

(H)4000 × (B)2650 × (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	$H = 4.000 \text{ (m)}$
(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	$q_a = 164.64 \text{ (kN/m}^2 \text{)} \text{ 以上必要}$

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

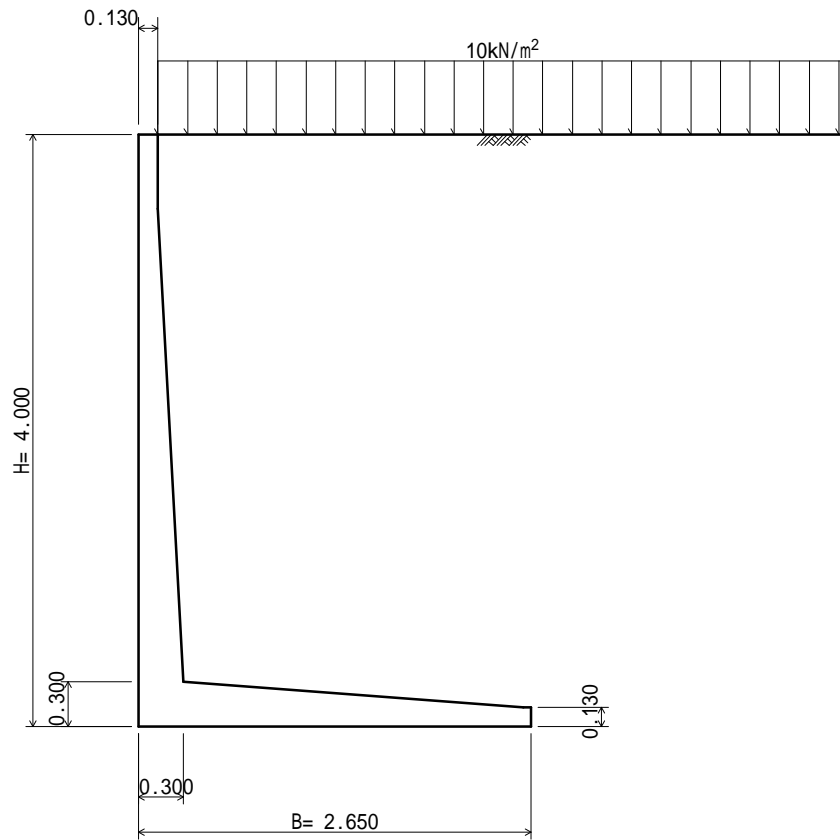
1.5 参考文献

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)4000×(B)2650標準



§3 計算結果

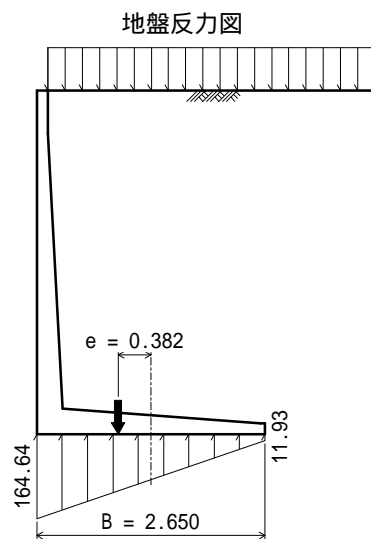
3.1 安定計算結果

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
233.95	64.01	0.382	3.59	2.11	164.64	11.93	0.K.
許 容 値		0.442	1.50	1.50			

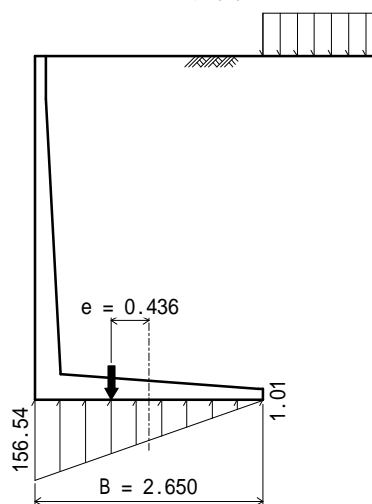


3.1.2 載荷重なし

(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
208.75	64.01	0.436	3.18	1.88	156.54 1.01	0.K.
許容値		0.442	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)	0.34×10^6	60.47×10^6
		せん断力 S (N)	2.06×10^3	49.04×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	c	0.18	5.28
		ca	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	s	2.2	124.4
		sa	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)		0.02	0.19
		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)	60.47×10^6	0.09×10^6
		せん断力 S (N)	17.68×10^3	3.74×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	c	5.28	0.05
		ca	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	s	124.4	0.6
		sa	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)		0.07	0.04
		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

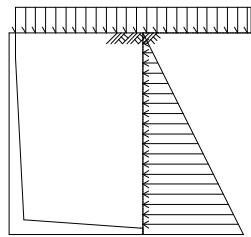
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

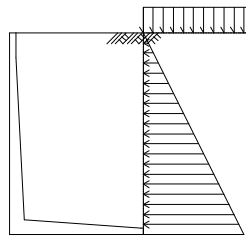
常 時 自重（+ 載荷重）+ 土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

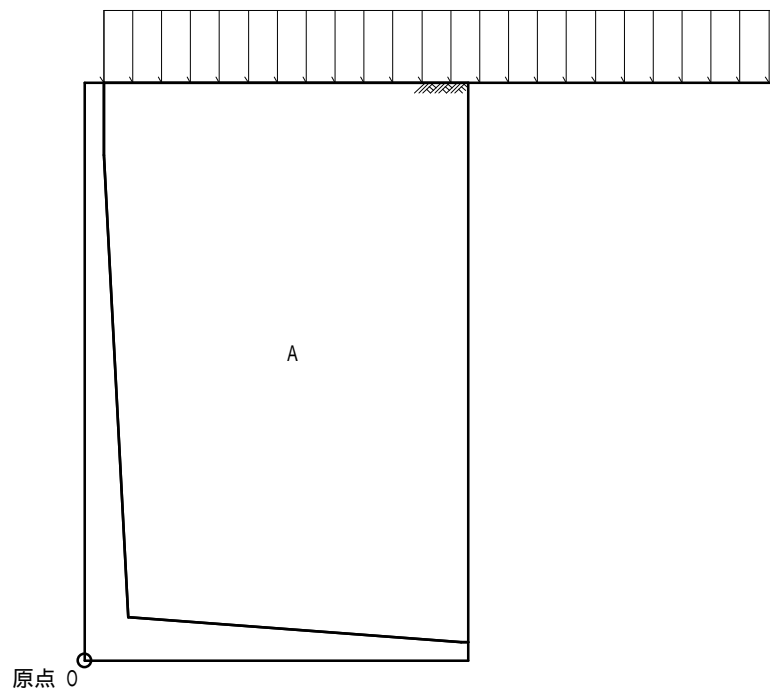


2) 載荷重なし



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)
	2.650	4.000	10.600	1.325	2.000	14.0450	21.2000
a	-	0.170	0.500	-0.085	0.215	-0.0183	-0.3188
b	-1/2	0.170	3.200	-0.272	0.243	-0.0661	-0.6618
c	-	2.300	3.700	-0.510	1.450	-12.3395	-18.2965
d	-1/2	2.300	0.170	-0.196	1.833	-0.3593	-0.0476
e	-	0.050	3.870	-0.194	2.625	-0.5093	-0.4006
合 計			1.343			0.7525	1.4747

体積

$$V_o = A \cdot L = 1.343 \times 1.000 = 1.343 \text{ (m}^3\text{)}$$

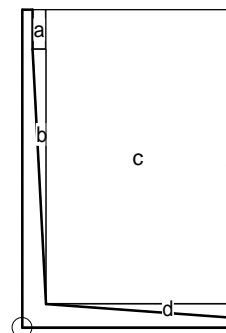
荷重

$$V = V_o \cdot c = 1.343 \times 24.5 = 32.90 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{0.7525}{1.343} = 0.560 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{A \cdot y}{A} = \frac{1.4747}{1.343} = 1.098 \text{ (m)}$$



(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)
	2.520	3.870	9.752	1.390	2.065	13.5553	20.1379
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			9.255			13.2891	19.7232

体積

$$V_o = A \cdot L = 9.255 \times 1.000 = 9.255 \text{ (m}^3\text{)}$$

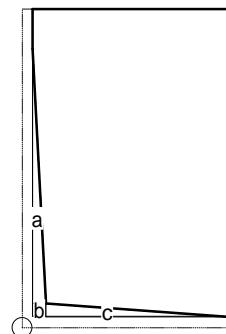
荷重

$$V = V_o \cdot s = 9.255 \times 19.0 = 175.85 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{13.2891}{9.255} = 1.436 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{A \cdot y}{A} = \frac{19.7232}{9.255} = 2.131 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 2.520 \times 1.000 = 25.20 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 2.650 - \frac{2.520}{2} = 1.390 \text{ (m)}$$

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

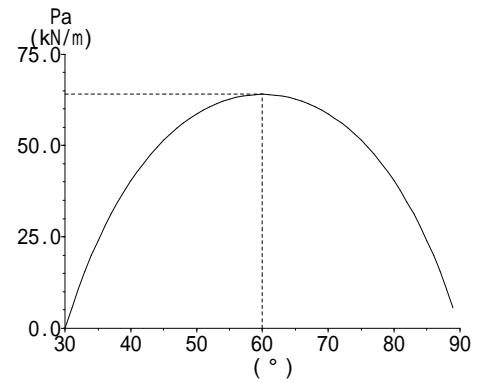
$$V = Pa \cdot \sin(\quad + \quad) \cdot L$$

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

ここに、

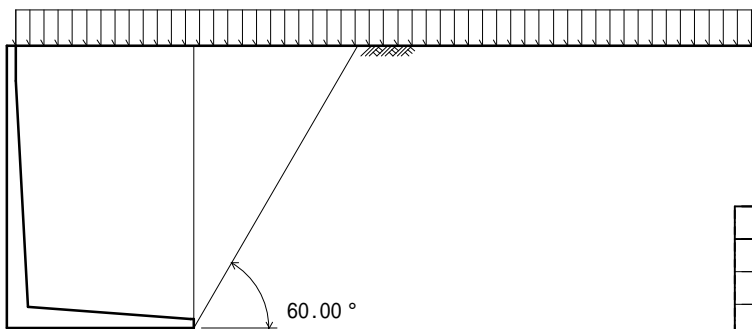
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

$$\begin{aligned}
 h &= 4.000 \text{ (m)} \\
 &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 110.86 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 23.09] \\
 &= 60.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{110.86 \times \sin(60.00 - 30.00)}{\cos(60.00 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 64.01 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	Pa	W
64.00	63.168	93.65
63.00	63.532	97.83
62.00	63.793	102.09
61.00	63.944	106.42
* 60.00	64.005	110.86
59.00	63.951	115.37
58.00	63.794	119.98
57.00	63.528	124.68
56.00	63.161	129.50

鉛直荷重

$$V = 64.01 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 64.01 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 64.01 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 2.650 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{4.000}{3} = 1.333 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

§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 $B = 2.650 \text{ (m)}$

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 $B = 2.650 \text{ (m)}$

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。

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

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

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

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

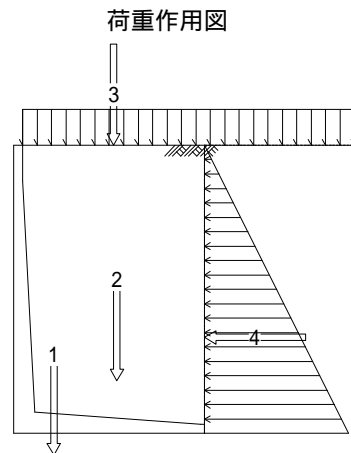
ここに、

- 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 $B = 2.650$ (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	32.90		0.560	1.098	18.42	
2	裏込め土	175.85		1.436	2.131	252.52	
3	載荷重	25.20		1.390	4.000	35.03	
4	土圧		64.01	2.650	1.333		85.33
合 計		233.95	64.01			305.97	85.33



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{H} = \frac{233.95 \times 0.577 + 0.0 \times 2.650 \times 1.000}{64.01}$$

$$= 2.11 \quad F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{Mr}{Mo} = \frac{305.97}{85.33} = 3.59 \quad F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{Mr - Mo}{V} = \frac{305.97 - 85.33}{233.95} = 0.943 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.650}{2} - 0.943 = 0.382 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.382 \text{ (m)} \quad \frac{1}{6} \cdot B = 0.442 \text{ (m)}$$

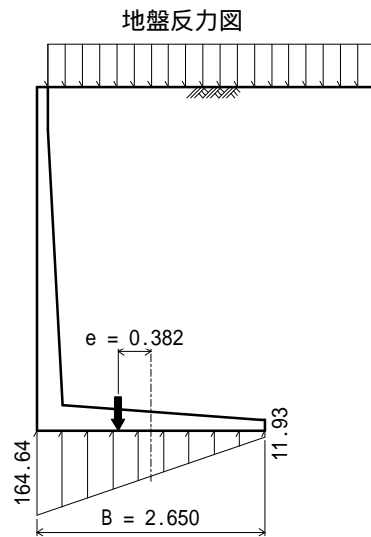
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

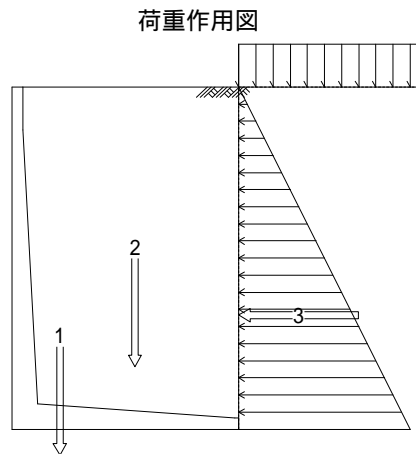
$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{233.95}{2.650 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.382}{2.650} \right) \\
 &= \begin{cases} 164.64 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 11.93 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

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	32.90		0.560	1.098	18.42	
2	裏込め土	175.85		1.436	2.131	252.52	
3	土圧		64.01	2.650	1.333		85.33
合 計		208.75	64.01			270.94	85.33



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{H} = \frac{208.75 \times 0.577 + 0.0 \times 2.650 \times 1.000}{64.01}$$

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

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

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{270.94}{85.33} = 3.18 \quad F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{M_r - M_o}{V} = \frac{270.94 - 85.33}{208.75} = 0.889 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.650}{2} - 0.889 = 0.436 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.436 \text{ (m)} \quad \frac{1}{6} \cdot B = 0.442 \text{ (m)}$$

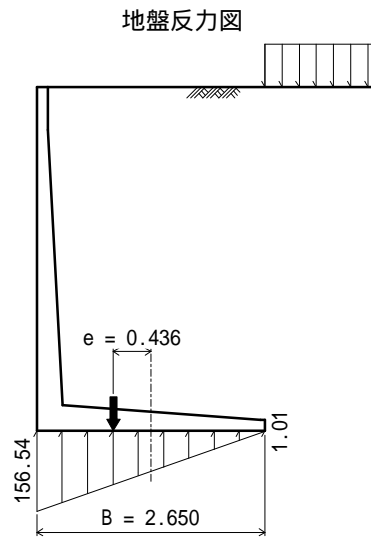
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{208.75}{2.650 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.436}{2.650} \right) \\
 &= \begin{cases} 156.54 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 1.01 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

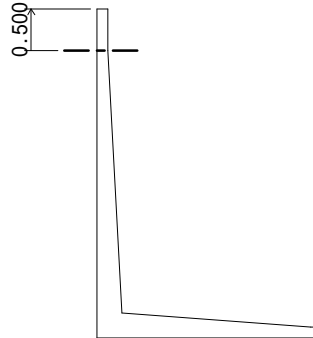


§6 たて壁の部材断面設計

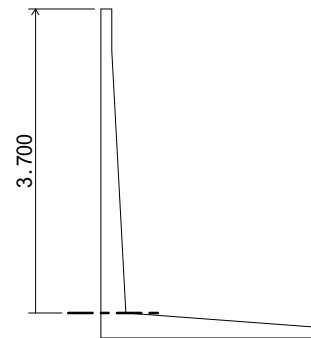
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



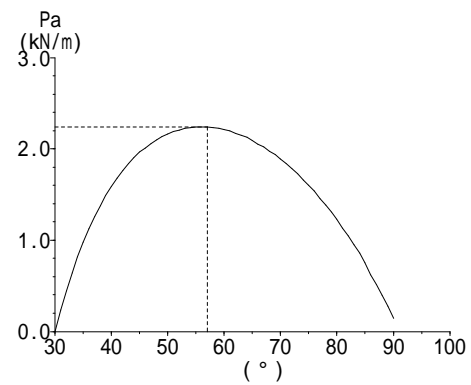
6.2 荷重の計算

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

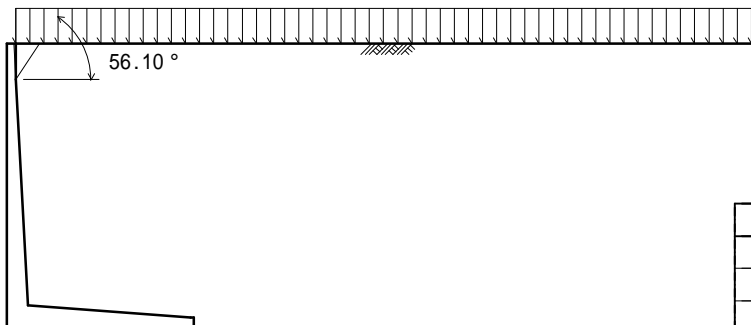
1) 中間部

$$\begin{aligned}
 &= 3.04 (^\circ) \\
 W &= 5.09 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 3.36] \\
 &= 56.10 (^\circ) \\
 &= 20.00 (^\circ) \\
 &= 30.00 (^\circ)
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

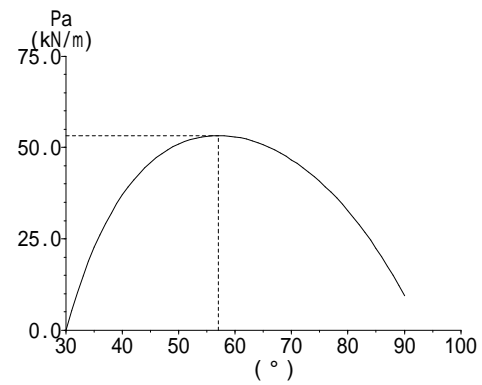
$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{5.09 \times \sin(56.10 - 30.00)}{\cos(56.10 - 30.00 - 20.00 - 3.04)} \\
 &= 2.24 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	P_a	W
61.00	2.195	4.22
60.00	2.211	4.39
59.00	2.223	4.56
58.00	2.234	4.74
57.00	2.239	4.92
* 56.10	2.242	5.09
56.00	2.239	5.10
55.00	2.237	5.29
54.00	2.229	5.48
53.00	2.223	5.69
52.00	2.203	5.88

2) つけ根

$$\begin{aligned}
 &= 3.04 (^\circ) \\
 W &= 117.10 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 25.73] \\
 &= 57.00 (^\circ) \\
 &= 20.00 (^\circ) \\
 &= 30.00 (^\circ)
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{117.10 \times \sin(57.00 - 30.00)}{\cos(57.00 - 30.00 - 20.00 - 3.04)} \\
 &= 53.29 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	P_a	W
61.00	52.634	101.21
60.00	52.915	105.05
59.00	53.122	108.98
58.00	53.250	113.00
* 57.00	53.290	117.10
56.00	53.245	121.30
55.00	53.099	125.57
54.00	52.879	129.99
53.00	52.553	134.50

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

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	2.24	20.00	3.04	2.06	0.167
つけ根	53.29	20.00	3.04	49.04	1.233

6.3 設計断面力

6.3.1 中間部

せん断力

$$S = H = 2.06 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 2.06 \times 0.167 \\ &= 0.34 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

6.3.2 つけ根

せん断力

$$S = H = 49.04 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 49.04 \times 1.233 \\ &= 60.47 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

6.4 実応力度の計算

(1) 中間部

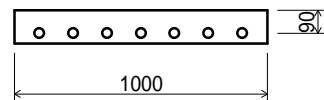
単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\text{有効幅 } b = 1000 \text{ (mm)}$$

$$\text{有効高さ } d = 90 \text{ (mm)}$$

$$\text{鉄筋量 } A_s = D19 - 7.5$$

$$= 21.49 \text{ (cm}^2\text{)} = 2149 \text{ (mm}^2\text{)}$$

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

$$\text{曲げモーメント } M = 0.34 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\text{せん断力 } S = 2.06 \text{ (kN)}$$

実応力度

$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.34 \times 10^6}{1000 \times 50.5 \times \left(90 - \frac{50.5}{3}\right)} \\ &= 0.18 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.34 \times 10^6}{2149 \times \left(90 - \frac{50.5}{3}\right)} \\ &= 2.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{2.06 \times 10^3}{1000 \times 90} \\ &= 0.02 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \end{aligned}$$

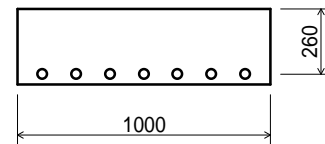
(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

有効幅 $b = 1000 \text{ (mm)}$

有効高さ $d = 260 \text{ (mm)}$

鉄筋量 $A_s = D19 - 7.5$
 $= 21.49 \text{ (cm}^2\text{)} = 2149 \text{ (mm}^2\text{)}$



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 $M = 60.47 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

せん断力 $S = 49.04 \text{ (kN)}$

実応力度

$$c = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 60.47 \times 10^6}{1000 \times 101.2 \times \left(260 - \frac{101.2}{3}\right)}$$

$$= 5.28 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.}$$

$$s = \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{60.47 \times 10^6}{2149 \times \left(260 - \frac{101.2}{3}\right)}$$

$$= 124.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.}$$

$$= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{49.04 \times 10^3}{1000 \times 260}$$

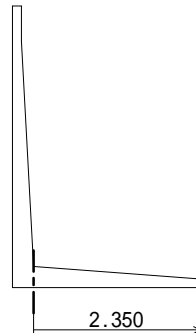
$$= 0.19 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.}$$

§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)
	2.350	0.300	0.705	1.175	0.8284
a	-1/2 × 2.300	0.170	-0.196	1.533	-0.3005
b	-0.050	0.170	-0.009	2.325	-0.0209
合計			0.500		0.5070

作用位置

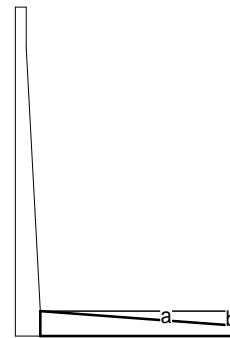
$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{0.5070}{0.500} = 1.014 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot c \cdot L = 0.500 \times 24.5 \times 1.000 = 12.25 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 12.25 \times 1.014 = 12.42 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	2.350	3.870	9.095	1.175	10.6866
a	-1/2	2.300	0.170	-0.196	-0.1503
合 計			8.899		10.5363

作用位置

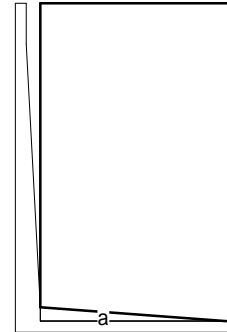
$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{10.5363}{8.899} = 1.184 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot s \cdot L = 8.899 \times 19.0 \times 1.000 = 169.08 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 169.08 \times 1.184 = 200.19 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 2.350 \times 1.000 = 23.50 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 1.175 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 23.50 \times 1.175 = 27.61 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 164.64 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 11.93 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 11.93 + (164.64 - 11.93) \times \frac{2.350}{2.650} \\ &= 147.35 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(147.35 + 11.93) \times 2.350 \times 1.000}{2} \\ &= 187.15 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{2.350}{3} \times \frac{2 \times 11.93 + 147.35}{11.93 + 147.35} \\ &= 0.842 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 187.15 \times 0.842 = 157.58 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 156.54 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.01 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.01 + (156.54 - 1.01) \times \frac{2.350}{2.650} \\ &= 138.93 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(138.93 + 1.01) \times 2.350 \times 1.000}{2} \\ &= 164.43 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{2.350}{3} \times \frac{2 \times 1.01 + 138.93}{1.01 + 138.93} \\ &= 0.789 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 164.43 \times 0.789 = 129.74 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	12.25	12.42
2	かかと版上の載荷土	169.08	200.19
3	地盤反力	-187.15	-157.58
4	自動車荷重	23.50	27.61
	合 計	17.68	82.64

たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 60.47 \text{ (kN} \cdot \text{m)} < M$ 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	12.25	12.42
2	かかと版上の載荷土	169.08	200.19
3	地盤反力	-164.43	-129.74
	合 計	16.90	82.87

たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 60.47 \text{ (kN} \cdot \text{m)} < M$ 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

$$S = 17.68 \text{ (kN)}$$

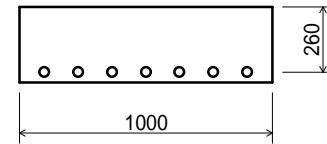
曲げモーメント

$$M = 60.47 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 60.47 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 17.68 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

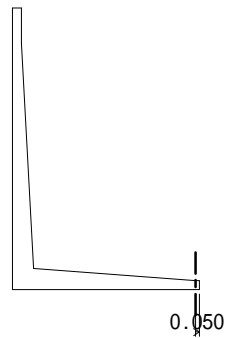
$$\begin{aligned}c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 60.47 \times 10^6}{1000 \times 101.2 \times \left(260 - \frac{101.2}{3}\right)} \\ &= 5.28 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{60.47 \times 10^6}{2149 \times \left(260 - \frac{101.2}{3}\right)} \\ &= 124.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{17.68 \times 10^3}{1000 \times 260} \\ &= 0.07 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K.\end{aligned}$$

§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

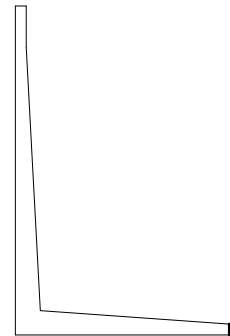
$$A = b \cdot h = 0.050 \times 0.130 = 0.007 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot c \cdot L = 0.007 \times 24.5 \times 1.000 = 0.17 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.17 \times 0.025 = 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

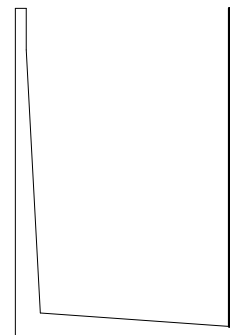
$$A = b \cdot h = 0.050 \times 3.870 = 0.194 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot s \cdot L = 0.194 \times 19.0 \times 1.000 = 3.69 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.69 \times 0.025 = 0.09 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.050 \times 1.000 = 0.50 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.025 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.50 \times 0.025 = 0.01 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 164.64 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 11.93 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 11.93 + (164.64 - 11.93) \times \frac{0.050}{2.650} \\ &= 14.81 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(14.81 + 11.93) \times 0.050 \times 1.000}{2} \\ &= 0.67 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.050}{3} \times \frac{2 \times 11.93 + 14.81}{11.93 + 14.81} \\ &= 0.024 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.67 \times 0.024 = 0.02 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 156.54 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.01 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.01 + (156.54 - 1.01) \times \frac{0.050}{2.650}$$

$$= 3.94 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(3.94 + 1.01) \times 0.050 \times 1.000}{2}$$

$$= 0.12 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.050}{3} \times \frac{2 \times 1.01 + 3.94}{1.01 + 3.94}$$

$$= 0.020 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.12 \times 0.020 = 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	0.17	0.00
2	かかと版上の載荷土	3.69	0.09
3	地盤反力	-0.67	-0.02
4	自動車荷重	0.50	0.01
	合 計	3.69	0.08

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	0.17	0.00
2	かかと版上の載荷土	3.69	0.09
3	地盤反力	-0.12	0.00
	合 計	3.74	0.09

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 3.74 \text{ (kN)}$$

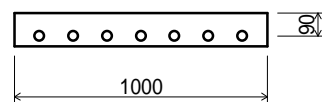
曲げモーメント

$$M = 0.09 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 0.09 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 3.74 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.09 \times 10^6}{1000 \times 50.5 \times \left(90 - \frac{50.5}{3}\right)} \\ &= 0.05 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.09 \times 10^6}{2149 \times \left(90 - \frac{50.5}{3}\right)} \\ &= 0.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{3.74 \times 10^3}{1000 \times 90} \\ &= 0.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \end{aligned}$$