

CLP (H) 800 × (B) 800 × (L) 2000

2011 年 4 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	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	$H = 0.800 \text{ (m)}$
(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) 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	$q_a = 35.51 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 以上必要}$

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	$\sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

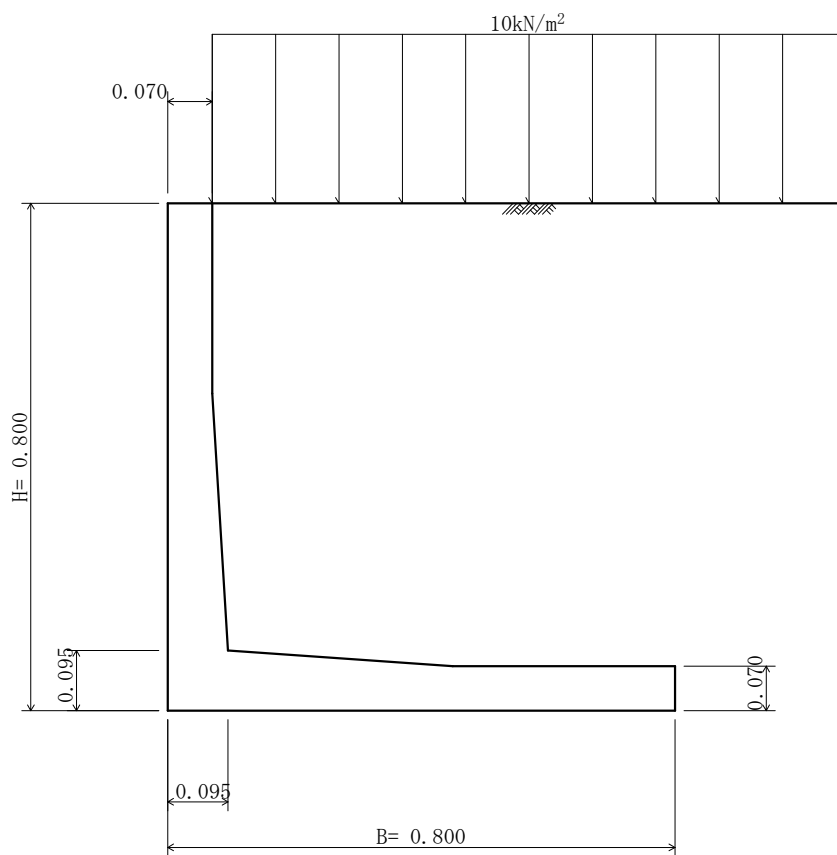
1.5 参考文献

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)800×(B)800



§3 計算結果

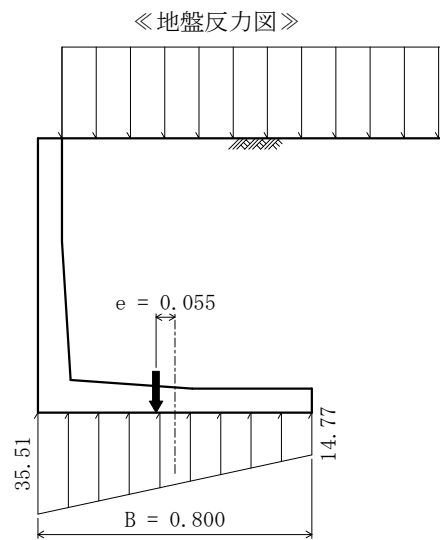
3.1 安定計算結果

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
20.11	4.70	0.055	6.54	2.47	35.51 14.77	O. K.
許 容 値		0.133	1.50	1.50		

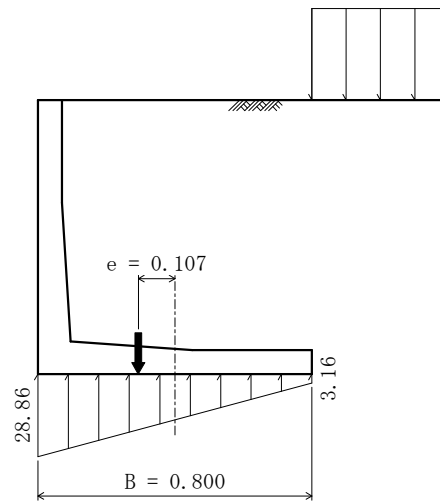


3.1.2 載荷重なし

(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
12.81	4.70	0.107	4.00	1.57	28.86 3.16	0. K.
許 容 値		0.133	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	65
		As (mm ²)	D6 - 6.5 206	D6 - 6.5 206
		x (mm)	12.9	17.2
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.11×10^6	0.80×10^6
		せん断力 S (N)	1.08×10^3	3.41×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.48	1.57
		σ_{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	15.0	65.5
		σ_{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.03	0.05
		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)	65	40
		As (mm ²)	D6 - 6.5 206	D6 - 6.5 206
		x (mm)	17.2	12.9
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.80×10^6	0.54×10^6
		せん断力 S (N)	1.22×10^3	2.40×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.57	2.35
		σ_{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	65.5	73.4
		σ_{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.02	0.06
		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

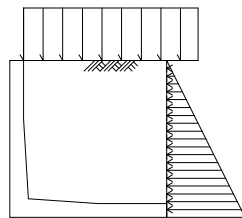
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

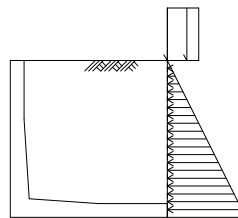
常 時 自重（＋載荷重）＋土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

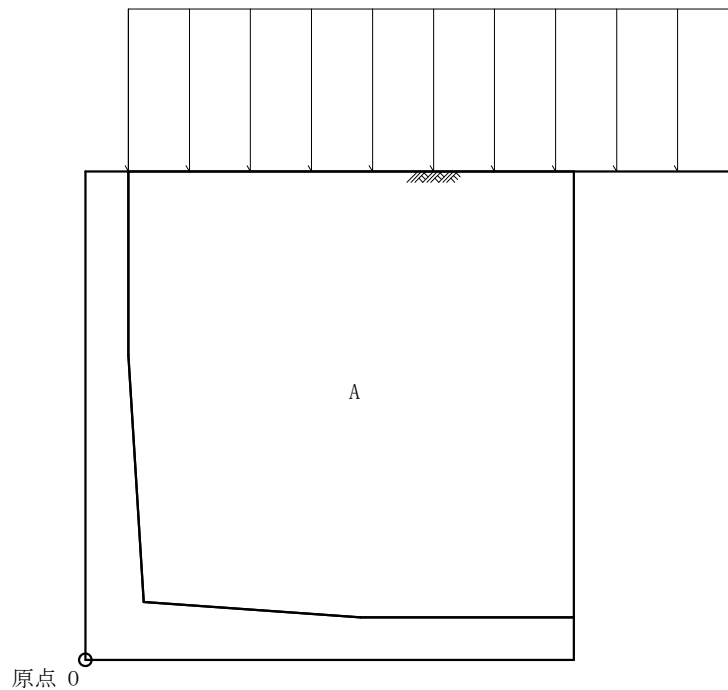


2) 載荷重なし



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)
	0.800	0.800	= 0.640	0.400	0.400	0.2560	0.2560
a	-	0.025	0.300 = -0.008	0.083	0.650	-0.0007	-0.0052
b	-1/2	0.025	0.405 = -0.005	0.087	0.365	-0.0004	-0.0018
c	-	0.355	0.705 = -0.250	0.273	0.448	-0.0683	-0.1120
d	-1/2	0.355	0.025 = -0.004	0.332	0.087	-0.0013	-0.0003
e	-	0.350	0.730 = -0.256	0.625	0.435	-0.1600	-0.1114
合 計			0.117			0.0253	0.0253

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.117 \times 1.000 = 0.117 \text{ (m}^3\text{)}$$

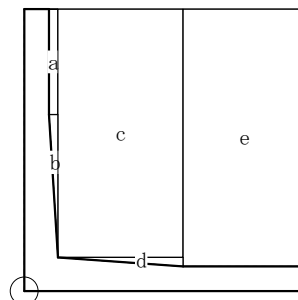
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.117 \times 24.5 = 2.87 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0253}{0.117} = 0.216 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.0253}{0.117} = 0.216 \text{ (m)}$$



(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)
	0.730	0.730	= 0.533	0.435	0.435	0.2319	0.2319
a	-1/2	0.025	0.405 = -0.005	0.078	0.230	-0.0004	-0.0012
b	-	0.025	0.025 = -0.001	0.083	0.083	-0.0001	-0.0001
c	-1/2	0.355	0.025 = -0.004	0.213	0.078	-0.0009	-0.0003
合 計			0.523			0.2305	0.2303

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.523 \times 1.000 = 0.523 \text{ (m}^3\text{)}$$

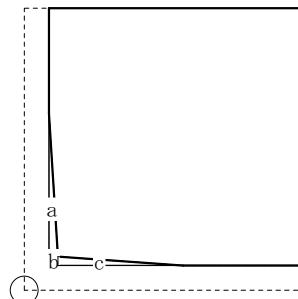
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 0.523 \times 19.0 = 9.94 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.2305}{0.523} = 0.441 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.2303}{0.523} = 0.440 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 0.730 \times 1.000 = 7.30 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 0.800 - \frac{0.730}{2} = 0.435 \text{ (m)}$$

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) $L = 1.000 \text{ (m)}$

$$\begin{aligned} h &= 0.800 \text{ (m)} \\ \alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\ W &= 8.04 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 4.56] \\ \omega &= 60.30 \text{ (}^\circ\text{)} \\ \delta &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\ \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)} \end{aligned}$$

§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 $B = 0.800$ (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 $F_{sa} = 1.50$

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。

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V}$$

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

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 $B = 0.800$ (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 $B = 0.800$ (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)

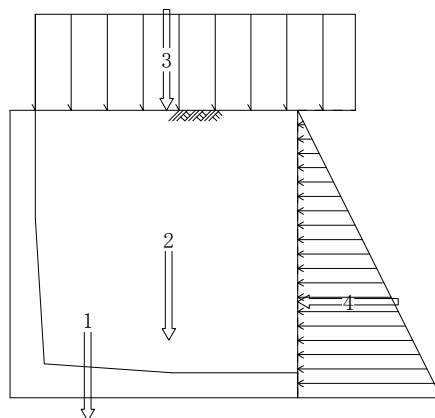
d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

5.2 計算結果

5.2.1 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 M_r ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	転倒 M_o ($\text{kN} \cdot \text{m}$)
1	躯体	2.87		0.216	0.216	0.62	
2	裏込め土	9.94		0.441	0.440	4.38	
3	載荷重	7.30		0.435	0.800	3.18	
4	土圧		4.70	0.800	0.267		1.25
合 計 Σ		20.11	4.70			8.18	1.25

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{20.11 \times 0.577 + 0.0 \times 0.800 \times 1.000}{4.70} \\
 &= 2.47 \geq F_{sa} = 1.5
 \end{aligned}$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} = \frac{8.18}{1.25} = 6.54 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{8.18 - 1.25}{20.11} = 0.345 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.800}{2} - 0.345 = 0.055 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.055 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.133 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

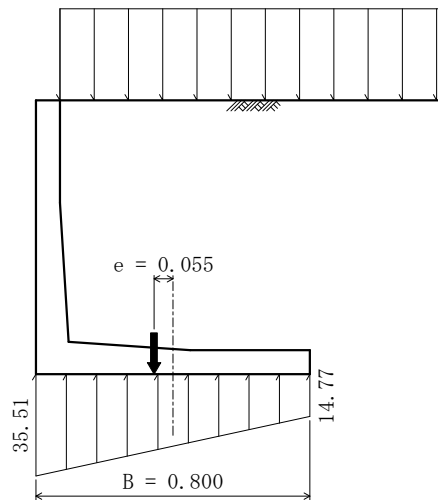
3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{20.11}{0.800 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.055}{0.800} \right) \\ &= \begin{cases} 35.51 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 14.77 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

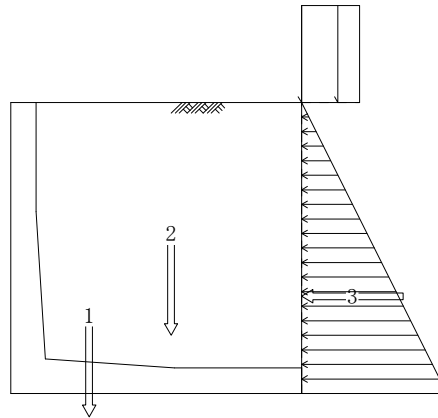
《地盤反力図》



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	2.87		0.216	0.216	0.62	
2	裏込め土	9.94		0.441	0.440	4.38	
3	土圧		4.70	0.800	0.267		1.25
合 計 Σ		12.81	4.70			5.00	1.25

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{12.81 \times 0.577 + 0.0 \times 0.800 \times 1.000}{4.70}$$

$$= 1.57 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{5.00}{1.25} = 4.00 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{5.00 - 1.25}{12.81} = 0.293 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.800}{2} - 0.293 = 0.107 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.107 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.133 \text{ (m)}$$

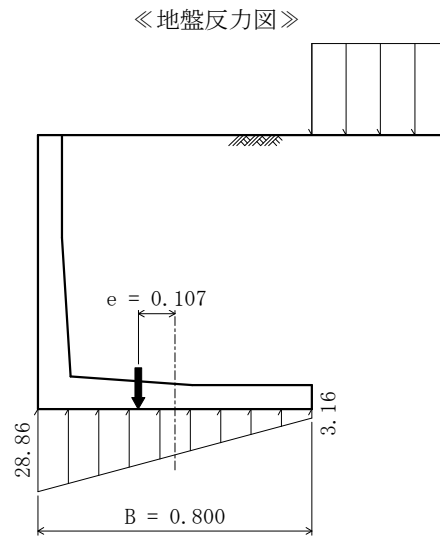
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{12.81}{0.800 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.107}{0.800} \right) \\
 q_2 &= \begin{cases} 28.86 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 3.16 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

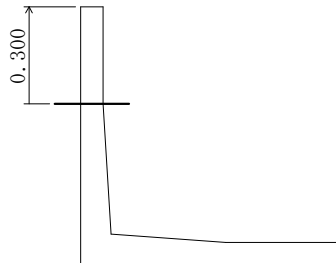


§6 たて壁の部材断面設計

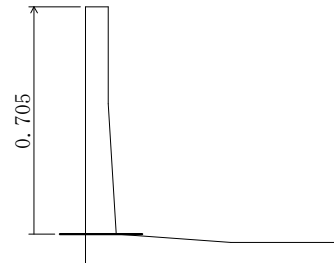
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



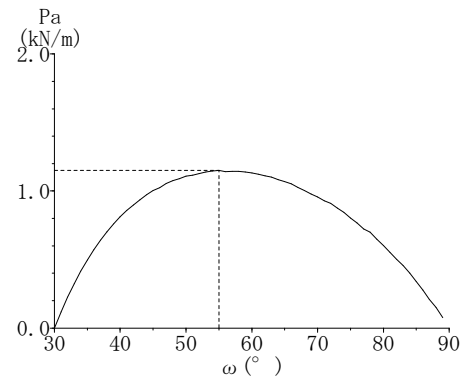
6.2 荷重の計算

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

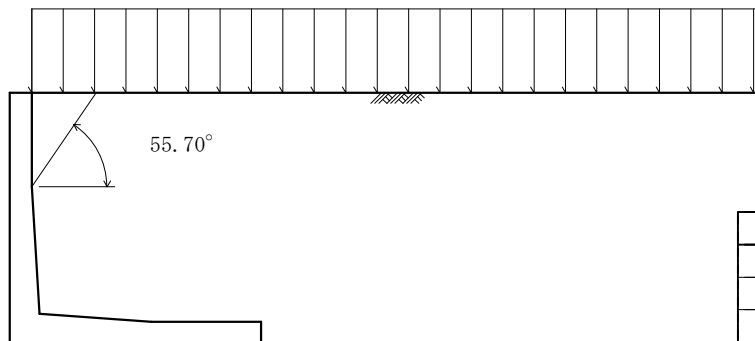
1) 中間部

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



最大主働土圧合力

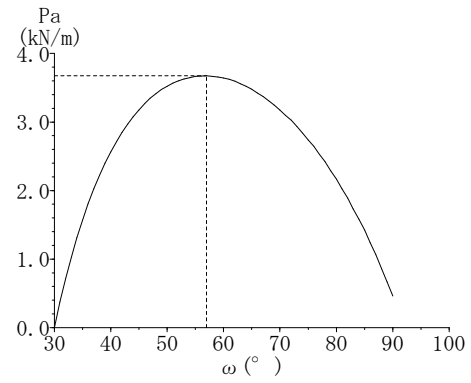
$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{2.64 \times \sin(55.70 - 30.00)}{\cos(55.70 - 30.00 - 20.00 - 0.00)} \\
 &= 1.15 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



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

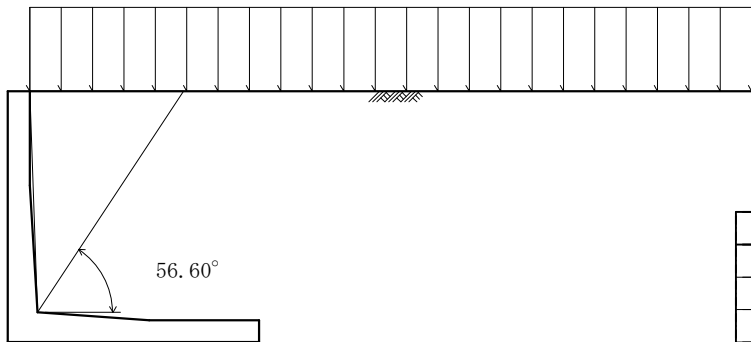
2) つけ根

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 2.03 (^{\circ}) \\
 W &= 8.19 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 4.90] \\
 \omega &= 56.60 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{8.19 \times \sin(56.60 - 30.00)}{\cos(56.60 - 30.00 - 20.00 - 2.03)} \\
 &= 3.68 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	P_a	W
61.00	3.624	6.95
60.00	3.640	7.21
59.00	3.658	7.49
58.00	3.668	7.77
57.00	3.673	8.06
* 56.60	3.679	8.19
56.00	3.669	8.35
55.00	3.665	8.66
54.00	3.647	8.96
53.00	3.630	9.29
52.00	3.600	9.61

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

ここに、

L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

	土圧力 P_a (kN/m)	摩擦角 δ ($^{\circ}$)	傾斜角 α ($^{\circ}$)	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	1.15	20.00	0.00	1.08	0.100
つけ根	3.68	20.00	2.03	3.41	0.235

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

$$S = H = 3.41 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 3.41 \times 0.235 \\ &= 0.80 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

6.4 実応力度の計算

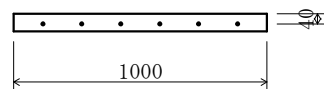
(1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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

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

$$\begin{aligned} \text{鉄筋量} \quad A_s &= D6 - 6.5 \\ &= 2.06 \text{ (cm}^2\text{)} = 206 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 206}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 206}} \right\} \\ &= 12.9 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.11 \times 10^6}{1000 \times 12.9 \times \left(40 - \frac{12.9}{3}\right)} \\ &= 0.48 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.11 \times 10^6}{206 \times \left(40 - \frac{12.9}{3}\right)} \\ &= 15.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

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

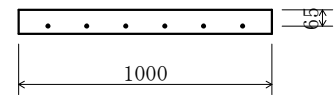
(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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

$$\text{有効高さ} \quad d = 65 \text{ (mm)}$$

$$\begin{aligned} \text{鉄筋量} \quad A_s &= D6 - 6.5 \\ &= 2.06 \text{ (cm}^2\text{)} = 206 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



$$\text{コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比} \quad n = 15$$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 206}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 65}{15 \times 206}} \right\} \\ &= 17.2 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 0.80 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\text{せん断力} \quad S = 3.41 \text{ (kN)}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.80 \times 10^6}{1000 \times 17.2 \times \left(65 - \frac{17.2}{3}\right)} \\ &= 1.57 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.80 \times 10^6}{206 \times \left(65 - \frac{17.2}{3}\right)} \\ &= 65.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

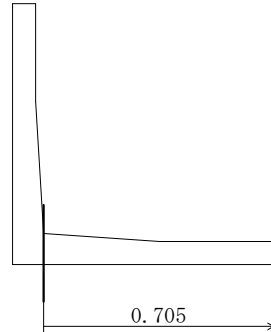
$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{3.41 \times 10^3}{1000 \times 65} \\ &= 0.05 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

§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)
	0.705	0.095	0.067	0.353	0.0237
a	-1/2	0.355	0.025	-0.004	-0.0009
b	-	0.350	0.025	-0.009	-0.0048
合計			0.054		0.0180

作用位置

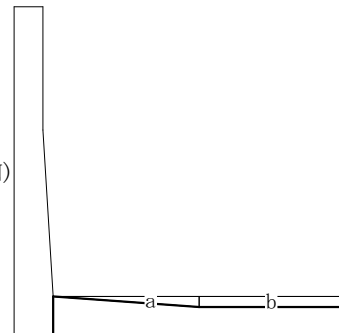
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0180}{0.054} = 0.333 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.054 \times 24.5 \times 1.000 = 1.32 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.32 \times 0.333 = 0.44 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	0.705	0.730	0.515	0.353	0.1818
a	-1/2	0.355	0.025	-0.004	-0.0005
合 計			0.511		0.1813

作用位置

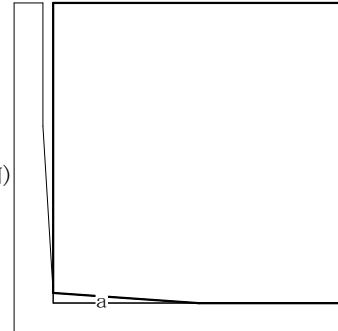
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.1813}{0.511} = 0.355 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.511 \times 19.0 \times 1.000 = 9.71 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 9.71 \times 0.355 = 3.45 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.705 \times 1.000 = 7.05 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.353 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 7.05 \times 0.353 = 2.49 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 35.51 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 14.77 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 14.77 + (35.51 - 14.77) \times \frac{0.705}{0.800} \\ &= 33.05 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(33.05 + 14.77) \times 0.705 \times 1.000}{2} \\ &= 16.86 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.705}{3} \times \frac{2 \times 14.77 + 33.05}{14.77 + 33.05} \\ &= 0.308 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 16.86 \times 0.308 = 5.19 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 28.86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 3.16 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 3.16 + (28.86 - 3.16) \times \frac{0.705}{0.800} \\ &= 25.81 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(25.81 + 3.16) \times 0.705 \times 1.000}{2} \\ &= 10.21 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.705}{3} \times \frac{2 \times 3.16 + 25.81}{3.16 + 25.81} \\ &= 0.261 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 10.21 \times 0.261 = 2.66 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	1.32	0.44
2	かかと版上の載荷土	9.71	3.45
3	地盤反力	-16.86	-5.19
4	自動車荷重	7.05	2.49
	合 計 Σ	1.22	1.19

2) 載荷重なし

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	1.32	0.44
2	かかと版上の載荷土	9.71	3.45
3	地盤反力	-10.21	-2.66
	合 計 Σ	0.82	1.23

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 $M_o = 0.80$ (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

$$S = 1.22 \text{ (kN)}$$

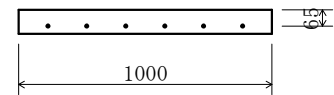
曲げモーメント

$$M = 0.80 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 65 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D6 - 6.5 \\ &= 2.06 \text{ (cm}^2\text{)} = 206 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 206}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 65}{15 \times 206}} \right\} \\ &= 17.2 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 0.80 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 1.22 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

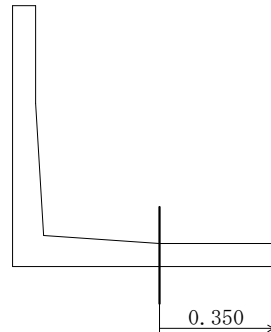
$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.80 \times 10^6}{1000 \times 17.2 \times \left(65 - \frac{17.2}{3}\right)} \\ &= 1.57 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.80 \times 10^6}{206 \times \left(65 - \frac{17.2}{3}\right)} \\ &= 65.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{1.22 \times 10^3}{1000 \times 65} \\ &= 0.02 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

§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

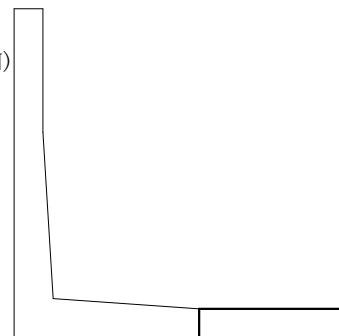
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 0.070 = 0.025 \text{ (m}^2\text{)}$$

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

$$M = S \cdot x = 0.61 \times 0.175 = 0.11 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

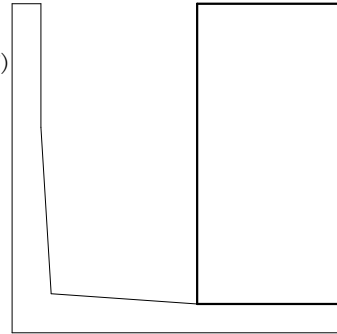
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 0.730 = 0.256 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.256 \times 19.0 \times 1.000 = 4.86 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.86 \times 0.175 = 0.85 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

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

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) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 35.51 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 14.77 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 14.77 + (35.51 - 14.77) \times \frac{0.350}{0.800} \\ &= 23.84 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(23.84 + 14.77) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 6.76 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 14.77 + 23.84}{14.77 + 23.84} \\ &= 0.161 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.76 \times 0.161 = 1.09 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 28.86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 3.16 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 3.16 + (28.86 - 3.16) \times \frac{0.350}{0.800}$$

$$= 14.40 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(14.40 + 3.16) \times 0.350 \times 1.000}{2}$$

$$= 3.07 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 3.16 + 14.40}{3.16 + 14.40}$$

$$= 0.138 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.07 \times 0.138 = 0.42 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	0.61	0.11
2	かかと版上の載荷土	4.86	0.85
3	地盤反力	-6.76	-1.09
4	自動車荷重	3.50	0.61
	合 計 Σ	2.21	0.48

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	0.61	0.11
2	かかと版上の載荷土	4.86	0.85
3	地盤反力	-3.07	-0.42
	合 計 Σ	2.40	0.54

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 2.40 \text{ (kN)}$$

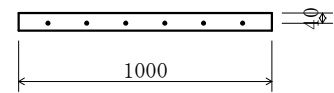
曲げモーメント

$$M = 0.54 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 40 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D6 - 6.5 \\ &= 2.06 \text{ (cm}^2\text{)} = 206 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 206}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 206}} \right\} \\ &= 12.9 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 0.54 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 2.40 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.54 \times 10^6}{1000 \times 12.9 \times \left(40 - \frac{12.9}{3}\right)} \\ &= 2.35 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.54 \times 10^6}{206 \times \left(40 - \frac{12.9}{3}\right)} \\ &= 73.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{2.40 \times 10^3}{1000 \times 40} \\ &= 0.06 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$