

CLP (H) 2900 × (B) 2000 × (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 | $H = 2.900 \text{ (m)}$ |
| (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 | $q_a = 120.60 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 以上必要}$ |

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

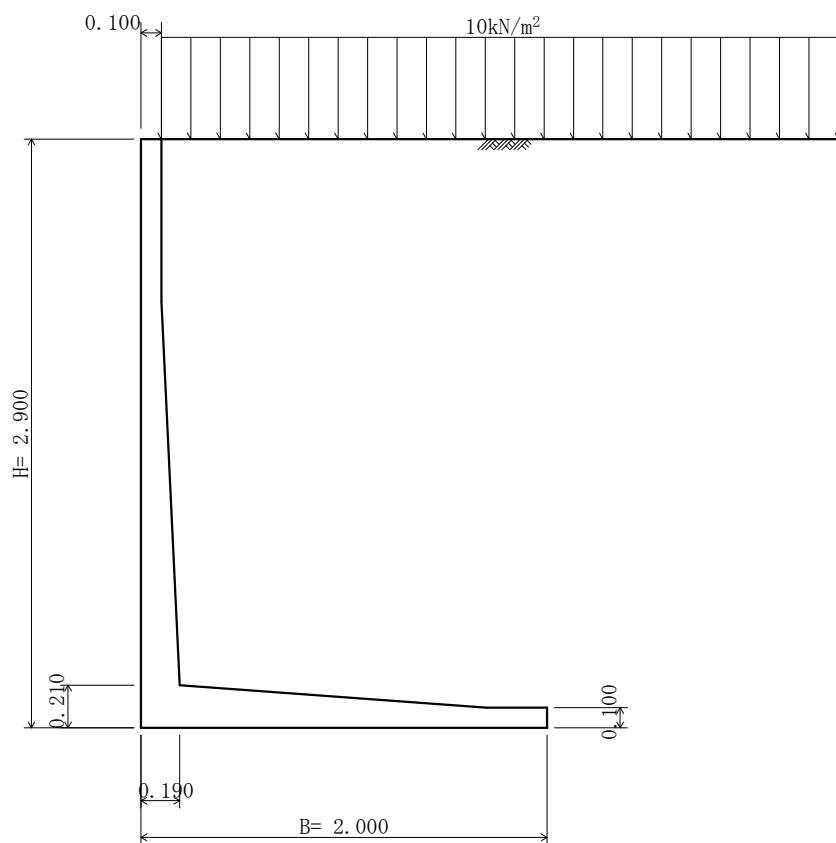
1.5 参考文献

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) 2900×(B) 2000



§3 計算結果

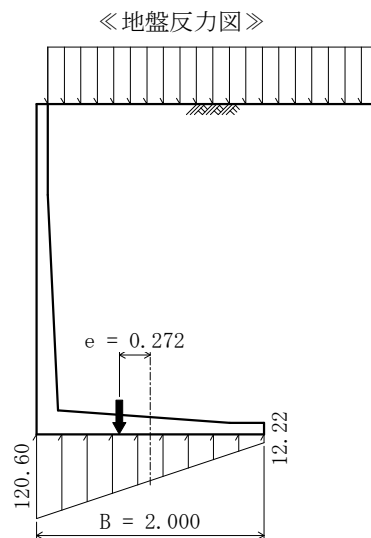
3.1 安定計算結果

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
132.82	36.30	0.272	3.75	2.11	120.60 12.22	O. K.
許 容 値		0.333	1.50	1.50		

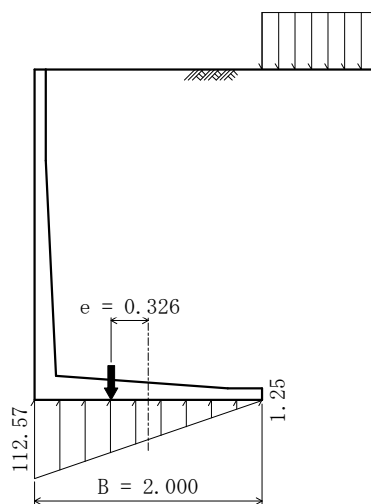


3.1.2 載荷重なし

(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
113.82	36.30	0.326	3.18	1.81	112.57	1.25	0. K.
許 容 値		0.333	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)	60	150
		As (mm ²)	D19 - 6.5 1862	D19 - 6.5 1862
		x (mm)	36.3	67.8
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.05×10^6	24.78×10^6
		せん断力 S (N)	3.94×10^3	27.62×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.21	5.74
		σ_{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	11.8	104.5
		σ_{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.07	0.18
		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)	170	60
		As (mm ²)	D19 - 6.5 1862	D19 - 6.5 1862
		x (mm)	73.4	36.3
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	24.78×10^6	2.19×10^6
		せん断力 S (N)	8.41×10^3	13.82×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.64	2.52
		σ_{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	91.4	24.6
		σ_{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.05	0.23
		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

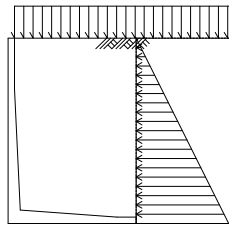
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

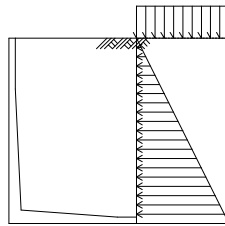
常 時 自重（＋載荷重）＋土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

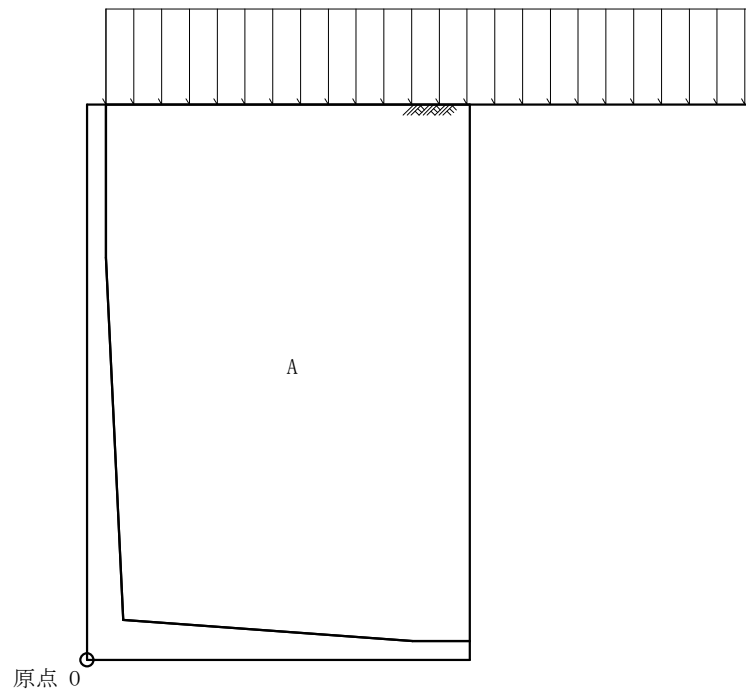


2) 載荷重なし



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)
	2.000	2.900	5.800	1.000	1.450	5.8000	8.4100
a	-	0.090	0.800	-0.072	0.145	-0.0104	-0.1800
b	-1/2	0.090	1.890	-0.085	0.160	-0.0136	-0.1250
c	-	1.510	2.690	-0.062	0.945	-3.8386	-6.3164
d	-1/2	1.510	0.110	-0.083	1.197	-0.0994	-0.0144
e	-	0.300	2.800	-0.840	1.850	-1.5540	-1.2600
合 計			0.658			0.2840	0.5142

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.658 \times 1.000 = 0.658 \text{ (m}^3\text{)}$$

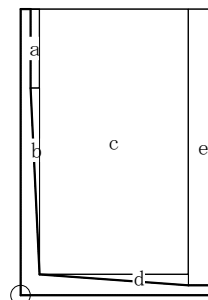
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.658 \times 24.5 = 16.12 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.2840}{0.658} = 0.432 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.5142}{0.658} = 0.781 \text{ (m)}$$



(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)
	1.900	2.800	5.320	1.050	1.500	5.5860	7.9800
a	-1/2	0.090	1.890	-0.085	0.130	-0.0111	-0.0714
b	-	0.090	0.110	-0.010	0.145	-0.0015	-0.0016
c	-1/2	1.510	0.110	-0.083	0.693	-0.0575	-0.0114
合 計			5.142			5.5159	7.8956

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 5.142 \times 1.000 = 5.142 \text{ (m}^3\text{)}$$

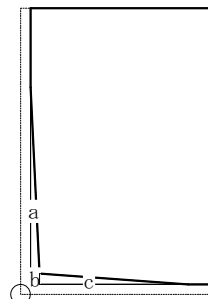
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 5.142 \times 19.0 = 97.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{5.5159}{5.142} = 1.073 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{7.8956}{5.142} = 1.536 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.900 \times 1.000 = 19.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 2.000 - \frac{1.900}{2} = 1.050 \text{ (m)}$$

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

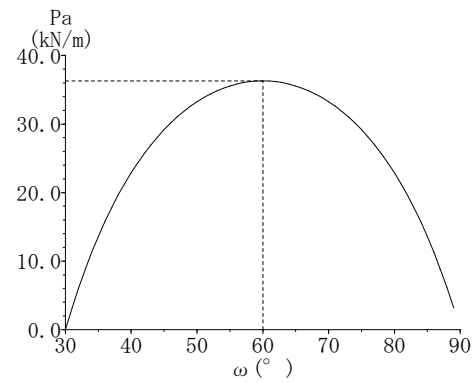
$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

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

ここに、

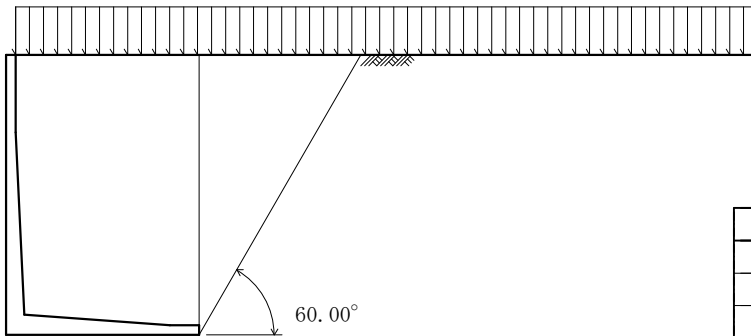
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000 \text{ (m)}$

$$\begin{aligned}
 h &= 2.900 \text{ (m)} \\
 \alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 62.88 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 16.74] \\
 \omega &= 60.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{62.88 \times \sin(60.00 - 30.00)}{\cos(60.00 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 36.30 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	P_a	W
64.00	35.823	53.11
63.00	36.036	55.49
62.00	36.180	57.90
61.00	36.268	60.36
* 60.00	36.304	62.88
59.00	36.274	65.44
58.00	36.183	68.05
57.00	36.034	70.72
56.00	35.819	73.44

鉛直荷重

$$V = 36.30 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 36.30 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 36.30 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 2.000 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{2.900}{3} = 0.967 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

§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 $B = 2.000$ (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 $B = 2.000$ (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 $B = 2.000$ (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)

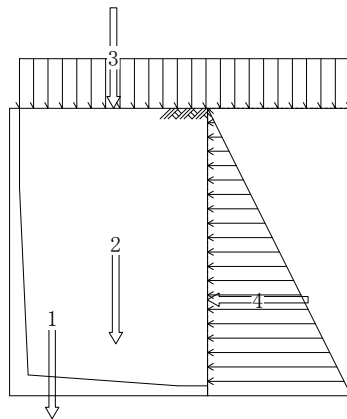
d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

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	16.12		0.432	0.781	6.96	
2	裏込め土	97.70		1.073	1.536	104.83	
3	載荷重	19.00		1.050	2.900	19.95	
4	土圧		36.30	2.000	0.967		35.10
合 計 Σ		132.82	36.30			131.74	35.10

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{132.82 \times 0.577 + 0.0 \times 2.000 \times 1.000}{36.30} \\
 &= 2.11 \geq F_{sa} = 1.5
 \end{aligned}$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} = \frac{131.74}{35.10} = 3.75 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{131.74 - 35.10}{132.82} = 0.728 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.000}{2} - 0.728 = 0.272 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.272 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.333 \text{ (m)}$$

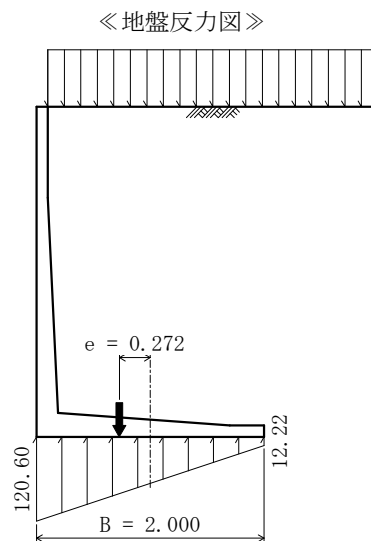
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{132.82}{2.000 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.272}{2.000} \right) \\ &= \begin{cases} 120.60 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 12.22 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

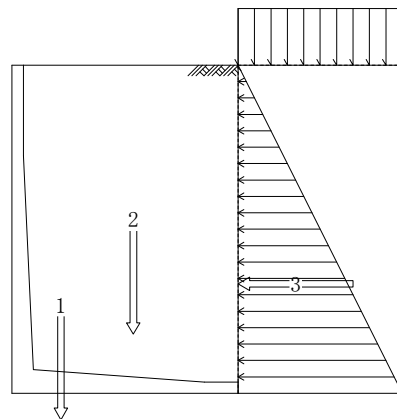
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	16.12		0.432	0.781	6.96	
2	裏込め土	97.70		1.073	1.536	104.83	
3	土圧		36.30	2.000	0.967		35.10
合 計 Σ		113.82	36.30			111.79	35.10

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{113.82 \times 0.577 + 0.0 \times 2.000 \times 1.000}{36.30}$$

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

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{111.79}{35.10} = 3.18 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{111.79 - 35.10}{113.82} = 0.674 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.000}{2} - 0.674 = 0.326 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.326 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.333 \text{ (m)}$$

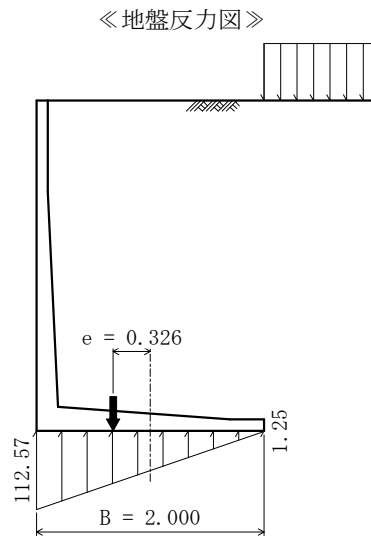
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{113.82}{2.000 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.326}{2.000} \right) \\
 q_2 &= \begin{cases} 112.57 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 1.25 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

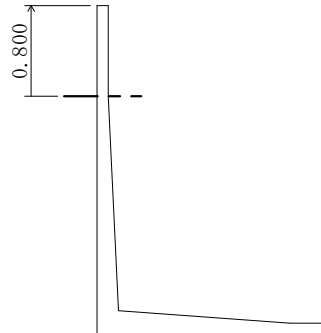


§6 たて壁の部材断面設計

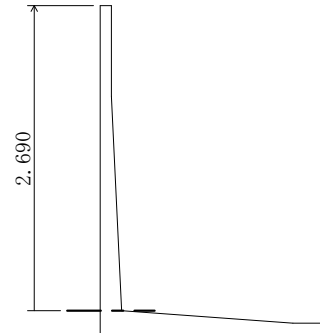
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



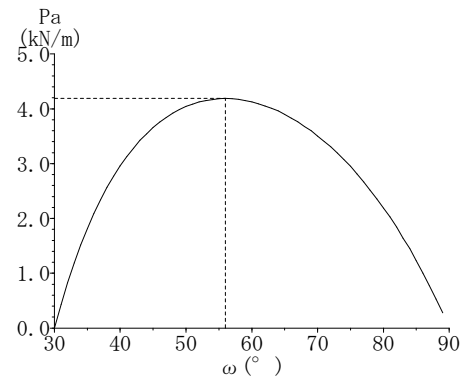
6.2 荷重の計算

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

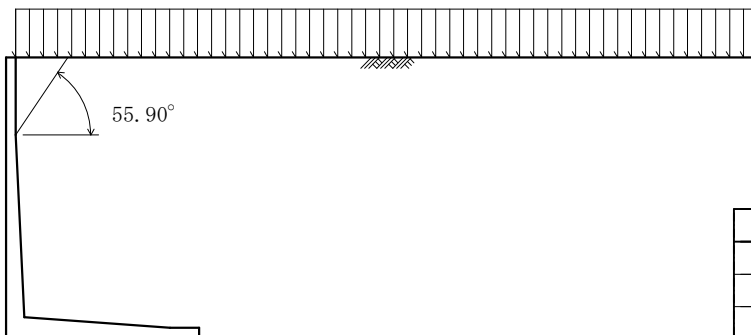
1) 中間部

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 0.00 (^{\circ}) \\
 W &= 9.54 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 5.42] \\
 \omega &= 55.90 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

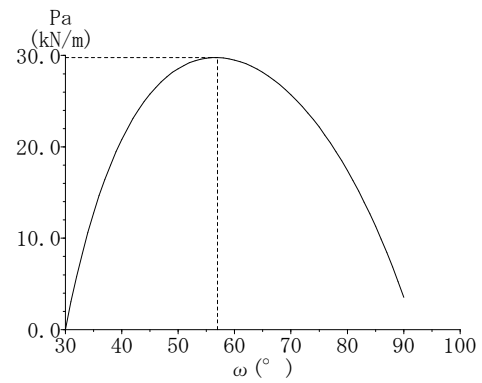
$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{9.54 \times \sin(55.90 - 30.00)}{\cos(55.90 - 30.00 - 20.00 - 0.00)} \\
 &= 4.19 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	Pa	W
60.00	4.128	8.13
59.00	4.148	8.45
58.00	4.172	8.80
57.00	4.185	9.15
56.00	4.187	9.50
* 55.90	4.189	9.54
55.00	4.183	9.86
54.00	4.167	10.22
53.00	4.151	10.61
52.00	4.123	11.00
51.00	4.086	11.40

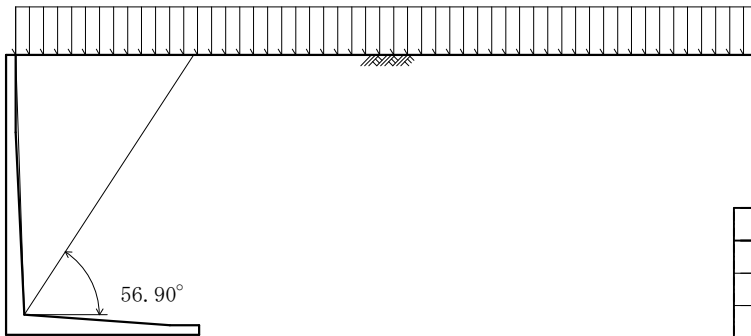
2) つけ根

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 1.92 (^{\circ}) \\
 W &= 65.56 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 18.44] \\
 \omega &= 56.90 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{65.56 \times \sin(56.90 - 30.00)}{\cos(56.90 - 30.00 - 20.00 - 1.92)} \\
 &= 29.77 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	Pa	W
61.00	29.323	56.22
60.00	29.503	58.42
59.00	29.639	60.67
58.00	29.730	62.97
57.00	29.772	65.32
* 56.90	29.774	65.56
56.00	29.762	67.72
55.00	29.702	70.18
54.00	29.585	72.69
53.00	29.419	75.28
52.00	29.193	77.93

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

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	4.19	20.00	0.00	3.94	0.267
つけ根	29.77	20.00	1.92	27.62	0.897

6.3 設計断面力

(1) 中間部

せん断力

$$S = H = 3.94 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 3.94 \times 0.267 \\ &= 1.05 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

(2) つけ根

せん断力

$$S = H = 27.62 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 27.62 \times 0.897 \\ &= 24.78 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

6.4 実応力度の計算

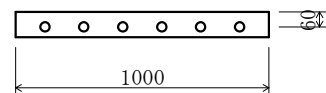
(1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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

$$\text{有効高さ} \quad d = 60 \text{ (mm)}$$

$$\begin{aligned} \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 6.5 \\ &= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

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

設計断面力

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 1.05 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\text{せん断力} \quad S = 3.94 \text{ (kN)}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 1.05 \times 10^6}{1000 \times 36.3 \times \left(60 - \frac{36.3}{3}\right)} \\ &= 1.21 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

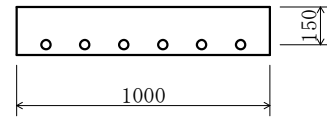
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1.05 \times 10^6}{1862 \times \left(60 - \frac{36.3}{3}\right)} \\ &= 11.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{3.94 \times 10^3}{1000 \times 60} \\ &= 0.07 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 150 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 6.5 \\ &= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

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

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 24.78 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 27.62 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

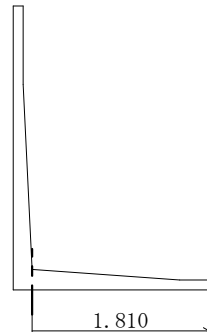
$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 24.78 \times 10^6}{1000 \times 67.8 \times \left(150 - \frac{67.8}{3}\right)} \\ &= 5.74 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{24.78 \times 10^6}{1862 \times \left(150 - \frac{67.8}{3}\right)} \\ &= 104.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{27.62 \times 10^3}{1000 \times 150} \\ &= 0.18 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$

§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)
	1.810	0.210	0.380	0.905	0.3439
a	-1/2 × 1.510	0.110	-0.083	1.007	-0.0836
b	-0.300	0.110	-0.033	1.660	-0.0548
合計			0.264		0.2055

作用位置

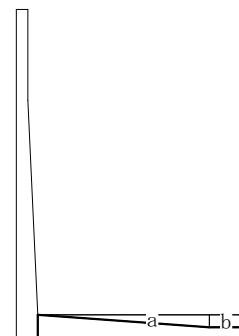
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.2055}{0.264} = 0.778 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.264 \times 24.5 \times 1.000 = 6.47 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.47 \times 0.778 = 5.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	1.810	2.800	5.068	0.905	4.5865
a	-1/2	1.510	0.110	-0.083	-0.0417
合 計			4.985		4.5448

作用位置

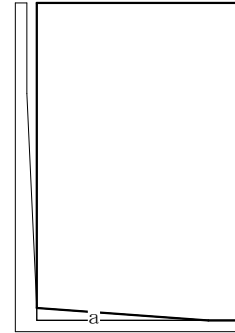
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{4.5448}{4.985} = 0.912 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 4.985 \times 19.0 \times 1.000 = 94.72 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 94.72 \times 0.912 = 86.38 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.810 \times 1.000 = 18.10 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.905 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 18.10 \times 0.905 = 16.38 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 120.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.22 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.22 + (120.60 - 12.22) \times \frac{1.810}{2.000} \\ &= 110.30 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(110.30 + 12.22) \times 1.810 \times 1.000}{2} \\ &= 110.88 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.810}{3} \times \frac{2 \times 12.22 + 110.30}{12.22 + 110.30} \\ &= 0.664 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 110.88 \times 0.664 = 73.62 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 112.57 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.25 + (112.57 - 1.25) \times \frac{1.810}{2.000} \\ &= 101.99 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(101.99 + 1.25) \times 1.810 \times 1.000}{2} \\ &= 93.43 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.810}{3} \times \frac{2 \times 1.25 + 101.99}{1.25 + 101.99} \\ &= 0.611 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 93.43 \times 0.611 = 57.09 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	6.47	5.03
2	かかと版上の載荷土	94.72	86.38
3	地盤反力	-110.88	-73.62
4	自動車荷重	18.10	16.38
	合 計 Σ	8.41	34.17

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	6.47	5.03
2	かかと版上の載荷土	94.72	86.38
3	地盤反力	-93.43	-57.09
	合 計 Σ	7.76	34.32

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 $M_o = 24.78$ (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

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

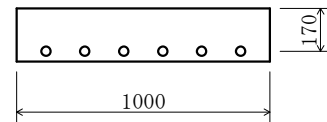
曲げモーメント

$$M = 24.78 \text{ (kN・m)}$$

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

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

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 24.78 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 8.41 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

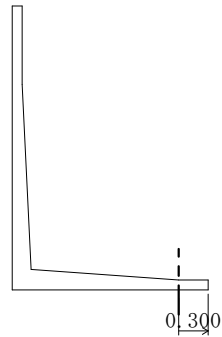
$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 24.78 \times 10^6}{1000 \times 73.4 \times \left(170 - \frac{73.4}{3}\right)} \\ &= 4.64 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{24.78 \times 10^6}{1862 \times \left(170 - \frac{73.4}{3}\right)} \\ &= 91.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{8.41 \times 10^3}{1000 \times 170} \\ &= 0.05 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$

§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

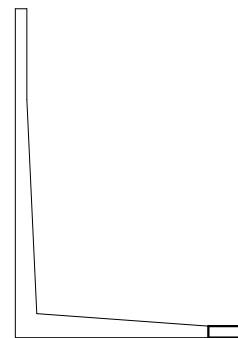
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 0.100 = 0.030 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.030 \times 24.5 \times 1.000 = 0.74 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.74 \times 0.150 = 0.11 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

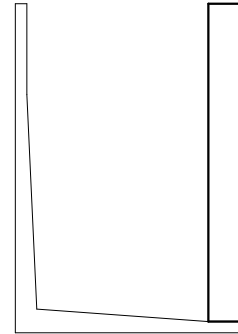
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 2.800 = 0.840 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.840 \times 19.0 \times 1.000 = 15.96 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 15.96 \times 0.150 = 2.39 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.300 \times 1.000 = 3.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.150 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.00 \times 0.150 = 0.45 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 120.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.22 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.22 + (120.60 - 12.22) \times \frac{0.300}{2.000} \\ &= 28.48 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(28.48 + 12.22) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 6.11 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 12.22 + 28.48}{12.22 + 28.48} \\ &= 0.130 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.11 \times 0.130 = 0.79 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 112.57 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.25 + (112.57 - 1.25) \times \frac{0.300}{2.000}$$

$$= 17.95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(17.95 + 1.25) \times 0.300 \times 1.000}{2}$$

$$= 2.88 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 1.25 + 17.95}{1.25 + 17.95}$$

$$= 0.107 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.88 \times 0.107 = 0.31 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	0.74	0.11
2	かかと版上の載荷土	15.96	2.39
3	地盤反力	-6.11	-0.79
4	自動車荷重	3.00	0.45
	合 計 Σ	13.59	2.16

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	0.74	0.11
2	かかと版上の載荷土	15.96	2.39
3	地盤反力	-2.88	-0.31
	合 計 Σ	13.82	2.19

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 13.82 \text{ (kN)}$$

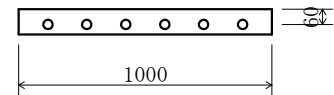
曲げモーメント

$$M = 2.19 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

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

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 2.19 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 13.82 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 2.19 \times 10^6}{1000 \times 36.3 \times \left(60 - \frac{36.3}{3}\right)} \\ &= 2.52 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2.19 \times 10^6}{1862 \times \left(60 - \frac{36.3}{3}\right)} \\ &= 24.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{13.82 \times 10^3}{1000 \times 60} \\ &= 0.23 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$