

CLP (H) 2700 × (B) 1900 × (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	$H = 2.700 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 111.97 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 以上必要}$

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

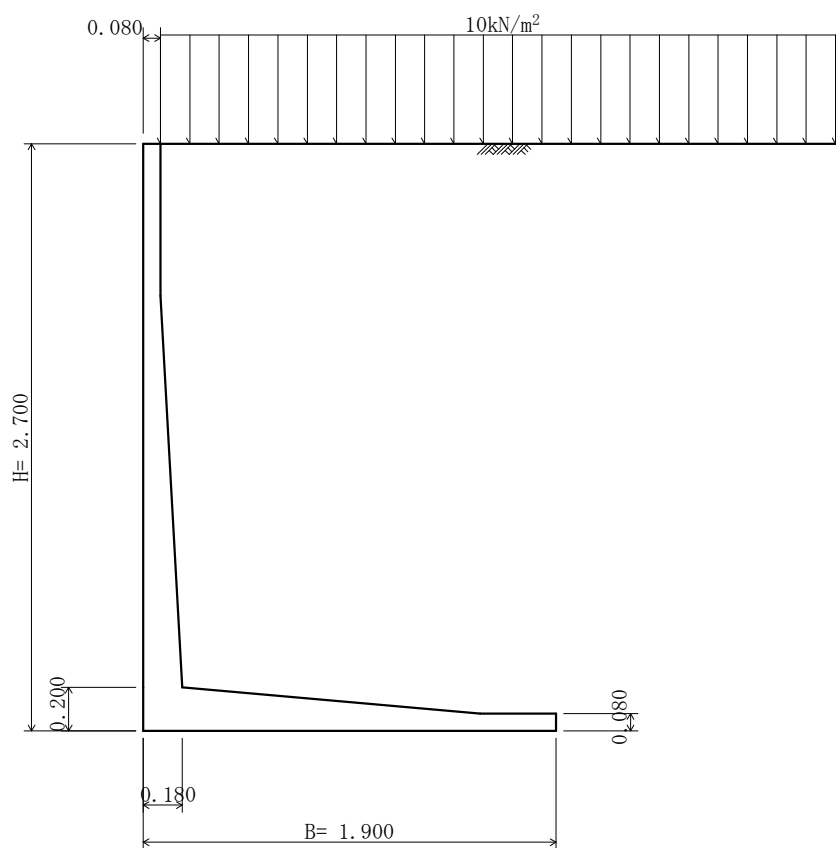
1.5 参考文献

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) 2700 × (B) 1900



§3 計算結果

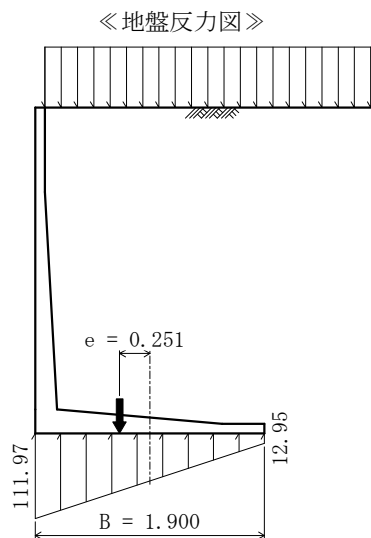
3.1 安定計算結果

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
118.68	32.09	0.251	3.87	2.13	111.97 12.95	O. K.
許 容 値		0.317	1.50	1.50		

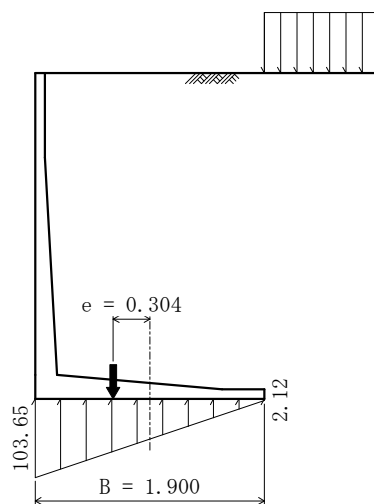


3.1.2 載荷重なし

(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
100.48	32.09	0.304	3.25	1.81	103.65	2.12	0. K.
許 容 値		0.317	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)	50	150
		As (mm ²)	D16 - 7.5 1490	D16 - 7.5 1490
		x (mm)	29.9	62.5
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.76×10^6	20.43×10^6
		せん断力 S (N)	3.26×10^3	24.52×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	1.27	5.06
		σ_{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	12.7	106.2
		σ_{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.07	0.16
		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	50
		As (mm ²)	D16 - 7.5 1490	D16 - 7.5 1490
		x (mm)	67.6	29.9
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	20.43×10^6	2.66×10^6
		せん断力 S (N)	7.29×10^3	14.10×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.10	4.44
		σ_{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	93.0	44.6
		σ_{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.04	0.28
		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

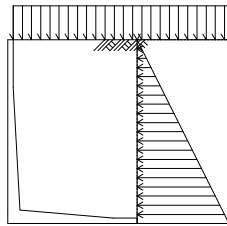
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

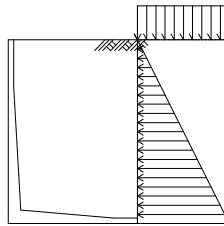
常 時 自重（＋載荷重）＋土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

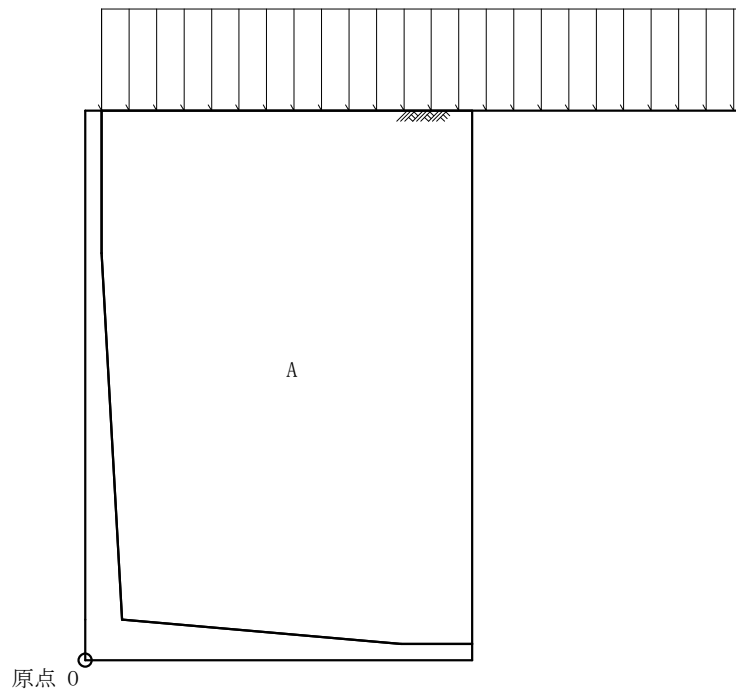


2) 載荷重なし



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)
	1.900	2.700	= 5.130	0.950	1.350	4.8735	6.9255
a	-	0.100	× 0.700 = -0.070	0.130	2.350	-0.0091	-0.1645
b	-1/2	× 0.100	× 1.800 = -0.090	0.147	1.400	-0.0132	-0.1260
c	-	1.370	× 2.500 = -3.425	0.865	1.450	-2.9626	-4.9663
d	-1/2	× 1.370	× 0.120 = -0.082	1.093	0.160	-0.0896	-0.0131
e	-	0.350	× 2.620 = -0.917	1.725	1.390	-1.5818	-1.2746
合 計			0.546			0.2172	0.3810

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.546 \times 1.000 = 0.546 \text{ (m}^3\text{)}$$

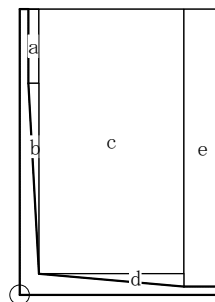
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.546 \times 24.5 = 13.38 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.2172}{0.546} = 0.398 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.3810}{0.546} = 0.698 \text{ (m)}$$



(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)
	1.820	2.620	= 4.768	0.990	1.390	4.7203	6.6275
a	-1/2	× 0.100	× 1.800 = -0.090	0.113	0.800	-0.0102	-0.0720
b	-	0.100	× 0.120 = -0.012	0.130	0.140	-0.0016	-0.0017
c	-1/2	× 1.370	× 0.120 = -0.082	0.637	0.120	-0.0522	-0.0098
合 計			4.584			4.6563	6.5440

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 4.584 \times 1.000 = 4.584 \text{ (m}^3\text{)}$$

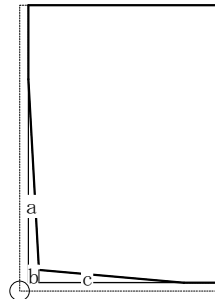
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 4.584 \times 19.0 = 87.10 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{4.6563}{4.584} = 1.016 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{6.5440}{4.584} = 1.428 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.820 \times 1.000 = 18.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.900 - \frac{1.820}{2} = 0.990 \text{ (m)}$$

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

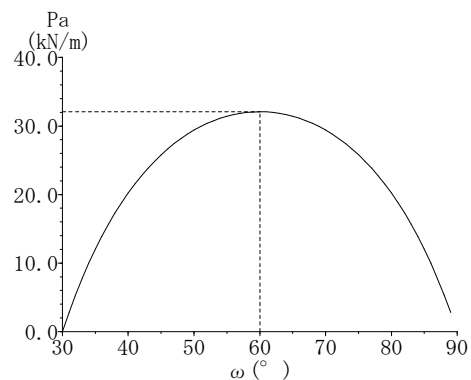
$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

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

ここに、

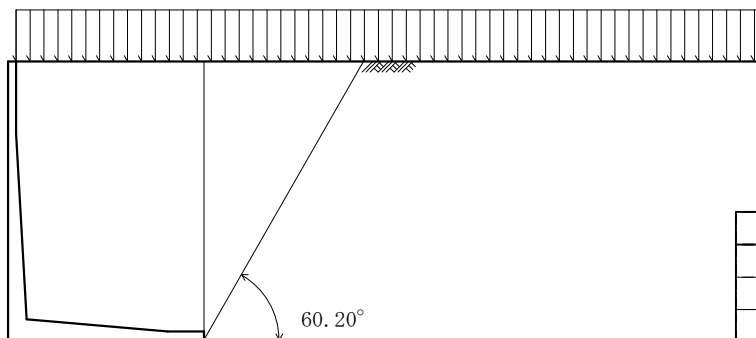
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

$$\begin{aligned}
 h &= 2.700 \text{ (m)} \\
 \alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 55.14 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 15.46] \\
 \omega &= 60.20 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{55.14 \times \sin(60.20 - 30.00)}{\cos(60.20 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 32.09 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	P_a	W
65.00	31.432	44.89
64.00	31.668	46.95
63.00	31.847	49.04
62.00	31.981	51.18
61.00	32.056	53.35
* 60.20	32.092	55.14
60.00	32.078	55.56
59.00	32.056	57.83
58.00	31.982	60.15
57.00	31.850	62.51
56.00	31.668	64.93

鉛直荷重

$$V = 32.09 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 32.09 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 32.09 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 1.900 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{2.700}{3} = 0.900 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

§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 $B = 1.900$ (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 $B = 1.900$ (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 $B = 1.900$ (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)

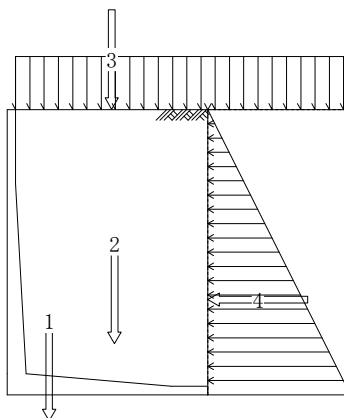
d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

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	13.38		0.398	0.698	5.33	
2	裏込め土	87.10		1.016	1.428	88.49	
3	載荷重	18.20		0.990	2.700	18.02	
4	土圧		32.09	1.900	0.900		28.88
合 計 Σ		118.68	32.09			111.84	28.88

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{118.68 \times 0.577 + 0.0 \times 1.900 \times 1.000}{32.09} \\
 &= 2.13 \geq F_{sa} = 1.5
 \end{aligned}$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} = \frac{111.84}{28.88} = 3.87 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{111.84 - 28.88}{118.68} = 0.699 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.900}{2} - 0.699 = 0.251 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.251 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.317 \text{ (m)}$$

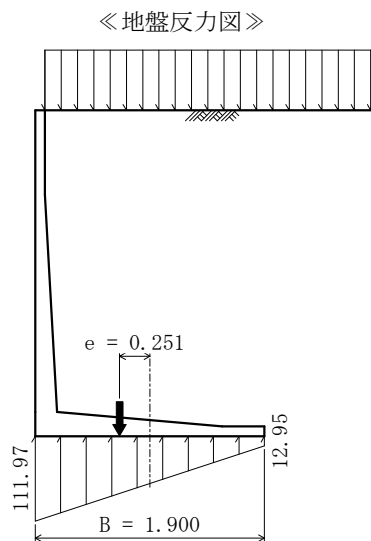
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{118.68}{1.900 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.251}{1.900} \right) \\ &= \begin{cases} 111.97 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 12.95 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

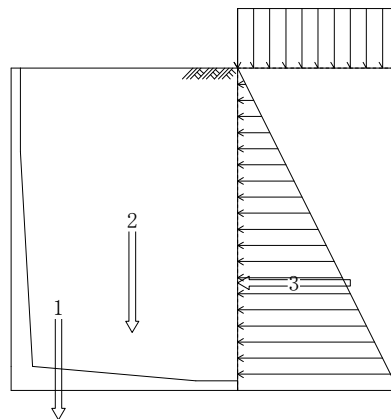
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	13.38		0.398	0.698	5.33	
2	裏込め土	87.10		1.016	1.428	88.49	
3	土圧		32.09	1.900	0.900		28.88
合 計 Σ		100.48	32.09			93.82	28.88

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{100.48 \times 0.577 + 0.0 \times 1.900 \times 1.000}{32.09}$$

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

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{93.82}{28.88} = 3.25 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{93.82 - 28.88}{100.48} = 0.646 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.900}{2} - 0.646 = 0.304 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.304 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.317 \text{ (m)}$$

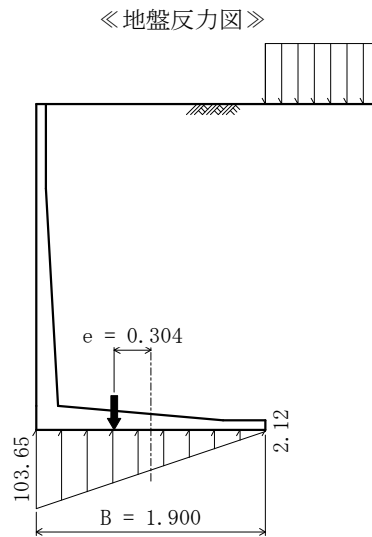
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{100.48}{1.900 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.304}{1.900} \right) \\
 &= \begin{cases} 103.65 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 2.12 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

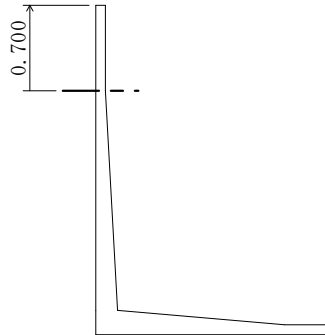


§6 たて壁の部材断面設計

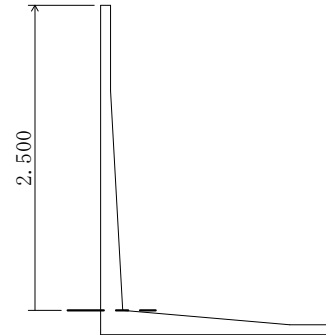
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



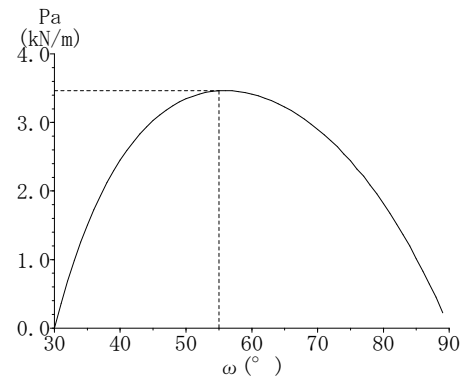
6.2 荷重の計算

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

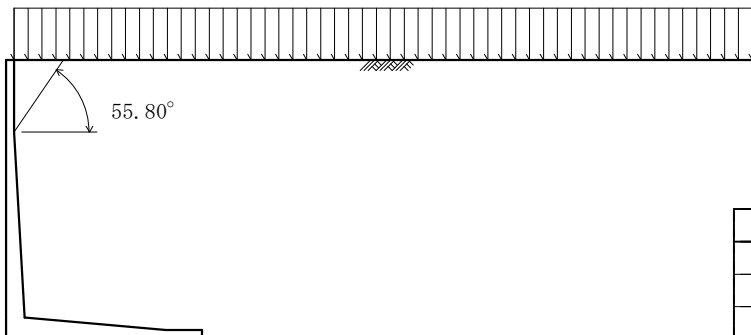
1) 中間部

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 0.00 (^{\circ}) \\
 W &= 7.93 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 4.76] \\
 \omega &= 55.80 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

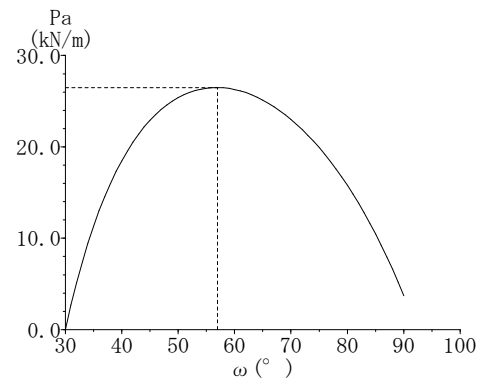
$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{7.93 \times \sin(55.80 - 30.00)}{\cos(55.80 - 30.00 - 20.00 - 0.00)} \\
 &= 3.47 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	P_a	W
60.00	3.412	6.72
59.00	3.436	7.00
58.00	3.451	7.28
57.00	3.463	7.57
56.00	3.465	7.86
* 55.80	3.469	7.93
55.00	3.466	8.17
54.00	3.453	8.47
53.00	3.439	8.79
52.00	3.411	9.10
51.00	3.380	9.43

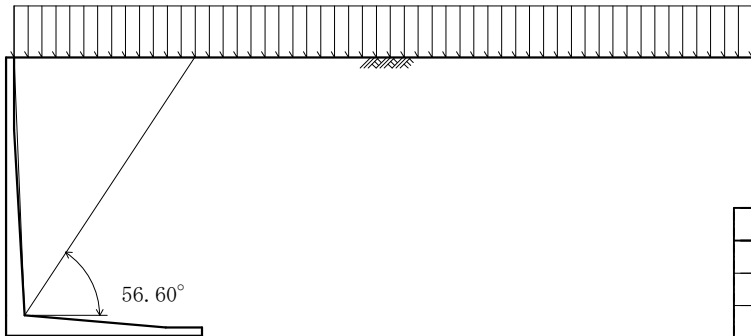
2) つけ根

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 2.29 (^{\circ}) \\
 W &= 59.02 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 17.48] \\
 \omega &= 56.60 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{59.02 \times \sin(56.60 - 30.00)}{\cos(56.60 - 30.00 - 20.00 - 2.29)} \\
 &= 26.50 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	P_a	W
61.00	26.125	50.14
60.00	26.278	52.08
59.00	26.399	54.08
58.00	26.469	56.10
57.00	26.494	58.16
* 56.60	26.502	59.02
56.00	26.485	60.29
55.00	26.422	62.45
54.00	26.315	64.67
53.00	26.165	66.96
52.00	25.957	69.29

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

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 (°)	傾斜角 α (°)	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	3.47	20.00	0.00	3.26	0.233
つけ根	26.50	20.00	2.29	24.52	0.833

6.3 設計断面力

(1) 中間部

せん断力

$$S = H = 3.26 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 3.26 \times 0.233 \\ &= 0.76 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

(2) つけ根

せん断力

$$S = H = 24.52 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 24.52 \times 0.833 \\ &= 20.43 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

6.4 実応力度の計算

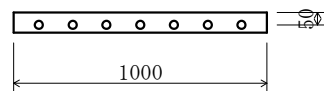
(1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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

$$\text{有効高さ} \quad d = 50 \text{ (mm)}$$

$$\begin{aligned} \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 7.5 \\ &= 14.90 \text{ (cm}^2\text{)} = 1490 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1490}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 1490}} \right\} \\ &= 29.9 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 0.76 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\text{せん断力} \quad S = 3.26 \text{ (kN)}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.76 \times 10^6}{1000 \times 29.9 \times \left(50 - \frac{29.9}{3}\right)} \\ &= 1.27 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

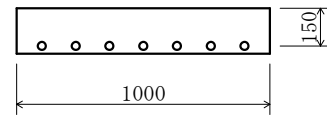
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.76 \times 10^6}{1490 \times \left(50 - \frac{29.9}{3}\right)} \\ &= 12.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{3.26 \times 10^3}{1000 \times 50} \\ &= 0.07 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 150 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 7.5 \\ &= 14.90 \text{ (cm}^2\text{)} = 1490 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1490}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 150}{15 \times 1490}} \right\} \\ &= 62.5 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 20.43 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 24.52 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

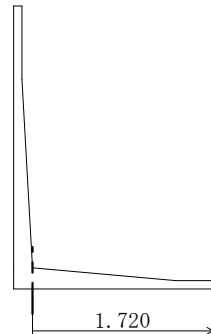
$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 20.43 \times 10^6}{1000 \times 62.5 \times \left(150 - \frac{62.5}{3}\right)} \\ &= 5.06 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{20.43 \times 10^6}{1490 \times \left(150 - \frac{62.5}{3}\right)} \\ &= 106.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{24.52 \times 10^3}{1000 \times 150} \\ &= 0.16 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$

§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)
	1.720	0.200	0.344	0.860	0.2958
a	-1/2 × 1.370	0.120	-0.082	0.913	-0.0749
b	-0.350	0.120	-0.042	1.545	-0.0649
合計			0.220		0.1560

作用位置

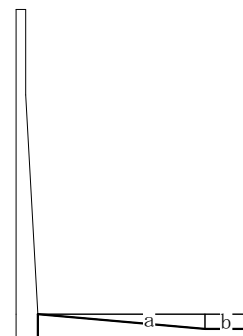
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.1560}{0.220} = 0.709 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.220 \times 24.5 \times 1.000 = 5.39 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 5.39 \times 0.709 = 3.82 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	1.720	2.620	4.506	0.860	3.8752
a	-1/2	1.370	0.120	-0.082	-0.0375
合 計			4.424		3.8377

作用位置

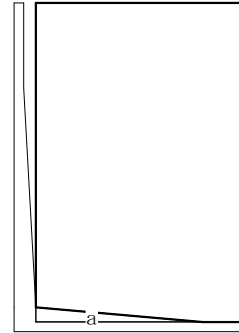
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{3.8377}{4.424} = 0.867 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 4.424 \times 19.0 \times 1.000 = 84.06 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 84.06 \times 0.867 = 72.88 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.720 \times 1.000 = 17.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.860 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 17.20 \times 0.860 = 14.79 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 111.97 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.95 + (111.97 - 12.95) \times \frac{1.720}{1.900} \\ &= 102.59 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(102.59 + 12.95) \times 1.720 \times 1.000}{2} \\ &= 99.36 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.720}{3} \times \frac{2 \times 12.95 + 102.59}{12.95 + 102.59} \\ &= 0.638 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 99.36 \times 0.638 = 63.39 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 103.65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.12 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.12 + (103.65 - 2.12) \times \frac{1.720}{1.900} \\ &= 94.03 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(94.03 + 2.12) \times 1.720 \times 1.000}{2} \\ &= 82.69 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.720}{3} \times \frac{2 \times 2.12 + 94.03}{2.12 + 94.03} \\ &= 0.586 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 82.69 \times 0.586 = 48.46 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	5.39	3.82
2	かかと版上の載荷土	84.06	72.88
3	地盤反力	-99.36	-63.39
4	自動車荷重	17.20	14.79
	合 計 Σ	7.29	28.10

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	5.39	3.82
2	かかと版上の載荷土	84.06	72.88
3	地盤反力	-82.69	-48.46
	合 計 Σ	6.76	28.24

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 $M_o = 20.43$ (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

$$S = 7.29 \text{ (kN)}$$

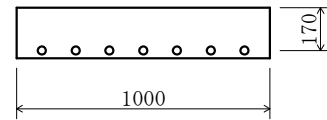
曲げモーメント

$$M = 20.43 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 170 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 7.5 \\ &= 14.90 \text{ (cm}^2\text{)} = 1490 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1490}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 170}{15 \times 1490}} \right\} \\ &= 67.6 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 20.43 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 7.29 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

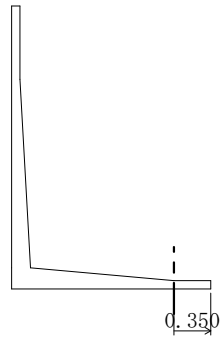
$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 20.43 \times 10^6}{1000 \times 67.6 \times \left(170 - \frac{67.6}{3}\right)} \\ &= 4.10 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{20.43 \times 10^6}{1490 \times \left(170 - \frac{67.6}{3}\right)} \\ &= 93.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{7.29 \times 10^3}{1000 \times 170} \\ &= 0.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

§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

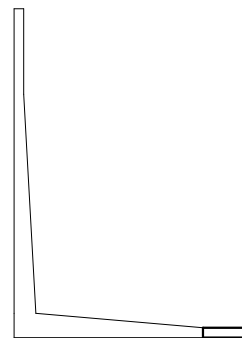
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 0.080 = 0.028 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.028 \times 24.5 \times 1.000 = 0.69 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.69 \times 0.175 = 0.12 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

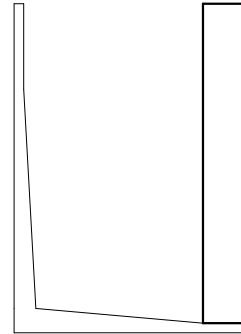
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 2.620 = 0.917 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.917 \times 19.0 \times 1.000 = 17.42 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 17.42 \times 0.175 = 3.05 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$q_1 = 111.97 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.95 + (111.97 - 12.95) \times \frac{0.350}{1.900} \\ &= 31.19 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(31.19 + 12.95) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 7.72 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 12.95 + 31.19}{12.95 + 31.19} \\ &= 0.151 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 7.72 \times 0.151 = 1.17 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 103.65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.12 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.12 + (103.65 - 2.12) \times \frac{0.350}{1.900}$$

$$= 20.82 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(20.82 + 2.12) \times 0.350 \times 1.000}{2}$$

$$= 4.01 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 2.12 + 20.82}{2.12 + 20.82}$$

$$= 0.127 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.01 \times 0.127 = 0.51 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	0.69	0.12
2	かかと版上の載荷土	17.42	3.05
3	地盤反力	-7.72	-1.17
4	自動車荷重	3.50	0.61
	合 計 Σ	13.89	2.61

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	0.69	0.12
2	かかと版上の載荷土	17.42	3.05
3	地盤反力	-4.01	-0.51
	合 計 Σ	14.10	2.66

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 14.10 \text{ (kN)}$$

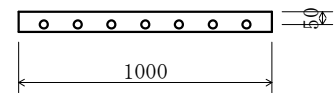
曲げモーメント

$$M = 2.66 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 50 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 7.5 \\ &= 14.90 \text{ (cm}^2\text{)} = 1490 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1490}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 1490}} \right\} \\ &= 29.9 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 2.66 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 14.10 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 2.66 \times 10^6}{1000 \times 29.9 \times \left(50 - \frac{29.9}{3}\right)} \\ &= 4.44 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2.66 \times 10^6}{1490 \times \left(50 - \frac{29.9}{3}\right)} \\ &= 44.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{14.10 \times 10^3}{1000 \times 50} \\ &= 0.28 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$