.06} \\ &= 0.530 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 69.97 \times 0.530 = 37.08 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 89.46 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 89.46 \times \frac{1.408}{1.563} \\ &= 80.59 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(80.59 + 0.00) \times 1.408 \times 1.000}{2} \\ &= 56.74 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.408}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 80.59}{0.00 + 80.59} \\ &= 0.469 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 56.74 \times 0.469 = 26.61 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	4.07	2.54
2	かかと版上の載荷土	57.06	41.71
3	地盤反力	-70.00	-38.36
4	自動車荷重	14.20	10.44
	合 計 Σ	5.33	16.33

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	4.07	2.54
2	かかと版上の載荷土	57.06	41.71
3	地盤反力	-56.76	-27.87
	合 計 Σ	4.37	16.38

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 $M_o = 11.49$ (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

$$S = 5.33 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 11.49 \text{ (kN・m)}$$

(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	4.07	2.54
2	かかと版上の載荷土	57.06	41.71
3	地盤反力	-69.97	-37.08
4	自動車荷重	14.20	10.44
	合 計 Σ	5.36	17.61

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	4.07	2.54
2	かかと版上の載荷土	57.06	41.71
3	地盤反力	-56.74	-26.61
	合 計 Σ	4.39	17.64

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 $M_o = 12.74$ (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

$$S = 5.36 \text{ (kN)}$$

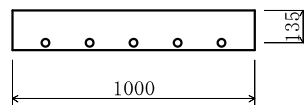
曲げモーメント

$$M = 12.74 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 135 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 5.5 \\ &= 10.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 1092 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1092}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 135}{15 \times 1092}} \right\} \\ &= 52.1 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

実応力度は以下の式により求める。

コンクリートの曲げ圧縮応力度

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

鉄筋の曲げ引張応力度

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

コンクリートのせん断応力度

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

ここに、

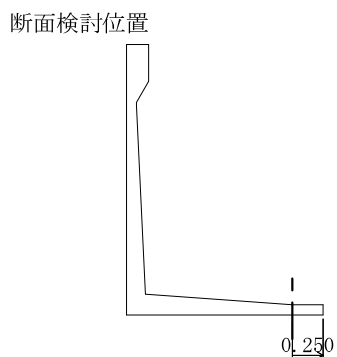
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	11.49×10^6	12.74×10^6
	せん断力 S (N)	5.33×10^3	5.36×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	3.75	4.16
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	89.4	99.2
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.04	0.04
	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

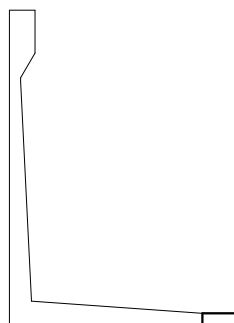
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 0.080 = 0.020 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

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

曲げモーメント

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



(2) かかと版上の載荷土

面積

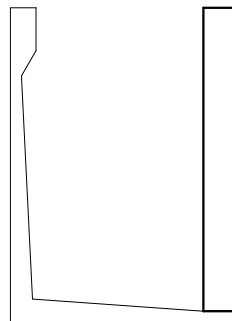
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 2.120 = 0.530 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.530 \times 19.0 \times 1.000 = 10.07 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 10.07 \times 0.125 = 1.26 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$q_1 = 90.96 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.44 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.44 + (90.96 - 13.44) \times \frac{0.250}{1.600} \\ &= 25.55 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(25.55 + 13.44) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 4.87 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 13.44 + 25.55}{13.44 + 25.55} \\ &= 0.112 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.87 \times 0.112 = 0.55 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [載荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 85.08 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.57 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.57 + (85.08 - 1.57) \times \frac{0.250}{1.600} \\ &= 14.62 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(14.62 + 1.57) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 2.02 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 1.57 + 14.62}{1.57 + 14.62} \\ &= 0.091 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.02 \times 0.091 = 0.18 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時 [載荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 95.35 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 9.79 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 9.79 + (95.35 - 9.79) \times \frac{0.250}{1.600} \\ &= 23.16 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(23.16 + 9.79) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 4.12 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 9.79 + 23.16}{9.79 + 23.16} \\ &= 0.108 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.12 \times 0.108 = 0.44 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 89.46 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 89.46 \times \frac{0.213}{1.563}$$

$$= 12.19 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(12.19 + 0.00) \times 0.213 \times 1.000}{2}$$

$$= 1.30 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.213}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 12.19}{0.00 + 12.19}$$

$$= 0.071 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.30 \times 0.071 = 0.09 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.3 設計断面力

かかと版中間部の曲げモーメントは

たて壁つけ根の曲げモーメントを超えないものとする。

(1) 常 時

1) 载荷重あり

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	0.49	0.06
2	かかと版上の载荷土	10.07	1.26
3	地盤反力	-4.87	-0.55
4	自動車荷重	2.50	0.31
	合 計 Σ	8.19	1.08

2) 载荷重なし

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	0.49	0.06
2	かかと版上の载荷土	10.07	1.26
3	地盤反力	-2.02	-0.18
	合 計 Σ	8.54	1.14

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 8.54 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 1.14 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(2) フェンス荷重時

1) 載荷重あり

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	0.49	0.06
2	かかと版上の載荷土	10.07	1.26
3	地盤反力	-4.12	-0.44
4	自動車荷重	2.50	0.31
	合 計 Σ	8.94	1.19

2) 載荷重なし

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	0.49	0.06
2	かかと版上の載荷土	10.07	1.26
3	地盤反力	-1.30	-0.09
	合 計 Σ	9.26	1.23

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 9.26 \text{ (kN)}$$

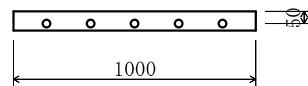
曲げモーメント

$$M = 1.23 \text{ (kN・m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

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

実応力度は以下の式により求める。

コンクリートの曲げ圧縮応力度

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

鉄筋の曲げ引張応力度

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

コンクリートのせん断応力度

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

ここに、

b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (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)	1.14×10^6	1.23×10^6
	せん断力 S (N)	8.54×10^3	9.26×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	2.04	2.20
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	25.5	27.5
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.17	0.19
	τ_{ca}	0.45	0.54