

(H)4500 × (B)2950 × (L)2000

2010 年 1 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	16
§ 7 かかと版(つけ根)の部材断面設計	21
§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計	26

§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	$H = 4.500 \text{ (m)}$
(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	$c = 24.5 \text{ (kN/m}^3 \text{)}$

1.2 土質条件

(1) 擁壁背面の裏込め土		
せん断抵抗角	$= 30.00 \text{ (}^\circ \text{)}$	
単位体積重量	$s = 19.0 \text{ (kN/m}^3 \text{)}$	
(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	$q_a = 183.23 \text{ (kN/m}^2 \text{)}$	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	1.50
(2) 転倒に対する検討	偏心距離	$ e $	1/6 B
	転倒安全率	F_s	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	$ck = 30 \text{ (N/mm}^2 \text{)}$
許容圧縮応力度	$ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2 \text{)}$
許容せん断応力度	$a = 0.45 \text{ (N/mm}^2 \text{)}$

(2) 鉄筋

許容引張応力度	$sa = 160 \text{ (N/mm}^2 \text{)}$
---------	-------------------------------------

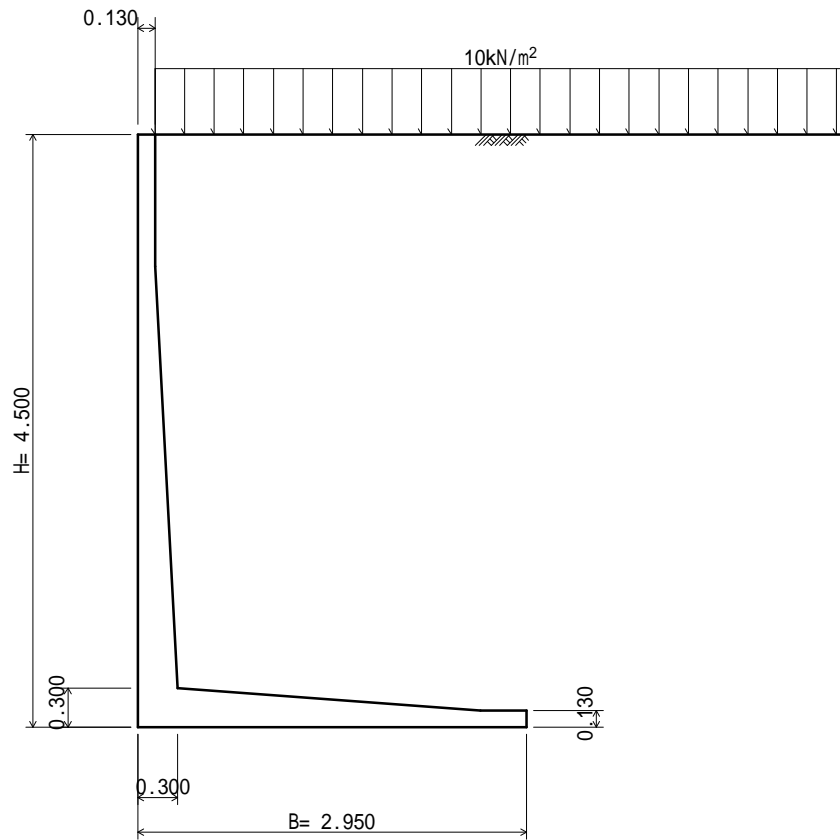
1.5 参考文献

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)4500×(B)2950標準



§3 計算結果

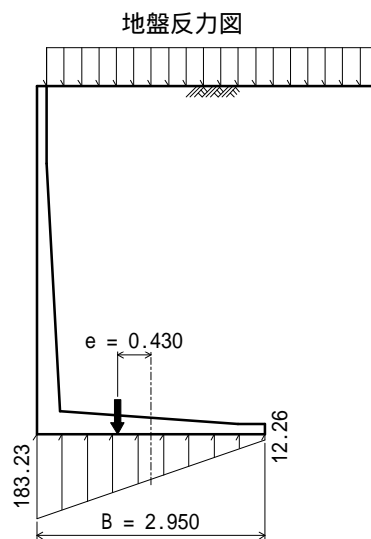
3.1 安定計算結果

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 V (kN)	水平荷重 H (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)	判定
288.34	79.13	0.430	3.54	2.10	183.23 12.26	0.K.
許 容 値		0.492	1.50	1.50		

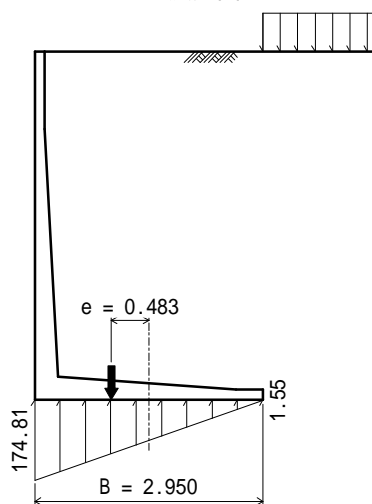


3.1.2 載荷重なし

(1) 安定計算

鉛直荷重 V (kN)	水平荷重 H (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
260.14	79.13	0.483	3.17	1.90	174.81	1.55	0.K.
許 容 値		0.492	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)	90	260
		As (mm ²)	D22 - 7.5 2903	D22 - 7.5 2903
		x (mm)	55.1	113.1
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.84×10^6	86.00×10^6
		せん断力 S (N)	5.52×10^3	61.43×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	c	0.93	6.84
		ca	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	s	8.8	133.3
		sa	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)		0.06	0.24
		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)	260	90
		As (mm ²)	D22 - 7.5 2903	D22 - 7.5 2903
		x (mm)	113.1	55.1
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	86.00×10^6	4.78×10^6
		せん断力 S (N)	20.05×10^3	26.06×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	c	6.84	2.42
		ca	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	s	133.3	23.0
		sa	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)		0.08	0.29
		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

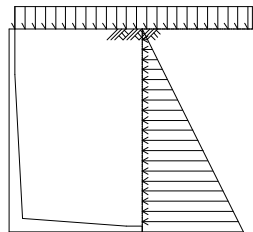
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

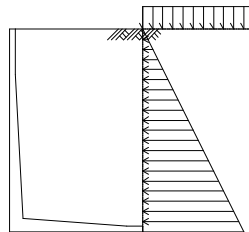
常 時 自重（+ 載荷重）+ 土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

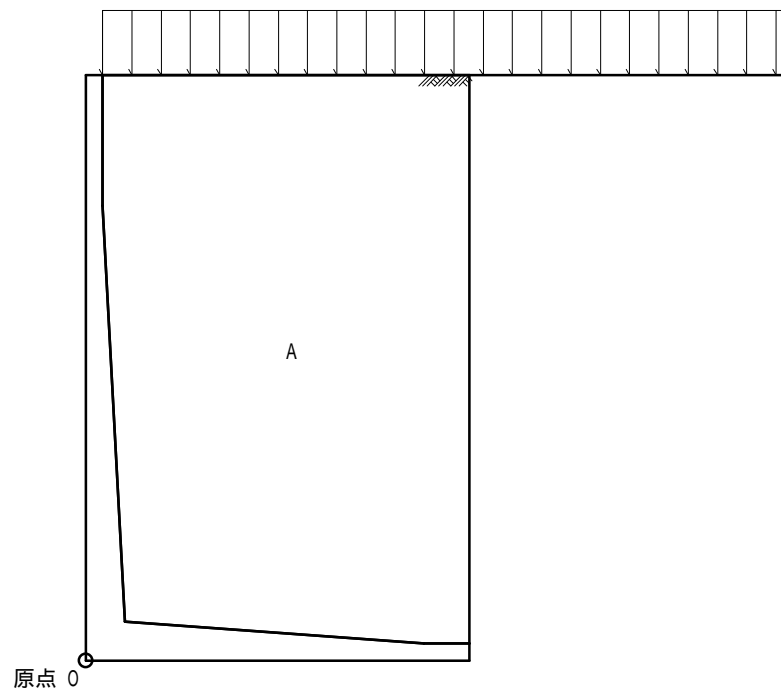


2) 載荷重なし



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)
	2.950	4.500	13.275	1.475	2.250	19.5806	29.8688
a	-	0.170	1.000	-0.170	0.215	-0.0366	-0.6800
b	-1/2	0.170	3.200	-0.272	0.243	-0.0661	-0.6618
c	-	2.300	4.200	-0.660	1.450	-14.0070	-23.1840
d	-1/2	2.300	0.170	-0.196	1.833	-0.3593	-0.0476
e	-	0.350	4.370	-1.530	2.775	-4.2458	-3.5420
合 計			1.447			0.8658	1.7534

体積

$$V_o = A \cdot L = 1.447 \times 1.000 = 1.447 \text{ (m}^3\text{)}$$

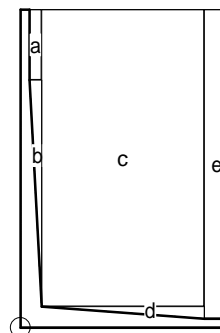
荷重

$$V = V_o \cdot c = 1.447 \times 24.5 = 35.45 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{0.8658}{1.447} = 0.598 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{A \cdot y}{A} = \frac{1.7534}{1.447} = 1.212 \text{ (m)}$$



(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)
	2.820	4.370	12.323	1.540	2.315	18.9774	28.5277
a	-1/2	0.170	3.200	-0.272	0.187	-0.0509	-0.3718
b	-	0.170	0.170	-0.029	0.215	-0.0062	-0.0062
c	-1/2	2.300	0.170	-0.196	1.067	-0.2091	-0.0367
合 計			11.826			18.7112	28.1130

体積

$$V_o = A \cdot L = 11.826 \times 1.000 = 11.826 \text{ (m}^3\text{)}$$

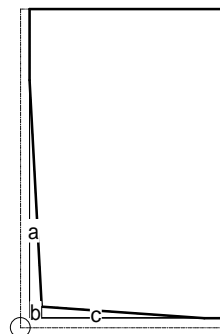
荷重

$$V = V_o \cdot s = 11.826 \times 19.0 = 224.69 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{18.7112}{11.826} = 1.582 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{A \cdot y}{A} = \frac{28.1130}{11.826} = 2.377 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 2.820 \times 1.000 = 28.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 2.950 - \frac{2.820}{2} = 1.540 \text{ (m)}$$

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

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\quad - \quad)}{\cos(\quad - \quad - \quad)}$$

ここに、

- Pa : 主働土圧合力 (kN/m)
- W : 土くさびの重量 (kN/m)
- : すべり角 (°)
- : 裏込め土のせん断抵抗角 (°)
- : 壁面摩擦角 (°)
- : 土圧作用面と鉛直面のなす角 (°)

鉛直荷重・水平荷重

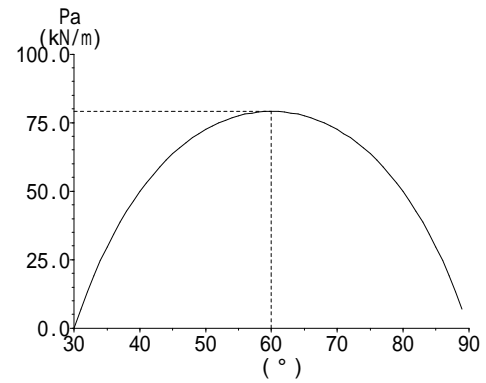
$$V = Pa \cdot \sin(\quad + \quad) \cdot L$$

$$H = Pa \cdot \cos(\quad + \quad) \cdot L$$

ここに、

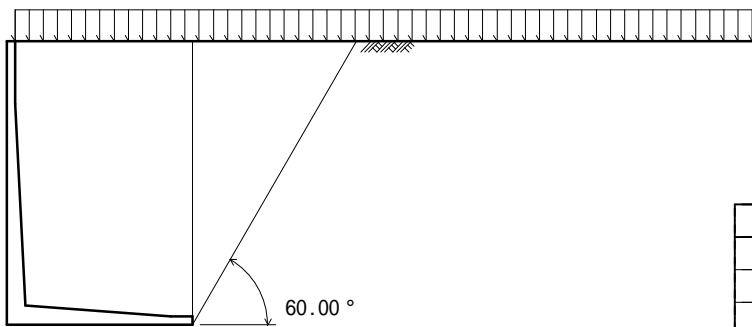
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

$$\begin{aligned}
 h &= 4.500 \text{ (m)} \\
 &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 137.05 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 25.98] \\
 &= 60.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{137.05 \times \sin(60.00 - 30.00)}{\cos(60.00 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 79.13 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	Pa	W
64.00	78.088	115.77
63.00	78.546	120.95
62.00	78.871	126.22
61.00	79.055	131.57
* 60.00	79.126	137.05
59.00	79.061	142.63
58.00	78.868	148.33
57.00	78.543	154.15
56.00	78.086	160.10

鉛直荷重

$$V = 79.13 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 79.13 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 79.13 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 2.950 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{4.500}{3} = 1.500 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

§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。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{V \cdot \tan \quad + C \cdot B \cdot L}{H} \quad F_{sa}$$

ここに、

F_s : 滑動安全率

F_{sa} : 滑動安全率の許容値 $F_{sa} = 1.50$

V : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

H : 水平荷重 (kN)

\tan : 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数

$\tan = 0.577$

C : 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力 $C = 0.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

B : 擁壁の底版幅 $B = 2.950 \text{ (m)}$

L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000 \text{ (m)}$

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。

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} \quad F_{sa}$$

ここに、

F_s : 安全率

M_r : 抵抗モーメント (kN・m)

M_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 は次式で求める。

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

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

ここに、

V : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

M_r : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)

M_o : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)

B : 擁壁の底版幅 $B = 2.950 \text{ (m)}$

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。

$$d = \frac{Mr - Mo}{V}, \quad e = \frac{B}{2} - d$$

$$e > \frac{B}{6} \text{ のとき} \quad q_1 = \frac{2 \cdot V}{3 \cdot d \cdot L}$$

$$|e| \leq \frac{B}{6} \text{ のとき} \quad \left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} = \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$e < -\frac{B}{6} \text{ のとき} \quad q_2 = \frac{2 \cdot V}{3 \cdot (B - d) \cdot L}$$

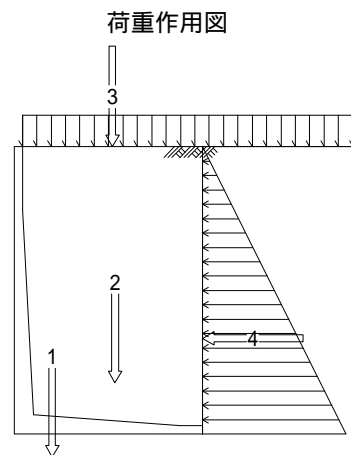
ここに、

- q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m²)
- Mr : 抵抗モーメント (kN・m)
- Mo : 転倒モーメント (kN・m)
- V : 鉛直荷重 (kN)
- B : 擁壁の底版幅 $B = 2.950$ (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	35.45		0.598	1.212	21.20	
2	裏込め土	224.69		1.582	2.377	355.46	
3	載荷重	28.20		1.540	4.500	43.43	
4	土圧		79.13	2.950	1.500		118.70
合 計		288.34	79.13			420.09	118.70



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{H} = \frac{288.34 \times 0.577 + 0.0 \times 2.950 \times 1.000}{79.13}$$

$$= 2.10 \quad F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{Mr}{Mo} = \frac{420.09}{118.70} = 3.54 \quad F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{Mr - Mo}{V} = \frac{420.09 - 118.70}{288.34} = 1.045 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.950}{2} - 1.045 = 0.430 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.430 \text{ (m)} \quad \frac{1}{6} \cdot B = 0.492 \text{ (m)}$$

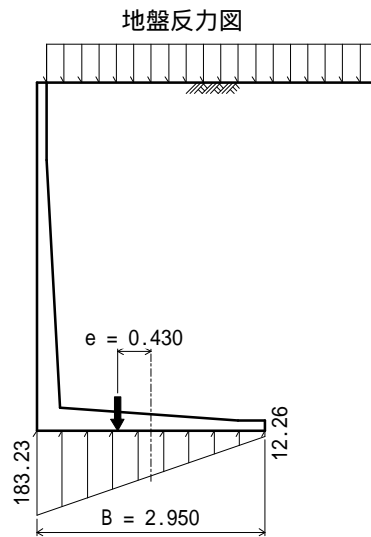
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{288.34}{2.950 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.430}{2.950} \right) \\
 &= \begin{cases} 183.23 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 12.26 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

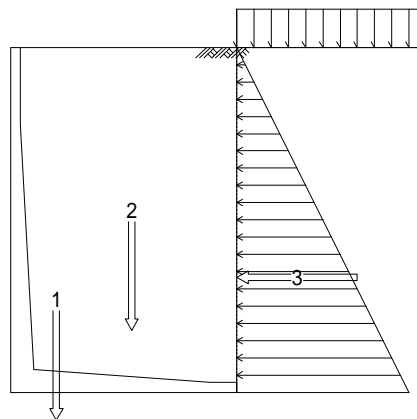
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	35.45		0.598	1.212	21.20	
2	裏込め土	224.69		1.582	2.377	355.46	
3	土圧		79.13	2.950	1.500		118.70
合 計		260.14	79.13			376.66	118.70

荷重作用図



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{H} = \frac{260.14 \times 0.577 + 0.0 \times 2.950 \times 1.000}{79.13}$$

$$= 1.90 \quad F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{376.66}{118.70} = 3.17 \quad F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{M_r - M_o}{V} = \frac{376.66 - 118.70}{260.14} = 0.992 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.950}{2} - 0.992 = 0.483 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.483 \text{ (m)} \quad \frac{1}{6} \cdot B = 0.492 \text{ (m)}$$

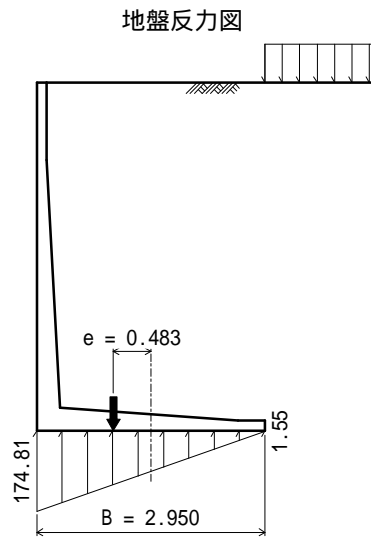
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{260.14}{2.950 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.483}{2.950} \right) \\
 &= \begin{cases} 174.81 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 1.55 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

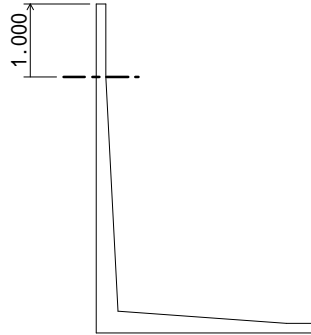


§6 たて壁の部材断面設計

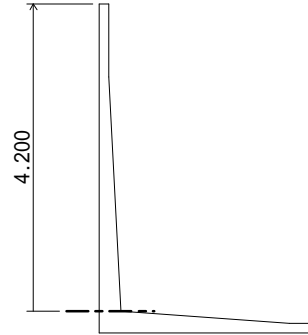
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



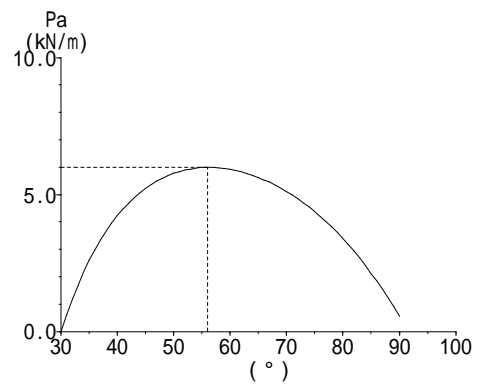
6.2 荷重の計算

たて壁に作用する荷重は、以下のものを考慮し、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

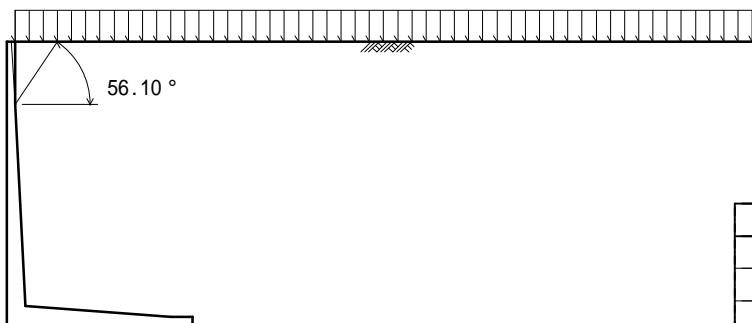
1) 中間部

$$\begin{aligned}
 &= 3.04 (^\circ) \\
 W &= 13.62 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 6.72] \\
 &= 56.10 (^\circ) \\
 &= 20.00 (^\circ) \\
 &= 30.00 (^\circ)
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

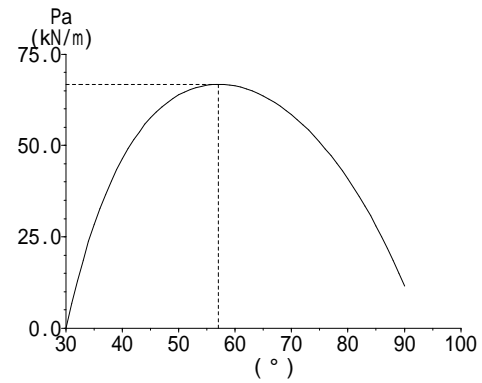
$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{13.62 \times \sin(56.10 - 30.00)}{\cos(56.10 - 30.00 - 20.00 - 3.04)} \\
 &= 6.00 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	P_a	W
61.00	5.887	11.32
60.00	5.924	11.76
59.00	5.957	12.22
58.00	5.980	12.69
57.00	5.989	13.16
* 56.10	6.001	13.62
56.00	5.996	13.66
55.00	5.992	14.17
54.00	5.972	14.68
53.00	5.935	15.19
52.00	5.897	15.74

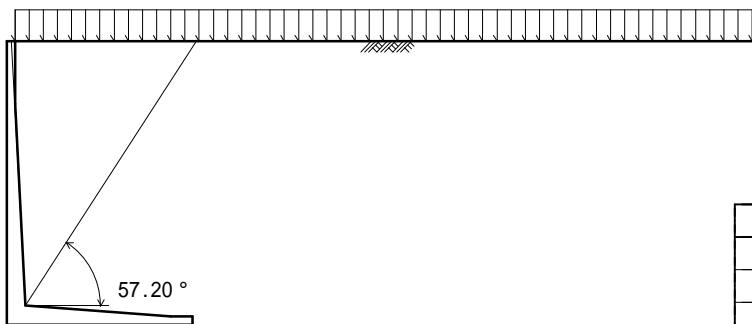
2) つけ根

$$\begin{aligned}
 &= 3.04 (^\circ) \\
 W &= 145.67 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 28.77] \\
 &= 57.20 (^\circ) \\
 &= 20.00 (^\circ) \\
 &= 30.00 (^\circ)
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{145.67 \times \sin(57.20 - 30.00)}{\cos(57.20 - 30.00 - 20.00 - 3.04)} \\
 &= 66.76 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	Pa	W
62.00	65.465	122.03
61.00	65.921	126.76
60.00	66.294	131.61
59.00	66.551	136.53
58.00	66.708	141.56
* 57.20	66.761	145.67
57.00	66.760	146.70
56.00	66.708	151.97
55.00	66.534	157.34
54.00	66.259	162.88
53.00	65.850	168.53

$$H = Pa \cdot \cos(\quad + \quad) \cdot L$$

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 (°)	傾斜角 (°)	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	6.00	20.00	3.04	5.52	0.333
つけ根	66.76	20.00	3.04	61.43	1.400

6.3 設計断面力

6.3.1 中間部

せん断力

$$S = H = 5.52 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 5.52 \times 0.333 \\ &= 1.84 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

6.3.2 つけ根

せん断力

$$S = H = 61.43 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

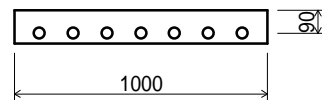
$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 61.43 \times 1.400 \\ &= 86.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 90 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D22 - 7.5 \\ &= 29.03 \text{ (cm}^2\text{)} = 2903 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 2903}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 90}{15 \times 2903}} \right\} \\ &= 55.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 1.84 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 5.52 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

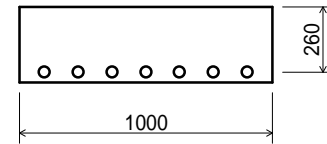
実応力度

$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 1.84 \times 10^6}{1000 \times 55.1 \times \left(90 - \frac{55.1}{3}\right)} \\ &= 0.93 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1.84 \times 10^6}{2903 \times \left(90 - \frac{55.1}{3}\right)} \\ &= 8.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{5.52 \times 10^3}{1000 \times 90} \\ &= 0.06 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \end{aligned}$$

(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 260 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D22 - 7.5 \\ &= 29.03 \text{ (cm}^2\text{)} = 2903 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 2903}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 260}{15 \times 2903}} \right\} \\ &= 113.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 86.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 61.43 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

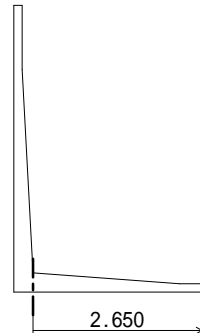
$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 86.00 \times 10^6}{1000 \times 113.1 \times \left(260 - \frac{113.1}{3}\right)} \\ &= 6.84 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{86.00 \times 10^6}{2903 \times \left(260 - \frac{113.1}{3}\right)} \\ &= 133.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{61.43 \times 10^3}{1000 \times 260} \\ &= 0.24 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \end{aligned}$$

§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 荷重の計算

断面検討位置



かかと版に作用する荷重としては、以下のものを考慮する。

(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)
	2.650	0.300	0.795	1.325	1.0534
a	-1/2 × 2.300	0.170	-0.196	1.533	-0.3005
b	-0.350	0.170	-0.060	2.475	-0.1485
合計			0.539		0.6044

作用位置

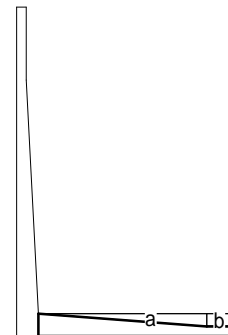
$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{0.6044}{0.539} = 1.121 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot c \cdot L = 0.539 \times 24.5 \times 1.000 = 13.21 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 13.21 \times 1.121 = 14.81 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	2.650	4.370	11.581	1.325	15.3448
a	-1/2	2.300	0.170	-0.196	-0.1503
合 計			11.385		15.1945

作用位置

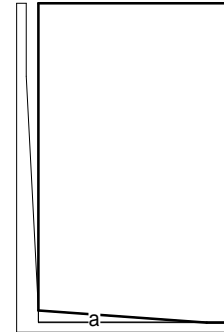
$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{15.1945}{11.385} = 1.335 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot s \cdot L = 11.385 \times 19.0 \times 1.000 = 216.32 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 216.32 \times 1.335 = 288.79 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 2.650 \times 1.000 = 26.50 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 1.325 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 26.50 \times 1.325 = 35.11 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 183.23 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.26 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.26 + (183.23 - 12.26) \times \frac{2.650}{2.950} \\ &= 165.84 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(165.84 + 12.26) \times 2.650 \times 1.000}{2} \\ &= 235.98 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{2.650}{3} \times \frac{2 \times 12.26 + 165.84}{12.26 + 165.84} \\ &= 0.944 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 235.98 \times 0.944 = 222.77 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 174.81 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.55 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.55 + (174.81 - 1.55) \times \frac{2.650}{2.950} \\ &= 157.19 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(157.19 + 1.55) \times 2.650 \times 1.000}{2} \\ &= 210.33 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{2.650}{3} \times \frac{2 \times 1.55 + 157.19}{1.55 + 157.19} \\ &= 0.892 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 210.33 \times 0.892 = 187.61 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

7.2 設計断面力

かかと版つけ根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) 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	13.21	14.81
2	かかと版上の載荷土	216.32	288.79
3	地盤反力	-235.98	-222.77
4	自動車荷重	26.50	35.11
	合 計	20.05	115.94

たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 86.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ < M より
断面計算に用いる曲げモーメント $M = M_o$ とする。

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	13.21	14.81
2	かかと版上の載荷土	216.32	288.79
3	地盤反力	-210.33	-187.61
	合 計	19.20	115.99

たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 86.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ < M より
断面計算に用いる曲げモーメント $M = M_o$ 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

$$S = 20.05 \text{ (kN)}$$

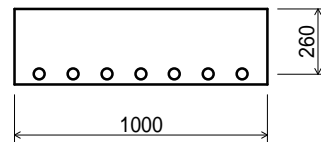
曲げモーメント

$$M = 86.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

7.3 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 260 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D22 - 7.5 \\ &= 29.03 \text{ (cm}^2\text{)} = 2903 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 2903}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 260}{15 \times 2903}} \right\} \\ &= 113.1 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 86.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 20.05 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

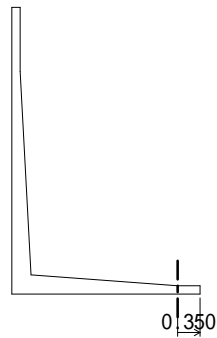
$$\begin{aligned}c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 86.00 \times 10^6}{1000 \times 113.1 \times \left(260 - \frac{113.1}{3}\right)} \\ &= 6.84 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{86.00 \times 10^6}{2903 \times \left(260 - \frac{113.1}{3}\right)} \\ &= 133.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{20.05 \times 10^3}{1000 \times 260} \\ &= 0.08 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K.\end{aligned}$$

§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 荷重の計算

断面検討位置



かかと版に作用する荷重としては、以下のものを考慮する。

(1) かかと版自重

面積

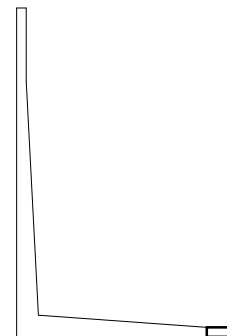
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 0.130 = 0.046 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot c \cdot L = 0.046 \times 24.5 \times 1.000 = 1.13 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.13 \times 0.175 = 0.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

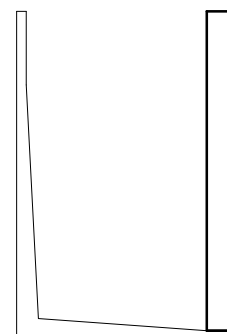
$$A = b \cdot h = 0.350 \times 4.370 = 1.530 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot s \cdot L = 1.530 \times 19.0 \times 1.000 = 29.07 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 29.07 \times 0.175 = 5.09 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$q_1 = 183.23 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.26 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.26 + (183.23 - 12.26) \times \frac{0.350}{2.950} \\ &= 32.54 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(32.54 + 12.26) \times 0.350 \times 1.000}{2} \\ &= 7.84 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 12.26 + 32.54}{12.26 + 32.54} \\ &= 0.149 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 7.84 \times 0.149 = 1.17 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 174.81 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.55 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.55 + (174.81 - 1.55) \times \frac{0.350}{2.950}$$

$$= 22.11 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(22.11 + 1.55) \times 0.350 \times 1.000}{2}$$

$$= 4.14 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.350}{3} \times \frac{2 \times 1.55 + 22.11}{1.55 + 22.11}$$

$$= 0.124 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.14 \times 0.124 = 0.51 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.2 設計断面力

かかと版つけ根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) 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	1.13	0.20
2	かかと版上の載荷土	29.07	5.09
3	地盤反力	-7.84	-1.17
4	自動車荷重	3.50	0.61
	合 計	25.86	4.73

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	1.13	0.20
2	かかと版上の載荷土	29.07	5.09
3	地盤反力	-4.14	-0.51
	合 計	26.06	4.78

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 26.06 \text{ (kN)}$$

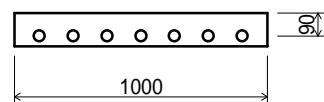
曲げモーメント

$$M = 4.78 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.3 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 90 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D22 - 7.5 \\ &= 29.03 \text{ (cm}^2\text{)} = 2903 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 2903}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 90}{15 \times 2903}} \right\} \\ &= 55.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 4.78 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 26.06 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 4.78 \times 10^6}{1000 \times 55.1 \times \left(90 - \frac{55.1}{3}\right)} \\ &= 2.42 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{4.78 \times 10^6}{2903 \times \left(90 - \frac{55.1}{3}\right)} \\ &= 23.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{26.06 \times 10^3}{1000 \times 90} \\ &= 0.29 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \end{aligned}$$