

(H)3200 × (B)2200 × (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	$H = 3.200 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 132.13 \text{ (kN/m}^2 \text{)}$	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	$sa = 160 \text{ (N/mm}^2 \text{)}$	

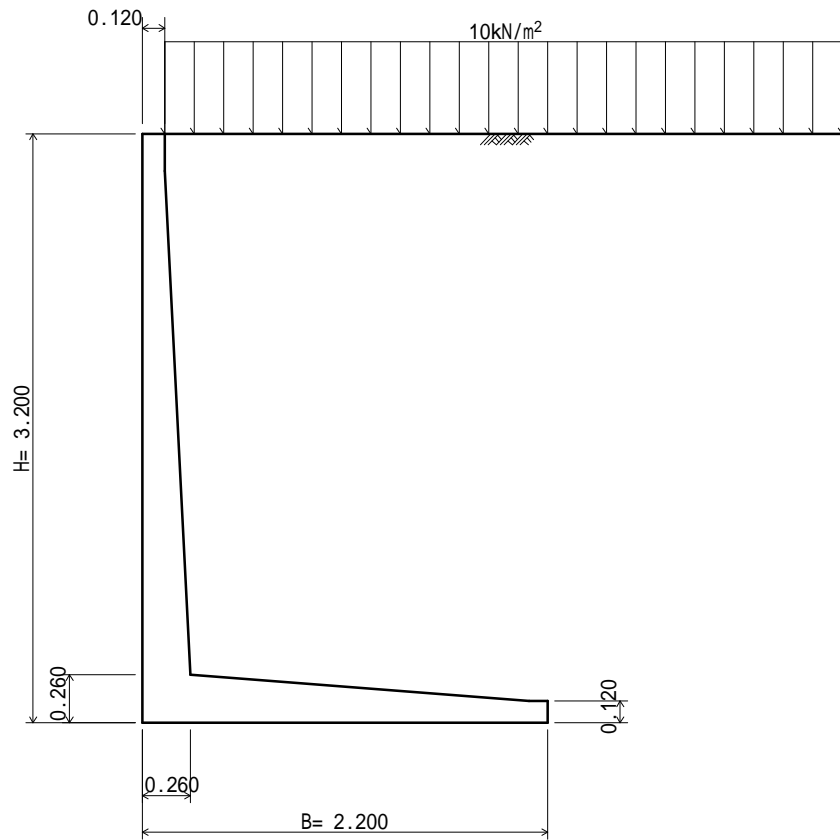
1.5 参考文献

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)3200 × (B)2200標準



§3 計算結果

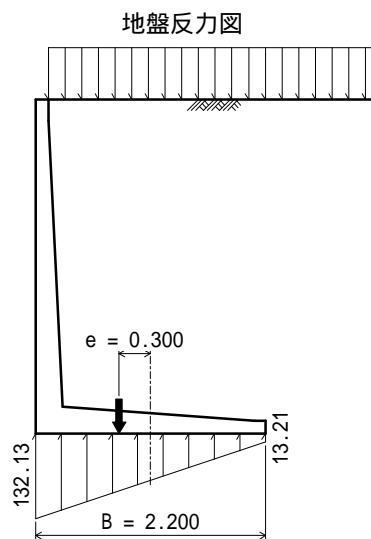
3.1 安定計算結果

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
159.88	43.09	0.300	3.78	2.14	132.13 13.21	0.K.
許 容 値		0.367	1.50	1.50		

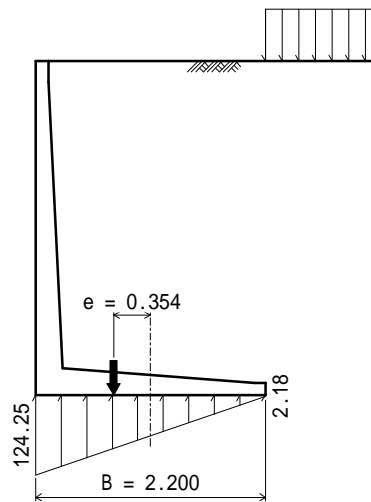


3.1.2 載荷重なし

(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
139.08	43.09	0.354	3.26	1.86	124.25	2.18	0.K.
許容値		0.367	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)	80	220
		As (mm ²)	D19 - 6.5 1862	D19 - 6.5 1862
		x (mm)	44.5	86.4
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.04×10^6	32.06×10^6
		せん断力 S (N)	0.66×10^3	32.71×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	c	0.03	3.88
		ca	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	s	0.3	90.1
		sa	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)		0.01	0.15
		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)	220	80
		As (mm ²)	D19 - 6.5 1862	D19 - 6.5 1862
		x (mm)	86.4	44.5
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	32.06×10^6	0.28×10^6
		せん断力 S (N)	11.96×10^3	5.64×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	c	3.88	0.19
		ca	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	s	90.1	2.3
		sa	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)		0.05	0.07
		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

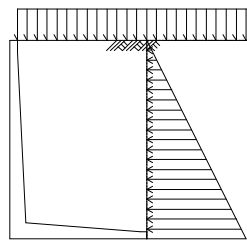
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

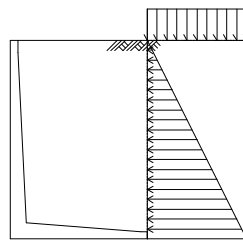
常 時 自重（+ 載荷重）+ 土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

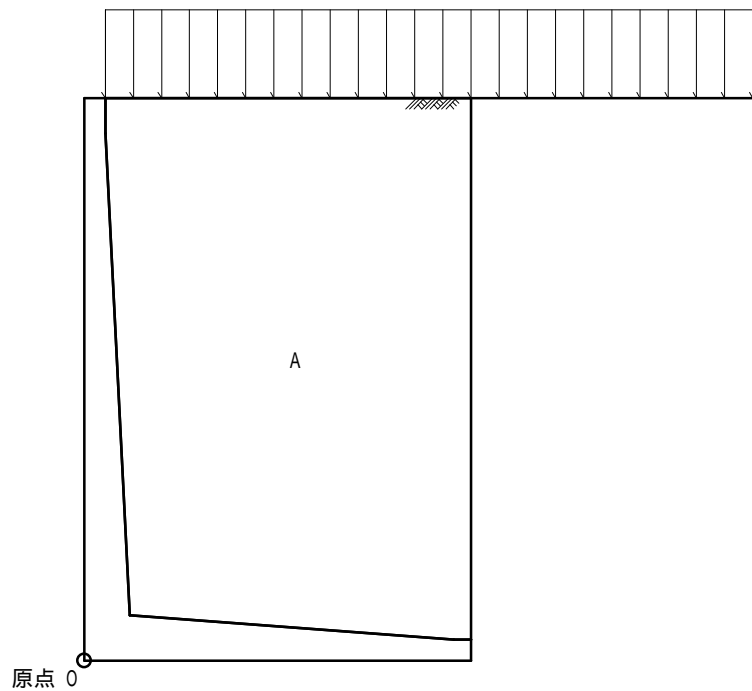


2) 載荷重なし



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)
	2.200	3.200	7.040	1.100	1.600	7.7440	11.2640
a	-	0.140	0.200	-0.028	0.190	-0.0053	-0.0868
b	-1/2	0.140	2.740	-0.192	0.213	-0.0409	-0.4007
c	-	1.840	2.940	-5.410	1.180	-6.3838	-9.3593
d	-1/2	1.840	0.140	-0.129	1.487	-0.1918	-0.0275
e	-	0.100	3.080	-0.308	2.150	-0.6622	-0.5113
合 計			0.973			0.4600	0.8784

体積

$$V_o = A \cdot L = 0.973 \times 1.000 = 0.973 \text{ (m}^3\text{)}$$

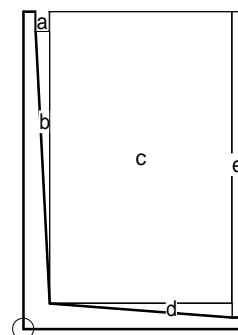
荷重

$$V = V_o \cdot c = 0.973 \times 24.5 = 23.84 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{0.4600}{0.973} = 0.473 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{A \cdot y}{A} = \frac{0.8784}{0.973} = 0.903 \text{ (m)}$$



(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)
	2.080	3.080	6.406	1.160	1.660	7.4310	10.6340
a	-1/2	0.140	2.740	-0.192	0.167	-0.0321	-0.2252
b	-	0.140	0.140	-0.020	0.190	-0.0038	-0.0038
c	-1/2	1.840	0.140	-0.129	0.873	-0.1126	-0.0215
合 計			6.065			7.2825	10.3835

体積

$$V_o = A \cdot L = 6.065 \times 1.000 = 6.065 \text{ (m}^3\text{)}$$

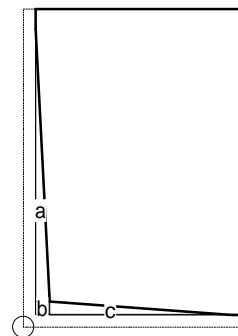
荷重

$$V = V_o \cdot s = 6.065 \times 19.0 = 115.24 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{7.2825}{6.065} = 1.201 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{A \cdot y}{A} = \frac{10.3835}{6.065} = 1.712 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 2.080 \times 1.000 = 20.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 2.200 - \frac{2.080}{2} = 1.160 \text{ (m)}$$

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

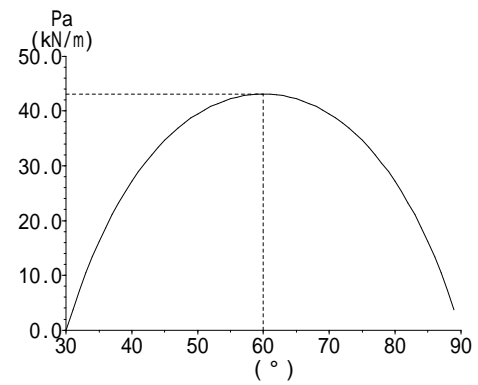
$$V = Pa \cdot \sin(\quad + \quad) \cdot L$$

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

ここに、

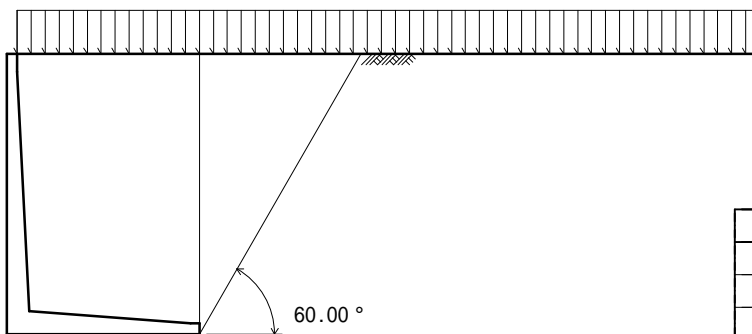
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

$$\begin{aligned}
 h &= 3.200 \text{ (m)} \\
 &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 74.64 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 18.48] \\
 &= 60.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{74.64 \times \sin(60.00 - 30.00)}{\cos(60.00 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 43.09 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	Pa	W
64.00	42.528	63.05
63.00	42.783	65.88
62.00	42.947	68.73
61.00	43.058	71.66
* 60.00	43.093	74.64
59.00	43.053	77.67
58.00	42.951	80.78
57.00	42.780	83.96
56.00	42.525	87.19

鉛直荷重

$$V = 43.09 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 43.09 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 43.09 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 2.200 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{3.200}{3} = 1.067 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

§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 $B = 2.200 \text{ (m)}$

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 $B = 2.200 \text{ (m)}$

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。

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

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

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

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

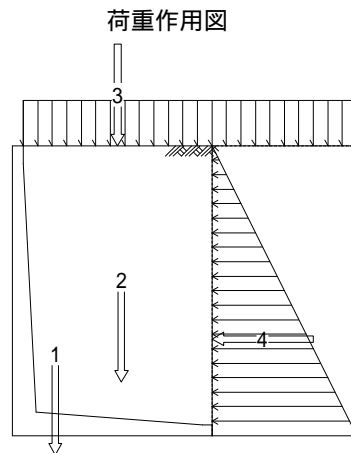
ここに、

- 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 $B = 2.200$ (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	23.84		0.473	0.903	11.28	
2	裏込め土	115.24		1.201	1.712	138.40	
3	載荷重	20.80		1.160	3.200	24.13	
4	土圧		43.09	2.200	1.067		45.98
合 計		159.88	43.09			173.81	45.98



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{H} = \frac{159.88 \times 0.577 + 0.0 \times 2.200 \times 1.000}{43.09}$$

$$= 2.14 \quad F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{Mr}{Mo} = \frac{173.81}{45.98} = 3.78 \quad F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{Mr - Mo}{V} = \frac{173.81 - 45.98}{159.88} = 0.800 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.200}{2} - 0.800 = 0.300 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.300 \text{ (m)} \quad \frac{1}{6} \cdot B = 0.367 \text{ (m)}$$

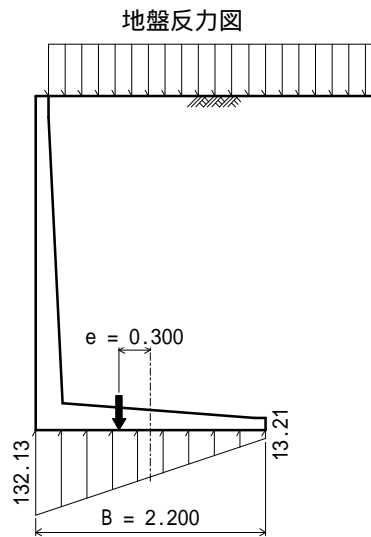
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{159.88}{2.200 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.300}{2.200} \right) \\
 &= \begin{cases} 132.13 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 13.21 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

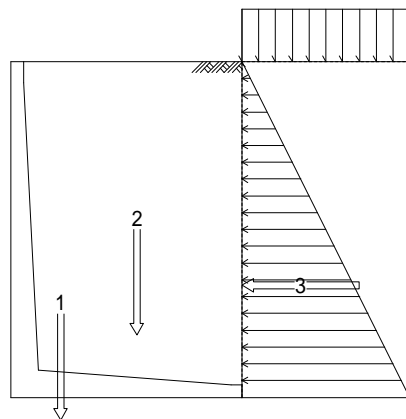
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	23.84		0.473	0.903	11.28	
2	裏込め土	115.24		1.201	1.712	138.40	
3	土圧		43.09	2.200	1.067		45.98
合 計		139.08	43.09			149.68	45.98

荷重作用図



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{H} = \frac{139.08 \times 0.577 + 0.0 \times 2.200 \times 1.000}{43.09} = 1.86 \quad F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{149.68}{45.98} = 3.26 \quad F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{M_r - M_o}{V} = \frac{149.68 - 45.98}{139.08} = 0.746 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.200}{2} - 0.746 = 0.354 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.354 \text{ (m)} \quad \frac{1}{6} \cdot B = 0.367 \text{ (m)}$$

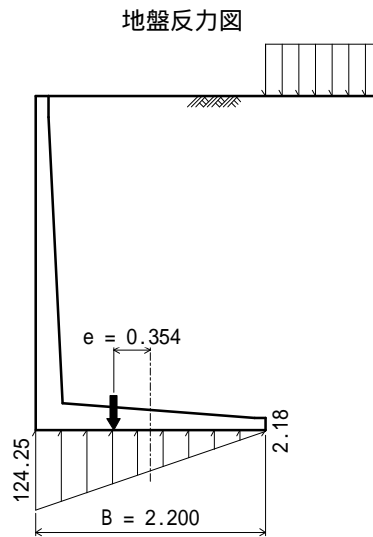
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{139.08}{2.200 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.354}{2.200} \right) \\
 &= \begin{cases} 124.25 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 2.18 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

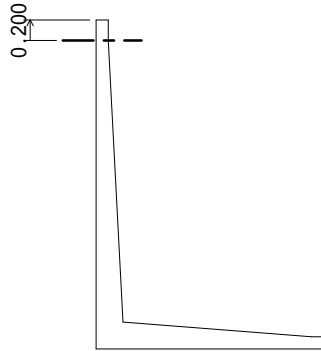


§6 たて壁の部材断面設計

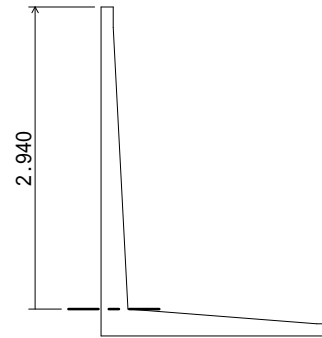
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



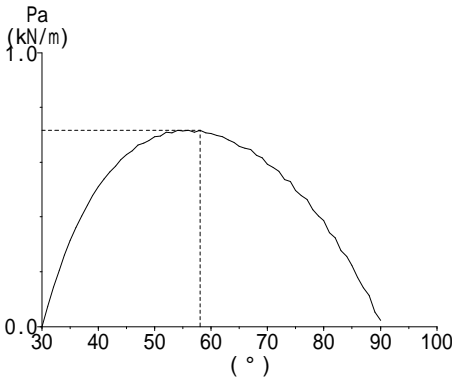
6.2 荷重の計算

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

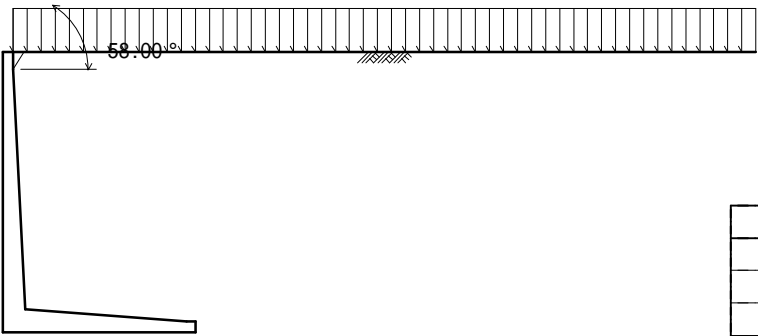
= 2.92 (°)
W = 1.52 (kN/m) [載荷重 : 1.25]
= 58.00 (°)
= 20.00 (°)
= 30.00 (°)



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{1.52 \times \sin(58.00 - 30.00)}{\cos(58.00 - 30.00 - 20.00 - 2.92)}$$

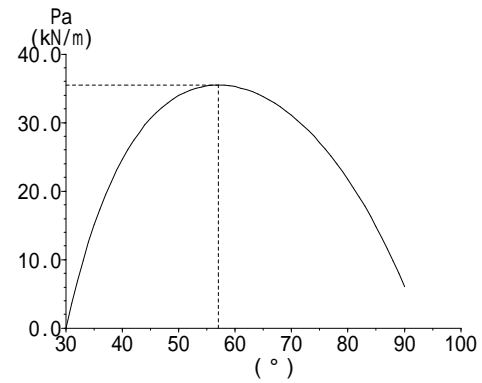
= 0.72 (kN/m)



	Pa	W
62.00	0.692	1.29
61.00	0.697	1.34
60.00	0.705	1.40
59.00	0.707	1.45
* 58.00	0.716	1.52
57.00	0.710	1.56
56.00	0.716	1.63
55.00	0.715	1.69
54.00	0.716	1.76

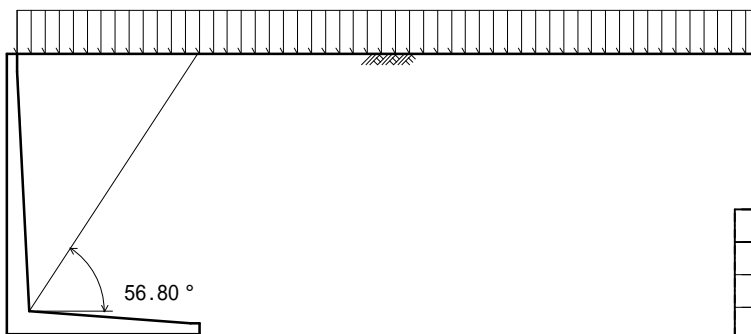
2) つけ根

$$\begin{aligned}
 &= 2.92 (^\circ) \\
 W &= 78.57 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 20.64] \\
 &= 56.80 (^\circ) \\
 &= 20.00 (^\circ) \\
 &= 30.00 (^\circ)
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{78.57 \times \sin(56.80 - 30.00)}{\cos(56.80 - 30.00 - 20.00 - 2.92)} \\
 &= 35.51 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	P_a	W
61.00	35.062	67.40
60.00	35.259	69.98
59.00	35.391	72.59
58.00	35.476	75.27
57.00	35.506	78.01
* 56.80	35.507	78.57
56.00	35.476	80.81
55.00	35.388	83.68
54.00	35.230	86.60
53.00	35.017	89.62
52.00	34.734	92.71

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

ここに、

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

	土圧力 P_a (kN/m)	摩擦角 ($^\circ$)	傾斜角 ($^\circ$)	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	0.72	20.00	2.92	0.66	0.067
つけ根	35.51	20.00	2.92	32.71	0.980

6.3 設計断面力

6.3.1 中間部

せん断力

$$S = H = 0.66 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 0.66 \times 0.067 \\ &= 0.04 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

6.3.2 つけ根

せん断力

$$S = H = 32.71 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

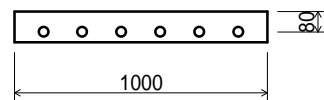
$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 32.71 \times 0.980 \\ &= 32.06 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 80 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 6.5 \\ &= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1862}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 80}{15 \times 1862}} \right\} \\ &= 44.5 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 0.04 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 0.66 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.04 \times 10^6}{1000 \times 44.5 \times \left(80 - \frac{44.5}{3}\right)} \\ &= 0.03 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.04 \times 10^6}{1862 \times \left(80 - \frac{44.5}{3}\right)} \\ &= 0.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{0.66 \times 10^3}{1000 \times 80} \\ &= 0.01 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \end{aligned}$$

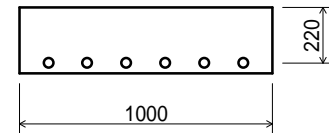
(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

有効幅 $b = 1000$ (mm)

有効高さ $d = 220$ (mm)

鉄筋量 $A_s = D19 - 6.5$
 $= 18.62$ (cm²) = 1862 (mm²)



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$x = \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\}$$

$$= \frac{15 \times 1862}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 220}{15 \times 1862}} \right\}$$

$$= 86.4 \text{ (mm)}$$

設計断面力

曲げモーメント $M = 32.06$ (kN・m)

せん断力 $S = 32.71$ (kN)

実応力度

$$c = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 32.06 \times 10^6}{1000 \times 86.4 \times \left(220 - \frac{86.4}{3}\right)}$$

$$= 3.88 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K.$$

$$s = \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{32.06 \times 10^6}{1862 \times \left(220 - \frac{86.4}{3}\right)}$$

$$= 90.1 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K.$$

$$= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{32.71 \times 10^3}{1000 \times 220}$$

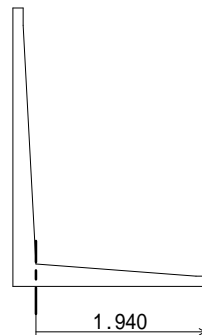
$$= 0.15 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K.$$

§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)
	1.940	0.260	0.504	0.970	0.4889
a	-1/2 × 1.840	0.140	-0.129	1.227	-0.1583
b	-0.100	0.140	-0.014	1.890	-0.0265
合計			0.361		0.3041

作用位置

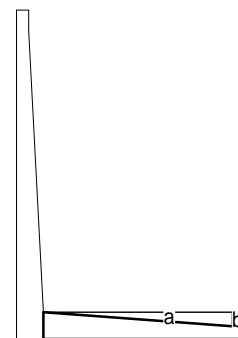
$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{0.3041}{0.361} = 0.842 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot c \cdot L = 0.361 \times 24.5 \times 1.000 = 8.84 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 8.84 \times 0.842 = 7.44 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント A・x (m ³)
	1.940	3.080	5.975	0.970	5.7958
a	-1/2	1.840	0.140	-0.129	-0.0791
合 計			5.846		5.7167

作用位置

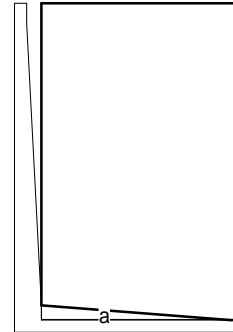
$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{5.7167}{5.846} = 0.978 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot s \cdot L = 5.846 \times 19.0 \times 1.000 = 111.07 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 111.07 \times 0.978 = 108.63 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 1.940 \times 1.000 = 19.40 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.970 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 19.40 \times 0.970 = 18.82 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 132.13 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.21 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.21 + (132.13 - 13.21) \times \frac{1.940}{2.200} \\ &= 118.08 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(118.08 + 13.21) \times 1.940 \times 1.000}{2} \\ &= 127.35 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.940}{3} \times \frac{2 \times 13.21 + 118.08}{13.21 + 118.08} \\ &= 0.712 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 127.35 \times 0.712 = 90.67 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 載荷重なし

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 124.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.18 + (124.25 - 2.18) \times \frac{1.940}{2.200} \\ &= 109.82 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(109.82 + 2.18) \times 1.940 \times 1.000}{2} \\ &= 108.64 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{1.940}{3} \times \frac{2 \times 2.18 + 109.82}{2.18 + 109.82} \\ &= 0.659 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 108.64 \times 0.659 = 71.59 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	8.84	7.44
2	かかと版上の載荷土	111.07	108.63
3	地盤反力	-127.35	-90.67
4	自動車荷重	19.40	18.82
	合 計	11.96	44.22

たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 32.06 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ < 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	8.84	7.44
2	かかと版上の載荷土	111.07	108.63
3	地盤反力	-108.64	-71.59
	合 計	11.27	44.48

たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 32.06 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ < 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

$$S = 11.96 \text{ (kN)}$$

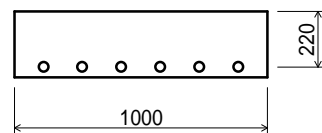
曲げモーメント

$$M = 32.06 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

7.3 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 220 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 6.5 \\ &= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1862}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 220}{15 \times 1862}} \right\} \\ &= 86.4 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 32.06 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 11.96 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

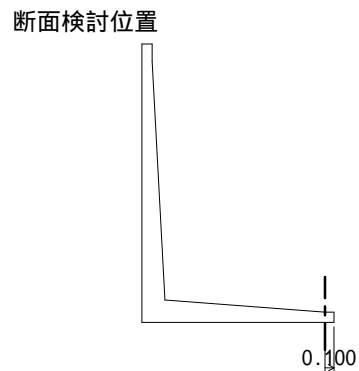
実応力度

$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 32.06 \times 10^6}{1000 \times 86.4 \times \left(220 - \frac{86.4}{3}\right)} \\ &= 3.88 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{32.06 \times 10^6}{1862 \times \left(220 - \frac{86.4}{3}\right)} \\ &= 90.1 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{11.96 \times 10^3}{1000 \times 220} \\ &= 0.05 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \end{aligned}$$

§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



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

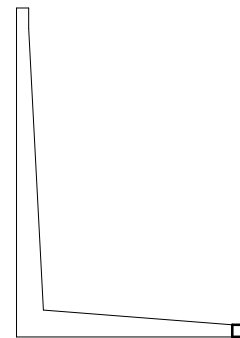
$$A = b \cdot h = 0.100 \times 0.120 = 0.012 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot c \cdot L = 0.012 \times 24.5 \times 1.000 = 0.29 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.29 \times 0.050 = 0.01 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

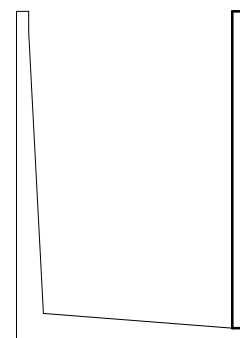
$$A = b \cdot h = 0.100 \times 3.080 = 0.308 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot s \cdot L = 0.308 \times 19.0 \times 1.000 = 5.85 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 5.85 \times 0.050 = 0.29 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.100 \times 1.000 = 1.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.050 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.00 \times 0.050 = 0.05 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 132.13 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.21 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.21 + (132.13 - 13.21) \times \frac{0.100}{2.200} \\ &= 18.62 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(18.62 + 13.21) \times 0.100 \times 1.000}{2} \\ &= 1.59 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.100}{3} \times \frac{2 \times 13.21 + 18.62}{13.21 + 18.62} \\ &= 0.047 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.59 \times 0.047 = 0.07 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 124.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.18 + (124.25 - 2.18) \times \frac{0.100}{2.200}$$

$$= 7.73 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(7.73 + 2.18) \times 0.100 \times 1.000}{2}$$

$$= 0.50 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.100}{3} \times \frac{2 \times 2.18 + 7.73}{2.18 + 7.73}$$

$$= 0.041 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.50 \times 0.041 = 0.02 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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) 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	0.29	0.01
2	かかと版上の載荷土	5.85	0.29
3	地盤反力	-1.59	-0.07
4	自動車荷重	1.00	0.05
	合 計	5.55	0.28

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	0.29	0.01
2	かかと版上の載荷土	5.85	0.29
3	地盤反力	-0.50	-0.02
	合 計	5.64	0.28

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 5.64 \text{ (kN)}$$

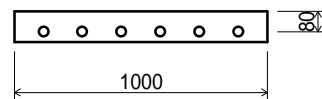
曲げモーメント

$$M = 0.28 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.3 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 80 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 6.5 \\ &= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1862}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 80}{15 \times 1862}} \right\} \\ &= 44.5 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 0.28 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 5.64 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.28 \times 10^6}{1000 \times 44.5 \times \left(80 - \frac{44.5}{3}\right)} \\ &= 0.19 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.28 \times 10^6}{1862 \times \left(80 - \frac{44.5}{3}\right)} \\ &= 2.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{5.64 \times 10^3}{1000 \times 80} \\ &= 0.07 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \end{aligned}$$