

CLP (H) 2300 × (B) 1650 × (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	$H = 2.300 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 96.92 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	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	$\sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	

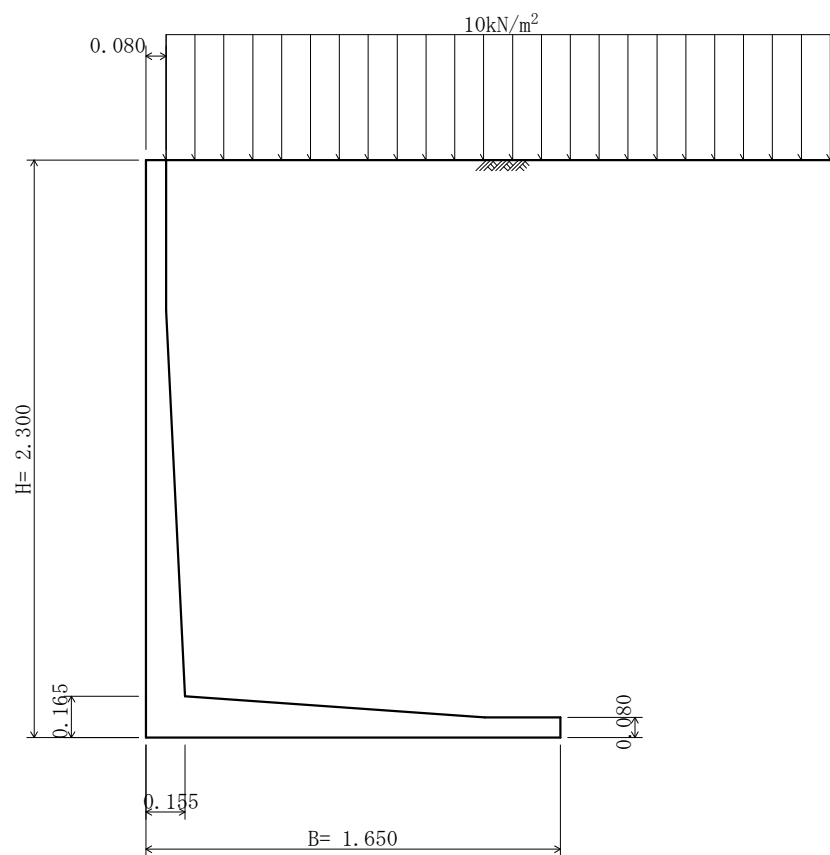
1.5 参考文献

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) 2300 × (B) 1650



§3 計算結果

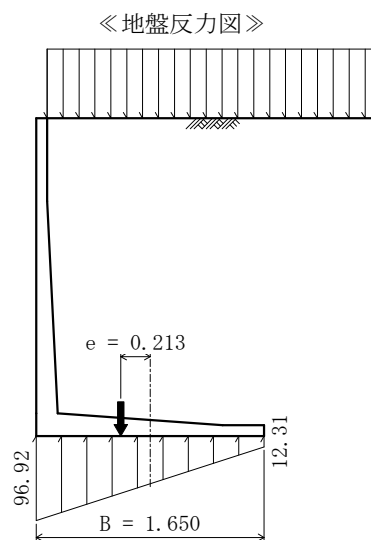
3.1 安定計算結果

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
90.12	24.42	0.213	3.94	2.13	96.92 12.31	O. K.
許 容 値		0.275	1.50	1.50		

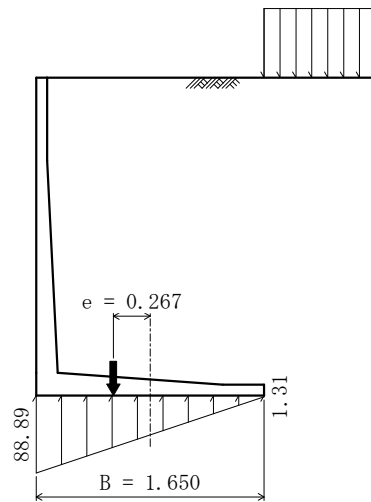


3.1.2 載荷重なし

(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
74.42	24.42	0.267	3.22	1.76	88.89	1.31	0. K.
許 容 値		0.275	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	125
		As (mm ²)	D16 - 6.5 1291	D16 - 6.5 1291
		x (mm)	28.7	52.9
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.53×10^6	13.31×10^6
		せん断力 S (N)	2.63×10^3	18.70×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.91	4.69
		σ_{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	10.2	96.0
		σ_{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.05	0.15
		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)	135	50
		As (mm ²)	D16 - 6.5 1291	D16 - 6.5 1291
		x (mm)	55.5	28.7
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	13.31×10^6	1.69×10^6
		せん断力 S (N)	5.50×10^3	10.46×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	4.12	2.91
		σ_{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_s	88.5	32.4
		σ_{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.04	0.21
		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

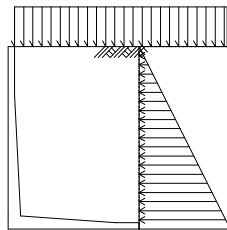
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

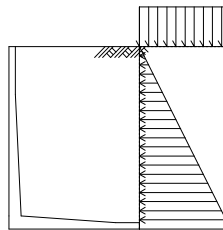
常 時 自重（＋載荷重）＋土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

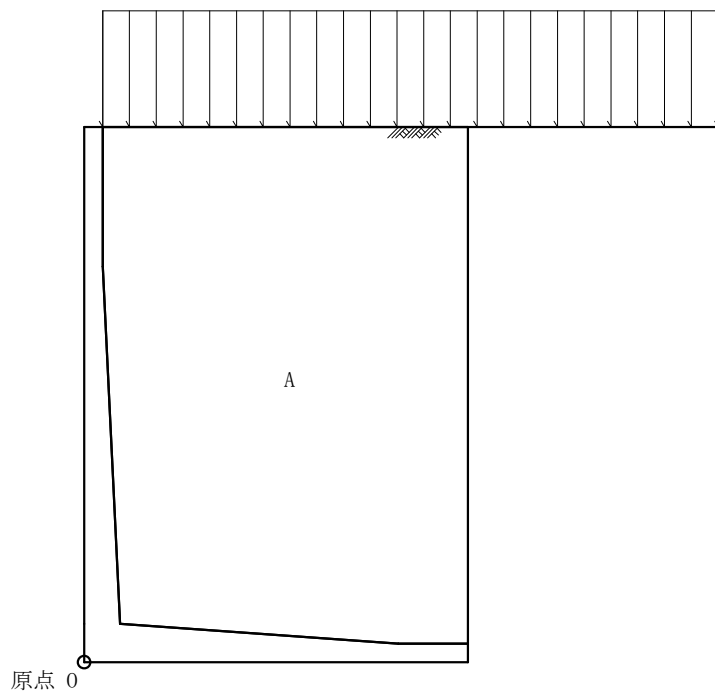


2) 載荷重なし



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)
	1.650	2.300	= 3.795	0.825	1.150	3.1309	4.3643
a	-	0.075	× 0.600 = -0.045	0.118	2.000	-0.0053	-0.0900
b	-1/2	× 0.075	× 1.535 = -0.058	0.130	1.188	-0.0075	-0.0689
c	-	1.195	× 2.135 = -2.551	0.753	1.233	-1.9209	-3.1454
d	-1/2	× 1.195	× 0.085 = -0.051	0.952	0.137	-0.0486	-0.0070
e	-	0.300	× 2.220 = -0.666	1.500	1.190	-0.9990	-0.7925
合 計			0.424			0.1496	0.2605

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.424 \times 1.000 = 0.424 \text{ (m}^3\text{)}$$

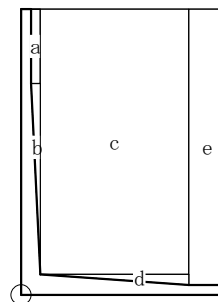
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 0.424 \times 24.5 = 10.39 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.1496}{0.424} = 0.353 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.2605}{0.424} = 0.614 \text{ (m)}$$



(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)
	1.570	2.220	= 3.485	0.865	1.190	3.0145	4.1472
a	-1/2	× 0.075	× 1.535 = -0.058	0.105	0.677	-0.0061	-0.0393
b	-	0.075	× 0.085 = -0.006	0.118	0.123	-0.0007	-0.0007
c	-1/2	× 1.195	× 0.085 = -0.051	0.553	0.108	-0.0282	-0.0055
合 計			3.370			2.9795	4.1017

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 3.370 \times 1.000 = 3.370 \text{ (m}^3\text{)}$$

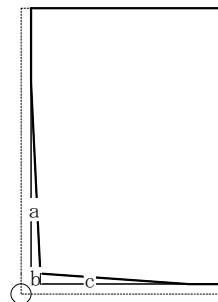
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_s = 3.370 \times 19.0 = 64.03 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{2.9795}{3.370} = 0.884 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{4.1017}{3.370} = 1.217 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 1.570 \times 1.000 = 15.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.650 - \frac{1.570}{2} = 0.865 \text{ (m)}$$

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

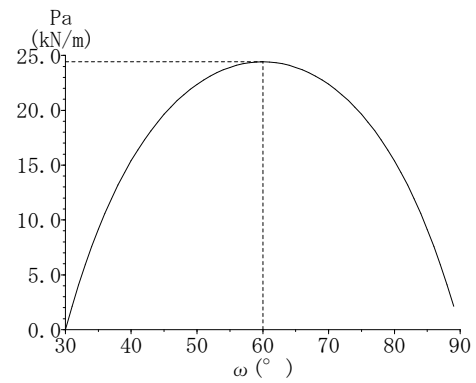
$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

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

ここに、

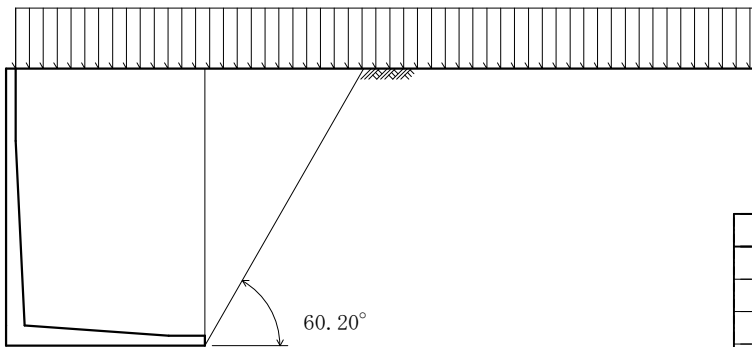
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

$$\begin{aligned}
 h &= 2.300 \text{ (m)} \\
 \alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 41.96 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 13.17] \\
 \omega &= 60.20 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{41.96 \times \sin(60.20 - 30.00)}{\cos(60.20 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 24.42 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	P_a	W
65.00	23.912	34.15
64.00	24.100	35.73
63.00	24.242	37.33
62.00	24.332	38.94
61.00	24.395	40.60
* 60.20	24.421	41.96
60.00	24.416	42.29
59.00	24.395	44.01
58.00	24.342	45.78
57.00	24.243	47.58
56.00	24.099	49.41

鉛直荷重

$$V = 24.42 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 24.42 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 24.42 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 1.650 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{2.300}{3} = 0.767 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

§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 $B = 1.650$ (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 $B = 1.650$ (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、

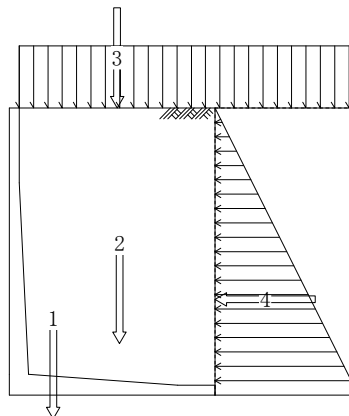
q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m^2)
 ΣV : 鉛直荷重 (kN)
 B : 擁壁の底版幅 $B = 1.650$ (m)
 L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000$ (m)
 e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
 d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

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	10.39		0.353	0.614	3.67	
2	裏込め土	64.03		0.884	1.217	56.60	
3	載荷重	15.70		0.865	2.300	13.58	
4	土圧		24.42	1.650	0.767		18.73
合 計 Σ		90.12	24.42			73.85	18.73

《 荷重作用図 》



1) 滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{90.12 \times 0.577 + 0.0 \times 1.650 \times 1.000}{24.42} \\
 &= 2.13 \geq F_{sa} = 1.5
 \end{aligned}$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} = \frac{73.85}{18.73} = 3.94 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{73.85 - 18.73}{90.12} = 0.612 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.650}{2} - 0.612 = 0.213 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.213 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.275 \text{ (m)}$$

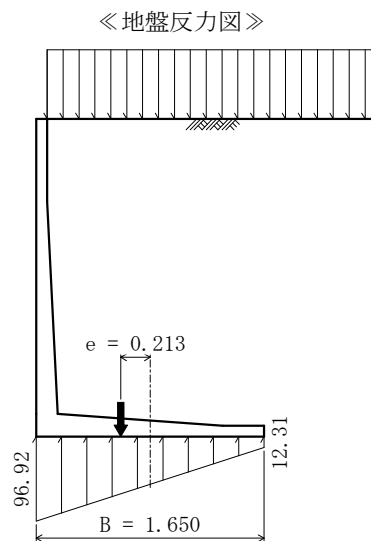
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{90.12}{1.650 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.213}{1.650} \right) \\ &= \begin{cases} 96.92 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 12.31 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

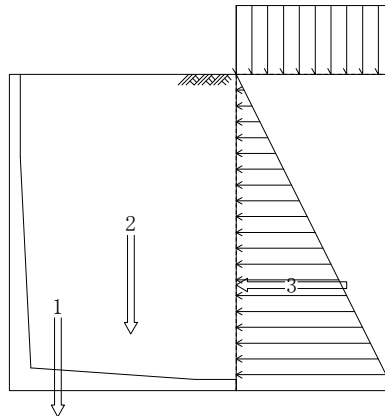
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	10.39		0.353	0.614	3.67	
2	裏込め土	64.03		0.884	1.217	56.60	
3	土圧		24.42	1.650	0.767		18.73
合 計 Σ		74.42	24.42			60.27	18.73

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{74.42 \times 0.577 + 0.0 \times 1.650 \times 1.000}{24.42}$$

$$= 1.76 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{60.27}{18.73} = 3.22 \geq F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{60.27 - 18.73}{74.42} = 0.558 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.650}{2} - 0.558 = 0.267 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.267 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.275 \text{ (m)}$$

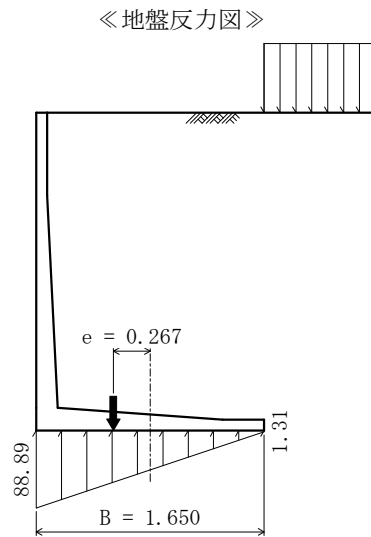
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{74.42}{1.650 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.267}{1.650} \right) \\
 q_2 &= \begin{cases} 88.89 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 1.31 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

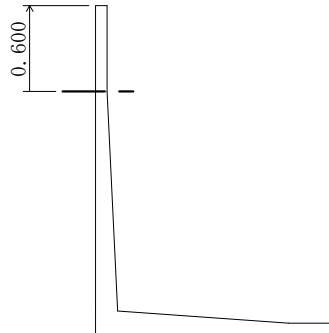


§6 たて壁の部材断面設計

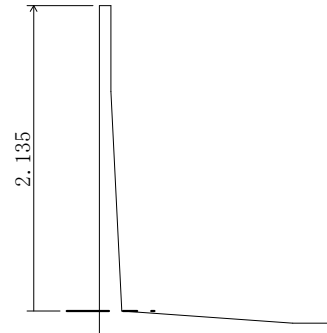
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



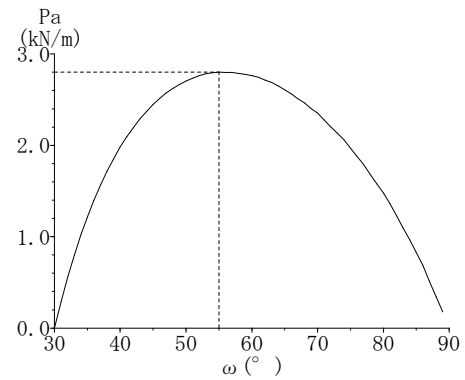
6.2 荷重の計算

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

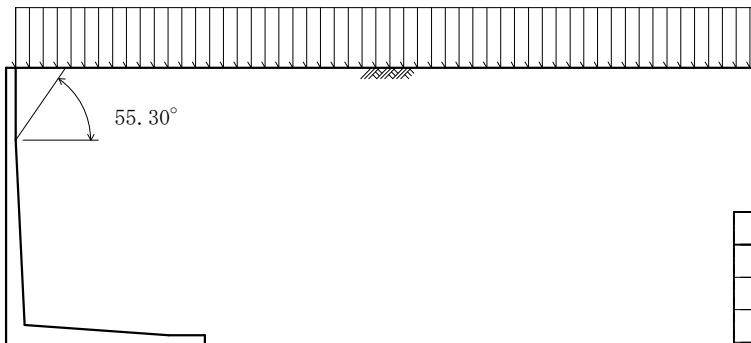
1) 中間部

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 0.00 (^{\circ}) \\
 W &= 6.53 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 4.15] \\
 \omega &= 55.30 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

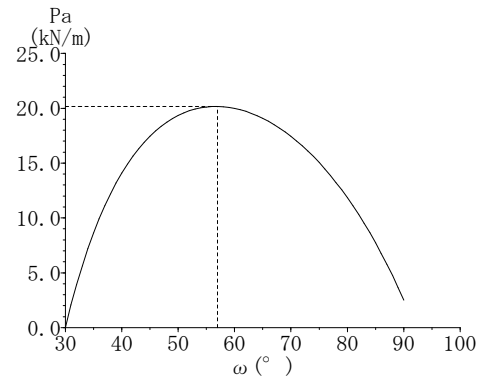
$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{6.53 \times \sin(55.30 - 30.00)}{\cos(55.30 - 30.00 - 20.00 - 0.00)} \\
 &= 2.80 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	P_a	W
60.00	2.762	5.44
59.00	2.778	5.66
58.00	2.788	5.88
57.00	2.799	6.12
56.00	2.799	6.35
* 55.30	2.803	6.53
55.00	2.800	6.60
54.00	2.793	6.85
53.00	2.782	7.11
52.00	2.763	7.37
51.00	2.735	7.63

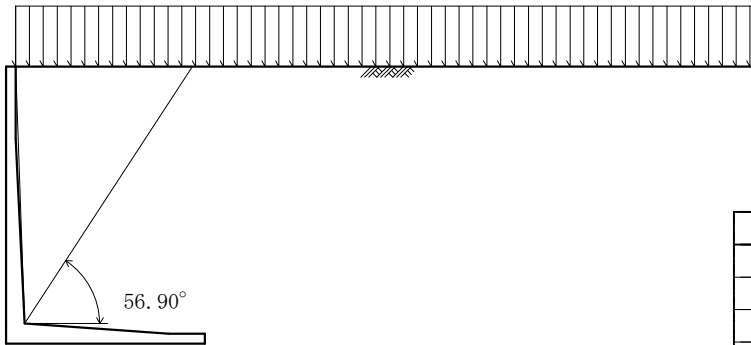
2) つけ根

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 2.01 (^{\circ}) \\
 W &= 44.42 \text{ (kN/m)} \quad [\text{载荷重: } 14.67] \\
 \omega &= 56.90 (^{\circ}) \\
 \delta &= 20.00 (^{\circ}) \\
 \phi &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{44.42 \times \sin(56.90 - 30.00)}{\cos(56.90 - 30.00 - 20.00 - 2.01)} \\
 &= 20.17 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	Pa	W
61.00	19.867	38.10
60.00	19.994	39.60
59.00	20.080	41.11
58.00	20.142	42.67
57.00	20.166	44.25
* 56.90	20.171	44.42
56.00	20.157	45.87
55.00	20.119	47.54
54.00	20.040	49.24
53.00	19.922	50.98
52.00	19.775	52.79

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

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	2.80	20.00	0.00	2.63	0.200
つけ根	20.17	20.00	2.01	18.70	0.712

6.3 設計断面力

(1) 中間部

せん断力

$$S = H = 2.63 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 2.63 \times 0.200 \\ &= 0.53 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

(2) つけ根

せん断力

$$S = H = 18.70 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 18.70 \times 0.712 \\ &= 13.31 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

6.4 実応力度の計算

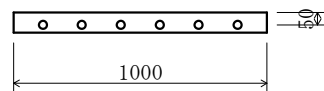
(1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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

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

$$\begin{aligned} \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 6.5 \\ &= 12.91 \text{ (cm}^2\text{)} = 1291 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 1291}} \right\} \\ &= 28.7 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 0.53 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\text{せん断力} \quad S = 2.63 \text{ (kN)}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.53 \times 10^6}{1000 \times 28.7 \times \left(50 - \frac{28.7}{3}\right)} \\ &= 0.91 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

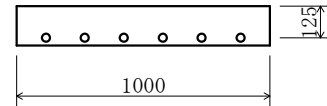
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.53 \times 10^6}{1291 \times \left(50 - \frac{28.7}{3}\right)} \\ &= 10.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{2.63 \times 10^3}{1000 \times 50} \\ &= 0.05 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 125 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 6.5 \\ &= 12.91 \text{ (cm}^2\text{)} = 1291 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 125}{15 \times 1291}} \right\} \\ &= 52.9 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 13.31 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 18.70 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

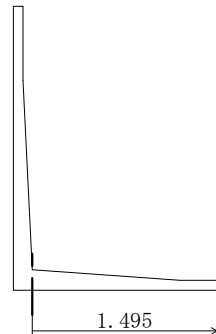
$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 13.31 \times 10^6}{1000 \times 52.9 \times \left(125 - \frac{52.9}{3}\right)} \\ &= 4.69 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{13.31 \times 10^6}{1291 \times \left(125 - \frac{52.9}{3}\right)} \\ &= 96.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{18.70 \times 10^3}{1000 \times 125} \\ &= 0.15 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.}\end{aligned}$$

§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)
	1.495	0.165	0.247	0.748	0.1848
a	-1/2 × 1.195	0.085	-0.051	0.797	-0.0406
b	-0.300	0.085	-0.026	1.345	-0.0350
合計			0.170		0.1092

作用位置

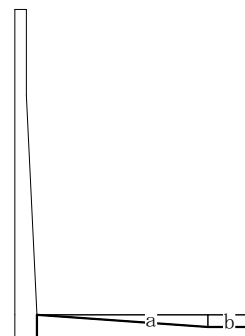
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.1092}{0.170} = 0.642 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.170 \times 24.5 \times 1.000 = 4.17 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.17 \times 0.642 = 2.68 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	1.495	2.220	3.319	0.748	2.4826
a	-1/2	1.195	0.085	-0.051	-0.0203
合 計			3.268		2.4623

作用位置

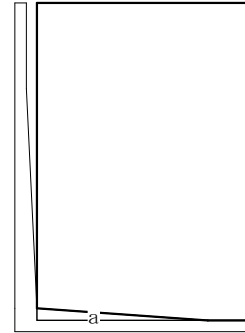
$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{2.4623}{3.268} = 0.753 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 3.268 \times 19.0 \times 1.000 = 62.09 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 62.09 \times 0.753 = 46.75 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.495 \times 1.000 = 14.95 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.748 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 14.95 \times 0.748 = 11.18 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 96.92 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.31 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.31 + (96.92 - 12.31) \times \frac{1.495}{1.650} \\ &= 88.97 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(88.97 + 12.31) \times 1.495 \times 1.000}{2} \\ &= 75.71 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.495}{3} \times \frac{2 \times 12.31 + 88.97}{12.31 + 88.97} \\ &= 0.559 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 75.71 \times 0.559 = 42.32 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 88.89 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.31 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.31 + (88.89 - 1.31) \times \frac{1.495}{1.650} \\ &= 80.66 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(80.66 + 1.31) \times 1.495 \times 1.000}{2} \\ &= 61.27 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.495}{3} \times \frac{2 \times 1.31 + 80.66}{1.31 + 80.66} \\ &= 0.506 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 61.27 \times 0.506 = 31.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	4.17	2.68
2	かかと版上の載荷土	62.09	46.75
3	地盤反力	-75.71	-42.32
4	自動車荷重	14.95	11.18
	合 計 Σ	5.50	18.29

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	4.17	2.68
2	かかと版上の載荷土	62.09	46.75
3	地盤反力	-61.27	-31.00
	合 計 Σ	4.99	18.43

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 $M_o = 13.31$ (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

$$S = 5.50 \text{ (kN)}$$

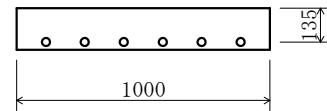
曲げモーメント

$$M = 13.31 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 135 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 6.5 \\ &= 12.91 \text{ (cm}^2\text{)} = 1291 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 135}{15 \times 1291}} \right\} \\ &= 55.5 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 13.31 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 5.50 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

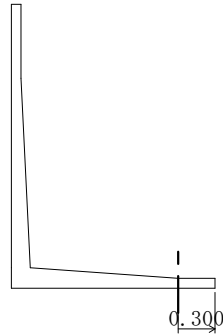
$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 13.31 \times 10^6}{1000 \times 55.5 \times \left(135 - \frac{55.5}{3}\right)} \\ &= 4.12 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{13.31 \times 10^6}{1291 \times \left(135 - \frac{55.5}{3}\right)} \\ &= 88.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{5.50 \times 10^3}{1000 \times 135} \\ &= 0.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

§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

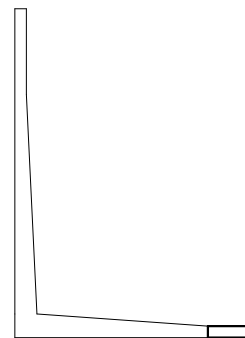
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 0.080 = 0.024 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.024 \times 24.5 \times 1.000 = 0.59 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.59 \times 0.150 = 0.09 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

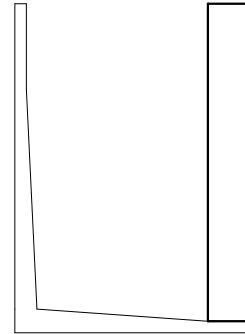
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 2.220 = 0.666 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.666 \times 19.0 \times 1.000 = 12.65 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 12.65 \times 0.150 = 1.90 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$q_1 = 96.92 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.31 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.31 + (96.92 - 12.31) \times \frac{0.300}{1.650} \\ &= 27.69 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(27.69 + 12.31) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 6.00 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 12.31 + 27.69}{12.31 + 27.69} \\ &= 0.131 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.00 \times 0.131 = 0.79 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 88.89 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.31 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.31 + (88.89 - 1.31) \times \frac{0.300}{1.650}$$

$$= 17.23 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(17.23 + 1.31) \times 0.300 \times 1.000}{2}$$

$$= 2.78 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 1.31 + 17.23}{1.31 + 17.23}$$

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

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.78 \times 0.107 = 0.30 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.3 設計断面力

かかと版中間部の曲げモーメントは

たて壁つけ根の曲げモーメントを超えないものとする。

1) 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	0.59	0.09
2	かかと版上の載荷土	12.65	1.90
3	地盤反力	-6.00	-0.79
4	自動車荷重	3.00	0.45
	合 計 Σ	10.24	1.65

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	0.59	0.09
2	かかと版上の載荷土	12.65	1.90
3	地盤反力	-2.78	-0.30
	合 計 Σ	10.46	1.69

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 10.46 \text{ (kN)}$$

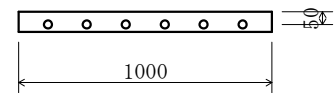
曲げモーメント

$$M = 1.69 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 50 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D16 - 6.5 \\ &= 12.91 \text{ (cm}^2\text{)} = 1291 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1291}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 50}{15 \times 1291}} \right\} \\ &= 28.7 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 1.69 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 10.46 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 1.69 \times 10^6}{1000 \times 28.7 \times \left(50 - \frac{28.7}{3}\right)} \\ &= 2.91 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1.69 \times 10^6}{1291 \times \left(50 - \frac{28.7}{3}\right)} \\ &= 32.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{10.46 \times 10^3}{1000 \times 50} \\ &= 0.21 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$