

CLP-F (H) 2500 × (B) 1750 × (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	$H = 2.500 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 104.50 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	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

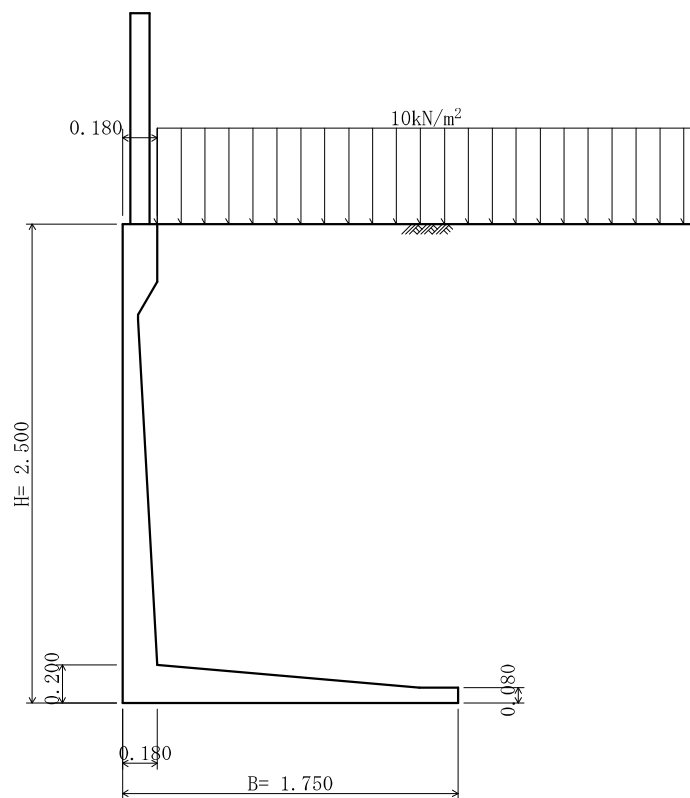
1.5 参考文献

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) 2500 × (B) 1750 × (L) 2000 標準



§3 計算結果

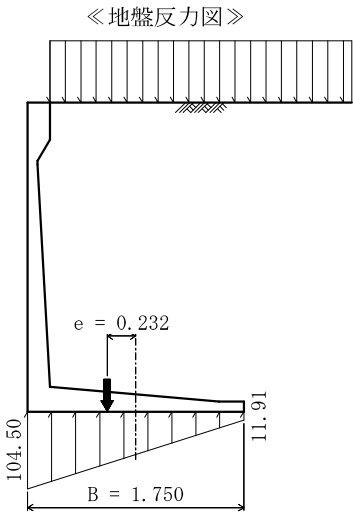
3.1 安定計算結果

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

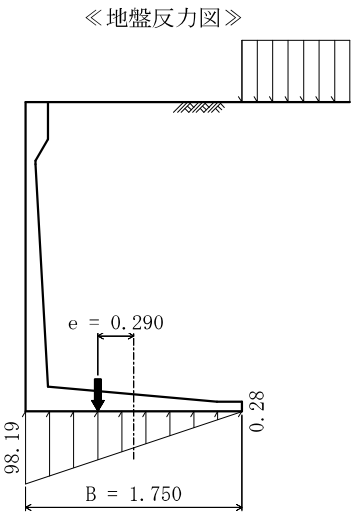
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
101.86	28.13	0.232	3.80	2.09	104.50	11.91	O. K.
許 容 値		0.292	1.50	1.50			



3.1.2 常 時 [載荷重なし]

(1) 安定計算

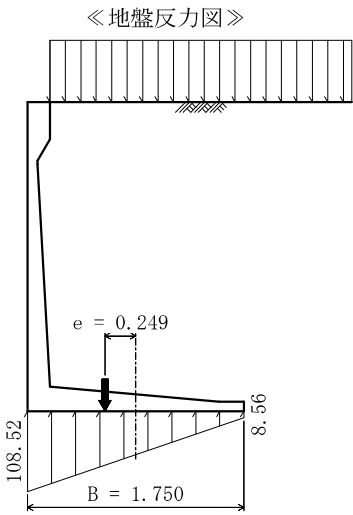
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
86.16	28.13	0.290	3.15	1.77	98.19	0.28	0. K.
許 容 値		0.292	1.50	1.50			



3.1.3 フェンス荷重時〔載荷重あり〕

(1) 安定計算

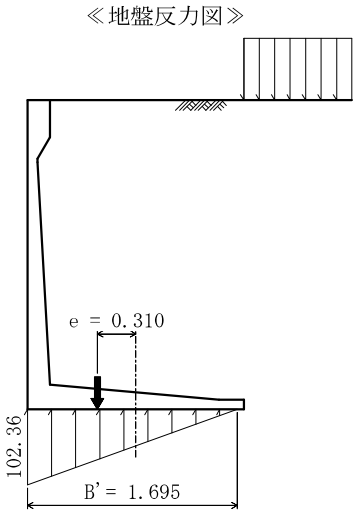
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
102.45	28.53	0.249	3.58	2.07	108.52	8.56	0. K.
許 容 値		0.583	1.20	1.20			



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
86.75	28.53	0.310	2.97	1.75	102.36	0. K.
許 容 値		0.583	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 - 6.5 1291	
		x (mm)	28.7	
	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)	1.68×10^3	2.08×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.48	1.53
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	5.4	17.0
		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)	150	
		As (mm ²)	D16 - 6.5 1291	
		x (mm)	59.3	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	16.07×10^6	17.43×10^6
		せん断力 S (N)	20.95×10^3	21.35×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.16	4.51
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	95.6	103.7
		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)	170	
		As (mm ²)	D16 - 6.5 1291	
		x (mm)	64.1	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	16.07×10^6	17.43×10^6
		せん断力 S (N)	7.51×10^3	7.58×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	3.37	3.66
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	83.7	90.8
		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 - 6.5 1291	
		x (mm)	28.7	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.88×10^6	0.93×10^6
		せん断力 S (N)	8.41×10^3	8.95×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.52	1.60
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	16.9	17.8
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.17	0.18
		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

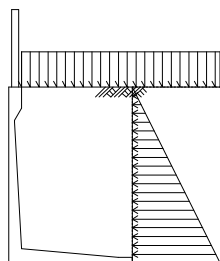
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

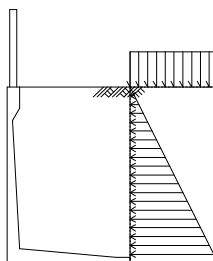
- | | |
|---------|--------------------|
| 常時 | 自重（＋載荷重）＋土圧 |
| フェンス荷重時 | 自重（＋載荷重）＋土圧＋フェンス荷重 |

4.1.1 荷重の組合せ一覧

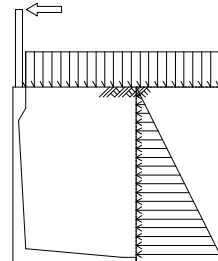
1) 常時[載荷重あり]



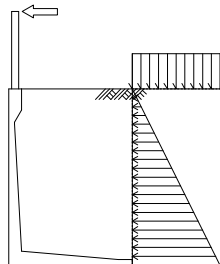
2) 常時[載荷重なし]



3) フェンス荷重時[載荷重あり]

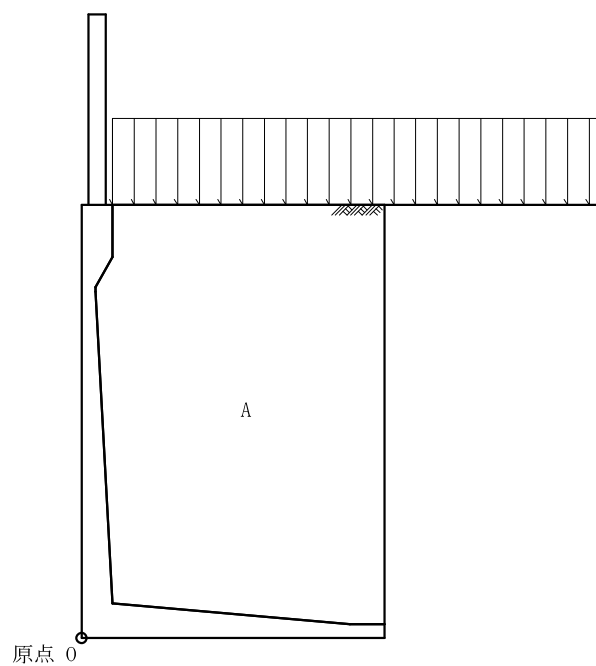


4) フェンス荷重時[載荷重なし]



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 あたりに行なう。



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)
	1.750	2.500	4.375	0.875	1.250	3.8281	5.4688
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	2.300	-3.151	0.865	1.350	-2.7256	-4.2539
e	-1/2 × 1.370	0.120	-0.082	1.093	0.160	-0.0896	-0.0131
f	0.200	2.420	-0.484	1.650	1.290	-0.7986	-0.6244
合 計			0.556			0.1994	0.4266

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.556 \times 1.000 = 0.556 \text{ (m}^3\text{)}$$

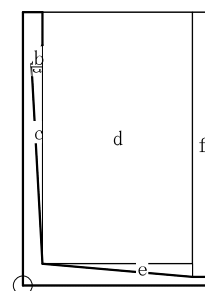
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.556 \times 24.5 = 13.62 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.1994}{0.556} = 0.359 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.4266}{0.556} = 0.767 \text{ (m)}$$



(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)
	1.670	2.420	4.041	0.915	1.290	3.6975	5.2129
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	0.300	-0.030	0.130	2.350	-0.0039	-0.0705
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			3.818			3.6286	5.0396

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 3.818 \times 1.000 = 3.818 \text{ (m}^3\text{)}$$

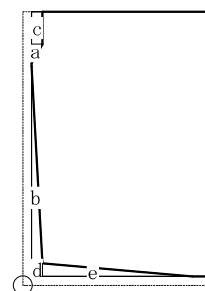
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 3.818 \times 19.0 = 72.54 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{3.6286}{3.818} = 0.950 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{5.0396}{3.818} = 1.320 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.570 \times 1.000 = 15.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.750 - \frac{1.570}{2} = 0.965 \text{ (m)}$$

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

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

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

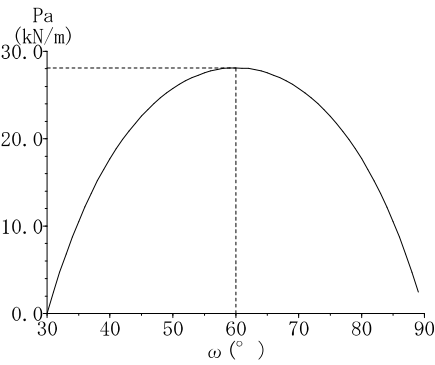
ここに、

- 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)

$h = 2.500 \text{ (m)}$

(1) 常 時

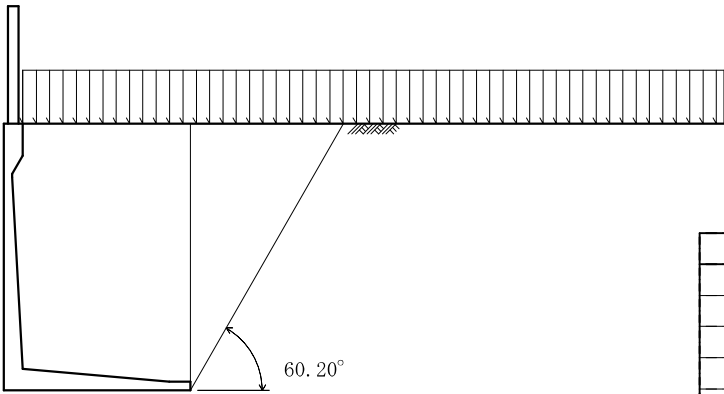
$\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $W = 48.33 \text{ (kN/m)}$ [載荷重 : 14.32]
 $\omega = 60.20 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{48.33 \times \sin(60.20 - 30.00)}{\cos(60.20 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$

$= 28.13 \text{ (kN/m)}$



ω	Pa	W
65.00	27.546	39.34
64.00	27.756	41.15
63.00	27.918	42.99
62.00	28.038	44.87
61.00	28.102	46.77
* 60.20	28.129	48.33
60.00	28.123	48.71
59.00	28.103	50.70
58.00	28.037	52.73
57.00	27.917	54.79
56.00	27.757	56.91

鉛直荷重

$V = 28.13 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$

水平荷重

$H = 28.13 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 28.13 \text{ (kN)}$

作用位置

$x = 1.750 \text{ (m)}$
 $y = \frac{2.500}{3} = 0.833 \text{ (m)}$

(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

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

$$y = 2.500 + 1.100 = 3.600 \text{ (m)}$$

§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 $B = 1.750$ (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 $B = 1.750$ (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 $B = 1.750$ (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)

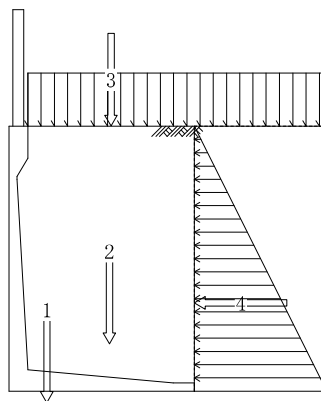
d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

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	13.62		0.359	0.767	4.89	
2	裏込め土	72.54		0.950	1.320	68.91	
3	載荷重	15.70		0.965	2.500	15.15	
4	土圧		28.13	1.750	0.833		23.43
合 計 Σ		101.86	28.13			88.95	23.43

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{101.86 \times 0.577 + 0.0 \times 1.750 \times 1.000}{28.13}$$

$$= 2.09 \geq F_{sa} = 1.5$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

2) 転倒に対する安定

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{88.95}{23.43} = 3.80 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{88.95 - 23.43}{101.86} = 0.643 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.750}{2} - 0.643 = 0.232 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.232 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.292 \text{ (m)}$$

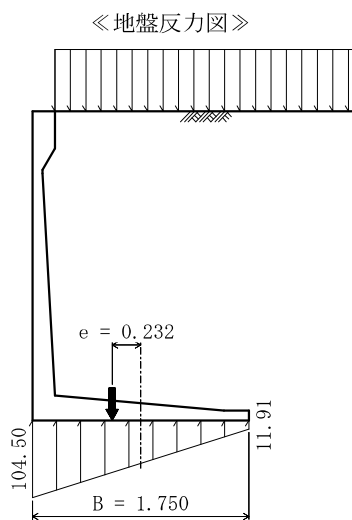
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{101.86}{1.750 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.232}{1.750} \right) \\ &= \begin{cases} 104.50 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 11.91 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

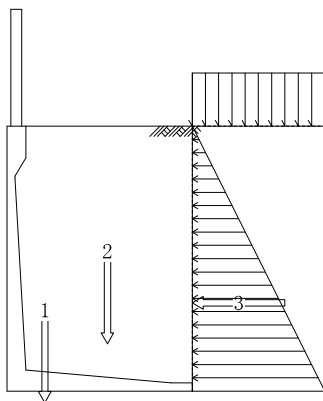
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	13.62		0.359	0.767	4.89	
2	裏込め土	72.54		0.950	1.320	68.91	
3	土圧		28.13	1.750	0.833		23.43
合 計 Σ		86.16	28.13			73.80	23.43

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{86.16 \times 0.577 + 0.0 \times 1.750 \times 1.000}{28.13} = 1.77 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{73.80}{23.43} = 3.15 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、転倒安全率は安定条件を満足している。

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{73.80 - 23.43}{86.16} = 0.585 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.750}{2} - 0.585 = 0.290 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.290 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.292 \text{ (m)}$$

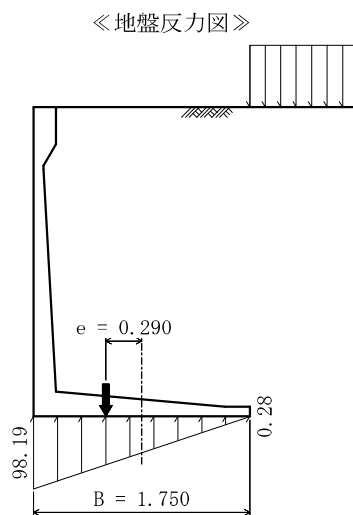
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{86.16}{1.750 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.290}{1.750} \right) \\
 &= \begin{cases} 98.19 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 0.28 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

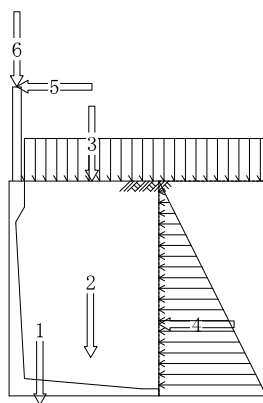
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	13.62		0.359	0.767	4.89	
2	裏込め土	72.54		0.950	1.320	68.91	
3	載荷重	15.70		0.965	2.500	15.15	
4	土圧		28.53	1.750	0.833		23.43
5	フェンス荷重		0.40	0.090	3.600		1.44
6		0.59		0.090	3.600	0.05	
合 計 Σ		102.45	28.53			89.00	24.87

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{102.45 \times 0.577 + 0.0 \times 1.750 \times 1.000}{28.53}$$

$$= 2.07 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{89.00}{24.87} = 3.58 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{89.00 - 24.87}{102.45} = 0.626 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.750}{2} - 0.626 = 0.249 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.249 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.583 \text{ (m)}$$

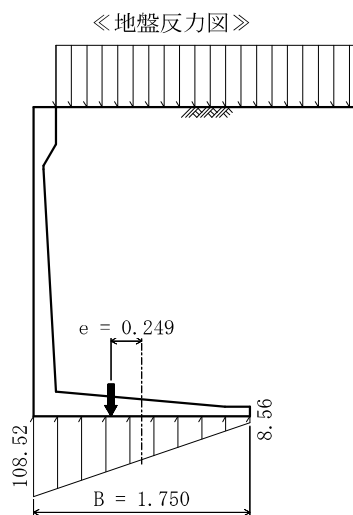
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{102.45}{1.750 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.249}{1.750} \right) \\
 &= \begin{cases} 108.52 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 8.56 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

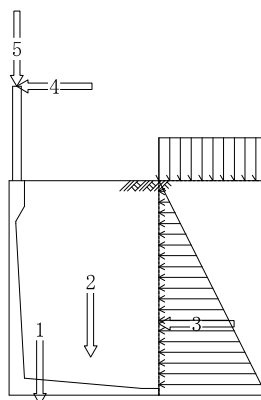
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	13.62		0.359	0.767	4.89	
2	裏込め土	72.54		0.950	1.320	68.91	
3	土圧		28.13	1.750	0.833		23.43
4	フェンス荷重		0.40	0.090	3.600		1.44
5		0.59		0.090	3.600	0.05	
合 計 Σ		86.75	28.53			73.85	24.87

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{86.75 \times 0.577 + 0.0 \times 1.750 \times 1.000}{28.53}$$

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

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{73.85}{24.87} = 2.97 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{73.85 - 24.87}{86.75} = 0.565 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.750}{2} - 0.565 = 0.310 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.310 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.583 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

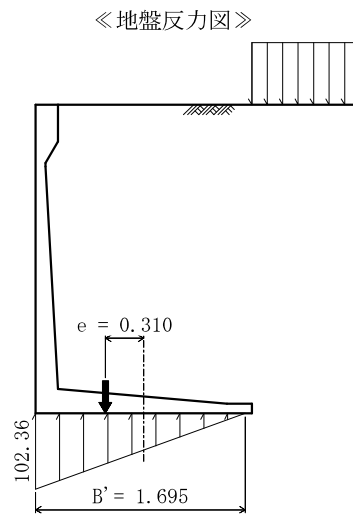
3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 86.75}{3 \times 0.565 \times 1.000}$$

$$= 102.36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

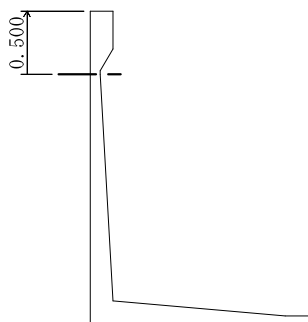


§6 たて壁の部材断面設計

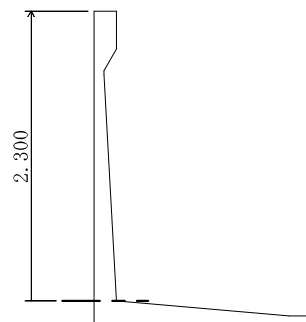
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



6.2 荷重の計算

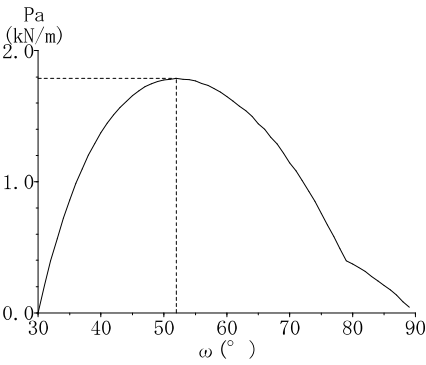
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮し、たて壁自重および土圧の鉛直分力は無視する。

6.2.1 土圧

(1) 常 時

1) 中間部

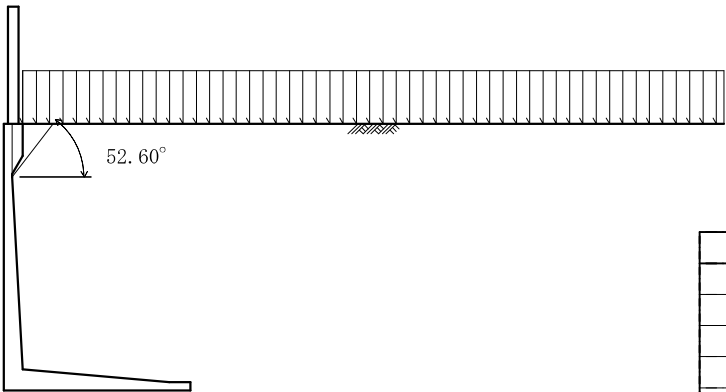
$\alpha = 0.00 (^{\circ})$
 $W = 4.65 \text{ (kN/m)}$ [載荷重: 2.82]
 $\omega = 52.60 (^{\circ})$
 $\delta = 20.00 (^{\circ})$
 $\phi = 30.00 (^{\circ})$



最大主働土圧合力

$$P_a = \frac{4.65 \times \sin(52.60 - 30.00)}{\cos(52.60 - 30.00 - 20.00 - 0.00)}$$

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



ω	P_a	W
57.00	1.734	3.79
56.00	1.750	3.97
55.00	1.769	4.17
54.00	1.778	4.36
53.00	1.780	4.55
* 52.60	1.789	4.65
52.00	1.788	4.77
51.00	1.781	4.97
50.00	1.775	5.19
49.00	1.765	5.42
48.00	1.747	5.65

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	3.400

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		1.68	0.040	0.167		0.28
	合 計 Σ		1.68				0.28
1	土圧		20.95	0.057	0.767		16.07
	合 計 Σ		20.95				16.07

(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		1.68	0.040	0.167		0.28
3	フェンス荷重	0.59		0.050	1.600	0.03	
	合 計 Σ	0.59	2.08			0.03	0.92
1	フェンス荷重		0.40	0.000	3.400		1.36
2	土圧		20.95	0.057	0.767		16.07
3	フェンス荷重	0.59		0.000	3.400	0.00	
	合 計 Σ	0.59	21.35				17.43

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

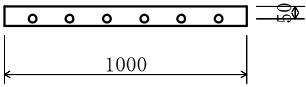
$$M = 17.43$$

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。

有効幅 $b = 1000 \text{ (mm)}$
有効高さ $d = 50 \text{ (mm)}$
鉄筋量 $A_s = D16 - 6.5$
 $= 12.91 \text{ (cm}^2\text{)} = 1291 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 1291}} \right\}$$
$$= 28.7 \text{ (mm)}$$

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、

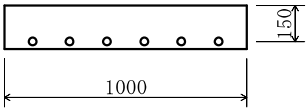
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.28×10^6	0.89×10^6
	せん断力 S (N)	1.68×10^3	2.08×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.48	1.53
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	5.4	17.0
	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 $d = 150 \text{ (mm)}$
鉄筋量 $A_s = D16 - 6.5$
 $= 12.91 \text{ (cm}^2\text{)} = 1291 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 150}{15 \times 1291}} \right\}$$
$$= 59.3 \text{ (mm)}$$

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、

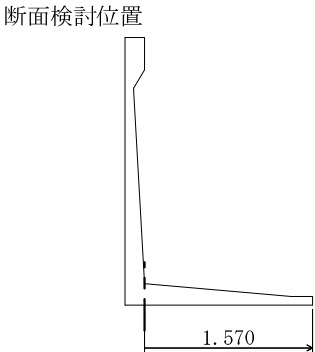
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	16.07×10^6	17.43×10^6
	せん断力 S (N)	20.95×10^3	21.35×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.16	4.51
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	95.6	103.7
	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)
	1.570	0.200	0.314	0.785	0.2465
a	-1/2 × 1.370	0.120	-0.082	0.913	-0.0749
b	-	0.200 × 0.120	-0.024	1.470	-0.0353
合 計			0.208		0.1363

作用位置

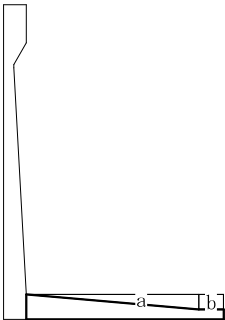
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.1363}{0.208} = 0.655 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.208 \times 24.5 \times 1.000 = 5.10 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 5.10 \times 0.655 = 3.34 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	1.570	2.420	= 3.799	0.785	2.9822
a	-1/2	1.370	0.120	= -0.082	0.457
合 計			3.717		2.9447

作用位置

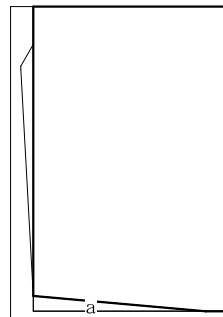
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{2.9447}{3.717} = 0.792 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 3.717 \times 19.0 \times 1.000 = 70.62 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 70.62 \times 0.792 = 55.93 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.570 \times 1.000 = 15.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.785 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 15.70 \times 0.785 = 12.32 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 常 時 [载荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 104.50 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 11.91 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 11.91 + (104.50 - 11.91) \times \frac{1.570}{1.750} \\ &= 94.98 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(94.98 + 11.91) \times 1.570 \times 1.000}{2} \\ &= 83.91 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.570}{3} \times \frac{2 \times 11.91 + 94.98}{11.91 + 94.98} \\ &= 0.582 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 83.91 \times 0.582 = 48.84 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [载荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 98.19 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.28 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.28 + (98.19 - 0.28) \times \frac{1.570}{1.750} \\ &= 88.12 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(88.12 + 0.28) \times 1.570 \times 1.000}{2} \\ &= 69.39 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.570}{3} \times \frac{2 \times 0.28 + 88.12}{0.28 + 88.12} \\ &= 0.525 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 69.39 \times 0.525 = 36.43 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時〔载荷重あり〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 108.52 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 8.56 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 8.56 + (108.52 - 8.56) \times \frac{1.570}{1.750} \\ &= 98.24 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(98.24 + 8.56) \times 1.570 \times 1.000}{2} \\ &= 83.84 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.570}{3} \times \frac{2 \times 8.56 + 98.24}{8.56 + 98.24} \\ &= 0.565 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 83.84 \times 0.565 = 47.37 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 102.36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 102.36 \times \frac{1.515}{1.695} \\ &= 91.49 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(91.49 + 0.00) \times 1.515 \times 1.000}{2} \\ &= 69.30 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.515}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 91.49}{0.00 + 91.49} \\ &= 0.505 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 69.30 \times 0.505 = 35.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	5.10	3.34
2	かかと版上の載荷土	70.62	55.93
3	地盤反力	-83.91	-48.84
4	自動車荷重	15.70	12.32
	合 計 Σ	7.51	22.75

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	5.10	3.34
2	かかと版上の載荷土	70.62	55.93
3	地盤反力	-69.39	-36.43
	合 計 Σ	6.33	22.84

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 $M_o = 16.07$ (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

$$S = 7.51 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 16.07 \text{ (kN・m)}$$

(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	5.10	3.34
2	かかと版上の載荷土	70.62	55.93
3	地盤反力	-83.84	-47.37
4	自動車荷重	15.70	12.32
	合 計 Σ	7.58	24.22

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	5.10	3.34
2	かかと版上の載荷土	70.62	55.93
3	地盤反力	-69.30	-35.00
	合 計 Σ	6.42	24.27

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 $M_o = 17.43$ (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

$$S = 7.58 \text{ (kN)}$$

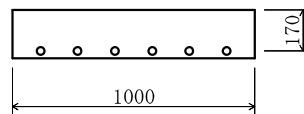
曲げモーメント

$$M = 17.43 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}
 \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\
 \text{有効高さ} \quad d &= 170 \text{ (mm)} \\
 \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 6.5 \\
 &= 12.91 \text{ (cm}^2\text{)} = 1291 \text{ (mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\
 &= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 170}{15 \times 1291}} \right\} \\
 &= 64.1 \text{ (mm)}
 \end{aligned}$$

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、

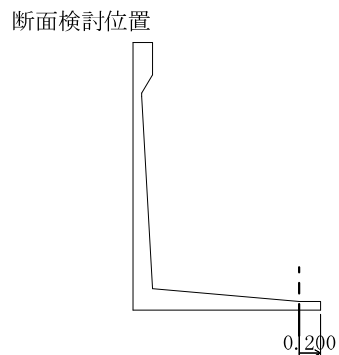
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	16.07×10^6	17.43×10^6
	せん断力 S (N)	7.51×10^3	7.58×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	3.37	3.66
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	83.7	90.8
	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

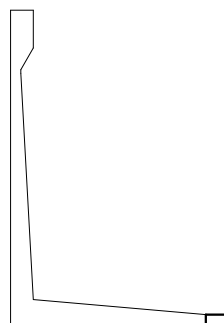
$$A = b \cdot h = 0.200 \times 0.080 = 0.016 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.016 \times 24.5 \times 1.000 = 0.39 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.39 \times 0.100 = 0.04 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

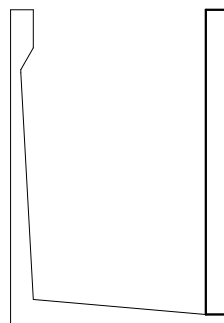
$$A = b \cdot h = 0.200 \times 2.420 = 0.484 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.484 \times 19.0 \times 1.000 = 9.20 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 9.20 \times 0.100 = 0.92 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.200 \times 1.000 = 2.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.100 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.00 \times 0.100 = 0.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 常 時 [載荷重あり]

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 104.50 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 11.91 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 11.91 + (104.50 - 11.91) \times \frac{0.200}{1.750} \\ &= 22.49 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(22.49 + 11.91) \times 0.200 \times 1.000}{2} \\ &= 3.44 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.200}{3} \times \frac{2 \times 11.91 + 22.49}{11.91 + 22.49} \\ &= 0.090 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.44 \times 0.090 = 0.31 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [載荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 98.19 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.28 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.28 + (98.19 - 0.28) \times \frac{0.200}{1.750} \\ &= 11.47 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(11.47 + 0.28) \times 0.200 \times 1.000}{2} \\ &= 1.18 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.200}{3} \times \frac{2 \times 0.28 + 11.47}{0.28 + 11.47} \\ &= 0.068 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.18 \times 0.068 = 0.08 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時 [載荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 108.52 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 8.56 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 8.56 + (108.52 - 8.56) \times \frac{0.200}{1.750} \\ &= 19.98 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(19.98 + 8.56) \times 0.200 \times 1.000}{2} \\ &= 2.85 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.200}{3} \times \frac{2 \times 8.56 + 19.98}{8.56 + 19.98} \\ &= 0.087 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.85 \times 0.087 = 0.25 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 102.36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 102.36 \times \frac{0.145}{1.695}$$

$$= 8.76 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(8.76 + 0.00) \times 0.145 \times 1.000}{2}$$

$$= 0.64 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.145}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 8.76}{0.00 + 8.76}$$

$$= 0.048 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.64 \times 0.048 = 0.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	0.39	0.04
2	かかと版上の载荷土	9.20	0.92
3	地盤反力	-3.44	-0.31
4	自動車荷重	2.00	0.20
	合 計 Σ	8.15	0.85

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	0.39	0.04
2	かかと版上の载荷土	9.20	0.92
3	地盤反力	-1.18	-0.08
	合 計 Σ	8.41	0.88

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 8.41 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 0.88 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(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	0.39	0.04
2	かかと版上の載荷土	9.20	0.92
3	地盤反力	-2.85	-0.25
4	自動車荷重	2.00	0.20
	合 計 Σ	8.74	0.91

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	0.39	0.04
2	かかと版上の載荷土	9.20	0.92
3	地盤反力	-0.64	-0.03
	合 計 Σ	8.95	0.93

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 8.95 \text{ (kN)}$$

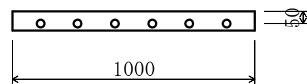
曲げモーメント

$$M = 0.93 \text{ (kN・m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}
 \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\
 \text{有効高さ} \quad d &= 50 \text{ (mm)} \\
 \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 6.5 \\
 &= 12.91 \text{ (cm}^2\text{)} = 1291 \text{ (mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\
 &= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 1291}} \right\} \\
 &= 28.7 \text{ (mm)}
 \end{aligned}$$

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)	0.88×10^6	0.93×10^6
	せん断力 S (N)	8.41×10^3	8.95×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.52	1.60
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	16.9	17.8
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.17	0.18
	τ_{ca}	0.45	0.54