

CLP (H) 1000 × (B) 850 × (L) 2000

2011 年 4 月

千葉窯業株式会社

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	6
§ 5 安定計算	10
§ 6 たて壁の部材断面設計	15
§ 7 かかと版(つけ根)の部材断面設計	20
§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計	25

§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	$H = 1.000 \text{ (m)}$
(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) 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	$q_a = 46.35 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	以上必要

1.3 安定条件

(1) 滑動に対する検討	滑動安全率	$F_s \geq 1.50$
(2) 転倒に対する検討	偏心距離	$ e \leq 1/6 B$
	転倒安全率	$F_s \geq 1.50$

1.4 材料強度及び許容応力度

(1) コンクリート		
設計基準強度	$\sigma_{ck} = 30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	
許容圧縮応力度	$\sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	
許容せん断応力度	$\tau_a = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	
(2) 鉄筋		
許容引張応力度	$\sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	

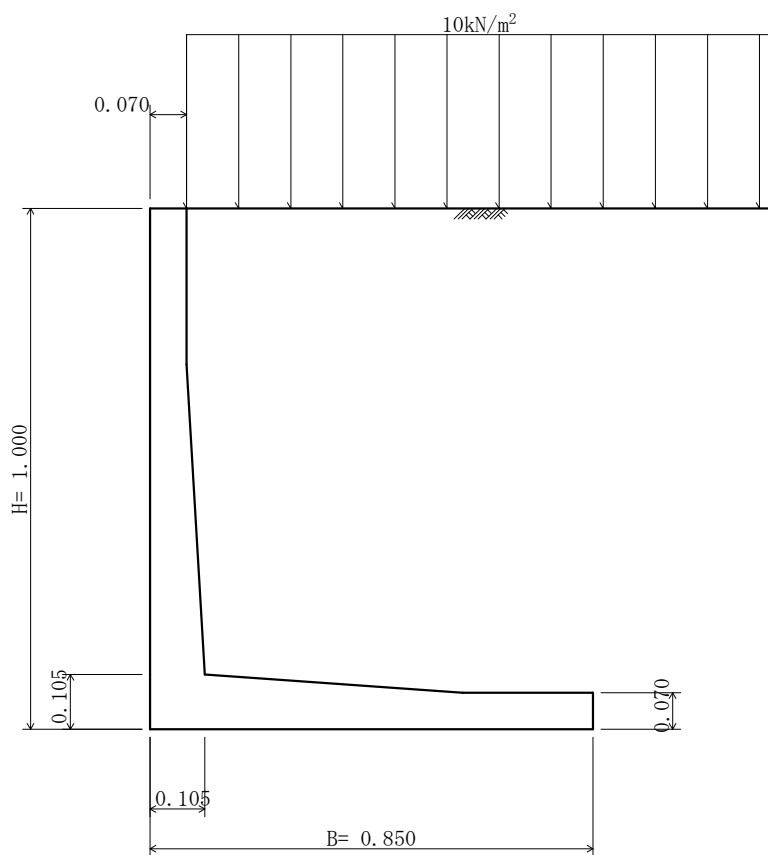
1.5 参考文献

一、道路土工 ― 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 (H) 1000 × (B) 850



§3 計算結果

3.1 安定計算結果

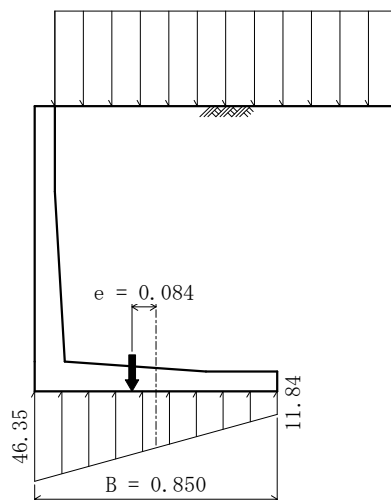
安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

3.1.1 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
24.73	6.51	0.084	4.88	2.19	46.35 11.84	0. K.
許 容 値		0.142	1.50	1.50		

《地盤反力図》

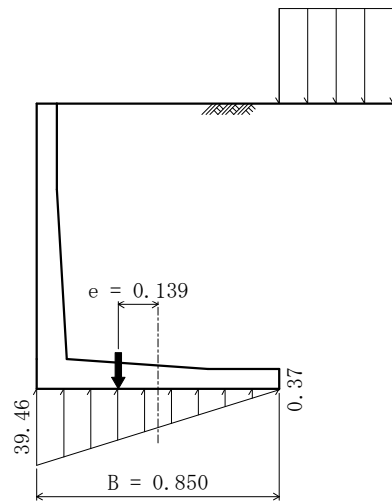


3.1.2 載荷重なし

(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
16.93	6.51	0.139	3.23	1.50	39.46	0.37	0. K.
許 容 値		0.142	1.50	1.50			

《地盤反力図》



3.2 断面計算結果

3.2.1 たて壁の断面計算

部 材	項 目		中間部	つけ根
たて壁	部 材 断 面	b (mm)	1000	1000
		d (mm)	40	75
		As (mm ²)	D10 - 5.5 392	D10 - 5.5 392
		x (mm)	16.6	24.4
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.11×10^6	1.43×10^6
		せん断力 S (N)	1.08×10^3	4.81×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.38	1.75
		σ_{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	8.1	54.6
		σ_{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.03	0.06
		τ_{ca}	0.45	0.45

3.2.2 底版の断面計算

部 材	項 目		かかと つけ根	かかと 中間
底版	部 材 断 面	b (mm)	1000	1000
		d (mm)	75	40
		As (mm ²)	D10 - 5.5 392	D10 - 5.5 392
		x (mm)	24.4	16.6
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.43×10^6	0.48×10^6
		せん断力 S (N)	1.83×10^3	3.34×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.75	1.68
		σ_{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	54.6	35.5
		σ_{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.02	0.08
		τ_{ca}	0.45	0.45

§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

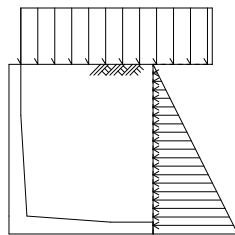
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

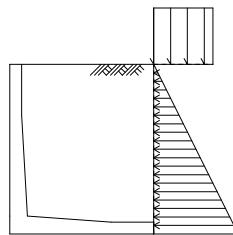
常 時 自重（＋載荷重）＋土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

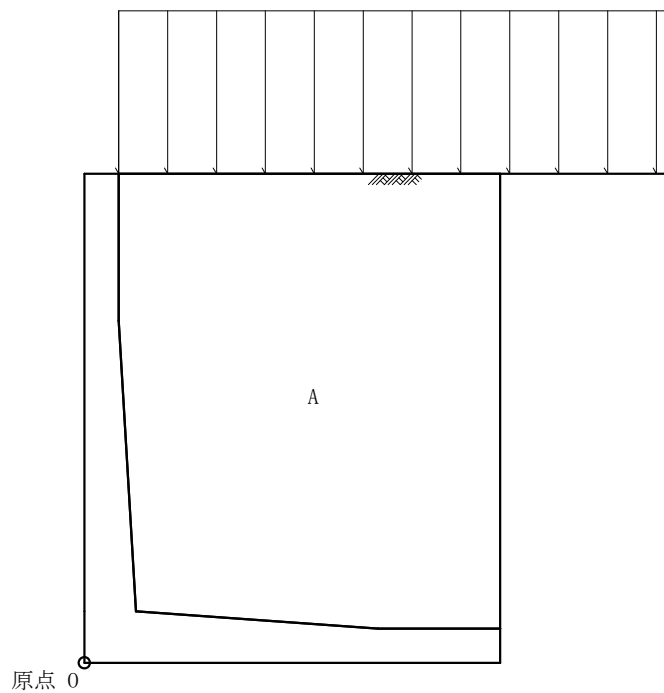


2) 載荷重なし



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)
	0.850	1.000	= 0.850	0.425	0.500	0.3613	0.4250
a	-	0.035	× 0.300 = -0.011	0.088	0.850	-0.0010	-0.0094
b	-1/2	× 0.035	× 0.595 = -0.010	0.093	0.502	-0.0009	-0.0050
c	-	0.495	× 0.895 = -0.443	0.353	0.553	-0.1564	-0.2450
d	-1/2	× 0.495	× 0.035 = -0.009	0.435	0.093	-0.0039	-0.0008
e	-	0.250	× 0.930 = -0.233	0.725	0.535	-0.1689	-0.1247
合 計			0.144			0.0302	0.0401

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.144 \times 1.000 = 0.144 \text{ (m}^3\text{)}$$

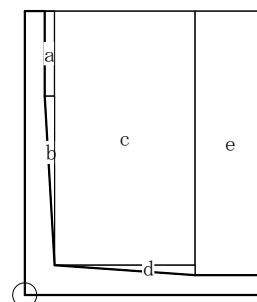
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.144 \times 24.5 = 3.53 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0302}{0.144} = 0.210 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.0401}{0.144} = 0.278 \text{ (m)}$$



(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)
	0.780	0.930	= 0.725	0.460	0.535	0.3335	0.3879
a	-1/2	× 0.035	× 0.595 = -0.010	0.082	0.303	-0.0008	-0.0030
b	-	0.035	× 0.035 = -0.001	0.088	0.088	-0.0001	-0.0001
c	-1/2	× 0.495	× 0.035 = -0.009	0.270	0.082	-0.0024	-0.0007
合 計			0.705			0.3302	0.3841

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.705 \times 1.000 = 0.705 \text{ (m}^3\text{)}$$

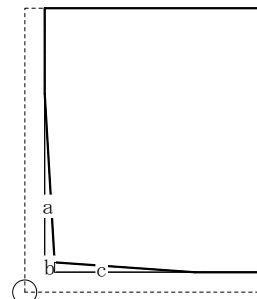
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 0.705 \times 19.0 = 13.40 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.3302}{0.705} = 0.468 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.3841}{0.705} = 0.545 \text{ (m)}$$



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。

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 0.780 \times 1.000 = 7.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 0.850 - \frac{0.780}{2} = 0.460 \text{ (m)}$$

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

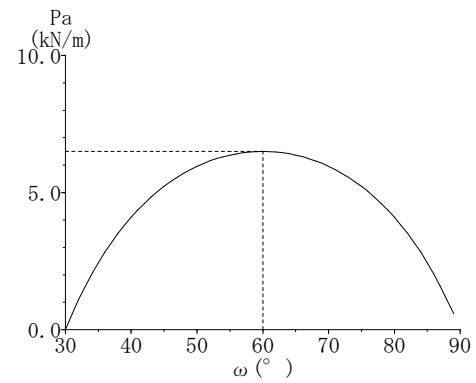
$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

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

ここに、

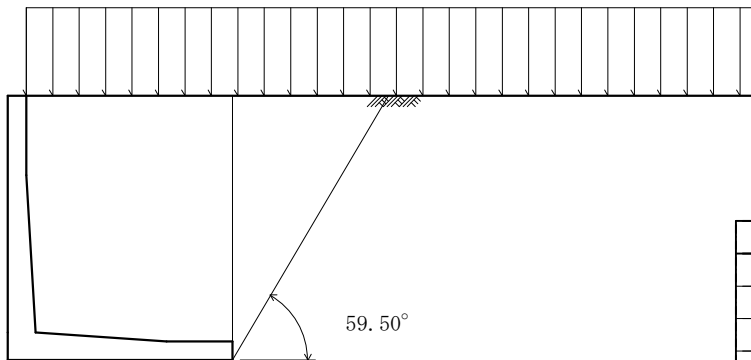
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

$$\begin{aligned}
 h &= 1.000 \text{ (m)} \\
 \alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 11.50 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 5.89] \\
 \omega &= 59.50 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{11.50 \times \sin(59.50 - 30.00)}{\cos(59.50 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 6.51 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	P_a	W
64.00	6.415	9.51
63.00	6.455	9.94
62.00	6.480	10.37
61.00	6.495	10.81
60.00	6.501	11.26
* 59.50	6.506	11.50
59.00	6.491	11.71
58.00	6.476	12.18
57.00	6.456	12.67
56.00	6.414	13.15
55.00	6.365	13.65

鉛直荷重

$$V = 6.51 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 6.51 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 6.51 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 0.850 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{1.000}{3} = 0.333 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

§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 $F_{sa} = 1.50$

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 $B = 0.850$ (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。

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} \geq F_{sa}$$

ここに、

F_s : 安全率

ΣMr : 抵抗モーメント (kN・m)

ΣMo : 転倒モーメント (kN・m)

F_{sa} : 転倒安全率の許容値 $F_{sa} = 1.50$

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。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

ΣMr : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)

ΣMo : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)

B : 擁壁の底版幅 $B = 0.850$ (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。

$$|e| \leq \frac{1}{6} B$$

3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$$\begin{aligned}
 e > \frac{B}{6} \text{ のとき} & \quad q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} \\
 |e| \leq \frac{B}{6} \text{ のとき} & \quad \left. \begin{aligned} q_1 \\ q_2 \end{aligned} \right\} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) \\
 e < -\frac{B}{6} \text{ のとき} & \quad q_2 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot (B - d) \cdot L}
 \end{aligned}$$

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 $B = 0.850$ (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)

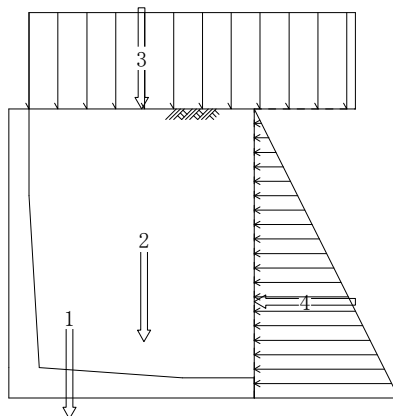
d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

5.2 計算結果

5.2.1 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	3.53		0.210	0.278	0.74	
2	裏込め土	13.40		0.468	0.545	6.27	
3	載荷重	7.80		0.460	1.000	3.59	
4	土圧		6.51	0.850	0.333		2.17
合 計 Σ		24.73	6.51			10.60	2.17

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{24.73 \times 0.577 + 0.0 \times 0.850 \times 1.000}{6.51} \\
 &= 2.19 \geq F_{sa} = 1.5
 \end{aligned}$$

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

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{10.60}{2.17} = 4.88 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{10.60 - 2.17}{24.73} = 0.341 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.850}{2} - 0.341 = 0.084 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.084 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.142 \text{ (m)}$$

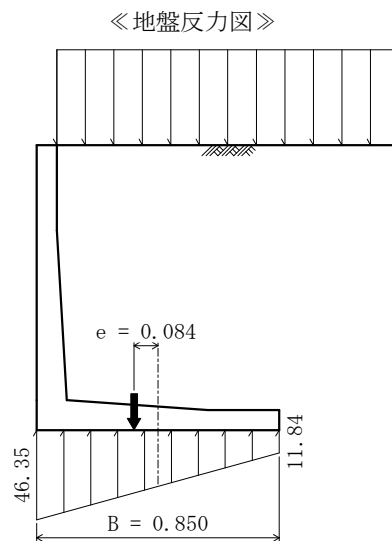
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{24.73}{0.850 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.084}{0.850} \right) \\ &= \begin{cases} 46.35 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 11.84 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

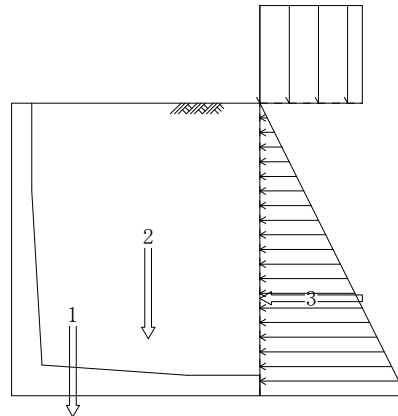
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



5.2.2 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	3.53		0.210	0.278	0.74	
2	裏込め土	13.40		0.468	0.545	6.27	
3	土圧		6.51	0.850	0.333		2.17
合 計 Σ		16.93	6.51			7.01	2.17

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{16.93 \times 0.577 + 0.0 \times 0.850 \times 1.000}{6.51}$$

$$= 1.50 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{7.01}{2.17} = 3.23 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{7.01 - 2.17}{16.93} = 0.286 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.850}{2} - 0.286 = 0.139 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.139 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.142 \text{ (m)}$$

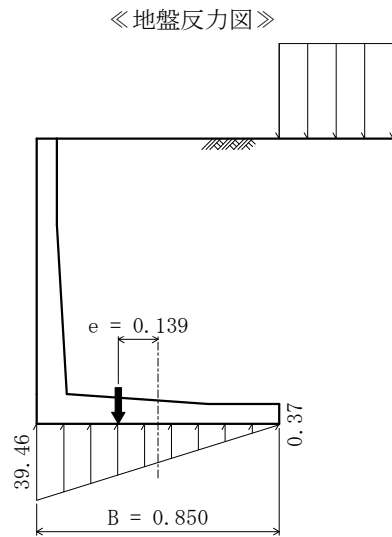
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{16.93}{0.850 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.139}{0.850} \right) \\
 q_2 &= \begin{cases} 39.46 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 0.37 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

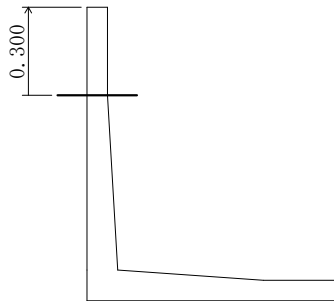


§6 たて壁の部材断面設計

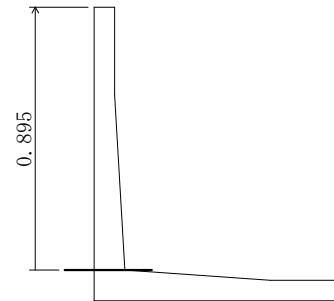
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



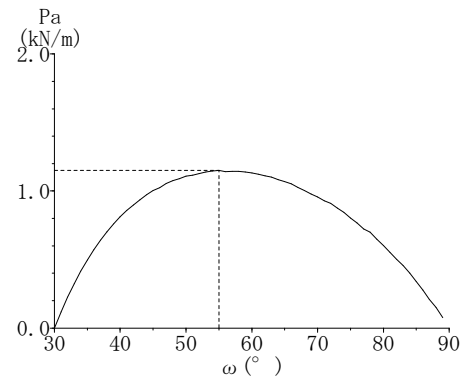
6.2 荷重の計算

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

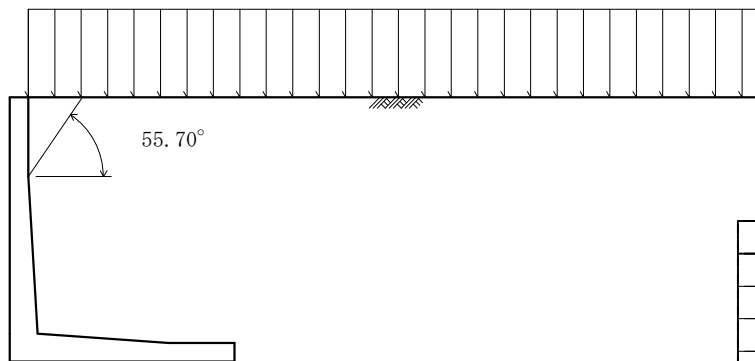
1) 中間部

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 0.00 (^{\circ}) \\
 W &= 2.64 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 2.05] \\
 \omega &= 55.70 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

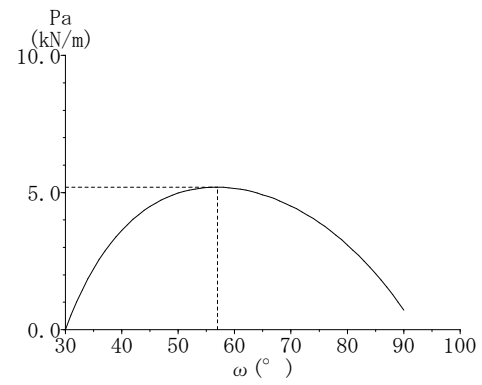
$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{2.64 \times \sin(55.70 - 30.00)}{\cos(55.70 - 30.00 - 20.00 - 0.00)} \\
 &= 1.15 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	P_a	W
60.00	1.132	2.23
59.00	1.139	2.32
58.00	1.143	2.41
57.00	1.143	2.50
56.00	1.142	2.59
* 55.70	1.151	2.64
55.00	1.150	2.71
54.00	1.146	2.81
53.00	1.139	2.91
52.00	1.128	3.01
51.00	1.115	3.11

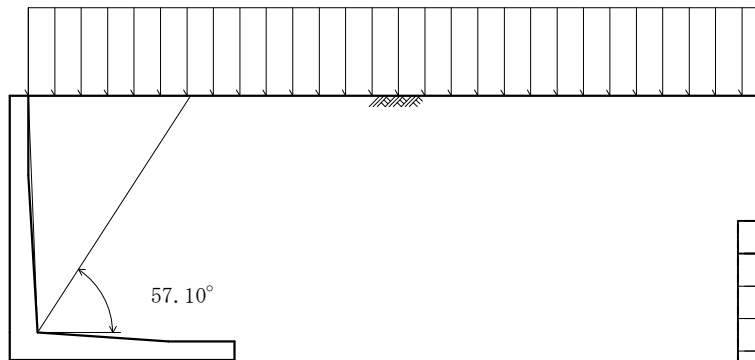
2) つけ根

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 2.24 (^{\circ}) \\
 W &= 11.37 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 6.14] \\
 \omega &= 57.10 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{11.37 \times \sin(57.10 - 30.00)}{\cos(57.10 - 30.00 - 20.00 - 2.24)} \\
 &= 5.20 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	Pa	W
62.00	5.087	9.46
61.00	5.123	9.83
60.00	5.152	10.21
59.00	5.170	10.59
58.00	5.190	11.00
* 57.10	5.198	11.37
57.00	5.198	11.41
56.00	5.193	11.82
55.00	5.179	12.24
54.00	5.164	12.69
53.00	5.127	13.12

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

ここに、

L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

	土圧力 Pa (kN/m)	摩擦角 δ (°)	傾斜角 α (°)	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	1.15	20.00	0.00	1.08	0.100
つけ根	5.20	20.00	2.24	4.81	0.298

6.3 設計断面力

(1) 中間部

せん断力

$$S = H = 1.08 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 1.08 \times 0.100 \\ &= 0.11 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

(2) つけ根

せん断力

$$S = H = 4.81 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 4.81 \times 0.298 \\ &= 1.43 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

6.4 実応力度の計算

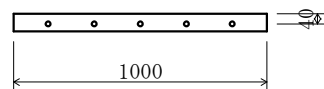
(1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\text{有効幅} \quad b = 1000 \text{ (mm)}$$

$$\text{有効高さ} \quad d = 40 \text{ (mm)}$$

$$\begin{aligned} \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 5.5 \\ &= 3.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 392 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 392}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 392}} \right\} \\ &= 16.6 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 0.11 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\text{せん断力} \quad S = 1.08 \text{ (kN)}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.11 \times 10^6}{1000 \times 16.6 \times \left(40 - \frac{16.6}{3}\right)} \\ &= 0.38 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

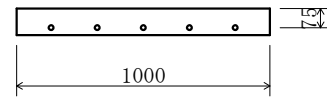
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.11 \times 10^6}{392 \times \left(40 - \frac{16.6}{3}\right)} \\ &= 8.1 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{1.08 \times 10^3}{1000 \times 40} \\ &= 0.03 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 75 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 5.5 \\ &= 3.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 392 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 392}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 75}{15 \times 392}} \right\} \\ &= 24.4 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 1.43 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 4.81 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

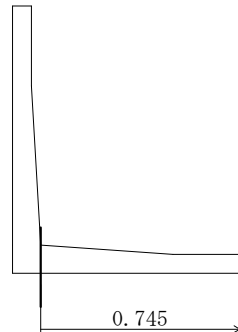
$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 1.43 \times 10^6}{1000 \times 24.4 \times \left(75 - \frac{24.4}{3}\right)} \\ &= 1.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1.43 \times 10^6}{392 \times \left(75 - \frac{24.4}{3}\right)} \\ &= 54.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{4.81 \times 10^3}{1000 \times 75} \\ &= 0.06 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$

§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

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)
	0.745	0.105	0.078	0.373	0.0291
a	-1/2 × 0.495	0.035	-0.009	0.330	-0.0030
b	-	0.250 × 0.035	-0.009	0.620	-0.0056
合計			0.060		0.0205

作用位置

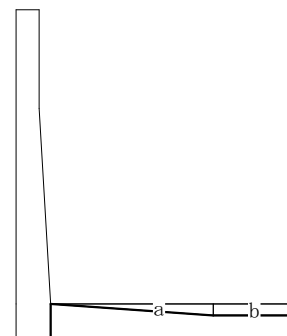
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0205}{0.060} = 0.342 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.060 \times 24.5 \times 1.000 = 1.47 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.47 \times 0.342 = 0.50 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	0.745	0.930	0.693	0.373	0.2585
a	-1/2	0.495	0.035	-0.009	-0.0015
合 計			0.684		0.2570

作用位置

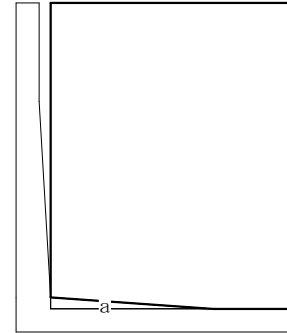
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.2570}{0.684} = 0.376 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.684 \times 19.0 \times 1.000 = 13.00 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 13.00 \times 0.376 = 4.89 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.745 \times 1.000 = 7.45 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.373 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 7.45 \times 0.373 = 2.78 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 46.35 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 11.84 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 11.84 + (46.35 - 11.84) \times \frac{0.745}{0.850} \\ &= 42.09 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(42.09 + 11.84) \times 0.745 \times 1.000}{2} \\ &= 20.09 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.745}{3} \times \frac{2 \times 11.84 + 42.09}{11.84 + 42.09} \\ &= 0.303 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 20.09 \times 0.303 = 6.09 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 39.46 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.37 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.37 + (39.46 - 0.37) \times \frac{0.745}{0.850} \\ &= 34.63 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(34.63 + 0.37) \times 0.745 \times 1.000}{2} \\ &= 13.04 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.745}{3} \times \frac{2 \times 0.37 + 34.63}{0.37 + 34.63} \\ &= 0.251 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 13.04 \times 0.251 = 3.27 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

7.3 設計断面力

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	1.47	0.50
2	かかと版上の載荷土	13.00	4.89
3	地盤反力	-20.09	-6.09
4	自動車荷重	7.45	2.78
	合 計 Σ	1.83	2.08

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	1.47	0.50
2	かかと版上の載荷土	13.00	4.89
3	地盤反力	-13.04	-3.27
	合 計 Σ	1.43	2.12

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 $M_o = 1.43$ (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

$$S = 1.83 \text{ (kN)}$$

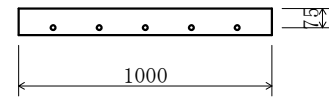
曲げモーメント

$$M = 1.43 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 75 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 5.5 \\ &= 3.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 392 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 392}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 75}{15 \times 392}} \right\} \\ &= 24.4 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 1.43 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 1.83 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

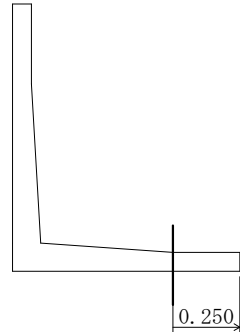
$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 1.43 \times 10^6}{1000 \times 24.4 \times \left(75 - \frac{24.4}{3}\right)} \\ &= 1.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1.43 \times 10^6}{392 \times \left(75 - \frac{24.4}{3}\right)} \\ &= 54.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{1.83 \times 10^3}{1000 \times 75} \\ &= 0.02 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$

§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

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

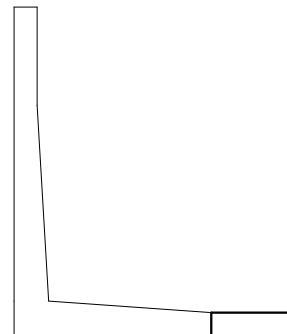
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 0.070 = 0.018 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.018 \times 24.5 \times 1.000 = 0.44 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.44 \times 0.125 = 0.06 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

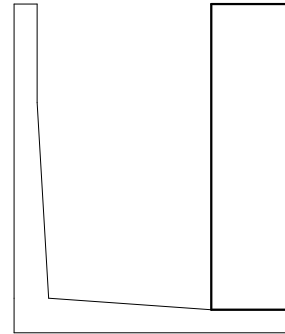
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 0.930 = 0.233 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.233 \times 19.0 \times 1.000 = 4.43 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.43 \times 0.125 = 0.55 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

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) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 46.35 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 11.84 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 11.84 + (46.35 - 11.84) \times \frac{0.250}{0.850} \\ &= 21.99 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(21.99 + 11.84) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 4.23 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 11.84 + 21.99}{11.84 + 21.99} \\ &= 0.112 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.23 \times 0.112 = 0.47 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 39.46 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.37 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.37 + (39.46 - 0.37) \times \frac{0.250}{0.850}$$

$$= 11.87 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(11.87 + 0.37) \times 0.250 \times 1.000}{2}$$

$$= 1.53 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 0.37 + 11.87}{0.37 + 11.87}$$

$$= 0.086 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.53 \times 0.086 = 0.13 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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) 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	0.44	0.06
2	かかと版上の載荷土	4.43	0.55
3	地盤反力	-4.23	-0.47
4	自動車荷重	2.50	0.31
	合 計 Σ	3.14	0.45

2) 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	0.44	0.06
2	かかと版上の載荷土	4.43	0.55
3	地盤反力	-1.53	-0.13
	合 計 Σ	3.34	0.48

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 3.34 \text{ (kN)}$$

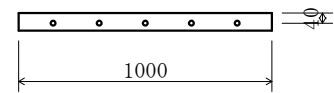
曲げモーメント

$$M = 0.48 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 40 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 5.5 \\ &= 3.92 \text{ (cm}^2\text{)} = 392 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 392}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 392}} \right\} \\ &= 16.6 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 0.48 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 3.34 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.48 \times 10^6}{1000 \times 16.6 \times \left(40 - \frac{16.6}{3}\right)} \\ &= 1.68 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.48 \times 10^6}{392 \times \left(40 - \frac{16.6}{3}\right)} \\ &= 35.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{3.34 \times 10^3}{1000 \times 40} \\ &= 0.08 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$