

(H)4100 × (B)2700 × (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	$H = 4.100 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 168.95 \text{ (kN/m}^2 \text{)} \text{ 以上必要}$

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	$sa = 160 \text{ (N/mm}^2 \text{)}$
---------	-------------------------------------

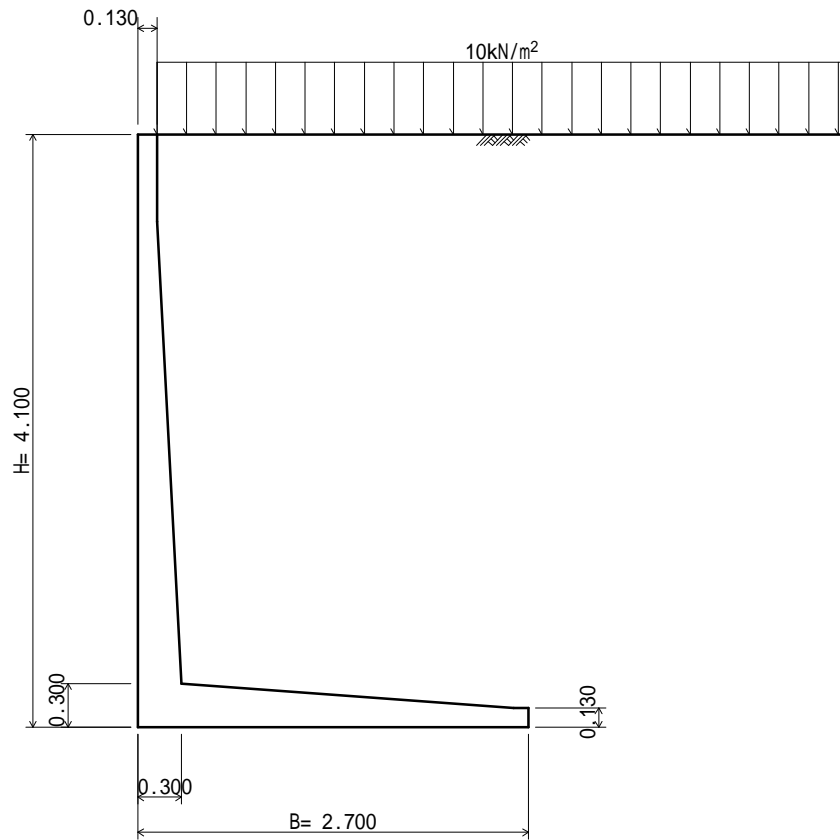
1.5 参考文献

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)4100×(B)2700標準



§3 計算結果

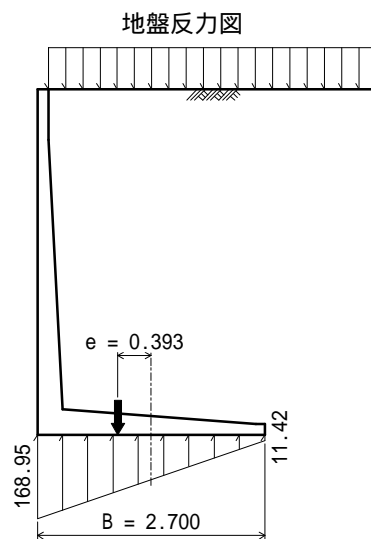
3.1 安定計算結果

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
243.50	66.90	0.393	3.55	2.10	168.95	11.42	0.K.
許 容 値		0.450	1.50	1.50			

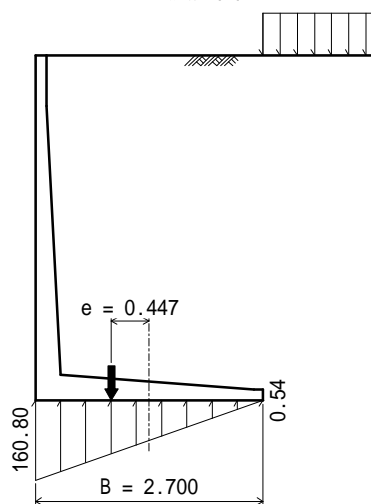


3.1.2 載荷重なし

(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
217.80	66.90	0.447	3.15	1.88	160.80 0.54	0.K.
許 容 値		0.450	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)	D19 - 7.5 2149	D19 - 7.5 2149
		x (mm)	50.5	101.2
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.53×10^6	65.12×10^6
		せん断力 S (N)	2.64×10^3	51.40×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	c	0.29	5.69
		ca	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	s	3.4	133.9
		sa	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)		0.03	0.20
		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)	D19 - 7.5 2149	D19 - 7.5 2149
		x (mm)	101.2	50.5
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	65.12×10^6	0.39×10^6
		せん断力 S (N)	18.29×10^3	7.51×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	c	5.69	0.21
		ca	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	s	133.9	2.5
		sa	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)		0.07	0.08
		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

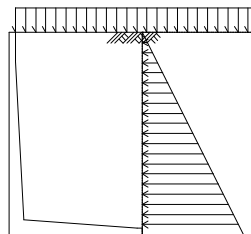
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

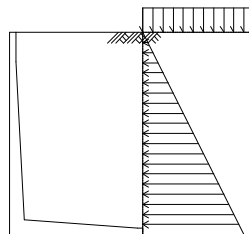
常 時 自重（+ 載荷重）+ 土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

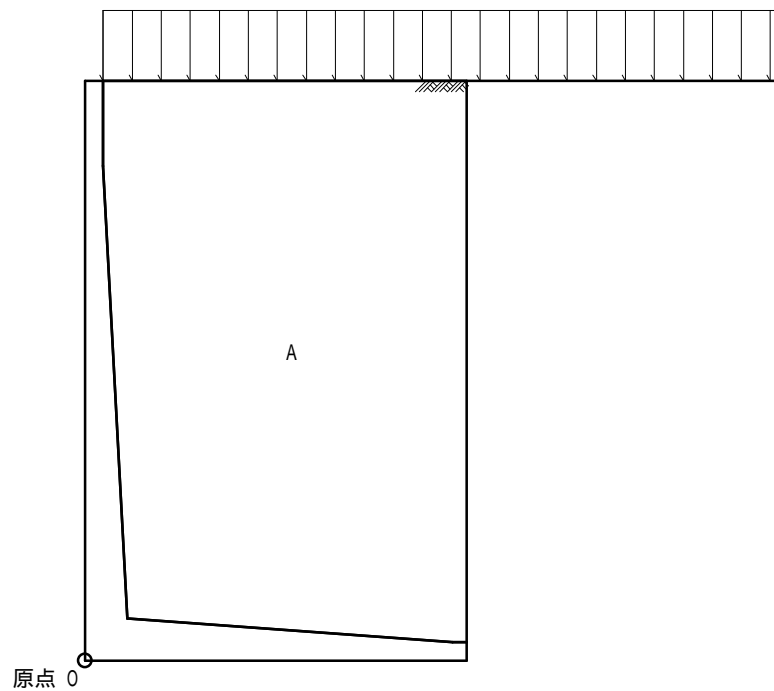


2) 載荷重なし



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)
	2.700	4.100	11.070	1.350	2.050	14.9445	22.6935
a	-	0.170	0.600	-0.102	0.215	-0.0219	-0.3876
b	-1/2	0.170	3.200	-0.272	0.243	-0.0661	-0.6618
c	-	2.300	3.800	-8.740	1.450	-12.6730	-19.2280
d	-1/2	2.300	0.170	-0.196	1.833	-0.3593	-0.0476
e	-	0.100	3.970	-0.397	2.650	-1.0521	-0.8397
合 計			1.363			0.7721	1.5288

体積

$$V_o = A \cdot L = 1.363 \times 1.000 = 1.363 \text{ (m}^3\text{)}$$

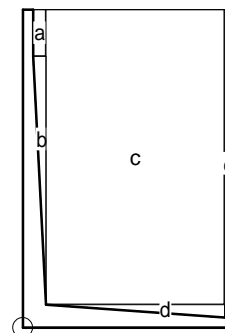
荷重

$$V = V_o \cdot c = 1.363 \times 24.5 = 33.39 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{0.7721}{1.363} = 0.566 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{A \cdot y}{A} = \frac{1.5288}{1.363} = 1.122 \text{ (m)}$$



(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)
	2.570	3.970	10.203	1.415	2.115	14.4372	21.5793
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			9.706			14.1710	21.1646

体積

$$V_o = A \cdot L = 9.706 \times 1.000 = 9.706 \text{ (m}^3\text{)}$$

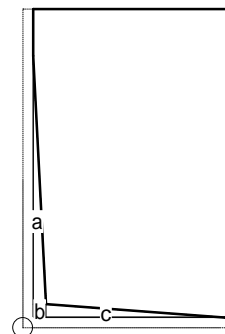
荷重

$$V = V_o \cdot s = 9.706 \times 19.0 = 184.41 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{14.1710}{9.706} = 1.460 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{A \cdot y}{A} = \frac{21.1646}{9.706} = 2.181 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 2.570 \times 1.000 = 25.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 2.700 - \frac{2.570}{2} = 1.415 \text{ (m)}$$

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

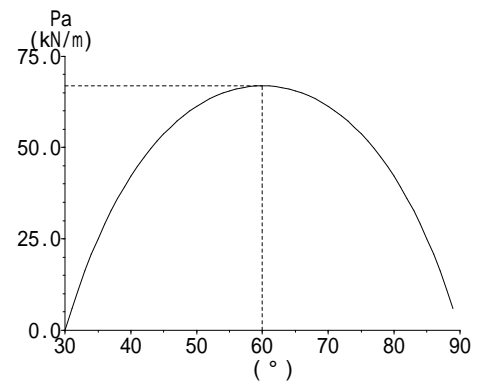
$$V = Pa \cdot \sin(\quad + \quad) \cdot L$$

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

ここに、

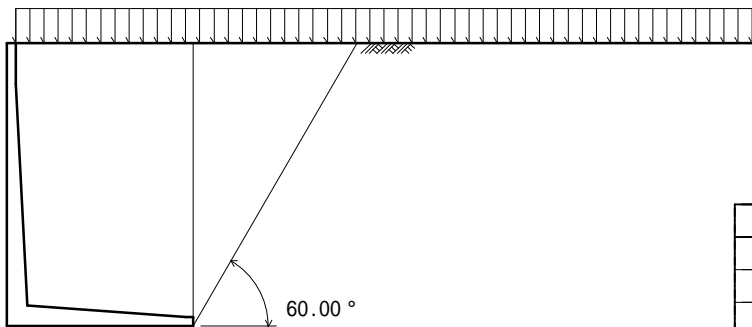
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

$$\begin{aligned}
 h &= 4.100 \text{ (m)} \\
 &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 115.88 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 23.67] \\
 &= 60.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{115.88 \times \sin(60.00 - 30.00)}{\cos(60.00 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 66.90 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	Pa	W
64.00	66.021	97.88
63.00	66.415	102.27
62.00	66.680	106.71
61.00	66.846	111.25
* 60.00	66.903	115.88
59.00	66.844	120.59
58.00	66.682	125.41
57.00	66.406	130.33
56.00	66.024	135.37

鉛直荷重

$$V = 66.90 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 66.90 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 66.90 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 2.700 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{4.100}{3} = 1.367 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

§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 $B = 2.700 \text{ (m)}$

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 $B = 2.700 \text{ (m)}$

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。

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

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

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

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

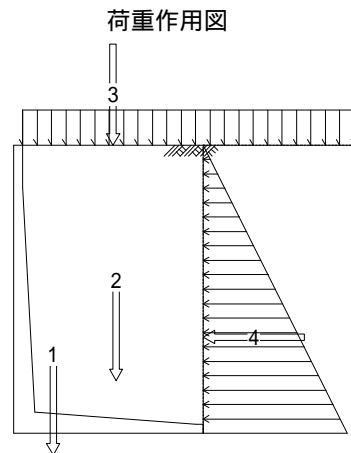
ここに、

- 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 $B = 2.700$ (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	33.39		0.566	1.122	18.90	
2	裏込め土	184.41		1.460	2.181	269.24	
3	載荷重	25.70		1.415	4.100	36.37	
4	土圧		66.90	2.700	1.367		91.45
合 計		243.50	66.90			324.51	91.45



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{H} = \frac{243.50 \times 0.577 + 0.0 \times 2.700 \times 1.000}{66.90}$$

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

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

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{324.51}{91.45} = 3.55 \quad F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{M_r - M_o}{V} = \frac{324.51 - 91.45}{243.50} = 0.957 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.700}{2} - 0.957 = 0.393 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.393 \text{ (m)} \quad \frac{1}{6} \cdot B = 0.450 \text{ (m)}$$

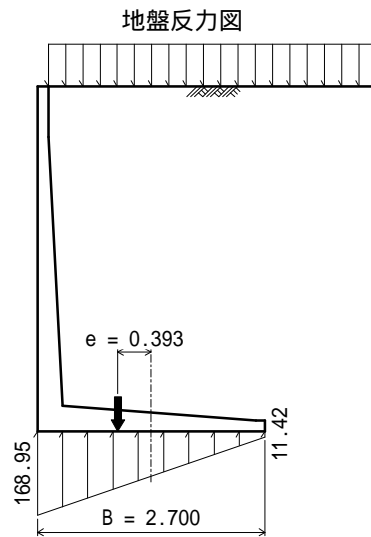
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{243.50}{2.700 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.393}{2.700} \right) \\
 &= \begin{cases} 168.95 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 11.42 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

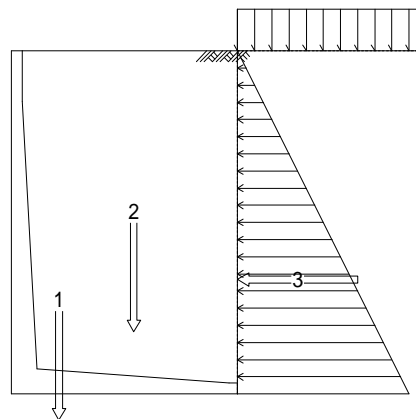
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	33.39		0.566	1.122	18.90	
2	裏込め土	184.41		1.460	2.181	269.24	
3	土圧		66.90	2.700	1.367		91.45
合 計		217.80	66.90			288.14	91.45

荷重作用図



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{H} = \frac{217.80 \times 0.577 + 0.0 \times 2.700 \times 1.000}{66.90}$$

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

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

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{288.14}{91.45} = 3.15 \quad F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{M_r - M_o}{V} = \frac{288.14 - 91.45}{217.80} = 0.903 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.700}{2} - 0.903 = 0.447 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.447 \text{ (m)} \quad \frac{1}{6} \cdot B = 0.450 \text{ (m)}$$

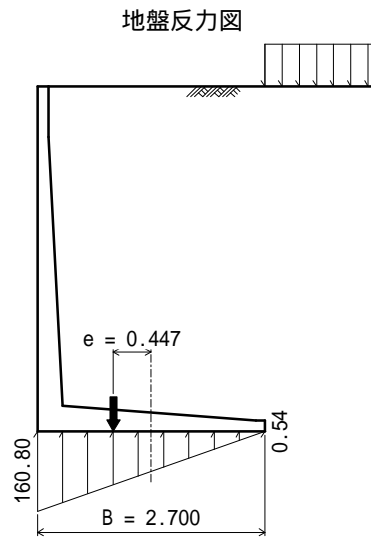
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{217.80}{2.700 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.447}{2.700} \right) \\
 q_2 &= \begin{cases} 160.80 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 0.54 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

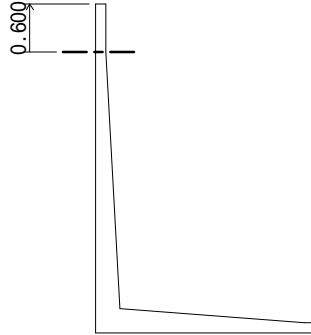


§6 たて壁の部材断面設計

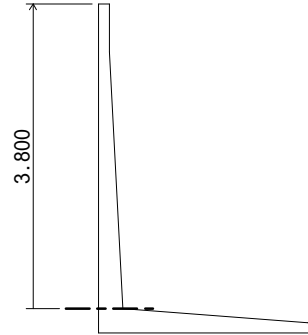
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



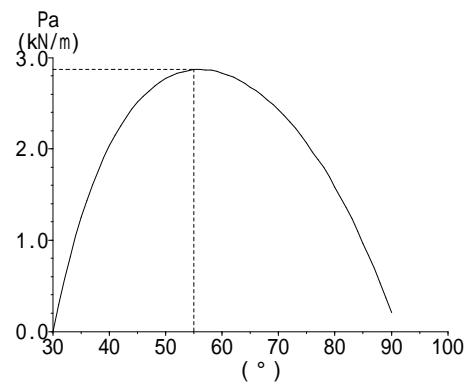
6.2 荷重の計算

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

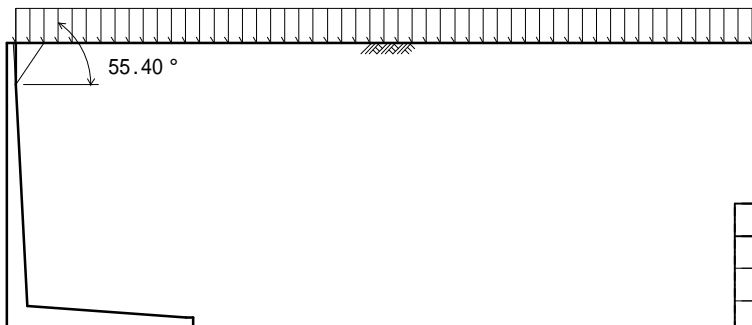
1) 中間部

$$\begin{aligned}
 &= 3.04 (^\circ) \\
 W &= 6.69 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 4.14] \\
 &= 55.40 (^\circ) \\
 &= 20.00 (^\circ) \\
 &= 30.00 (^\circ)
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

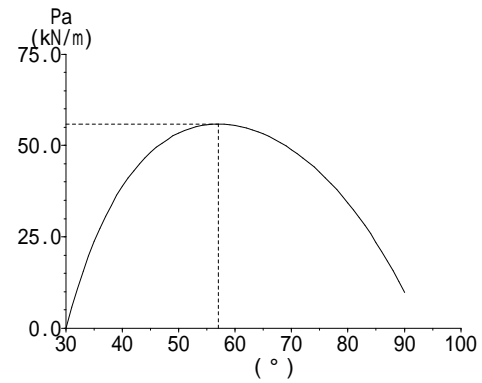
$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{6.69 \times \sin(55.40 - 30.00)}{\cos(55.40 - 30.00 - 20.00 - 3.04)} \\
 &= 2.87 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	P_a	W
60.00	2.826	5.61
59.00	2.852	5.85
58.00	2.860	6.07
57.00	2.862	6.29
56.00	2.871	6.54
* 55.40	2.872	6.69
55.00	2.871	6.79
54.00	2.856	7.02
53.00	2.845	7.28
52.00	2.825	7.54
51.00	2.797	7.80

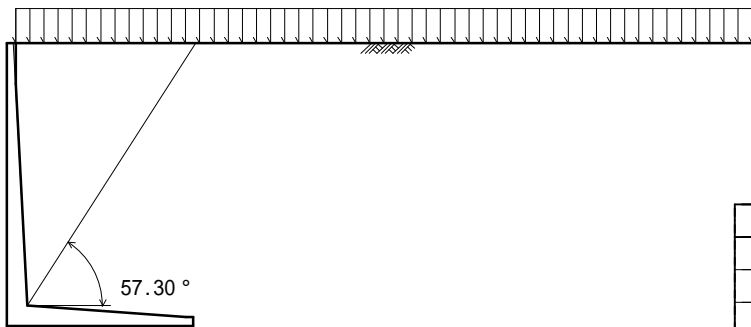
2) つけ根

$$\begin{aligned}
 &= 3.04 (^\circ) \\
 W &= 121.46 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 26.10] \\
 &= 57.30 (^\circ) \\
 &= 20.00 (^\circ) \\
 &= 30.00 (^\circ)
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{121.46 \times \sin(57.30 - 30.00)}{\cos(57.30 - 30.00 - 20.00 - 3.04)} \\
 &= 55.86 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	P_a	W
62.00	54.784	102.12
61.00	55.177	106.10
60.00	55.474	110.13
59.00	55.691	114.25
58.00	55.818	118.45
* 57.30	55.862	121.46
57.00	55.861	122.75
56.00	55.809	127.14
55.00	55.670	131.65
54.00	55.430	136.26
53.00	55.089	140.99

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

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	2.87	20.00	3.04	2.64	0.200
つけ根	55.86	20.00	3.04	51.40	1.267

6.3 設計断面力

6.3.1 中間部

せん断力

$$S = H = 2.64 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 2.64 \times 0.200 \\ &= 0.53 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

6.3.2 つけ根

せん断力

$$S = H = 51.40 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

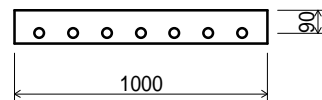
$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 51.40 \times 1.267 \\ &= 65.12 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 90 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 7.5 \\ &= 21.49 \text{ (cm}^2\text{)} = 2149 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 2149}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 90}{15 \times 2149}} \right\} \\ &= 50.5 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 0.53 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 2.64 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.53 \times 10^6}{1000 \times 50.5 \times \left(90 - \frac{50.5}{3}\right)} \\ &= 0.29 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.53 \times 10^6}{2149 \times \left(90 - \frac{50.5}{3}\right)} \\ &= 3.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad s_a = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{2.64 \times 10^3}{1000 \times 90} \\ &= 0.03 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

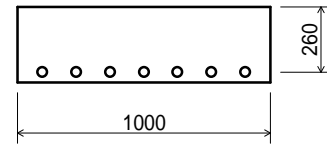
(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

有効幅 $b = 1000$ (mm)

有効高さ $d = 260$ (mm)

鉄筋量 $A_s = D19 - 7.5$
 $= 21.49$ (cm²) = 2149 (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

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

$$= \frac{15 \times 2149}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 260}{15 \times 2149}} \right\}$$

$$= 101.2 \text{ (mm)}$$

設計断面力

曲げモーメント $M = 65.12$ (kN・m)

せん断力 $S = 51.40$ (kN)

実応力度

$$c = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 65.12 \times 10^6}{1000 \times 101.2 \times \left(260 - \frac{101.2}{3}\right)}$$

$$= 5.69 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.}$$

$$s = \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{65.12 \times 10^6}{2149 \times \left(260 - \frac{101.2}{3}\right)}$$

$$= 133.9 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.}$$

$$= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{51.40 \times 10^3}{1000 \times 260}$$

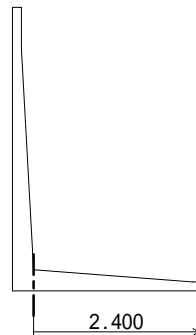
$$= 0.20 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.}$$

§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)
	2.400	0.300	0.720	1.200	0.8640
a	-1/2 × 2.300	0.170	-0.196	1.533	-0.3005
b	-	0.100	-0.017	2.350	-0.0400
合計			0.507		0.5235

作用位置

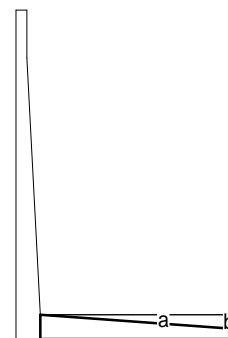
$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{0.5235}{0.507} = 1.033 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot c \cdot L = 0.507 \times 24.5 \times 1.000 = 12.42 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 12.42 \times 1.033 = 12.83 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	2.400	3.970	9.528	1.200	11.4336
a	-1/2	2.300	0.170	-0.196	-0.1503
合 計			9.332		11.2833

作用位置

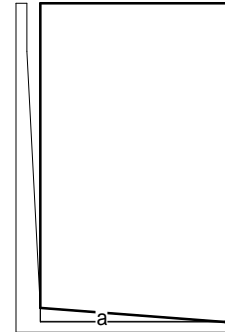
$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{11.2833}{9.332} = 1.209 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot s \cdot L = 9.332 \times 19.0 \times 1.000 = 177.31 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 177.31 \times 1.209 = 214.37 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 2.400 \times 1.000 = 24.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 1.200 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 24.00 \times 1.200 = 28.80 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 168.95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 11.42 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 11.42 + (168.95 - 11.42) \times \frac{2.400}{2.700} \\ &= 151.45 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(151.45 + 11.42) \times 2.400 \times 1.000}{2} \\ &= 195.44 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{2.400}{3} \times \frac{2 \times 11.42 + 151.45}{11.42 + 151.45} \\ &= 0.856 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 195.44 \times 0.856 = 167.30 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 160.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.54 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.54 + (160.80 - 0.54) \times \frac{2.400}{2.700} \\ &= 142.99 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(142.99 + 0.54) \times 2.400 \times 1.000}{2} \\ &= 172.24 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{2.400}{3} \times \frac{2 \times 0.54 + 142.99}{0.54 + 142.99} \\ &= 0.803 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 172.24 \times 0.803 = 138.31 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	12.42	12.83
2	かかと版上の載荷土	177.31	214.37
3	地盤反力	-195.44	-167.30
4	自動車荷重	24.00	28.80
	合 計	18.29	88.70

たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 65.12 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ < 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	12.42	12.83
2	かかと版上の載荷土	177.31	214.37
3	地盤反力	-172.24	-138.31
	合 計	17.49	88.89

たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 65.12 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ < 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

$$S = 18.29 \text{ (kN)}$$

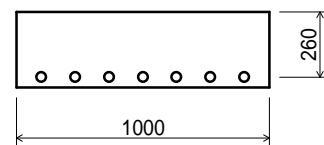
曲げモーメント

$$M = 65.12 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

7.3 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 260 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 7.5 \\ &= 21.49 \text{ (cm}^2\text{)} = 2149 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 2149}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 260}{15 \times 2149}} \right\} \\ &= 101.2 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 65.12 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 18.29 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

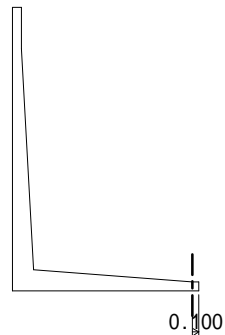
$$\begin{aligned}c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 65.12 \times 10^6}{1000 \times 101.2 \times \left(260 - \frac{101.2}{3}\right)} \\ &= 5.69 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{65.12 \times 10^6}{2149 \times \left(260 - \frac{101.2}{3}\right)} \\ &= 133.9 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{18.29 \times 10^3}{1000 \times 260} \\ &= 0.07 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K.\end{aligned}$$

§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

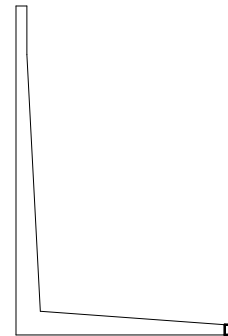
$$A = b \cdot h = 0.100 \times 0.130 = 0.013 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot c \cdot L = 0.013 \times 24.5 \times 1.000 = 0.32 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.32 \times 0.050 = 0.02 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

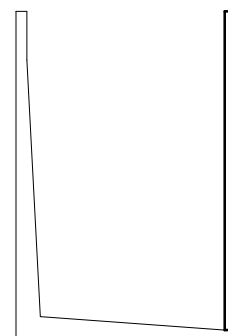
$$A = b \cdot h = 0.100 \times 3.970 = 0.397 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot s \cdot L = 0.397 \times 19.0 \times 1.000 = 7.54 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 7.54 \times 0.050 = 0.38 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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

$$q_1 = 168.95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 11.42 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 11.42 + (168.95 - 11.42) \times \frac{0.100}{2.700} \\ &= 17.25 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(17.25 + 11.42) \times 0.100 \times 1.000}{2} \\ &= 1.43 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.100}{3} \times \frac{2 \times 11.42 + 17.25}{11.42 + 17.25} \\ &= 0.047 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.43 \times 0.047 = 0.07 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 160.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.54 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.54 + (160.80 - 0.54) \times \frac{0.100}{2.700}$$

$$= 6.48 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(6.48 + 0.54) \times 0.100 \times 1.000}{2}$$

$$= 0.35 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.100}{3} \times \frac{2 \times 0.54 + 6.48}{0.54 + 6.48}$$

$$= 0.036 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.35 \times 0.036 = 0.01 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	0.32	0.02
2	かかと版上の載荷土	7.54	0.38
3	地盤反力	-1.43	-0.07
4	自動車荷重	1.00	0.05
	合 計	7.43	0.38

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	0.32	0.02
2	かかと版上の載荷土	7.54	0.38
3	地盤反力	-0.35	-0.01
	合 計	7.51	0.39

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 7.51 \text{ (kN)}$$

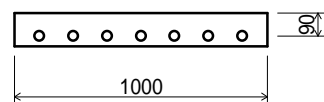
曲げモーメント

$$M = 0.39 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.3 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 90 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 7.5 \\ &= 21.49 \text{ (cm}^2\text{)} = 2149 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 2149}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 90}{15 \times 2149}} \right\} \\ &= 50.5 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 0.38 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 7.51 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.38 \times 10^6}{1000 \times 50.5 \times \left(90 - \frac{50.5}{3}\right)} \\ &= 0.21 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.38 \times 10^6}{2149 \times \left(90 - \frac{50.5}{3}\right)} \\ &= 2.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{7.51 \times 10^3}{1000 \times 90} \\ &= 0.08 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \end{aligned}$$