

(H)3400 × (B)2300 × (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	$H = 3.400 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 140.71 \text{ (kN/m}^2 \text{)}$	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	$sa = 160 \text{ (N/mm}^2 \text{)}$
---------	-------------------------------------

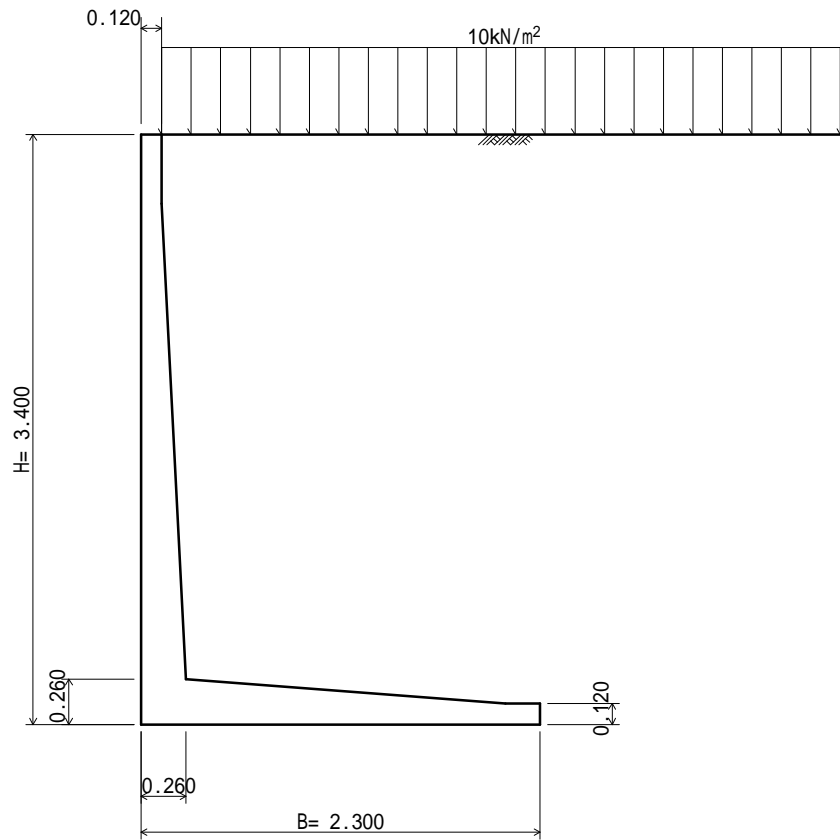
1.5 参考文献

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)3400 × (B)2300標準



§3 計算結果

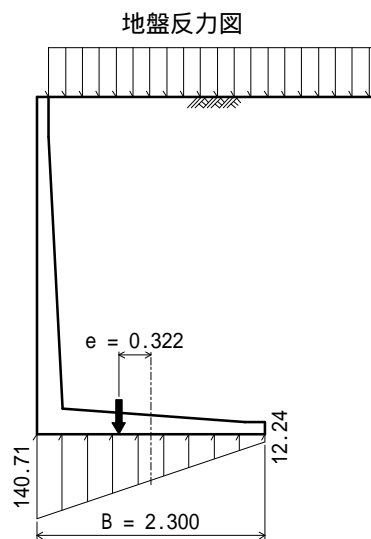
3.1 安定計算結果

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
175.89	47.95	0.322	3.68	2.12	140.71	12.24	0.K.
許 容 値		0.383	1.50	1.50			

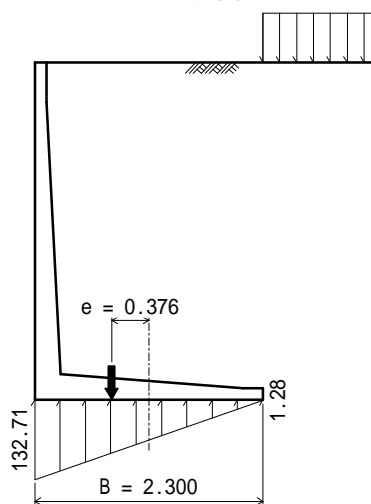


3.1.2 載荷重なし

(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
154.09	47.95	0.376	3.19	1.85	132.71	1.28	0.K.
許 容 値		0.383	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)	0.20×10^6	38.36×10^6
		せん断力 S (N)	1.54×10^3	36.64×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	c	0.14	4.64
		ca	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	s	1.6	107.7
		sa	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)		0.02	0.17
		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)	38.36×10^6	1.21×10^6
		せん断力 S (N)	13.02×10^3	11.65×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	c	4.64	0.83
		ca	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	s	107.7	10.0
		sa	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)		0.06	0.15
		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

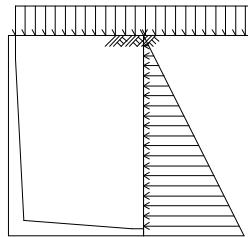
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

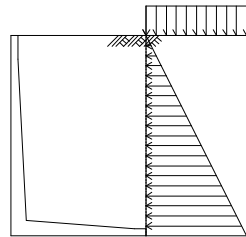
常 時 自重（+ 載荷重）+ 土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

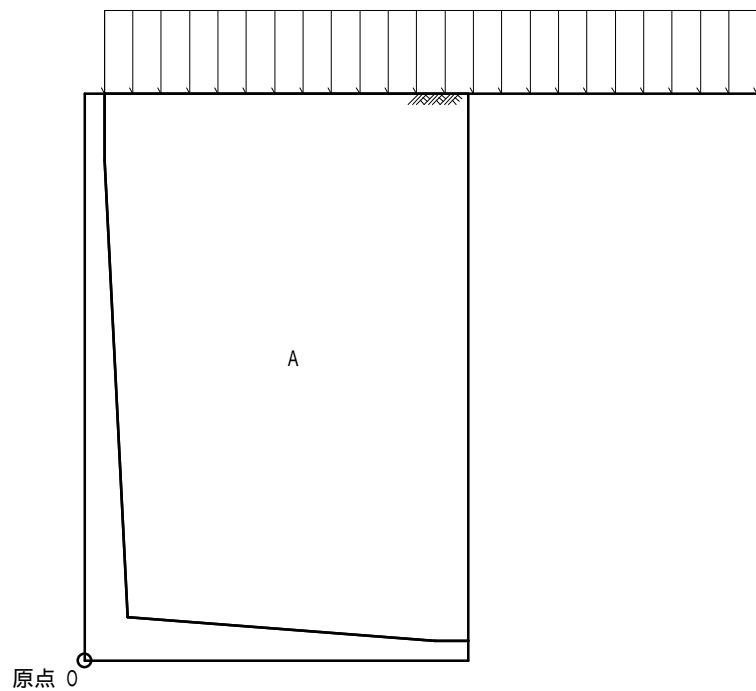


2) 載荷重なし



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)
	2.300	3.400	7.820	1.150	1.700	8.9930	13.2940
a	-	0.140	0.400	-0.056	0.190	-0.0106	-0.1792
b	-1/2	0.140	2.740	-0.192	0.213	-0.0409	-0.4007
c	-	1.840	3.140	-5.778	1.180	-6.8180	-10.5737
d	-1/2	1.840	0.140	-0.129	1.487	-0.1918	-0.0275
e	-	0.200	3.280	-0.656	2.200	-1.4432	-1.1546
合 計			1.009			0.4885	0.9583

体積

$$V_o = A \cdot L = 1.009 \times 1.000 = 1.009 \text{ (m}^3\text{)}$$

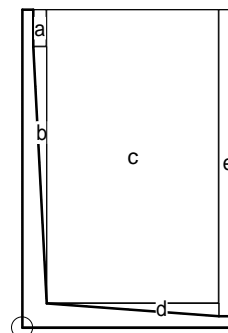
荷重

$$V = V_o \cdot c = 1.009 \times 24.5 = 24.72 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{0.4885}{1.009} = 0.484 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{A \cdot y}{A} = \frac{0.9583}{1.009} = 0.950 \text{ (m)}$$



(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)
	2.180	3.280	7.150	1.210	1.760	8.6515	12.5840
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			6.809			8.5030	12.3335

体積

$$V_o = A \cdot L = 6.809 \times 1.000 = 6.809 \text{ (m}^3\text{)}$$

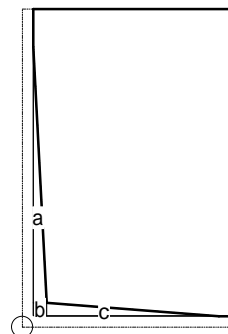
荷重

$$V = V_o \cdot s = 6.809 \times 19.0 = 129.37 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{8.5030}{6.809} = 1.249 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{A \cdot y}{A} = \frac{12.3335}{6.809} = 1.811 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 2.180 \times 1.000 = 21.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 2.300 - \frac{2.180}{2} = 1.210 \text{ (m)}$$

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

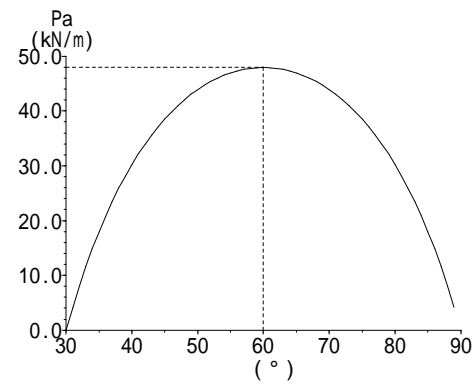
$$V = Pa \cdot \sin(\quad + \quad) \cdot L$$

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

ここに、

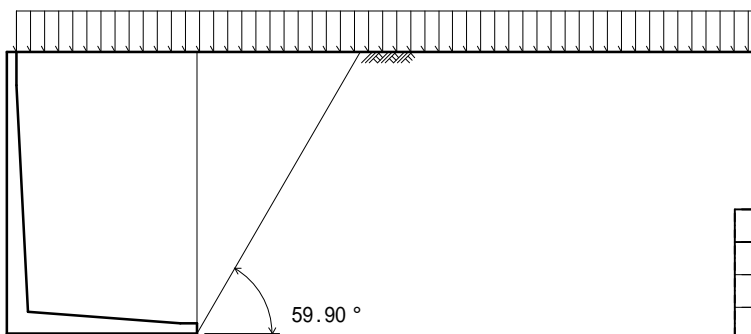
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

$$\begin{aligned}
 h &= 3.400 \text{ (m)} \\
 &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 83.38 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 19.71] \\
 &= 59.90 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{83.38 \times \sin(59.90 - 30.00)}{\cos(59.90 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 47.95 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	P_a	W
64.00	47.310	70.14
63.00	47.589	73.28
62.00	47.784	76.47
61.00	47.901	79.72
60.00	47.937	83.03
* 59.90	47.946	83.38
59.00	47.903	86.42
58.00	47.785	89.87
57.00	47.595	93.41
56.00	47.315	97.01
55.00	46.957	100.70

鉛直荷重

$$V = 47.95 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 47.95 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 47.95 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 2.300 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{3.400}{3} = 1.133 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

§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 $B = 2.300 \text{ (m)}$

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 $B = 2.300 \text{ (m)}$

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。

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

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

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

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

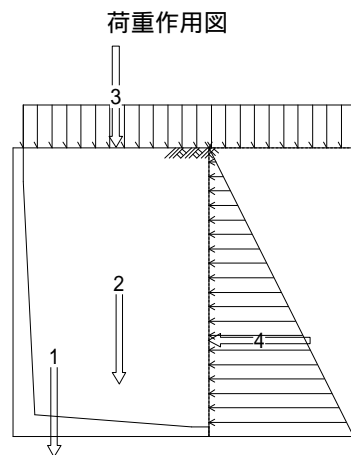
ここに、

- 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 $B = 2.300$ (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	24.72		0.484	0.950	11.96	
2	裏込め土	129.37		1.249	1.811	161.58	
3	載荷重	21.80		1.210	3.400	26.38	
4	土圧		47.95	2.300	1.133		54.33
合 計		175.89	47.95			199.92	54.33



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{H} = \frac{175.89 \times 0.577 + 0.0 \times 2.300 \times 1.000}{47.95}$$

$$= 2.12 \quad F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{Mr}{Mo} = \frac{199.92}{54.33} = 3.68 \quad F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{Mr - Mo}{V} = \frac{199.92 - 54.33}{175.89} = 0.828 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.300}{2} - 0.828 = 0.322 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.322 \text{ (m)} \quad \frac{1}{6} \cdot B = 0.383 \text{ (m)}$$

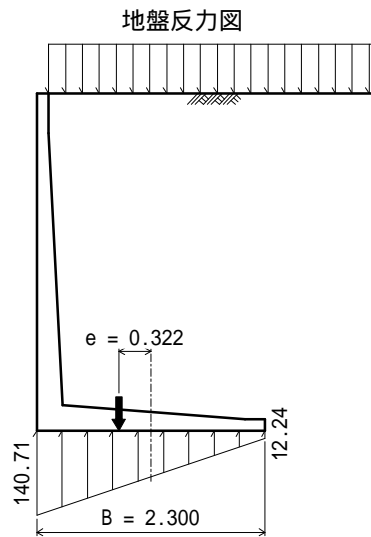
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{175.89}{2.300 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.322}{2.300} \right) \\
 &= \begin{cases} 140.71 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 12.24 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

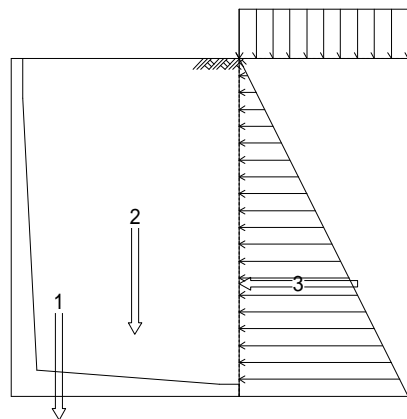
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	24.72		0.484	0.950	11.96	
2	裏込め土	129.37		1.249	1.811	161.58	
3	土圧		47.95	2.300	1.133		54.33
合 計		154.09	47.95			173.54	54.33

荷重作用図



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{H} = \frac{154.09 \times 0.577 + 0.0 \times 2.300 \times 1.000}{47.95}$$

$$= 1.85 \quad F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{173.54}{54.33} = 3.19 \quad F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{M_r - M_o}{V} = \frac{173.54 - 54.33}{154.09} = 0.774 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.300}{2} - 0.774 = 0.376 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.376 \text{ (m)} \quad \frac{1}{6} \cdot B = 0.383 \text{ (m)}$$

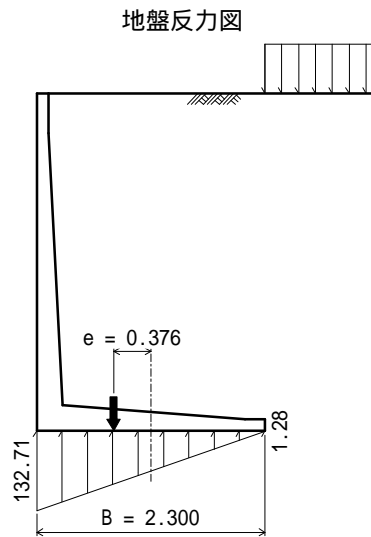
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{154.09}{2.300 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.376}{2.300} \right) \\
 q_2 &= \begin{cases} 132.71 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 1.28 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

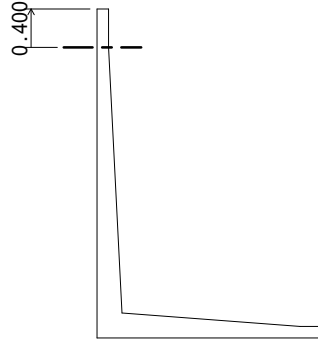


§6 たて壁の部材断面設計

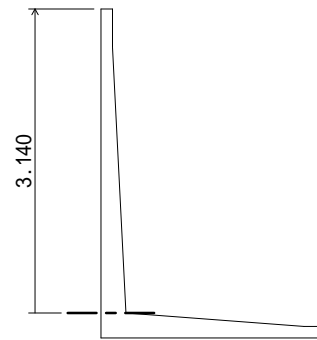
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



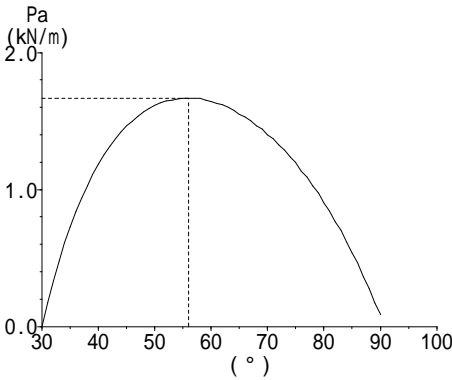
6.2 荷重の計算

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

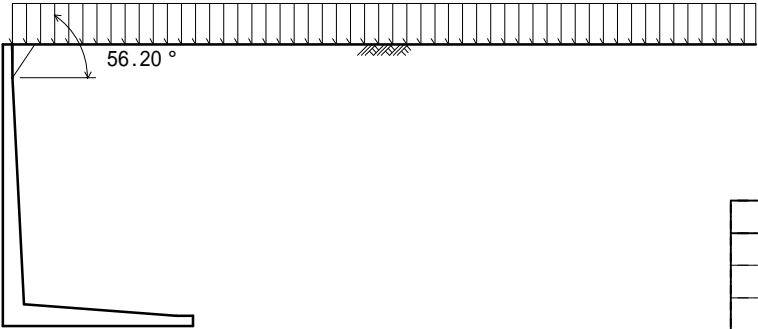
= 2.92 (°)
W = 3.78 (kN/m) [載荷重 : 2.68]
= 56.20 (°)
= 20.00 (°)
= 30.00 (°)



最大主働土圧合力

$$Pa = \frac{3.78 \times \sin(56.20 - 30.00)}{\cos(56.20 - 30.00 - 20.00 - 2.92)}$$

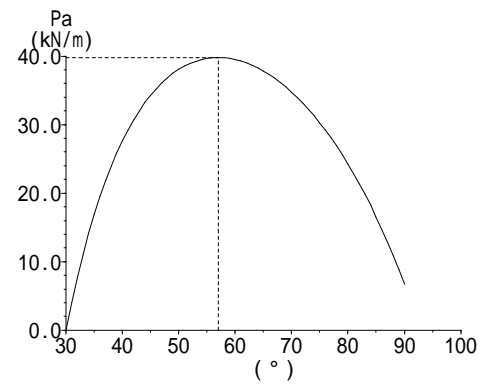
= 1.67 (kN/m)



	Pa	W
61.00	1.628	3.13
60.00	1.643	3.26
59.00	1.653	3.39
58.00	1.664	3.53
57.00	1.666	3.66
* 56.20	1.672	3.78
56.00	1.668	3.80
55.00	1.666	3.94
54.00	1.660	4.08
53.00	1.653	4.23
52.00	1.648	4.40

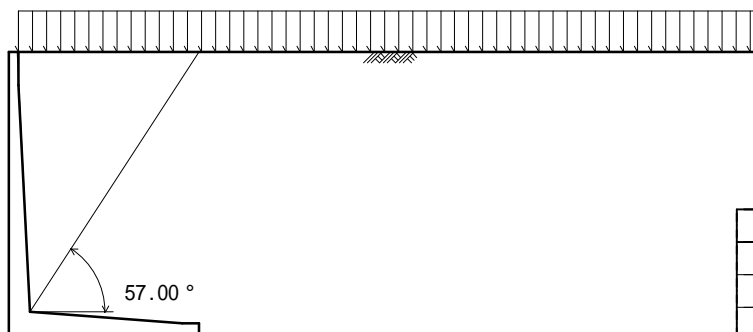
2) つけ根

$$\begin{aligned}
 &= 2.92 (^\circ) \\
 W &= 87.40 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 21.79] \\
 &= 57.00 (^\circ) \\
 &= 20.00 (^\circ) \\
 &= 30.00 (^\circ)
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{87.40 \times \sin(57.00 - 30.00)}{\cos(57.00 - 30.00 - 20.00 - 2.92)} \\
 &= 39.78 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	Pa	W
61.00	39.275	75.50
60.00	39.496	78.39
59.00	39.653	81.33
58.00	39.747	84.33
* 57.00	39.780	87.40
56.00	39.748	90.54
55.00	39.642	93.74
54.00	39.477	97.04
53.00	39.237	100.42

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

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	1.67	20.00	2.92	1.54	0.133
つけ根	39.78	20.00	2.92	36.64	1.047

6.3 設計断面力

6.3.1 中間部

せん断力

$$S = H = 1.54 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 1.54 \times 0.133 \\ &= 0.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

6.3.2 つけ根

せん断力

$$S = H = 36.64 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

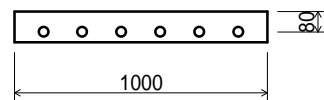
$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 36.64 \times 1.047 \\ &= 38.36 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 0.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 1.54 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.20 \times 10^6}{1000 \times 44.5 \times \left(80 - \frac{44.5}{3}\right)} \\ &= 0.14 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.20 \times 10^6}{1862 \times \left(80 - \frac{44.5}{3}\right)} \\ &= 1.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad s_a = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{1.54 \times 10^3}{1000 \times 80} \\ &= 0.02 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

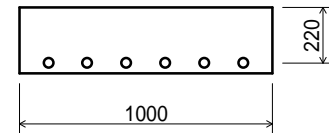
(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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 $M = 38.36$ (kN・m)

せん断力 $S = 36.64$ (kN)

実応力度

$$c = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 38.36 \times 10^6}{1000 \times 86.4 \times \left(220 - \frac{86.4}{3}\right)}$$

$$= 4.64 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K.$$

$$s = \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{38.36 \times 10^6}{1862 \times \left(220 - \frac{86.4}{3}\right)}$$

$$= 107.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K.$$

$$= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{36.64 \times 10^3}{1000 \times 220}$$

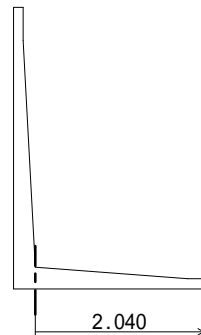
$$= 0.17 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K.$$

§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)
	2.040	0.260	0.530	1.020	0.5406
a	-1/2 × 1.840	0.140	-0.129	1.227	-0.1583
b	-0.200	0.140	-0.028	1.940	-0.0543
合計			0.373		0.3280

作用位置

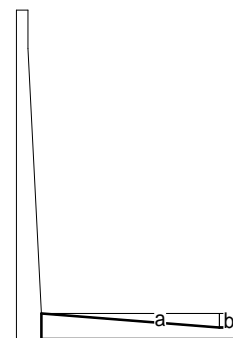
$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{0.3280}{0.373} = 0.879 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot c \cdot L = 0.373 \times 24.5 \times 1.000 = 9.14 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 9.14 \times 0.879 = 8.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント A・x (m ³)
	2.040	3.280	6.691	1.020	6.8248
a	-1/2	1.840	0.140	-0.129	-0.0791
合 計			6.562		6.7457

作用位置

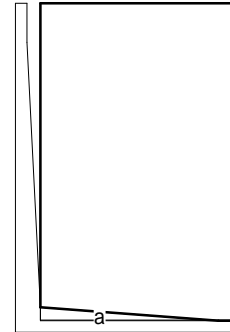
$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{6.7457}{6.562} = 1.028 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot s \cdot L = 6.562 \times 19.0 \times 1.000 = 124.68 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 124.68 \times 1.028 = 128.17 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 2.040 \times 1.000 = 20.40 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 1.020 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 20.40 \times 1.020 = 20.81 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 140.71 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.24 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.24 + (140.71 - 12.24) \times \frac{2.040}{2.300} \\ &= 126.19 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(126.19 + 12.24) \times 2.040 \times 1.000}{2} \\ &= 141.20 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{2.040}{3} \times \frac{2 \times 12.24 + 126.19}{12.24 + 126.19} \\ &= 0.740 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 141.20 \times 0.740 = 104.49 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 132.71 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.28 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.28 + (132.71 - 1.28) \times \frac{2.040}{2.300} \\ &= 117.85 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(117.85 + 1.28) \times 2.040 \times 1.000}{2} \\ &= 121.51 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{2.040}{3} \times \frac{2 \times 1.28 + 117.85}{1.28 + 117.85} \\ &= 0.687 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 121.51 \times 0.687 = 83.48 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	9.14	8.03
2	かかと版上の載荷土	124.68	128.17
3	地盤反力	-141.20	-104.49
4	自動車荷重	20.40	20.81
	合 計	13.02	52.52

たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 38.36 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ < 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	9.14	8.03
2	かかと版上の載荷土	124.68	128.17
3	地盤反力	-121.51	-83.48
	合 計	12.31	52.72

たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 38.36 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ < 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

$$S = 13.02 \text{ (kN)}$$

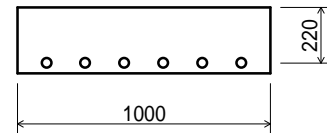
曲げモーメント

$$M = 38.36 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 38.36 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 13.02 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

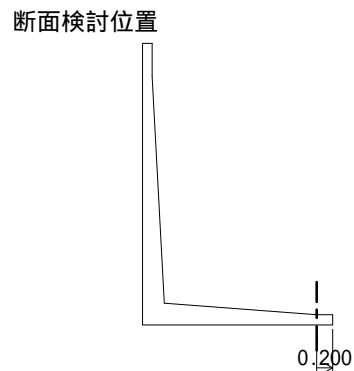
実応力度

$$\begin{aligned}c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 38.36 \times 10^6}{1000 \times 86.4 \times \left(220 - \frac{86.4}{3}\right)} \\ &= 4.64 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{38.36 \times 10^6}{1862 \times \left(220 - \frac{86.4}{3}\right)} \\ &= 107.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{13.02 \times 10^3}{1000 \times 220} \\ &= 0.06 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K.\end{aligned}$$

§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

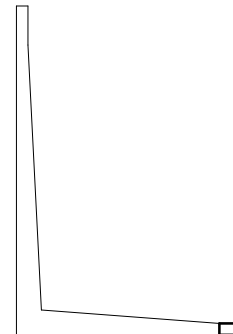
$$A = b \cdot h = 0.200 \times 0.120 = 0.024 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

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

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.59 \times 0.100 = 0.06 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

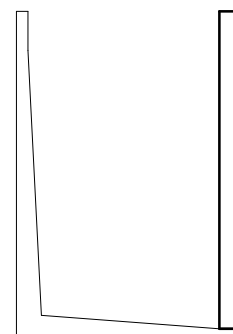
$$A = b \cdot h = 0.200 \times 3.280 = 0.656 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot s \cdot L = 0.656 \times 19.0 \times 1.000 = 12.46 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 12.46 \times 0.100 = 1.25 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.200 \times 1.000 = 2.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.100 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.00 \times 0.100 = 0.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 140.71 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.24 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.24 + (140.71 - 12.24) \times \frac{0.200}{2.300} \\ &= 23.41 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(23.41 + 12.24) \times 0.200 \times 1.000}{2} \\ &= 3.57 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.200}{3} \times \frac{2 \times 12.24 + 23.41}{12.24 + 23.41} \\ &= 0.090 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.57 \times 0.090 = 0.32 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 132.71 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.28 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.28 + (132.71 - 1.28) \times \frac{0.200}{2.300}$$

$$= 12.71 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(12.71 + 1.28) \times 0.200 \times 1.000}{2}$$

$$= 1.40 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.200}{3} \times \frac{2 \times 1.28 + 12.71}{1.28 + 12.71}$$

$$= 0.073 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.40 \times 0.073 = 0.10 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	0.59	0.06
2	かかと版上の載荷土	12.46	1.25
3	地盤反力	-3.57	-0.32
4	自動車荷重	2.00	0.20
	合 計	11.48	1.19

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	0.06
2	かかと版上の載荷土	12.46	1.25
3	地盤反力	-1.40	-0.10
	合 計	11.65	1.21

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 11.65 \text{ (kN)}$$

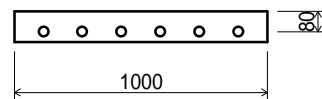
曲げモーメント

$$M = 1.21 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 1.21 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 11.65 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 1.21 \times 10^6}{1000 \times 44.5 \times \left(80 - \frac{44.5}{3}\right)} \\ &= 0.83 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1.21 \times 10^6}{1862 \times \left(80 - \frac{44.5}{3}\right)} \\ &= 10.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{11.65 \times 10^3}{1000 \times 80} \\ &= 0.15 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \end{aligned}$$