

(H)3800 × (B)2550 × (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	$H = 3.800 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 155.06 \text{ (kN/m}^2 \text{)}$	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	$sa = 160 \text{ (N/mm}^2 \text{)}$	

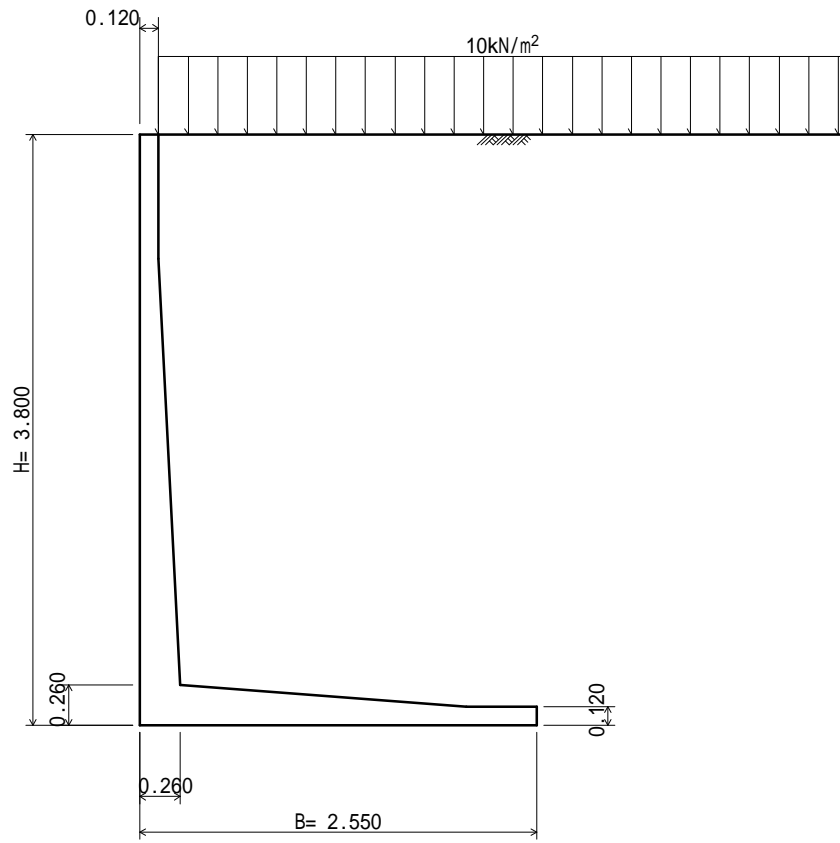
1.5 参考文献

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)3800×(B)2550標準



§3 計算結果

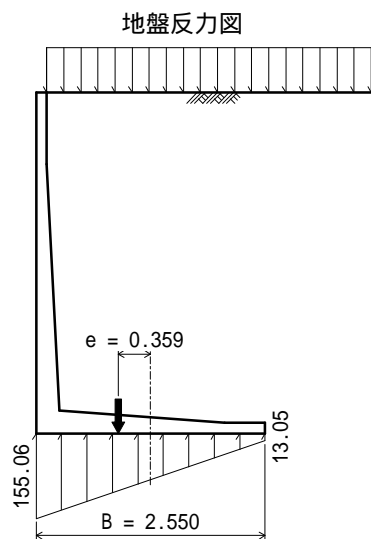
3.1 安定計算結果

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
214.35	58.40	0.359	3.65	2.12	155.06	13.05	0.K.
許 容 値		0.425	1.50	1.50			

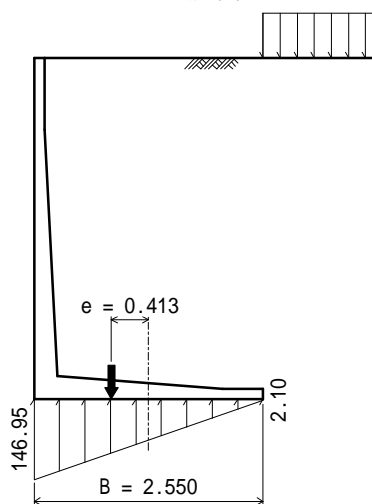


3.1.2 載荷重なし

(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
190.05	58.40	0.413	3.21	1.88	146.95	2.10	0.K.
許容値		0.425	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 - 7.5 2149	D19 - 7.5 2149
		x (mm)	46.5	91.1
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.06×10^6	53.32×10^6
		せん断力 S (N)	3.97×10^3	45.19×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	c	0.71	6.17
		ca	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	s	7.6	130.8
		sa	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)		0.05	0.21
		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 - 7.5 2149	D19 - 7.5 2149
		x (mm)	91.1	46.5
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	53.32×10^6	6.30×10^6
		せん断力 S (N)	14.52×10^3	26.08×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	c	6.17	4.20
		ca	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	s	130.8	45.5
		sa	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)		0.07	0.33
		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

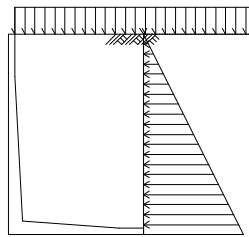
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

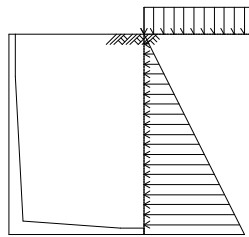
常 時 自重（+ 載荷重）+ 土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

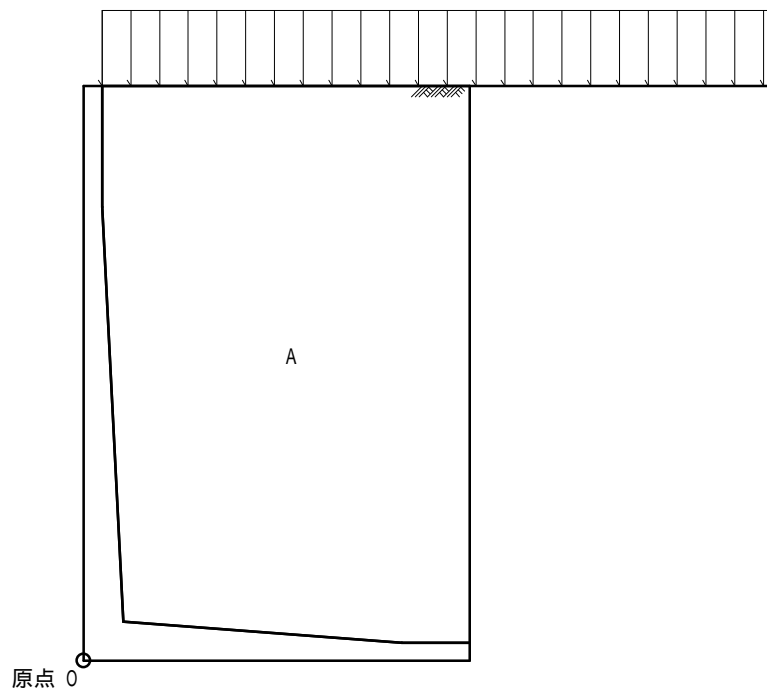


2) 載荷重なし



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)
	2.550	3.800	9.690	1.275	1.900	12.3548	18.4110
a	-	0.140	0.800	-0.112	0.190	-0.0213	-0.3808
b	-1/2	0.140	2.740	-0.192	0.213	-0.0409	-0.4007
c	-	1.840	3.540	-0.129	1.180	-7.6865	-13.2234
d	-1/2	1.840	0.140	-0.129	1.487	-0.1918	-0.0275
e	-	0.450	3.680	-1.656	2.325	-3.8502	-3.2458
合 計			1.087			0.5641	1.1328

体積

$$V_o = A \cdot L = 1.087 \times 1.000 = 1.087 \text{ (m}^3\text{)}$$

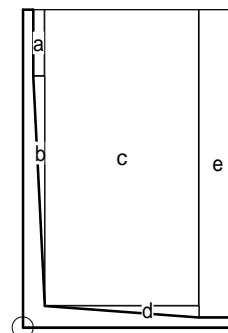
荷重

$$V = V_o \cdot c = 1.087 \times 24.5 = 26.63 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{0.5641}{1.087} = 0.519 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{A \cdot y}{A} = \frac{1.1328}{1.087} = 1.042 \text{ (m)}$$



(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)
	2.430	3.680	8.942	1.335	1.960	11.9376	17.5263
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			8.601			11.7891	17.2758

体積

$$V_o = A \cdot L = 8.601 \times 1.000 = 8.601 \text{ (m}^3\text{)}$$

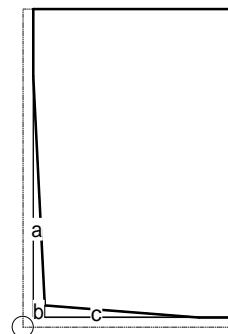
荷重

$$V = V_o \cdot s = 8.601 \times 19.0 = 163.42 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{11.7891}{8.601} = 1.371 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{A \cdot y}{A} = \frac{17.2758}{8.601} = 2.009 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 2.430 \times 1.000 = 24.30 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 2.550 - \frac{2.430}{2} = 1.335 \text{ (m)}$$

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

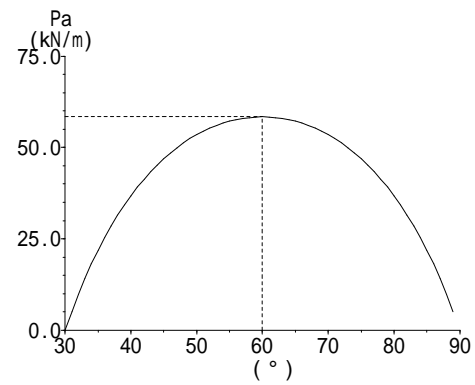
$$V = Pa \cdot \sin(\quad + \quad) \cdot L$$

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

ここに、

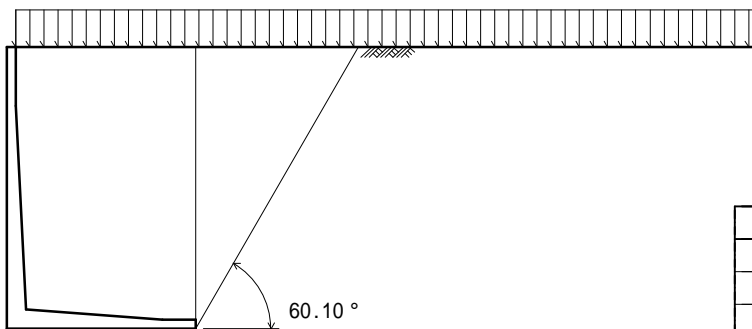
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

$$\begin{aligned}
 h &= 3.800 \text{ (m)} \\
 &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 100.74 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 21.85] \\
 &= 60.10 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{100.74 \times \sin(60.10 - 30.00)}{\cos(60.10 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 58.40 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	Pa	W
65.00	57.200	81.69
64.00	57.623	85.43
63.00	57.966	89.26
62.00	58.207	93.15
61.00	58.344	97.10
* 60.10	58.397	100.74
60.00	58.387	101.13
59.00	58.341	105.25
58.00	58.206	109.47
57.00	57.969	113.77
56.00	57.630	118.16

鉛直荷重

$$V = 58.40 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 58.40 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 58.40 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 2.550 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{3.800}{3} = 1.267 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

§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 $B = 2.550 \text{ (m)}$

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 $B = 2.550 \text{ (m)}$

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。

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

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

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

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

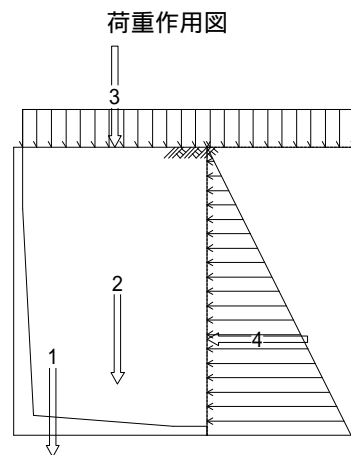
ここに、

- 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 $B = 2.550$ (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	26.63		0.519	1.042	13.82	
2	裏込め土	163.42		1.371	2.009	224.05	
3	載荷重	24.30		1.335	3.800	32.44	
4	土圧		58.40	2.550	1.267		73.99
合 計		214.35	58.40			270.31	73.99



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{H} = \frac{214.35 \times 0.577 + 0.0 \times 2.550 \times 1.000}{58.40}$$

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

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

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{270.31}{73.99} = 3.65 \quad F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{M_r - M_o}{V} = \frac{270.31 - 73.99}{214.35} = 0.916 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.550}{2} - 0.916 = 0.359 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.359 \text{ (m)} \quad \frac{1}{6} \cdot B = 0.425 \text{ (m)}$$

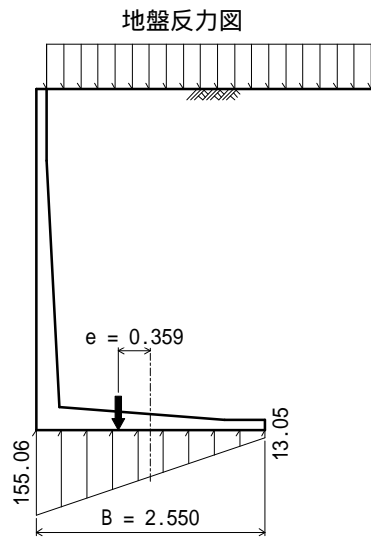
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

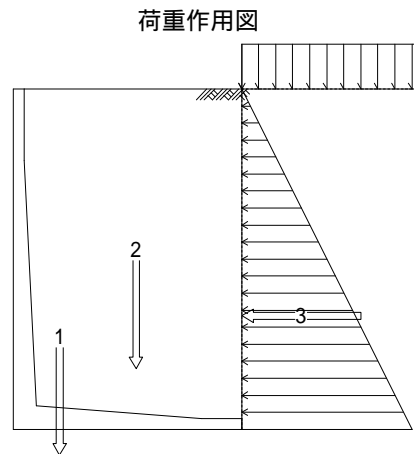
$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{214.35}{2.550 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.359}{2.550} \right) \\
 &= \begin{cases} 155.06 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 13.05 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

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	26.63		0.519	1.042	13.82	
2	裏込め土	163.42		1.371	2.009	224.05	
3	土圧		58.40	2.550	1.267		73.99
合 計		190.05	58.40			237.87	73.99



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{H} = \frac{190.05 \times 0.577 + 0.0 \times 2.550 \times 1.000}{58.40}$$

$$= 1.88 \quad F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{237.87}{73.99} = 3.21 \quad F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{M_r - M_o}{V} = \frac{237.87 - 73.99}{190.05} = 0.862 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.550}{2} - 0.862 = 0.413 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.413 \text{ (m)} \quad \frac{1}{6} \cdot B = 0.425 \text{ (m)}$$

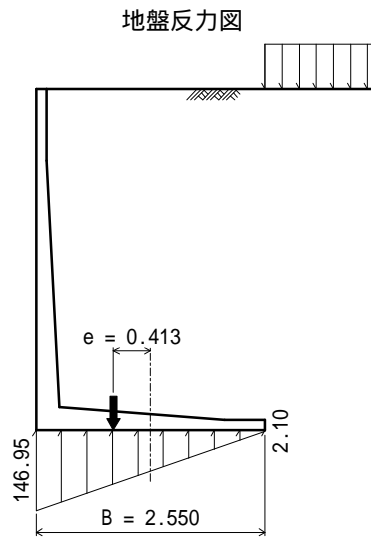
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{190.05}{2.550 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.413}{2.550} \right) \\
 &= \begin{cases} 146.95 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 2.10 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

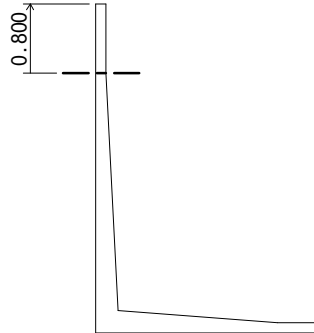


§6 たて壁の部材断面設計

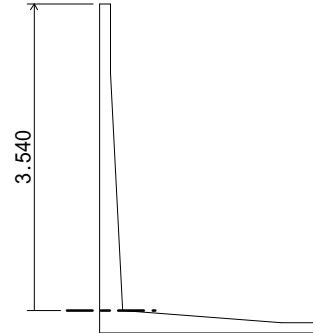
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



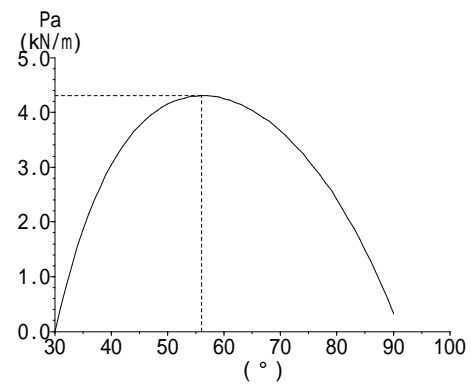
6.2 荷重の計算

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

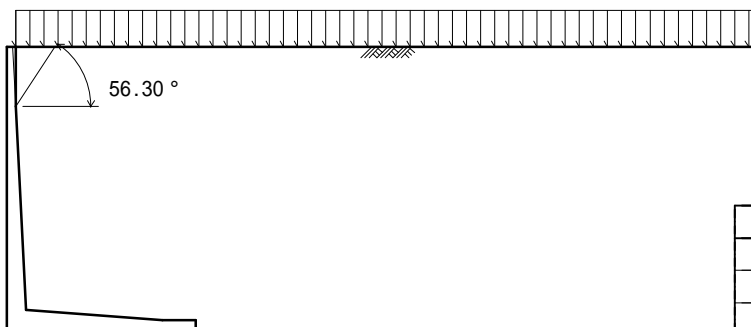
1) 中間部

$$\begin{aligned}
 &= 2.92 (^\circ) \\
 W &= 9.71 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 5.34] \\
 &= 56.30 (^\circ) \\
 &= 20.00 (^\circ) \\
 &= 30.00 (^\circ)
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

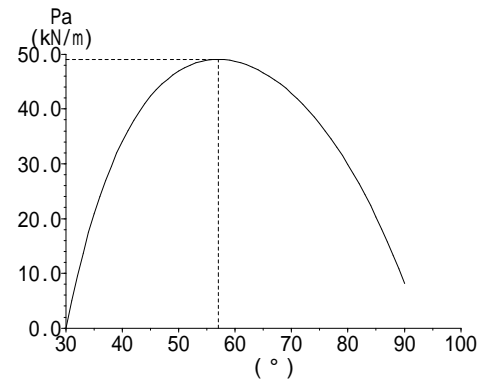
$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{9.71 \times \sin(56.30 - 30.00)}{\cos(56.30 - 30.00 - 20.00 - 2.92)} \\
 &= 4.31 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	P_a	W
61.00	4.224	8.12
60.00	4.252	8.44
59.00	4.281	8.78
58.00	4.289	9.10
57.00	4.301	9.45
* 56.30	4.310	9.71
56.00	4.302	9.80
55.00	4.297	10.16
54.00	4.288	10.54
53.00	4.263	10.91
52.00	4.234	11.30

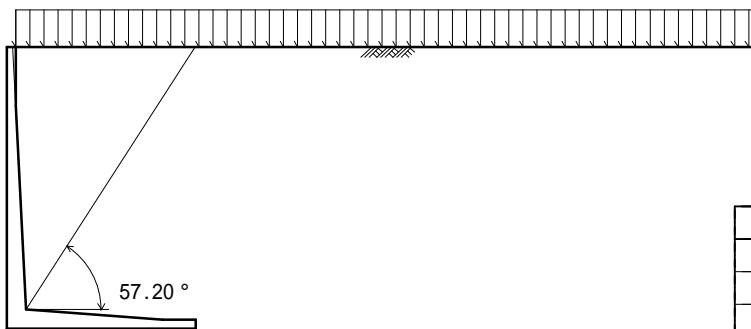
2) つけ根

$$\begin{aligned}
 &= 2.92 (^{\circ}) \\
 W &= 107.02 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 24.21] \\
 &= 57.20 (^{\circ}) \\
 &= 20.00 (^{\circ}) \\
 &= 30.00 (^{\circ})
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{107.02 \times \sin(57.20 - 30.00)}{\cos(57.20 - 30.00 - 20.00 - 2.92)} \\
 &= 49.06 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	P_a	W
62.00	48.078	89.59
61.00	48.426	93.09
60.00	48.691	96.64
59.00	48.887	100.27
58.00	49.013	103.99
* 57.20	49.055	107.02
57.00	49.055	107.78
56.00	49.015	111.65
55.00	48.895	115.62
54.00	48.691	119.69
53.00	48.392	123.85

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

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	4.31	20.00	2.92	3.97	0.267
つけ根	49.06	20.00	2.92	45.19	1.180

6.3 設計断面力

6.3.1 中間部

せん断力

$$S = H = 3.97 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 3.97 \times 0.267 \\ &= 1.06 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

6.3.2 つけ根

せん断力

$$S = H = 45.19 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

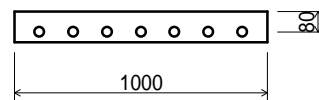
$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 45.19 \times 1.180 \\ &= 53.32 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 80 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 7.5 \\ &= 21.49 \text{ (cm}^2\text{)} = 2149 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 2149}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 80}{15 \times 2149}} \right\} \\ &= 46.5 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 1.06 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 3.97 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

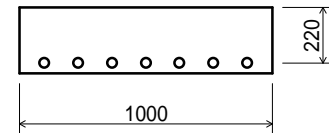
実応力度

$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 1.06 \times 10^6}{1000 \times 46.5 \times \left(80 - \frac{46.5}{3}\right)} \\ &= 0.71 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1.06 \times 10^6}{2149 \times \left(80 - \frac{46.5}{3}\right)} \\ &= 7.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad s_a = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{3.97 \times 10^3}{1000 \times 80} \\ &= 0.05 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 220 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 7.5 \\ &= 21.49 \text{ (cm}^2\text{)} = 2149 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 2149}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 220}{15 \times 2149}} \right\} \\ &= 91.1 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 53.32 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 45.19 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned}c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 53.32 \times 10^6}{1000 \times 91.1 \times \left(220 - \frac{91.1}{3}\right)} \\ &= 6.17 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{53.32 \times 10^6}{2149 \times \left(220 - \frac{91.1}{3}\right)} \\ &= 130.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{45.19 \times 10^3}{1000 \times 220} \\ &= 0.21 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K.\end{aligned}$$

§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)
	2.290	0.260	0.595	1.145	0.6813
a	-1/2 × 1.840	0.140	-0.129	1.227	-0.1583
b	-0.450	0.140	-0.063	2.065	-0.1301
合計			0.403		0.3929

作用位置

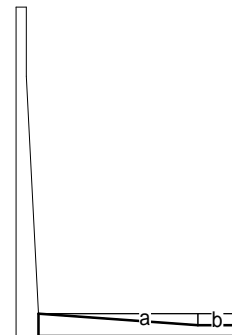
$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{0.3929}{0.403} = 0.975 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot c \cdot L = 0.403 \times 24.5 \times 1.000 = 9.87 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 9.87 \times 0.975 = 9.62 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	2.290	3.680	8.427	1.145	9.6489
a	-1/2	1.840	-0.129	0.613	-0.0791
合計			8.298		9.5698

作用位置

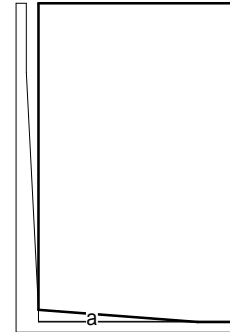
$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{9.5698}{8.298} = 1.153 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot s \cdot L = 8.298 \times 19.0 \times 1.000 = 157.66 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 157.66 \times 1.153 = 181.78 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 2.290 \times 1.000 = 22.90 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 1.145 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 22.90 \times 1.145 = 26.22 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 155.06 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.05 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.05 + (155.06 - 13.05) \times \frac{2.290}{2.550} \\ &= 140.58 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(140.58 + 13.05) \times 2.290 \times 1.000}{2} \\ &= 175.91 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{2.290}{3} \times \frac{2 \times 13.05 + 140.58}{13.05 + 140.58} \\ &= 0.828 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 175.91 \times 0.828 = 145.65 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 載荷重なし

『 安定計算 』の結果より

$$q_1 = 146.95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.10 + (146.95 - 2.10) \times \frac{2.290}{2.550} \\ &= 132.18 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(132.18 + 2.10) \times 2.290 \times 1.000}{2} \\ &= 153.75 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{2.290}{3} \times \frac{2 \times 2.10 + 132.18}{2.10 + 132.18} \\ &= 0.775 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 153.75 \times 0.775 = 119.16 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	9.87	9.62
2	かかと版上の載荷土	157.66	181.78
3	地盤反力	-175.91	-145.65
4	自動車荷重	22.90	26.22
	合 計	14.52	71.97

たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 53.32 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ < 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	9.87	9.62
2	かかと版上の載荷土	157.66	181.78
3	地盤反力	-153.75	-119.16
	合 計	13.78	72.24

たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 53.32 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ < 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

$$S = 14.52 \text{ (kN)}$$

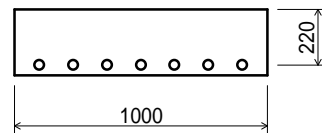
曲げモーメント

$$M = 53.32 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

7.3 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 220 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 7.5 \\ &= 21.49 \text{ (cm}^2\text{)} = 2149 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 2149}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 220}{15 \times 2149}} \right\} \\ &= 91.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 53.32 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 14.52 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

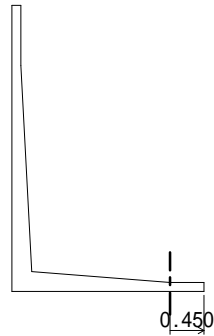
$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 53.32 \times 10^6}{1000 \times 91.1 \times \left(220 - \frac{91.1}{3}\right)} \\ &= 6.17 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{53.32 \times 10^6}{2149 \times \left(220 - \frac{91.1}{3}\right)} \\ &= 130.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{14.52 \times 10^3}{1000 \times 220} \\ &= 0.07 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \end{aligned}$$

§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

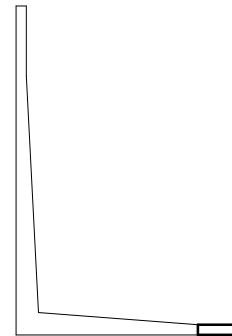
$$A = b \cdot h = 0.450 \times 0.120 = 0.054 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot c \cdot L = 0.054 \times 24.5 \times 1.000 = 1.32 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.32 \times 0.225 = 0.30 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

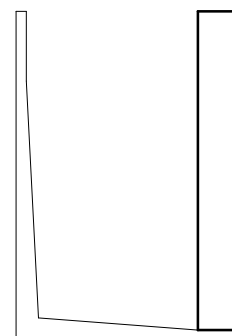
$$A = b \cdot h = 0.450 \times 3.680 = 1.656 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot s \cdot L = 1.656 \times 19.0 \times 1.000 = 31.46 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 31.46 \times 0.225 = 7.08 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.450 \times 1.000 = 4.50 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.225 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.50 \times 0.225 = 1.01 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 155.06 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 13.05 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 13.05 + (155.06 - 13.05) \times \frac{0.450}{2.550} \\ &= 38.11 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(38.11 + 13.05) \times 0.450 \times 1.000}{2} \\ &= 11.51 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.450}{3} \times \frac{2 \times 13.05 + 38.11}{13.05 + 38.11} \\ &= 0.188 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 11.51 \times 0.188 = 2.16 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 146.95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.10 + (146.95 - 2.10) \times \frac{0.450}{2.550}$$

$$= 27.66 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(27.66 + 2.10) \times 0.450 \times 1.000}{2}$$

$$= 6.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.450}{3} \times \frac{2 \times 2.10 + 27.66}{2.10 + 27.66}$$

$$= 0.161 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.70 \times 0.161 = 1.08 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	1.32	0.30
2	かかと版上の載荷土	31.46	7.08
3	地盤反力	-11.51	-2.16
4	自動車荷重	4.50	1.01
	合 計	25.77	6.23

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	1.32	0.30
2	かかと版上の載荷土	31.46	7.08
3	地盤反力	-6.70	-1.08
	合 計	26.08	6.30

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 26.08 \text{ (kN)}$$

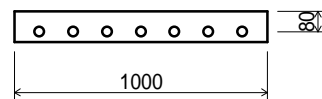
曲げモーメント

$$M = 6.30 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.3 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ } d &= 80 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量 } A_s &= D19 - 7.5 \\ &= 21.49 \text{ (cm}^2\text{)} = 2149 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 2149}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 80}{15 \times 2149}} \right\} \\ &= 46.5 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント } M &= 6.30 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力 } S &= 26.08 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 6.30 \times 10^6}{1000 \times 46.5 \times \left(80 - \frac{46.5}{3}\right)} \\ &= 4.20 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{6.30 \times 10^6}{2149 \times \left(80 - \frac{46.5}{3}\right)} \\ &= 45.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{26.08 \times 10^3}{1000 \times 80} \\ &= 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \end{aligned}$$