

CLP-F (H) 2800 × (B) 1950 × (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	$H = 2.800 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 115.29 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	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

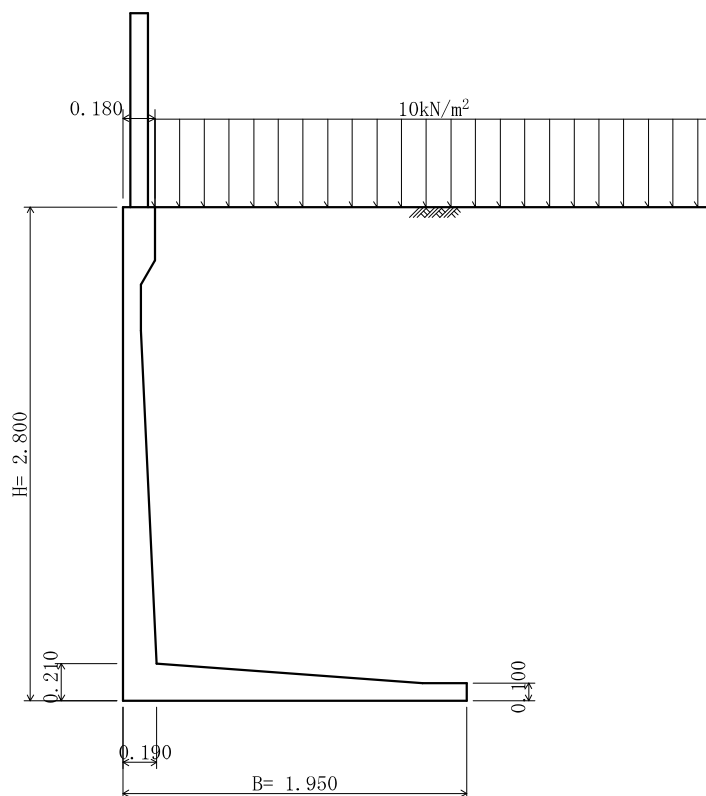
1.5 参考文献

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)2800×(B)1950×(L)2000 標準



§ 3 計算結果

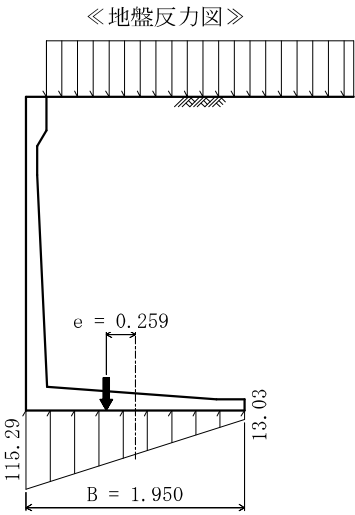
3.1 安定計算結果

安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

3.1.1 常 時 [載荷重あり]

(1) 安定計算

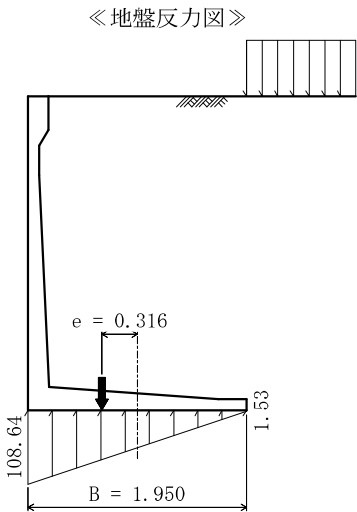
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 F _s	滑 動 安全率 F _s	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
125.11	34.16	0.259	3.81	2.11	115.29	13.03	O. K.
許 容 値		0.325	1.50	1.50			



3.1.2 常 時 [載荷重なし]

(1) 安定計算

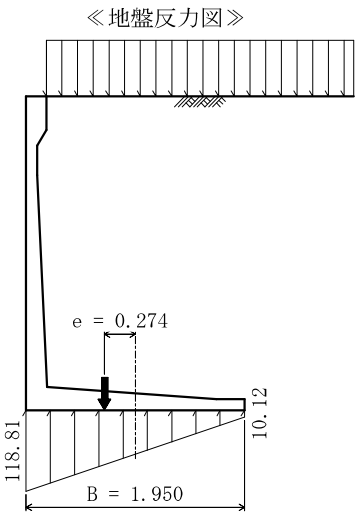
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 F_s	滑 動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
107.41	34.16	0.316	3.22	1.81	108.64	1.53	0. K.
許 容 値		0.325	1.50	1.50			



3.1.3 フェンス荷重時〔载荷重あり〕

(1) 安定計算

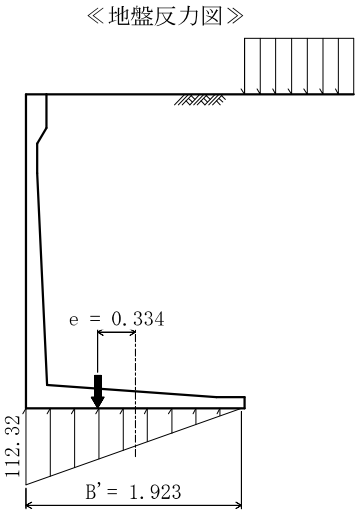
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
125.70	34.56	0.274	3.64	2.10	118.81	10.12	0. K.
許 容 値		0.650	1.20	1.20			



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
108.00	34.56	0.334	3.07	1.80	112.32	0. K.
許 容 値		0.650	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)	60	
		As (mm ²)	D19 - 5.5 1576	
		x (mm)	34.6	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.69×10^6	1.39×10^6
		せん断力 S (N)	2.94×10^3	3.34×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.82	1.66
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	9.0	18.2
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.05	0.06
		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)	D19 - 5.5 1576	
		x (mm)	63.8	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	22.12×10^6	23.60×10^6
		せん断力 S (N)	25.63×10^3	26.03×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	5.39	5.75
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	109.0	116.3
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.17	0.17
		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)	D19 - 5.5 1576	
		x (mm)	69.1	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	22.12×10^6	23.60×10^6
		せん断力 S (N)	8.50×10^3	8.52×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.36	4.65
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	95.5	101.9
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.05	0.05
		τ_{ca}	0.45	0.54

部 材	項 目		常 時	フェンス荷重時
中 間	部 材 断 面	b (mm)	1000	
		d (mm)	60	
		As (mm ²)	D19 - 5.5 1576	
		x (mm)	34.6	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.49×10^6	1.57×10^6
		せん断力 S (N)	11.34×10^3	11.99×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.78	1.87
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	19.5	20.6
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.19	0.20
		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

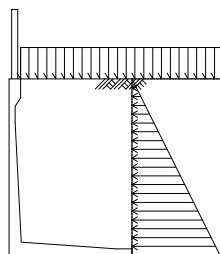
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

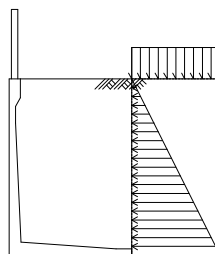
常時 自重（＋載荷重）＋土圧
 フェンス荷重時 自重（＋載荷重）＋土圧＋フェンス荷重

4.1.1 荷重の組合せ一覧

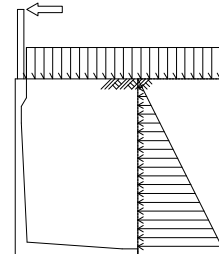
1) 常時[載荷重あり]



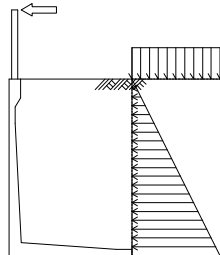
2) 常時[載荷重なし]



3) フェンス荷重時[載荷重あり]

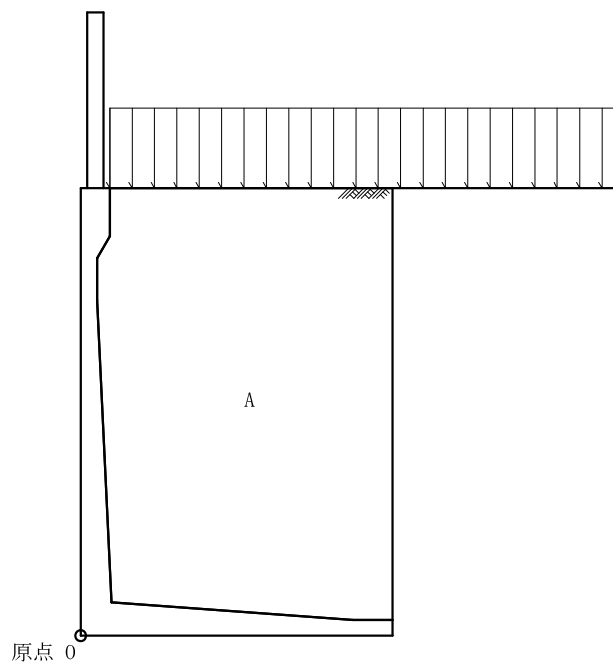


4) フェンス荷重時[載荷重なし]



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)
	1.950	2.800	= 5.460	0.975	1.400	5.3235	7.6440
a	0.080	0.261	= -0.021	0.140	2.231	-0.0029	-0.0469
b	-1/2	0.080	0.139 = -0.006	0.153	2.407	-0.0009	-0.0144
c	-1/2	0.090	1.890 = -0.085	0.160	1.470	-0.0136	-0.1250
d	0.010	0.700	= -0.007	0.185	2.450	-0.0013	-0.0172
e	1.510	2.590	= -3.911	0.945	1.505	-3.6959	-5.8861
f	-1/2	1.510	0.110 = -0.083	1.197	0.173	-0.0994	-0.0144
g	0.250	2.700	= -0.675	1.825	1.450	-1.2319	-0.9788
合 計			0.672			0.2776	0.5612

体積

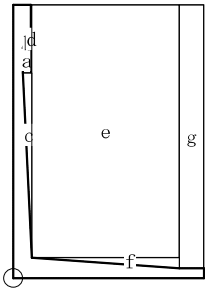
$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.672 \times 1.000 = 0.672 \text{ (m}^3\text{)}$$

荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.672 \times 24.5 = 16.46 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.2776}{0.672} = 0.413 \text{ (m)}$$
$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.5612}{0.672} = 0.835 \text{ (m)}$$



(2) 載荷土

1) 裏込め土

記 号	幅	高さ	面積	重 心 位 置		断面一次モーメント	
	(m)	(m)	A (m ²)	x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	1.850	2.700	4.995	1.025	1.450	5.1199	7.2428
a	-1/2	0.080	0.139	-0.006	0.127	-0.0008	-0.0147
b	-1/2	0.090	1.890	-0.085	0.130	-0.0111	-0.0714
c	-	0.080	0.300	-0.024	0.140	-0.0034	-0.0636
d	-	0.090	0.110	-0.010	0.145	-0.0015	-0.0016
e	-1/2	1.510	0.110	-0.083	0.693	-0.0575	-0.0114
合 計			4.787			5.0456	7.0801

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 4.787 \times 1.000 = 4.787 \text{ (m}^3\text{)}$$

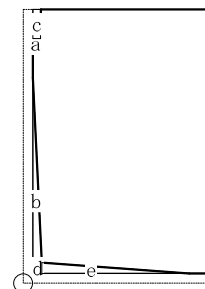
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 4.787 \times 19.0 = 90.95 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{5.0456}{4.787} = 1.054 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{7.0801}{4.787} = 1.479 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.770 \times 1.000 = 17.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.950 - \frac{1.770}{2} = 1.065 \text{ (m)}$$

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、

- P_a : 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、

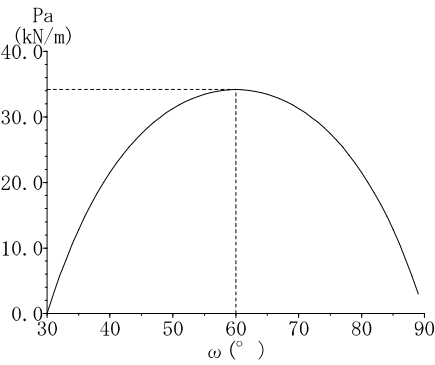
V , H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)

L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

$h = 2.800 \text{ (m)}$

(1) 常 時

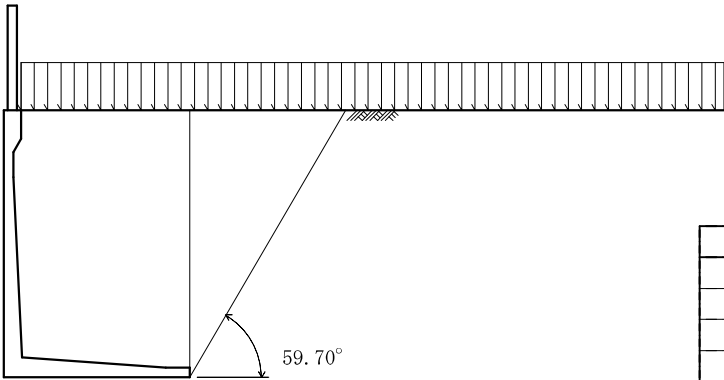
$\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $W = 59.89 \text{ (kN/m)}$ [載荷重 : 16.36]
 $\omega = 59.70 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{59.89 \times \sin(59.70 - 30.00)}{\cos(59.70 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$

$$= 34.16 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
64.00	33.712	49.98
63.00	33.906	52.21
62.00	34.043	54.48
61.00	34.135	56.81
60.00	34.156	59.16
* 59.70	34.161	59.89
59.00	34.129	61.57
58.00	34.045	64.03
57.00	33.914	66.56
56.00	33.712	69.12
55.00	33.462	71.76

鉛直荷重

$V = 34.16 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$

水平荷重

$H = 34.16 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 34.16 \text{ (kN)}$

作用位置

$x = 1.950 \text{ (m)}$
 $y = \frac{2.800}{3} = 0.933 \text{ (m)}$

(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

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

$$y = 2.800 + 1.100 = 3.900 \text{ (m)}$$

§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 $B = 1.950$ (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 $B = 1.950$ (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 $B = 1.950$ (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)

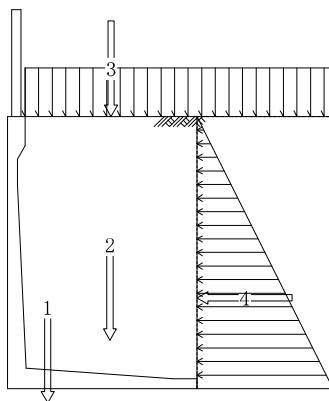
d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

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	16.46		0.413	0.835	6.80	
2	裏込め土	90.95		1.054	1.479	95.86	
3	載荷重	17.70		1.065	2.800	18.85	
4	土圧		34.16	1.950	0.933		31.87
合 計 Σ		125.11	34.16			121.51	31.87

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{125.11 \times 0.577 + 0.0 \times 1.950 \times 1.000}{34.16}$$

$$= 2.11 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{121.51}{31.87} = 3.81 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、転倒安全率は安定条件を満足している。

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{121.51 - 31.87}{125.11} = 0.716 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.950}{2} - 0.716 = 0.259 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.259 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.325 \text{ (m)}$$

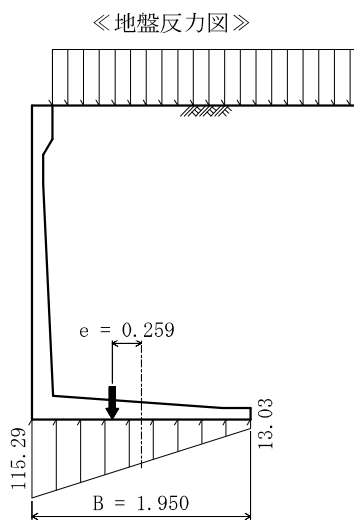
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{125.11}{1.950 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.259}{1.950}\right) \\ &= \begin{cases} 115.29 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 13.03 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

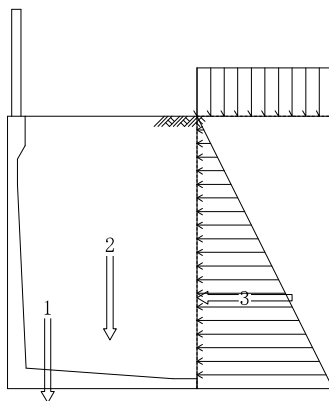
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	16.46		0.413	0.835	6.80	
2	裏込め土	90.95		1.054	1.479	95.86	
3	土圧		34.16	1.950	0.933		31.87
合 計 Σ		107.41	34.16			102.66	31.87

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{107.41 \times 0.577 + 0.0 \times 1.950 \times 1.000}{34.16}$$

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

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{102.66}{31.87} = 3.22 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{102.66 - 31.87}{107.41} = 0.659 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.950}{2} - 0.659 = 0.316 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.316 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.325 \text{ (m)}$$

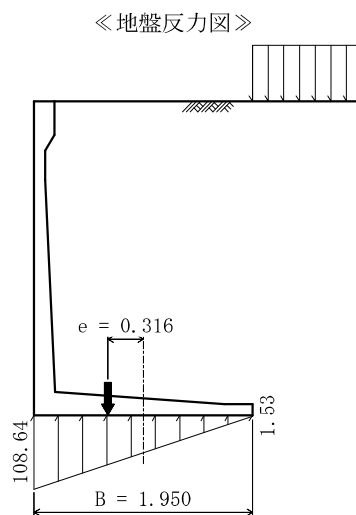
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{107.41}{1.950 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.316}{1.950} \right) \\
 &= \begin{cases} 108.64 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 1.53 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

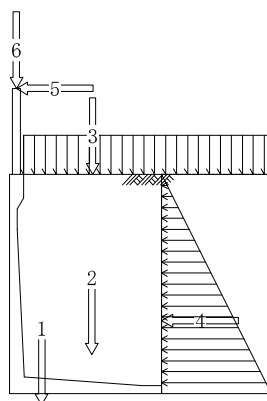
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



5.2.3 フェンス荷重時〔載荷重あり〕

No	荷 重 名	荷 重		作用位置		モーメント	
		鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)
1	躯体	16.46		0.413	0.835	6.80	
2	裏込め土	90.95		1.054	1.479	95.86	
3	載荷重	17.70		1.065	2.800	18.85	
4	土圧		34.56	1.950	0.933		31.87
5	フェンス荷重		0.40	0.090	3.900		1.56
6		0.59		0.090	3.900	0.05	
合 計 Σ		125.70	34.56			121.56	33.43

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{125.70 \times 0.577 + 0.0 \times 1.950 \times 1.000}{34.56}$$

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

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{121.56}{33.43} = 3.64 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{121.56 - 33.43}{125.70} = 0.701 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.950}{2} - 0.701 = 0.274 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.274 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.650 \text{ (m)}$$

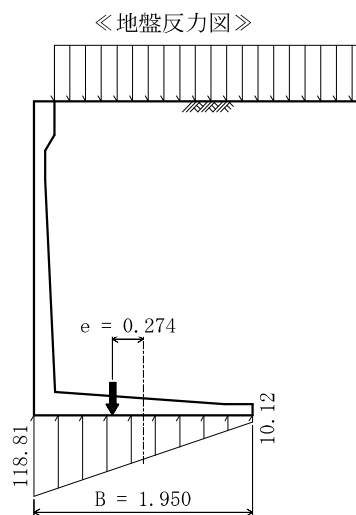
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{125.70}{1.950 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.274}{1.950} \right) \\
 &= \begin{cases} 118.81 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 10.12 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

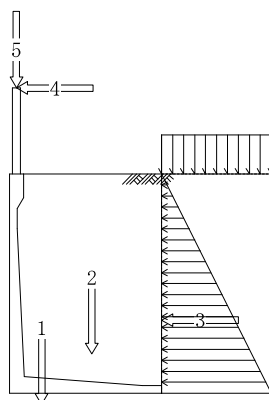
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	16.46		0.413	0.835	6.80	
2	裏込め土	90.95		1.054	1.479	95.86	
3	土圧		34.16	1.950	0.933		31.87
4	フェンス荷重		0.40	0.090	3.900		1.56
5		0.59		0.090	3.900	0.05	
合 計 Σ		108.00	34.56			102.71	33.43

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{108.00 \times 0.577 + 0.0 \times 1.950 \times 1.000}{34.56}$$

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

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{102.71}{33.43} = 3.07 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{102.71 - 33.43}{108.00} = 0.641 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.950}{2} - 0.641 = 0.334 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.334 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.650 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

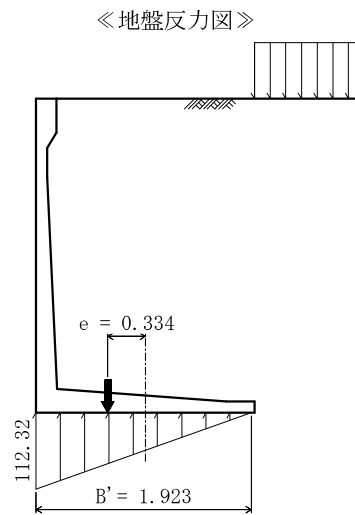
3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 108.00}{3 \times 0.641 \times 1.000}$$

$$= 112.32 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

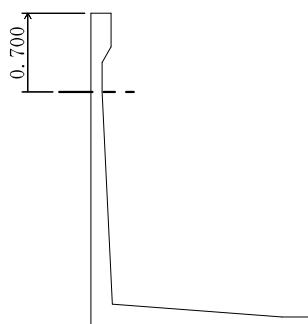


§6 たて壁の部材断面設計

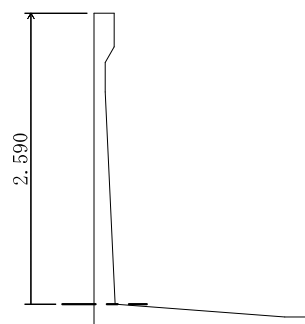
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

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

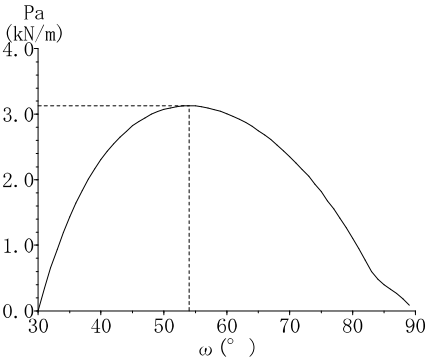
α = 0.00 (°)

W = 7.71 (kN/m) [載荷重: 4.30]

ω = 53.90 (°)

δ = 20.00 (°)

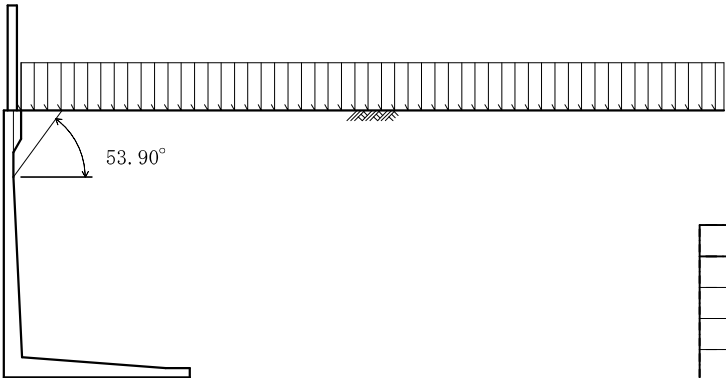
ϕ = 30.00 (°)



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{7.71 \times \sin(53.90 - 30.00)}{\cos(53.90 - 30.00 - 20.00 - 0.00)}$$

$$= 3.13 \text{ (kN/m)}$$



ω	Pa	W
58.00	3.072	6.48
57.00	3.097	6.77
56.00	3.112	7.06
55.00	3.127	7.37
54.00	3.127	7.67
* 53.90	3.131	7.71
53.00	3.126	7.99
52.00	3.111	8.30
51.00	3.093	8.63
50.00	3.075	8.99
49.00	3.038	9.33

2) つけ根

$$\begin{aligned}\alpha &= 2.18 \text{ (}^\circ\text{)} \\ W &= 62.31 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 17.37] \\ \omega &= 56.30 \text{ (}^\circ\text{)} \\ \delta &= 20.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\ \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}\end{aligned}$$

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	3.690

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		2.94	0.050	0.233		0.69
	合 計 Σ		2.94				0.69
1	土圧		25.63	0.062	0.863		22.12
	合 計 Σ		25.63				22.12

(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	0.040	1.800		0.72
2	土圧		2.94	0.050	0.233		0.69
3	フェンス荷重	0.59		0.040	1.800	0.02	
	合 計 Σ	0.59	3.34			0.02	1.41
1	フェンス荷重		0.40	-0.005	3.690		1.48
2	土圧		25.63	0.062	0.863		22.12
3	フェンス荷重	0.59		-0.005	3.690	0.00	
	合 計 Σ	0.59	26.03				23.60

設計断面力を次式により算出する。

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

中間部

$$M = 1.41 - 0.02 = 1.39 \text{ (kN・m)}$$

つけ根

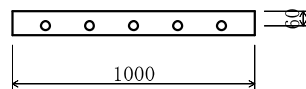
$$M = 23.60$$

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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 60 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 5.5 \\ &= 15.76 \text{ (cm}^2\text{)} = 1576 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1576}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 60}{15 \times 1576}} \right\} \\ &= 34.6 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

実応力度は以下の式により求める。

コンクリートの曲げ圧縮応力度

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

鉄筋の曲げ引張応力度

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

コンクリートのせん断応力度

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

ここに、

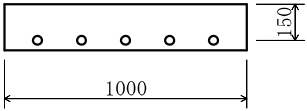
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.69×10^6	1.39×10^6
	せん断力 S (N)	2.94×10^3	3.34×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.82	1.66
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	9.0	18.2
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.05	0.06
	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 $A_s = D19 - 5.5$
 $= 15.76 \text{ (cm}^2\text{)} = 1576 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 1576}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 150}{15 \times 1576}} \right\}$$
$$= 63.8 \text{ (mm)}$$

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、

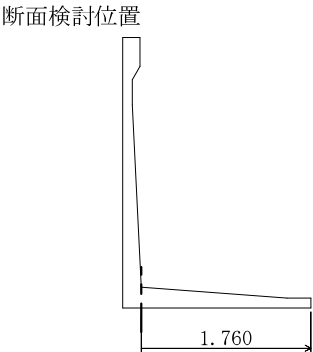
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	22.12×10^6	23.60×10^6
	せん断力 S (N)	25.63×10^3	26.03×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	5.39	5.75
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	109.0	116.3
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.17	0.17
	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)
	1.760	0.210	0.370	0.880	0.3256
a	-1/2 × 1.510	0.110	-0.083	1.007	-0.0836
b	-0.250	0.110	-0.028	1.635	-0.0458
合計			0.259		0.1962

作用位置

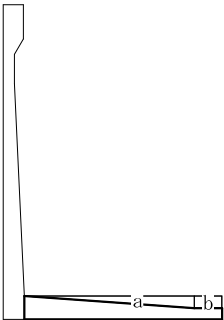
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.1962}{0.259} = 0.758 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.259 \times 24.5 \times 1.000 = 6.35 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.35 \times 0.758 = 4.81 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	1.760	2.700	4.752	0.880	4.1818
a	-1/2	1.510	0.110	-0.083	-0.0417
合 計			4.669		4.1401

作用位置

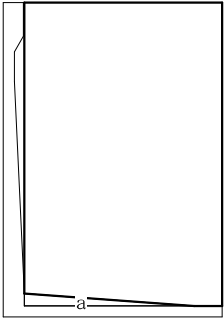
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{4.1401}{4.669} = 0.887 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 4.669 \times 19.0 \times 1.000 = 88.71 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 88.71 \times 0.887 = 78.69 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.760 \times 1.000 = 17.60 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.880 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 17.60 \times 0.880 = 15.49 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 常 時 [载荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 115.29 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.03 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.03 + (115.29 - 13.03) \times \frac{1.760}{1.950} \\ &= 105.33 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(105.33 + 13.03) \times 1.760 \times 1.000}{2} \\ &= 104.16 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.760}{3} \times \frac{2 \times 13.03 + 105.33}{13.03 + 105.33} \\ &= 0.651 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 104.16 \times 0.651 = 67.81 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [载荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 108.64 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.53 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.53 + (108.64 - 1.53) \times \frac{1.760}{1.950} \\ &= 98.20 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(98.20 + 1.53) \times 1.760 \times 1.000}{2} \\ &= 87.76 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.760}{3} \times \frac{2 \times 1.53 + 98.20}{1.53 + 98.20} \\ &= 0.596 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 87.76 \times 0.596 = 52.30 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時〔载荷重あり〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 118.81 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 10.12 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 10.12 + (118.81 - 10.12) \times \frac{1.760}{1.950} \\ &= 108.22 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(108.22 + 10.12) \times 1.760 \times 1.000}{2} \\ &= 104.14 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.760}{3} \times \frac{2 \times 10.12 + 108.22}{10.12 + 108.22} \\ &= 0.637 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 104.14 \times 0.637 = 66.34 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 112.32 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 112.32 \times \frac{1.733}{1.923} \\ &= 101.22 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(101.22 + 0.00) \times 1.733 \times 1.000}{2} \\ &= 87.71 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.733}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 101.22}{0.00 + 101.22} \\ &= 0.578 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 87.71 \times 0.578 = 50.70 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	6.35	4.81
2	かかと版上の載荷土	88.71	78.69
3	地盤反力	-104.16	-67.81
4	自動車荷重	17.60	15.49
	合 計 Σ	8.50	31.18

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	6.35	4.81
2	かかと版上の載荷土	88.71	78.69
3	地盤反力	-87.76	-52.30
	合 計 Σ	7.30	31.20

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 $M_o = 22.12$ (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

$$S = 8.50 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 22.12 \text{ (kN・m)}$$

(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	6.35	4.81
2	かかと版上の載荷土	88.71	78.69
3	地盤反力	-104.14	-66.34
4	自動車荷重	17.60	15.49
	合 計 Σ	8.52	32.65

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	6.35	4.81
2	かかと版上の載荷土	88.71	78.69
3	地盤反力	-87.71	-50.70
	合 計 Σ	7.35	32.80

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 $M_o = 23.60$ (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

$$S = 8.52 \text{ (kN)}$$

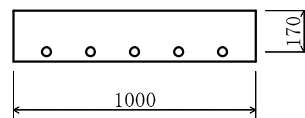
曲げモーメント

$$M = 23.60 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}
 \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\
 \text{有効高さ} \quad d &= 170 \text{ (mm)} \\
 \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 \times 5.5 \\
 &= 15.76 \text{ (cm}^2\text{)} = 1576 \text{ (mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\
 &= \frac{15 \times 1576}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 170}{15 \times 1576}} \right\} \\
 &= 69.1 \text{ (mm)}
 \end{aligned}$$

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、

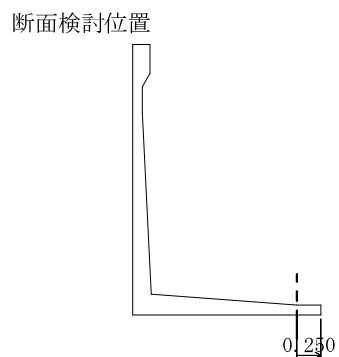
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	22.12×10^6	23.60×10^6
	せん断力 S (N)	8.50×10^3	8.52×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.36	4.65
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	95.5	101.9
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.05	0.05
	τ_{ca}	0.45	0.54

§ 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

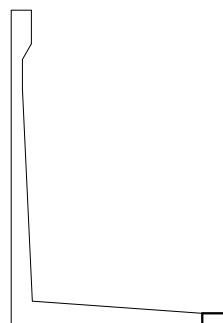
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 0.100 = 0.025 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.025 \times 24.5 \times 1.000 = 0.61 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.61 \times 0.125 = 0.08 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

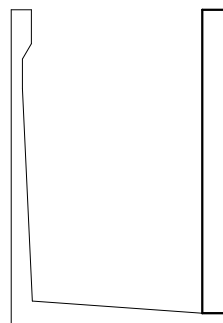
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 2.700 = 0.675 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.675 \times 19.0 \times 1.000 = 12.83 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 12.83 \times 0.125 = 1.60 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$q_1 = 115.29 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.03 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.03 + (115.29 - 13.03) \times \frac{0.250}{1.950} \\ &= 26.14 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(26.14 + 13.03) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 4.90 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 13.03 + 26.14}{13.03 + 26.14} \\ &= 0.111 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.90 \times 0.111 = 0.54 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [載荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 108.64 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.53 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.53 + (108.64 - 1.53) \times \frac{0.250}{1.950} \\ &= 15.26 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(15.26 + 1.53) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 2.10 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 1.53 + 15.26}{1.53 + 15.26} \\ &= 0.091 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.10 \times 0.091 = 0.19 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時 [載荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 118.81 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 10.12 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 10.12 + (118.81 - 10.12) \times \frac{0.250}{1.950} \\ &= 24.05 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(24.05 + 10.12) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 4.27 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 10.12 + 24.05}{10.12 + 24.05} \\ &= 0.108 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.27 \times 0.108 = 0.46 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 112.32 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 112.32 \times \frac{0.223}{1.923}$$

$$= 13.03 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(13.03 + 0.00) \times 0.223 \times 1.000}{2}$$

$$= 1.45 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.223}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 13.03}{0.00 + 13.03}$$

$$= 0.074 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.45 \times 0.074 = 0.11 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	0.61	0.08
2	かかと版上の载荷土	12.83	1.60
3	地盤反力	-4.90	-0.54
4	自動車荷重	2.50	0.31
	合 計 Σ	11.04	1.45

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	0.61	0.08
2	かかと版上の载荷土	12.83	1.60
3	地盤反力	-2.10	-0.19
	合 計 Σ	11.34	1.49

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 11.34 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 1.49 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(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	0.61	0.08
2	かかと版上の載荷土	12.83	1.60
3	地盤反力	-4.27	-0.46
4	自動車荷重	2.50	0.31
	合 計 Σ	11.67	1.53

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	0.61	0.08
2	かかと版上の載荷土	12.83	1.60
3	地盤反力	-1.45	-0.11
	合 計 Σ	11.99	1.57

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 11.99 \text{ (kN)}$$

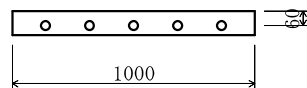
曲げモーメント

$$M = 1.57 \text{ (kN・m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 60 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 5.5 \\ &= 15.76 \text{ (cm}^2\text{)} = 1576 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1576}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 60}{15 \times 1576}} \right\} \\ &= 34.6 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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)	1.49×10^6	1.57×10^6
	せん断力 S (N)	11.34×10^3	11.99×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.78	1.87
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	19.5	20.6
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.19	0.20
	τ_{ca}	0.45	0.54