

CLP-F (H) 3000 × (B) 2050 × (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	$H = 3.000 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 124.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	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

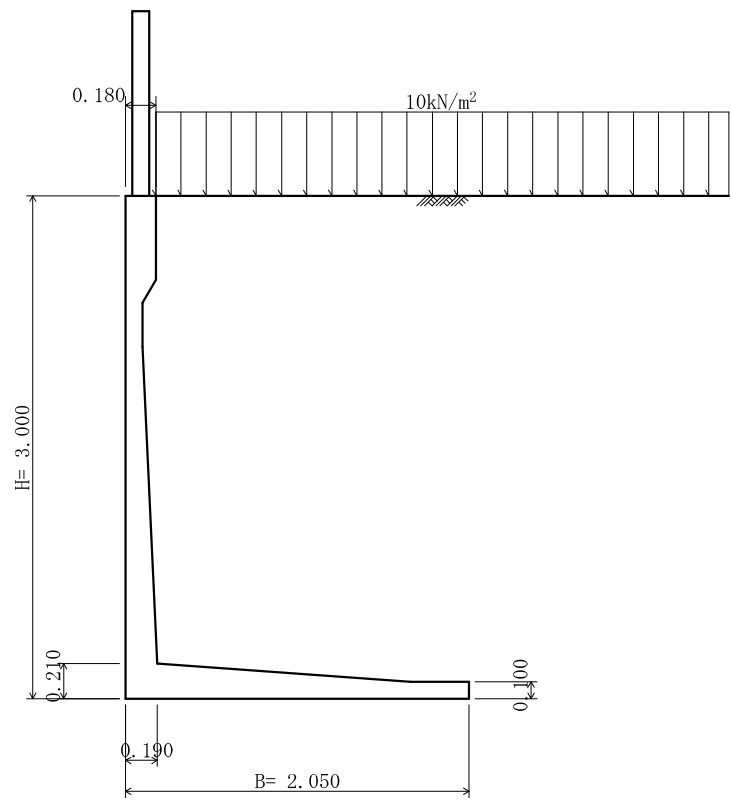
1.5 参考文献

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)3000×(B)2050×(L)2000 標準



§ 3 計算結果

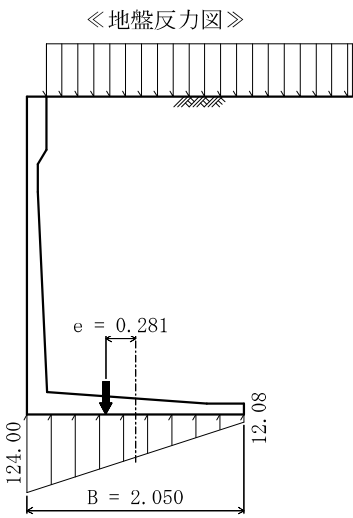
3.1 安定計算結果

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

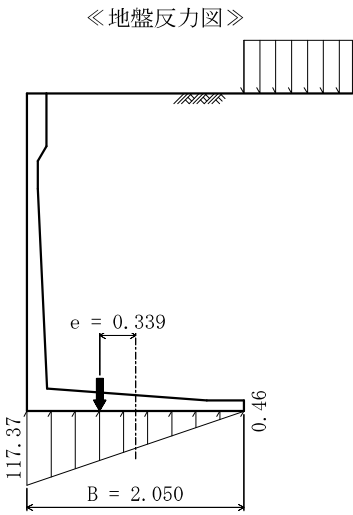
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 Fs	滑 動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
139.48	38.50	0.281	3.69	2.09	124.00	12.08	O. K.
許 容 値		0.342	1.50	1.50			



3.1.2 常 時 [載荷重なし]

(1) 安定計算

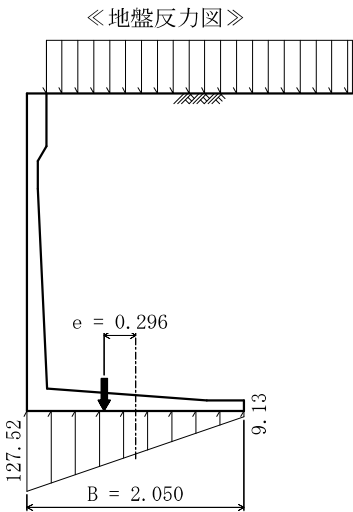
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転 倒 安全率 F_s	滑 動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
120.78	38.50	0.339	3.15	1.81	117.37	0.46	0. K.
許 容 値		0.342	1.50	1.50			



3.1.3 フェンス荷重時〔載荷重あり〕

(1) 安定計算

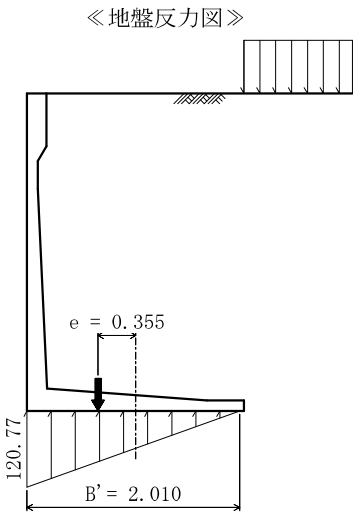
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
140.07	38.90	0.296	3.54	2.08	127.52	9.13	0. K.
許 容 値		0.683	1.20	1.20			



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
121.37	38.90	0.355	3.03	1.80	120.77	0. K.
許 容 値		0.683	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 - 6.5 1862	
		x (mm)	36.3	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.31×10^6	2.09×10^6
		せん断力 S (N)	4.35×10^3	4.75×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.51	2.40
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	14.7	23.4
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.07	0.08
		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 - 6.5 1862	
		x (mm)	67.8	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	27.10×10^6	28.66×10^6
		せん断力 S (N)	29.14×10^3	29.54×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	6.27	6.64
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	114.2	120.8
		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

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 - 6.5 1862	
		x (mm)	73.4	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	27.10×10^6	28.66×10^6
		せん断力 S (N)	9.19×10^3	9.22×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	5.07	5.37
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	100.0	105.8
		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 - 6.5 1862	
		x (mm)	36.3	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	3.10×10^6	3.23×10^6
		せん断力 S (N)	16.50×10^3	17.26×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	3.57	3.72
		σ_{ca}	10.00	12.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	34.8	36.2
		σ_{sa}	160	192
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.28	0.29
		τ_{ca}	0.45	0.54

§4 設計荷重

擁壁に作用する荷重は、以下の荷重を考える。

- ・自重
- ・載荷重
- ・土圧
- ・フェンス荷重

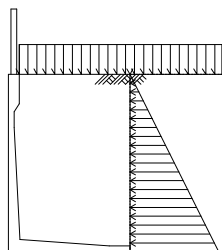
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

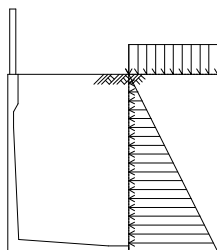
常時 自重（＋載荷重）＋土圧
 フェンス荷重時 自重（＋載荷重）＋土圧＋フェンス荷重

4.1.1 荷重の組合せ一覧

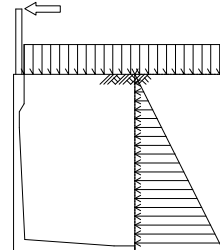
1) 常時[載荷重あり]



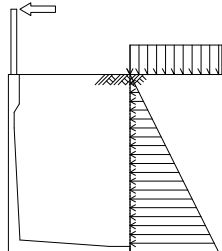
2) 常時[載荷重なし]



3) フェンス荷重時[載荷重あり]

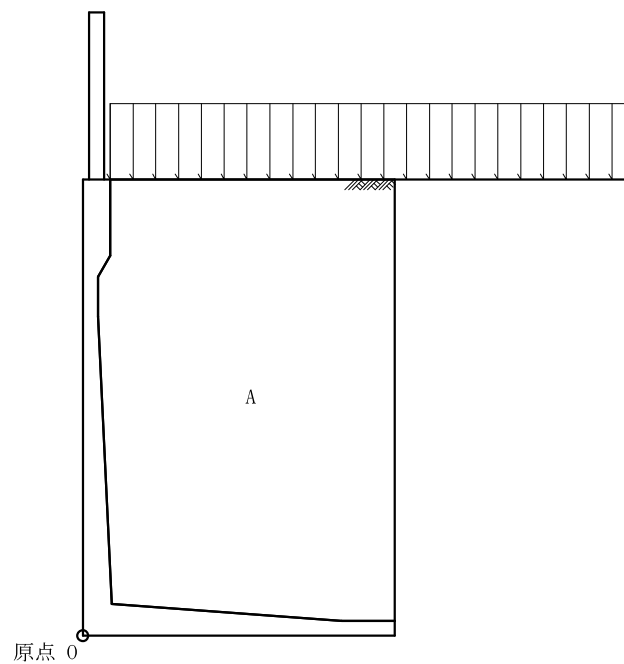


4) フェンス荷重時[載荷重なし]



4.2 荷重の計算

擁壁に作用する荷重の、鉛直荷重 V 、水平荷重 H 、および、原点 O に対する作用位置 (x, y) の計算を奥行き長 1.000 m あたりで行なう。



4.2.1 自重

(1) 躯体

1) 製品

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	2.050	3.000	= 6.150	1.025	1.500	6.3038	9.2250
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	0.900 = -0.009	0.185	2.550	-0.0017	-0.0230
e	-	1.510	2.790 = -4.213	0.945	1.605	-3.9813	-6.7619
f	-1/2	1.510	0.110 = -0.083	1.197	0.173	-0.0994	-0.0144
g	-	0.350	2.900 = -1.015	1.875	1.550	-1.9031	-1.5733
合 計			0.718			0.3009	0.6661

体積

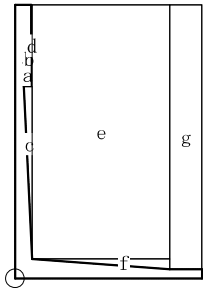
$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.718 \times 1.000 = 0.718 \text{ (m}^3\text{)}$$

荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.718 \times 24.5 = 17.59 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.3009}{0.718} = 0.419 \text{ (m)}$$
$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.6661}{0.718} = 0.928 \text{ (m)}$$



(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)
	1.950	2.900	5.655	1.075	1.550	6.0791	8.7653
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	0.500	-0.040	0.140	-0.0056	-0.1100
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			5.431			6.0026	8.5562

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 5.431 \times 1.000 = 5.431 \text{ (m}^3\text{)}$$

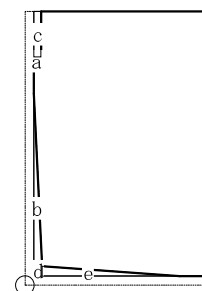
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 5.431 \times 19.0 = 103.19 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{6.0026}{5.431} = 1.105 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{8.5562}{5.431} = 1.575 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.870 \times 1.000 = 18.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 2.050 - \frac{1.870}{2} = 1.115 \text{ (m)}$$

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、

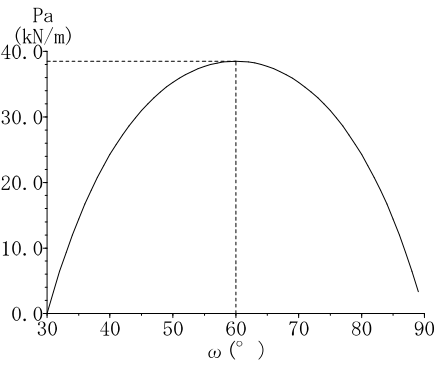
V , H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)

L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

$h = 3.000 \text{ (m)}$

(1) 常 時

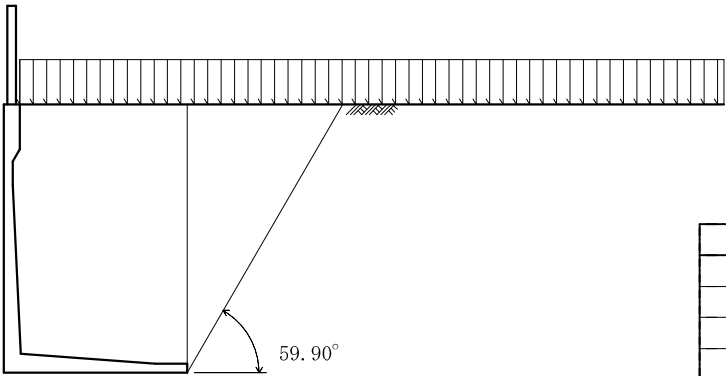
$\alpha = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $W = 66.96 \text{ (kN/m)}$ [載荷重 : 17.39]
 $\omega = 59.90 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\delta = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
 $\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{66.96 \times \sin(59.90 - 30.00)}{\cos(59.90 - 30.00 - 0.00 - 0.00)}$$

$= 38.50 \text{ (kN/m)}$



ω	Pa	W
64.00	38.002	56.34
63.00	38.218	58.85
62.00	38.379	61.42
61.00	38.467	64.02
60.00	38.498	66.68
* 59.90	38.504	66.96
59.00	38.469	69.40
58.00	38.373	72.17
57.00	38.214	75.00
56.00	37.994	77.90
55.00	37.715	80.88

鉛直荷重

$V = 38.50 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$

水平荷重

$H = 38.50 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 38.50 \text{ (kN)}$

作用位置

$x = 2.050 \text{ (m)}$
 $y = \frac{3.000}{3} = 1.000 \text{ (m)}$

(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

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

$$y = 3.000 + 1.100 = 4.100 \text{ (m)}$$

§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 $B = 2.050$ (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 $B = 2.050$ (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/m²)

ΣV : 鉛直荷重 (kN)

B : 擁壁の底版幅 $B = 2.050$ (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)

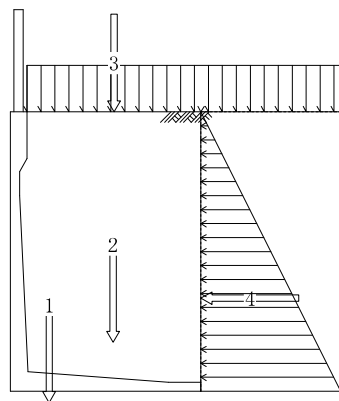
d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

5.2 計算結果

5.2.1 常 時 [载荷重あり]

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	17.59		0.419	0.928	7.37	
2	裏込め土	103.19		1.105	1.575	114.02	
3	载荷重	18.70		1.115	3.000	20.85	
4	土圧		38.50	2.050	1.000		38.50
合 計 Σ		139.48	38.50			142.24	38.50

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{139.48 \times 0.577 + 0.0 \times 2.050 \times 1.000}{38.50}$$

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

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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{142.24}{38.50} = 3.69 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{142.24 - 38.50}{139.48} = 0.744 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.050}{2} - 0.744 = 0.281 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.281 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.342 \text{ (m)}$$

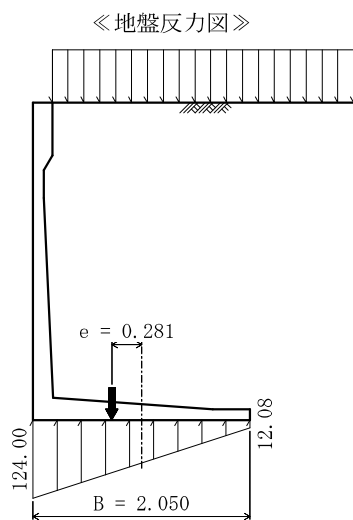
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{139.48}{2.050 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.281}{2.050} \right) \\ &= \begin{cases} 124.00 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 12.08 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

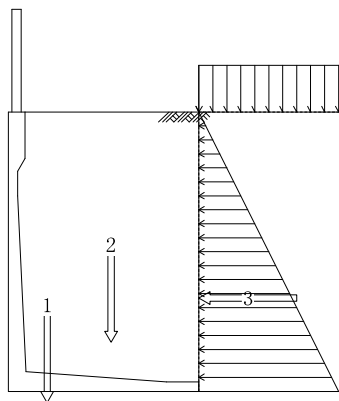
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	17.59		0.419	0.928	7.37	
2	裏込め土	103.19		1.105	1.575	114.02	
3	土圧		38.50	2.050	1.000		38.50
合 計 Σ		120.78	38.50			121.39	38.50

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{120.78 \times 0.577 + 0.0 \times 2.050 \times 1.000}{38.50}$$

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

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{121.39}{38.50} = 3.15 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{121.39 - 38.50}{120.78} = 0.686 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.050}{2} - 0.686 = 0.339 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.339 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.342 \text{ (m)}$$

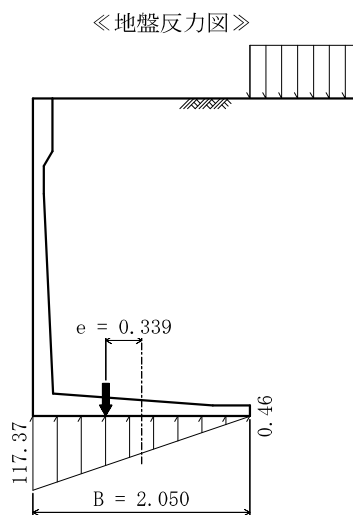
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{120.78}{2.050 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.339}{2.050} \right) \\
 &= \begin{cases} 117.37 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 0.46 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

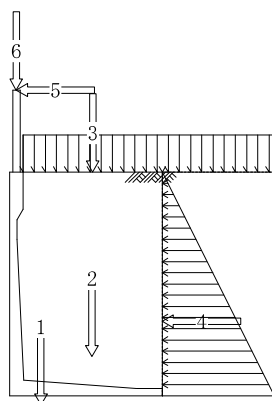
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



5.2.3 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	17.59		0.419	0.928	7.37	
2	裏込め土	103.19		1.105	1.575	114.02	
3	載荷重	18.70		1.115	3.000	20.85	
4	土圧		38.90	2.050	1.000		38.50
5	フェンス荷重		0.40	0.090	4.100		1.64
6		0.59		0.090	4.100	0.05	
合 計 Σ		140.07	38.90			142.29	40.14

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{140.07 \times 0.577 + 0.0 \times 2.050 \times 1.000}{38.90}$$

$$= 2.08 \geq F_{sa} = 1.2$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{142.29}{40.14} = 3.54 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{142.29 - 40.14}{140.07} = 0.729 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.050}{2} - 0.729 = 0.296 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.296 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.683 \text{ (m)}$$

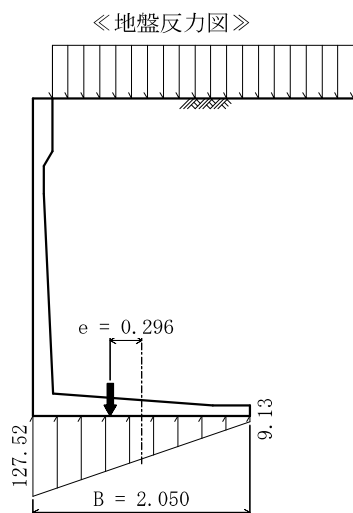
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{140.07}{2.050 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.296}{2.050} \right) \\
 &= \begin{cases} 127.52 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 9.13 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

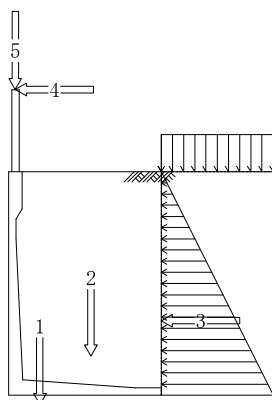
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	17.59		0.419	0.928	7.37	
2	裏込め土	103.19		1.105	1.575	114.02	
3	土圧		38.50	2.050	1.000		38.50
4	フェンス荷重		0.40	0.090	4.100		1.64
5		0.59		0.090	4.100	0.05	
合 計 Σ		121.37	38.90			121.44	40.14

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{121.37 \times 0.577 + 0.0 \times 2.050 \times 1.000}{38.90}$$

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

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{121.44}{40.14} = 3.03 \geq F_{sa} = 1.20$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{121.44 - 40.14}{121.37} = 0.670 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.050}{2} - 0.670 = 0.355 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.355 \text{ (m)} \leq \frac{1}{3} \cdot B = 0.683 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

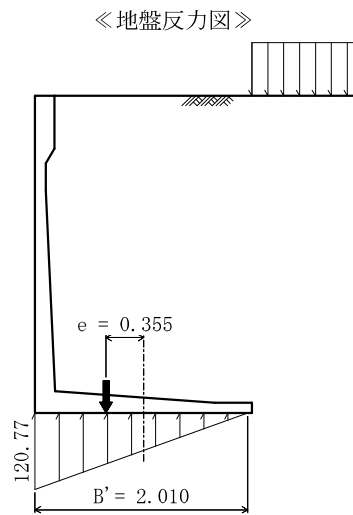
3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 121.37}{3 \times 0.670 \times 1.000}$$

$$= 120.77 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

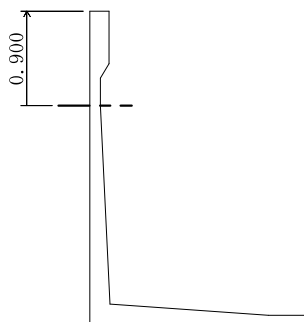


§6 たて壁の部材断面設計

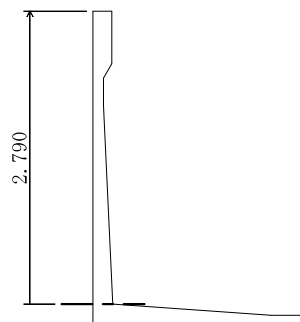
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

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

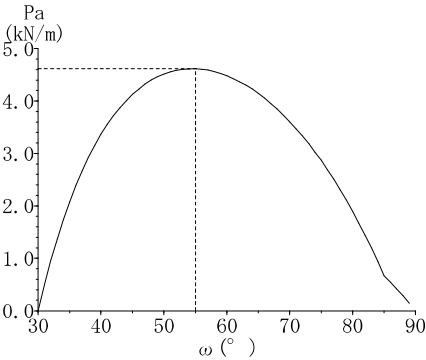
α = 0.00 (°)

W = 10.86 (kN/m) [載荷重 : 5.48]

ω = 55.10 (°)

δ = 20.00 (°)

ϕ = 30.00 (°)



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{10.86 \times \sin(55.10 - 30.00)}{\cos(55.10 - 30.00 - 20.00 - 0.00)}$$

= 4.63 (kN/m)



ω	Pa	W
60.00	4.488	8.84
59.00	4.526	9.22
58.00	4.565	9.63
57.00	4.592	10.04
56.00	4.611	10.46
* 55.10	4.625	10.86
55.00	4.624	10.90
54.00	4.616	11.32
53.00	4.609	11.78
52.00	4.588	12.24
51.00	4.559	12.72

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	2.000
つけ根	0.00	0.40	0.090	3.890

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		4.35	0.050	0.300		1.31
	合 計 Σ		4.35				1.31
1	土圧		29.14	0.060	0.930		27.10
	合 計 Σ		29.14				27.10

(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	2.000		0.80
2	土圧		4.35	0.050	0.300		1.31
3	フェンス荷重	0.59		0.040	2.000	0.02	
	合 計 Σ	0.59	4.75			0.02	2.11
1	フェンス荷重		0.40	-0.005	3.890		1.56
2	土圧		29.14	0.060	0.930		27.10
3	フェンス荷重	0.59		-0.005	3.890	0.00	
	合 計 Σ	0.59	29.54				28.66

設計断面力を次式により算出する。

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

中間部

$$M = 2.11 - 0.02 = 2.09 \text{ (kN・m)}$$

つけ根

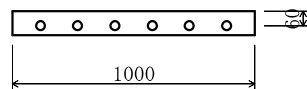
$$M = 28.66$$

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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 60 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 6.5 \\ &= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1862}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 60}{15 \times 1862}} \right\} \\ &= 36.3 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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、

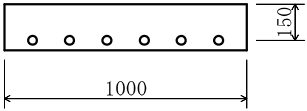
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.31×10^6	2.09×10^6
	せん断力 S (N)	4.35×10^3	4.75×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.51	2.40
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	14.7	23.4
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.07	0.08
	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 $A_s = D19 - 6.5$
 $= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 1862}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 150}{15 \times 1862}} \right\}$$
$$= 67.8 \text{ (mm)}$$

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、

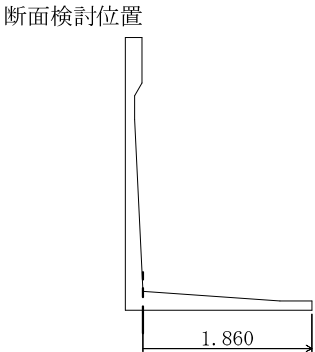
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	27.10×10^6	28.66×10^6
	せん断力 S (N)	29.14×10^3	29.54×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	6.27	6.64
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	114.2	120.8
	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

§ 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)
	1.860	0.210	0.391	0.930	0.3636
a	-1/2 × 1.510	0.110	-0.083	1.007	-0.0836
b	-0.350	0.110	-0.039	1.685	-0.0657
合計			0.269		0.2143

作用位置

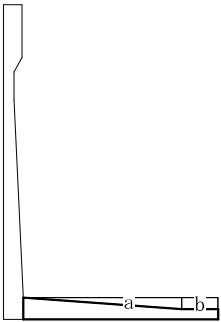
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.2143}{0.269} = 0.797 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.269 \times 24.5 \times 1.000 = 6.59 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.59 \times 0.797 = 5.25 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	1.860	2.900	= 5.394	0.930	5.0164
a	-1/2	1.510	× 0.110 = -0.083	0.503	-0.0417
合 計			5.311		4.9747

作用位置

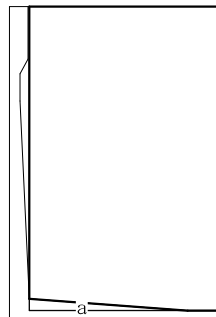
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{4.9747}{5.311} = 0.937 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 5.311 \times 19.0 \times 1.000 = 100.91 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 100.91 \times 0.937 = 94.55 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.860 \times 1.000 = 18.60 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.930 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 18.60 \times 0.930 = 17.30 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 常 時 [载荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 124.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.08 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.08 + (124.00 - 12.08) \times \frac{1.860}{2.050} \\ &= 113.63 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(113.63 + 12.08) \times 1.860 \times 1.000}{2} \\ &= 116.91 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.860}{3} \times \frac{2 \times 12.08 + 113.63}{12.08 + 113.63} \\ &= 0.680 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 116.91 \times 0.680 = 79.50 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [载荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 117.37 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.46 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.46 + (117.37 - 0.46) \times \frac{1.860}{2.050} \\ &= 106.53 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(106.53 + 0.46) \times 1.860 \times 1.000}{2} \\ &= 99.50 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.860}{3} \times \frac{2 \times 0.46 + 106.53}{0.46 + 106.53} \\ &= 0.623 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 99.50 \times 0.623 = 61.99 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時〔载荷重あり〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 127.52 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 9.13 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 9.13 + (127.52 - 9.13) \times \frac{1.860}{2.050} \\ &= 116.55 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(116.55 + 9.13) \times 1.860 \times 1.000}{2} \\ &= 116.88 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.860}{3} \times \frac{2 \times 9.13 + 116.55}{9.13 + 116.55} \\ &= 0.665 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 116.88 \times 0.665 = 77.73 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 120.77 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 120.77 \times \frac{1.820}{2.010} \\ &= 109.35 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(109.35 + 0.00) \times 1.820 \times 1.000}{2} \\ &= 99.51 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.820}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 109.35}{0.00 + 109.35} \\ &= 0.607 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 99.51 \times 0.607 = 60.40 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	6.59	5.25
2	かかと版上の載荷土	100.91	94.55
3	地盤反力	-116.91	-79.50
4	自動車荷重	18.60	17.30
	合 計 Σ	9.19	37.60

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	6.59	5.25
2	かかと版上の載荷土	100.91	94.55
3	地盤反力	-99.50	-61.99
	合 計 Σ	8.00	37.81

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 $M_o = 27.10$ (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

$$S = 9.19 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 27.10 \text{ (kN・m)}$$

(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	6.59	5.25
2	かかと版上の載荷土	100.91	94.55
3	地盤反力	-116.88	-77.73
4	自動車荷重	18.60	17.30
	合 計 Σ	9.22	39.37

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	6.59	5.25
2	かかと版上の載荷土	100.91	94.55
3	地盤反力	-99.51	-60.40
	合 計 Σ	7.99	39.40

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 $M_o = 28.66$ (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

$$S = 9.22 \text{ (kN)}$$

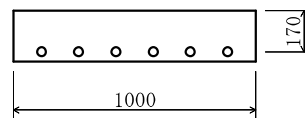
曲げモーメント

$$M = 28.66 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}
 \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\
 \text{有効高さ} \quad d &= 170 \text{ (mm)} \\
 \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 6.5 \\
 &= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\
 &= \frac{15 \times 1862}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 170}{15 \times 1862}} \right\} \\
 &= 73.4 \text{ (mm)}
 \end{aligned}$$

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、

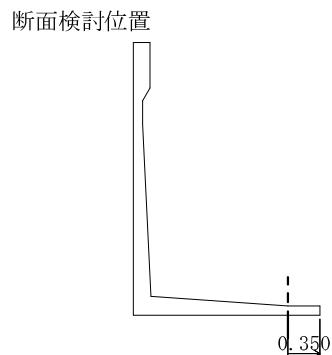
b : 断面の有効幅 (mm) M : 曲げモーメント (N・mm)
 d : 断面の有効高さ (mm) S : せん断力 (N)
 A_s : 鉄筋量 (mm²)

項 目		常 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	27.10×10^6	28.66×10^6
	せん断力 S (N)	9.19×10^3	9.22×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	5.07	5.37
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	100.0	105.8
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.05	0.05
	τ_{ca}	0.45	0.54

§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計

かかと版(中間部)は、下の指定位置を固定端とする片持版として設計する。

8.1 断面検討位置



8.2 荷重の計算

かかと版に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

(1) かかと版自重

面積

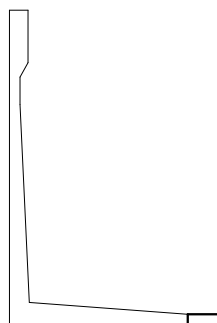
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 0.100 = 0.035 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.035 \times 24.5 \times 1.000 = 0.86 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.86 \times 0.175 = 0.15 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

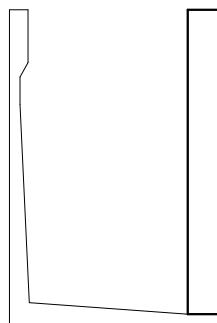
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 2.900 = 1.015 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 1.015 \times 19.0 \times 1.000 = 19.29 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 19.29 \times 0.175 = 3.38 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

1) 常 時

荷重強度

$$q = 10.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

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

作用位置

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

曲げモーメント

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

(4) 地盤反力度

1) 常 時 [載荷重あり]

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 124.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.08 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.08 + (124.00 - 12.08) \times \frac{0.350}{2.050} \\ &= 31.19 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(31.19 + 12.08) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 7.57 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 12.08 + 31.19}{12.08 + 31.19} \\ &= 0.149 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 7.57 \times 0.149 = 1.13 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 常 時 [載荷重なし]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 117.37 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.46 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.46 + (117.37 - 0.46) \times \frac{0.350}{2.050} \\ &= 20.42 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(20.42 + 0.46) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 3.65 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 0.46 + 20.42}{0.46 + 20.42} \\ &= 0.119 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.65 \times 0.119 = 0.43 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時 [載荷重あり]

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 127.52 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 9.13 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 9.13 + (127.52 - 9.13) \times \frac{0.350}{2.050} \\ &= 29.34 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(29.34 + 9.13) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 6.73 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 9.13 + 29.34}{9.13 + 29.34} \\ &= 0.144 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.73 \times 0.144 = 0.97 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

4) フェンス荷重時〔载荷重なし〕

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 120.77 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 \cdot \frac{l_2}{B'} = 120.77 \times \frac{0.310}{2.010}$$

$$= 18.63 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(18.63 + 0.00) \times 0.310 \times 1.000}{2}$$

$$= 2.89 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.310}{3} \times \frac{2 \times 0.00 + 18.63}{0.00 + 18.63}$$

$$= 0.103 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.89 \times 0.103 = 0.30 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	0.86	0.15
2	かかと版上の载荷土	19.29	3.38
3	地盤反力	-7.57	-1.13
4	自動車荷重	3.50	0.61
	合 計 Σ	16.08	3.01

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	0.86	0.15
2	かかと版上の载荷土	19.29	3.38
3	地盤反力	-3.65	-0.43
	合 計 Σ	16.50	3.10

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 16.50 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 3.10 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(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	0.86	0.15
2	かかと版上の載荷土	19.29	3.38
3	地盤反力	-6.73	-0.97
4	自動車荷重	3.50	0.61
	合 計 Σ	16.92	3.17

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	0.86	0.15
2	かかと版上の載荷土	19.29	3.38
3	地盤反力	-2.89	-0.30
	合 計 Σ	17.26	3.23

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 17.26 \text{ (kN)}$$

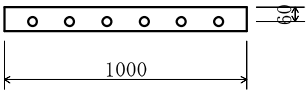
曲げモーメント

$$M = 3.23 \text{ (kN・m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

有効幅 $b = 1000 \text{ (mm)}$
有効高さ $d = 60 \text{ (mm)}$
鉄筋量 $A_s = D19 - 6.5$
 $= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)}$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$
$$= \frac{15 \times 1862}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 60}{15 \times 1862}} \right\}$$
$$= 36.3 \text{ (mm)}$$

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)	3.10×10^6	3.23×10^6
	せん断力 S (N)	16.50×10^3	17.26×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	3.57	3.72
	σ_{ca}	10.00	12.00
鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	34.8	36.2
	σ_{sa}	160	192
コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.28	0.29
	τ_{ca}	0.45	0.54