

(H)3900 × (B)2600 × (L)2000

2010 年 1 月

千葉窯業株式会社

KGC LBLOCK

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 = 3.900 (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 (kN/m ²)
(6) 単位体積重量 製品	c = 24.5 (kN/m ³)

1.2 土質条件

(1) 擁壁背面の裏込め土

せん断抵抗角	= 30.00 (°)
単位体積重量	s = 19.0 (kN/m ³)

(2) 支持地盤の定数

擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数	μ = 0.577
” の粘着力	C = 0.0 (kN/m ²)
許容地盤反力度	qa = 159.36 (kN/m ²) 以上必要

1.3 安定条件

(1) 滑動に対する検討	滑動安全率	Fs	1.50
(2) 転倒に対する検討	偏心距離	e	1/6 B
	転倒安全率	Fs	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 (N/mm ²)
許容圧縮応力度	ca = 10.00 (N/mm ²)
許容せん断応力度	a = 0.45 (N/mm ²)

(2) 鉄筋

許容引張応力度	sa = 160 (N/mm ²)
---------	-------------------------------

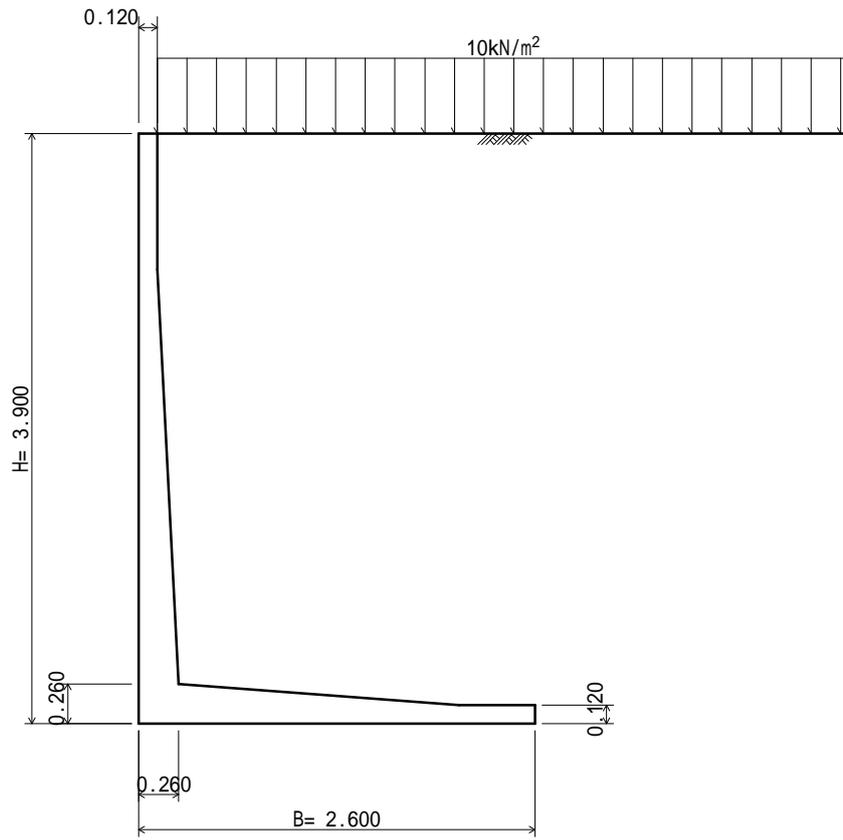
1.5 参考文献

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)3900 × (B)2600標準



§3 計算結果

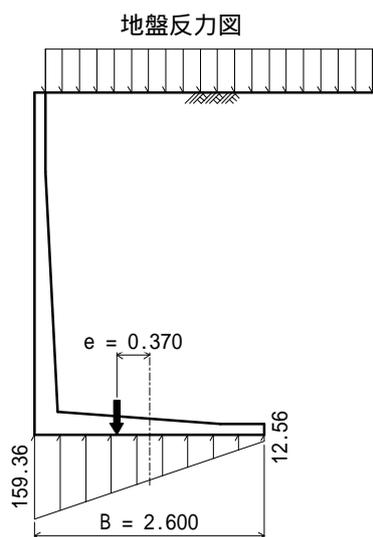
3.1 安定計算結果

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

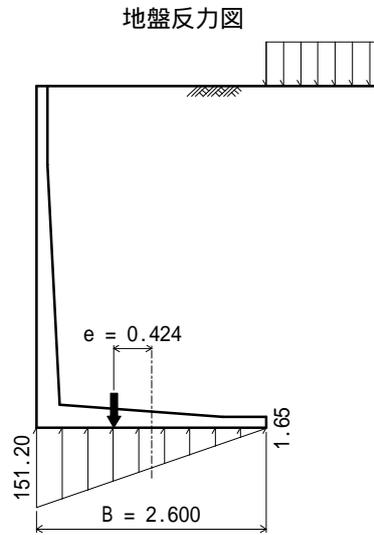
鉛直荷重 V (kN)	水平荷重 H (kN)	偏心距離 e (m)	転倒	滑動	地盤反力度		判定
			安全率 Fs	安全率 Fs	q ₁ (kN/m ²)	q ₂ (kN/m ²)	
223.50	61.17	0.370	3.61	2.11	159.36	12.56	0.K.
許容値		0.433	1.50	1.50			



3.1.2 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 (kN/m ²) q ₁ q ₂		判定
198.70	61.17	0.424	3.19	1.87	151.20	1.65	0.K.
許容値		0.433	1.50	1.50			



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)	1.42 × 10 ⁶	57.57 × 10 ⁶
		せん断力 S (N)	4.72 × 10 ³	47.46 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	c	0.95	6.66
		ca	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	s	10.2	141.3
		sa	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)		0.06	0.22
		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)	57.57 × 10 ⁶	7.95 × 10 ⁶
		せん断力 S (N)	15.05 × 10 ³	29.36 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	c	6.66	5.30
		ca	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	s	141.3	57.4
		sa	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)		0.07	0.37
		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

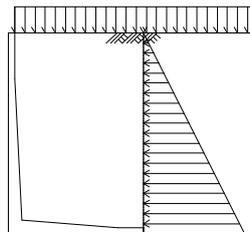
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

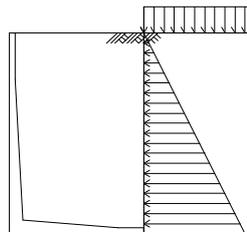
常 時 自重 (+ 載荷重) + 土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

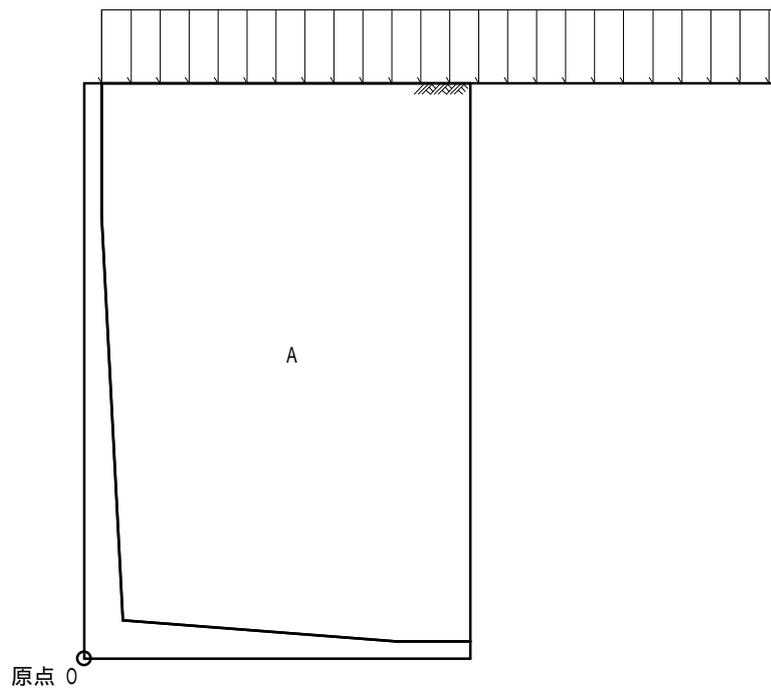


2) 載荷重なし



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)
	2.600	3.900	10.140	1.300	1.950	13.1820	19.7730
a	-	0.140	0.900	-0.126	0.190	0.0239	-0.4347
b	-1/2	0.140	2.740	-0.192	0.213	0.0409	-0.4007
c	-	1.840	3.640	-6.698	1.180	7.9036	-13.9318
d	-1/2	1.840	0.140	-0.129	1.487	0.1918	-0.0275
e	-	0.500	3.780	-1.890	2.350	4.4415	-3.7989
合計			1.105			0.5803	1.1794

体積

$$V_o = A \cdot L = 1.105 \times 1.000 = 1.105 \text{ (m}^3\text{)}$$

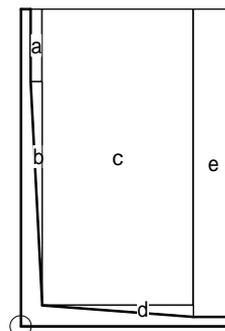
荷重

$$V = V_o \cdot c = 1.105 \times 24.5 = 27.07 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{0.5803}{1.105} = 0.525 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{A \cdot y}{A} = \frac{1.1794}{1.105} = 1.067 \text{ (m)}$$



(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)
	2.480	3.780	9.374	1.360	2.010	12.7486	18.8417
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			9.033			12.6001	18.5912

体積

$$V_o = A \cdot L = 9.033 \times 1.000 = 9.033 \text{ (m}^3\text{)}$$

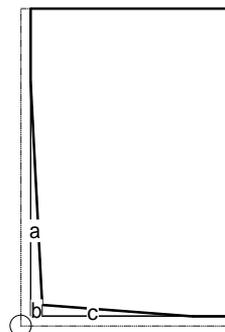
荷重

$$V = V_o \cdot s = 9.033 \times 19.0 = 171.63 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{12.6001}{9.033} = 1.395 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{A \cdot y}{A} = \frac{18.5912}{9.033} = 2.058 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 2.480 \times 1.000 = 24.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 2.600 - \frac{2.480}{2} = 1.360 \text{ (m)}$$

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

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\quad)}{\cos(\quad)}$$

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

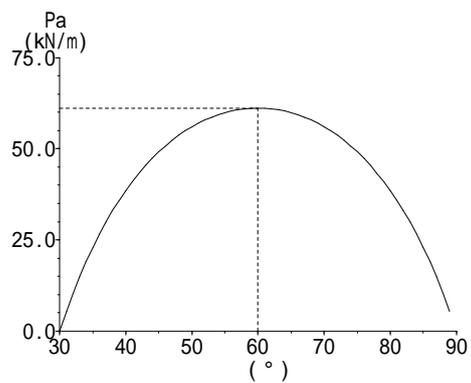
$$V = Pa \cdot \sin(\quad) \cdot L$$

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

ここに、

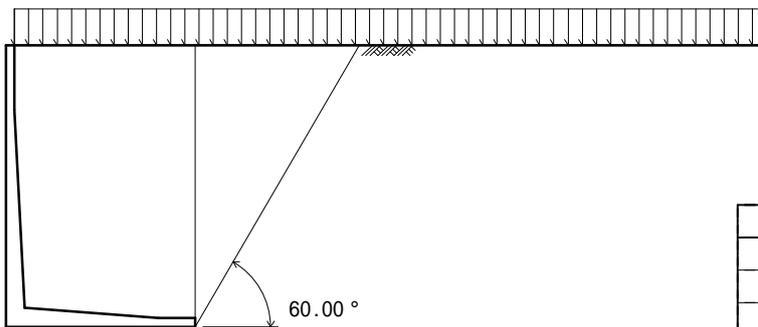
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

$$\begin{aligned}
 h &= 3.900 \text{ (m)} \\
 &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 105.95 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 22.52] \\
 &= 60.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主動土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{105.95 \times \sin(60.00 - 30.00)}{\cos(60.00 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 61.17 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	Pa	W
64.00	60.362	89.49
63.00	60.720	93.50
62.00	60.969	97.57
61.00	61.120	101.72
* 60.00	61.170	105.95
59.00	61.118	110.26
58.00	60.966	114.66
57.00	60.720	119.17
56.00	60.372	123.78

鉛直荷重

$$V = 61.17 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 61.17 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 61.17 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 2.600 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{3.900}{3} = 1.300 \text{ (m)}$$

§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 $C = 0.0$ (kN/m²)

B : 擁壁の底版幅 $B = 2.600$ (m)

L : 擁壁の奥行き(計算幅) $L = 1.000$ (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 $B = 2.600$ (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。

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

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

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

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

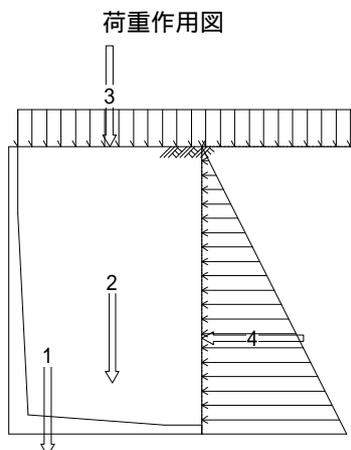
ここに、

- 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 $B = 2.600$ (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	27.07		0.525	1.067	14.21	
2	裏込め土	171.63		1.395	2.058	239.42	
3	載荷重	24.80		1.360	3.900	33.73	
4	土圧		61.17	2.600	1.300		79.52
合計		223.50	61.17			287.36	79.52



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{H} = \frac{223.50 \times 0.577 + 0.0 \times 2.600 \times 1.000}{61.17}$$

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

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

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{287.36}{79.52} = 3.61 \quad F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{M_r - M_o}{V} = \frac{287.36 - 79.52}{223.50} = 0.930 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.600}{2} - 0.930 = 0.370 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.370 \text{ (m)} \quad \frac{1}{6} \cdot B = 0.433 \text{ (m)}$$

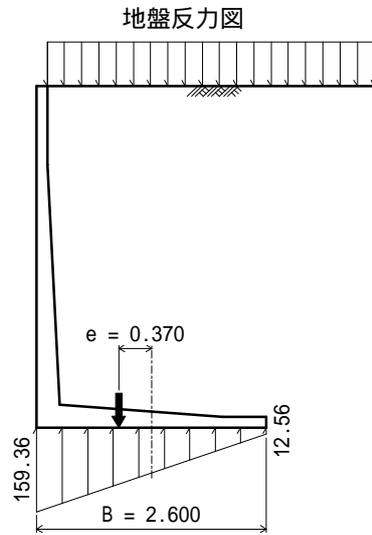
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{223.50}{2.600 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.370}{2.600} \right) \\
 q_2 &= \begin{cases} 159.36 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 12.56 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

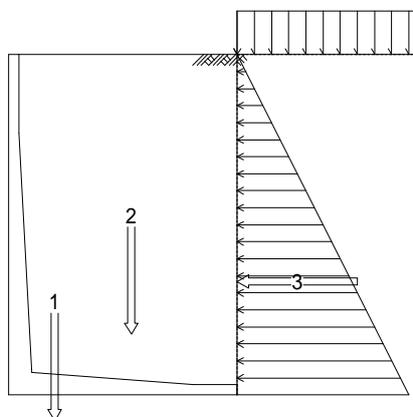
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	27.07		0.525	1.067	14.21	
2	裏込め土	171.63		1.395	2.058	239.42	
3	土圧		61.17	2.600	1.300		79.52
合計		198.70	61.17			253.63	79.52

荷重作用図



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{H} = \frac{198.70 \times 0.577 + 0.0 \times 2.600 \times 1.000}{61.17}$$

$$= 1.87 \quad F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{253.63}{79.52} = 3.19 \quad F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{M_r - M_o}{V} = \frac{253.63 - 79.52}{198.70} = 0.876 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.600}{2} - 0.876 = 0.424 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.424 \text{ (m)} \quad \frac{1}{6} \cdot B = 0.433 \text{ (m)}$$

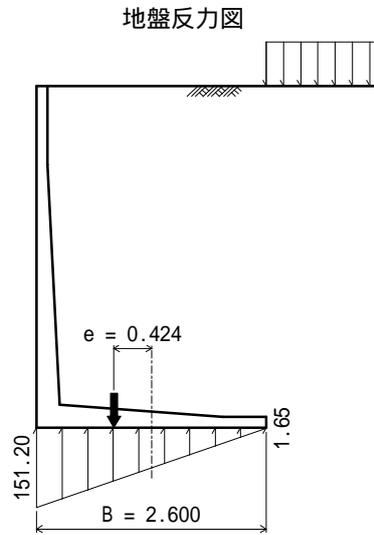
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{198.70}{2.600 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.424}{2.600} \right) \\
 q_2 &= \begin{cases} 151.20 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 1.65 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

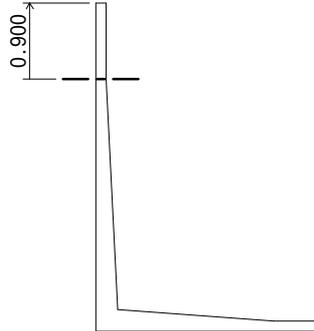


§6 たて壁の部材断面設計

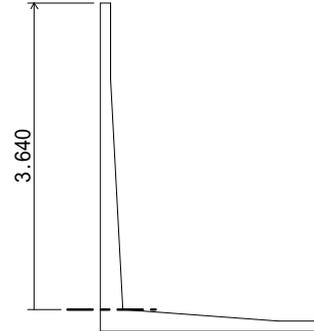
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



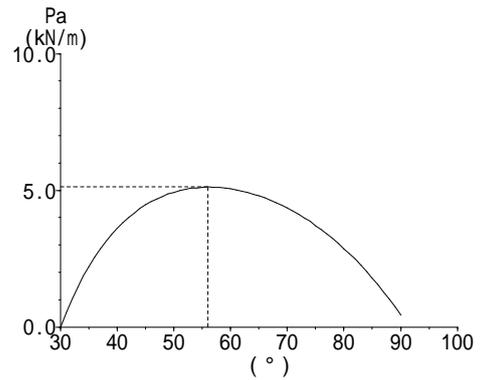
6.2 荷重の計算

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

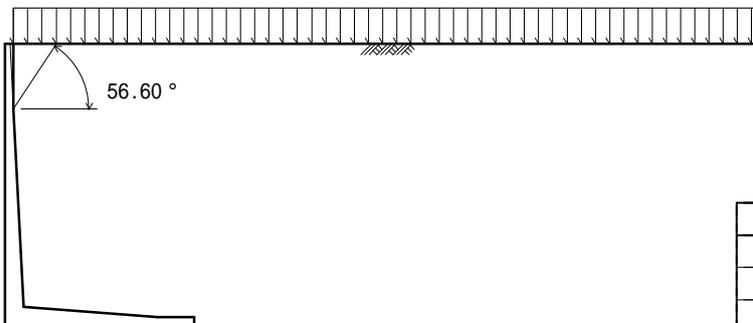
1) 中間部

$$\begin{aligned}
 &= 2.92 (^\circ) \\
 W &= 11.41 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 5.93] \\
 &= 56.60 (^\circ) \\
 &= 20.00 (^\circ) \\
 &= 30.00 (^\circ)
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

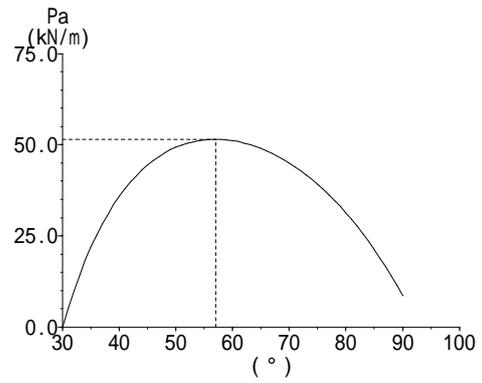
$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{11.41 \times \sin(56.60 - 30.00)}{\cos(56.60 - 30.00 - 20.00 - 2.92)} \\
 &= 5.12 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	Pa	W
61.00	5.015	9.64
60.00	5.048	10.02
59.00	5.080	10.42
58.00	5.104	10.83
57.00	5.116	11.24
* 56.60	5.119	11.41
56.00	5.119	11.66
55.00	5.109	12.08
54.00	5.093	12.52
53.00	5.072	12.98
52.00	5.032	13.43

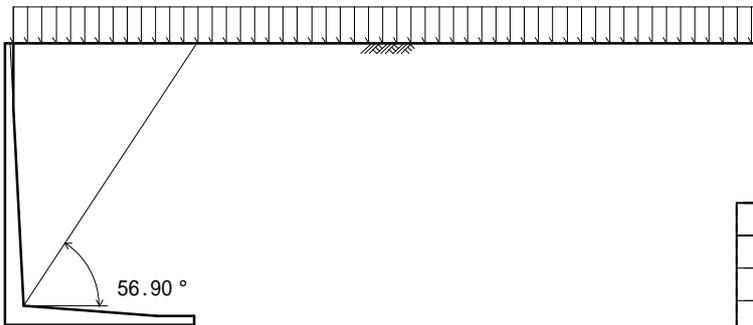
2) つけ根

$$\begin{aligned}
 &= 2.92 (^\circ) \\
 W &= 113.61 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 25.13] \\
 &= 56.90 (^\circ) \\
 &= 20.00 (^\circ) \\
 &= 30.00 (^\circ)
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{113.61 \times \sin(56.90 - 30.00)}{\cos(56.90 - 30.00 - 20.00 - 2.92)} \\
 &= 51.53 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	Pa	W
61.00	50.860	97.77
60.00	51.145	101.51
59.00	51.344	105.31
58.00	51.483	109.23
57.00	51.522	113.20
* 56.90	51.525	113.61
56.00	51.482	117.27
55.00	51.361	121.45
54.00	51.144	125.72
53.00	50.834	130.10
52.00	50.429	134.60

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

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	5.12	20.00	2.92	4.72	0.300
つけ根	51.53	20.00	2.92	47.46	1.213

6.3 設計断面力

6.3.1 中間部

せん断力

$$S = H = 4.72 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 4.72 \times 0.300 \\ &= 1.42 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

6.3.2 つげ根

せん断力

$$S = H = 47.46 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

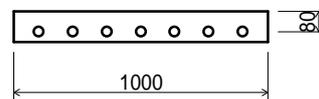
$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 47.46 \times 1.213 \\ &= 57.57 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 1.42 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 4.72 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

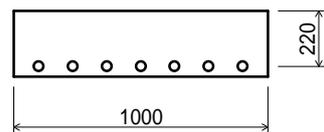
実応力度

$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 1.42 \times 10^6}{1000 \times 46.5 \times \left(80 - \frac{46.5}{3}\right)} \\ &= 0.95 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1.42 \times 10^6}{2149 \times \left(80 - \frac{46.5}{3}\right)} \\ &= 10.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{4.72 \times 10^3}{1000 \times 80} \\ &= 0.06 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

(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

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 57.57 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 47.46 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

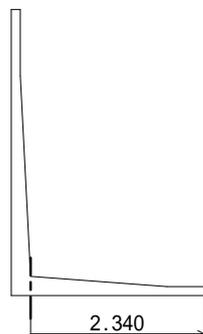
$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 57.57 \times 10^6}{1000 \times 91.1 \times \left(220 - \frac{91.1}{3}\right)} \\ &= 6.66 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{57.57 \times 10^6}{2149 \times \left(220 - \frac{91.1}{3}\right)} \\ &= 141.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{47.46 \times 10^3}{1000 \times 220} \\ &= 0.22 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

§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)
	2.340	0.260	0.608	1.170	0.7114
a	-1/2 × 1.840	0.140	-0.129	1.227	-0.1583
b	-0.500	0.140	-0.070	2.090	-0.1463
合計			0.409		0.4068

作用位置

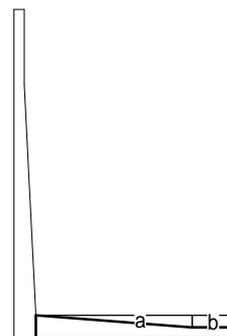
$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{0.4068}{0.409} = 0.995 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot c \cdot L = 0.409 \times 24.5 \times 1.000 = 10.02 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 10.02 \times 0.995 = 9.97 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	2.340	3.780	8.845	1.170	10.3487
a	-1/2 × 1.840	0.140	-0.129	0.613	-0.0791
合計			8.716		10.2696

作用位置

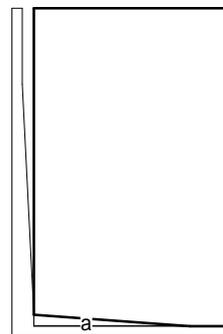
$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{10.2696}{8.716} = 1.178 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot s \cdot L = 8.716 \times 19.0 \times 1.000 = 165.60 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 165.60 \times 1.178 = 195.08 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 2.340 \times 1.000 = 23.40 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 1.170 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 23.40 \times 1.170 = 27.38 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 159.36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.56 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.56 + (159.36 - 12.56) \times \frac{2.340}{2.600}$$

$$= 144.68 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(144.68 + 12.56) \times 2.340 \times 1.000}{2}$$

$$= 183.97 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{2.340}{3} \times \frac{2 \times 12.56 + 144.68}{12.56 + 144.68}$$

$$= 0.842 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 183.97 \times 0.842 = 154.90 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 151.20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.65 + (151.20 - 1.65) \times \frac{2.340}{2.600}$$

$$= 136.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(136.25 + 1.65) \times 2.340 \times 1.000}{2}$$

$$= 161.34 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{2.340}{3} \times \frac{2 \times 1.65 + 136.25}{1.65 + 136.25}$$

$$= 0.789 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 161.34 \times 0.789 = 127.30 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	10.02	9.97
2	かかと版上の載荷土	165.60	195.08
3	地盤反力	-183.97	-154.90
4	自動車荷重	23.40	27.38
	合 計	15.05	77.53

たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 57.57$ (kN・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	10.02	9.97
2	かかと版上の載荷土	165.60	195.08
3	地盤反力	-161.34	-127.30
	合 計	14.28	77.75

たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 57.57$ (kN・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

$$S = 15.05 \text{ (kN)}$$

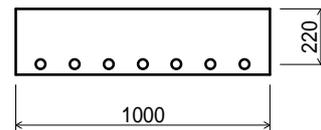
曲げモーメント

$$M = 57.57 \text{ (kN・m)}$$

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

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 57.57 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 15.05 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

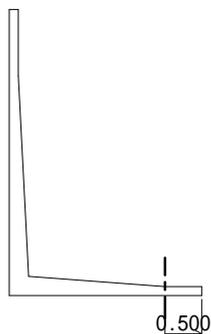
$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 57.57 \times 10^6}{1000 \times 91.1 \times \left(220 - \frac{91.1}{3}\right)} \\ &= 6.66 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{57.57 \times 10^6}{2149 \times \left(220 - \frac{91.1}{3}\right)} \\ &= 141.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{15.05 \times 10^3}{1000 \times 220} \\ &= 0.07 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

§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

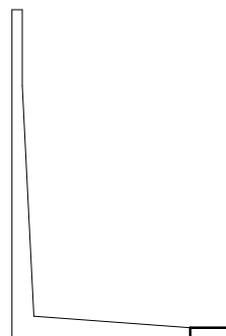
$$A = b \cdot h = 0.500 \times 0.120 = 0.060 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot c \cdot L = 0.060 \times 24.5 \times 1.000 = 1.47 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.47 \times 0.250 = 0.37 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

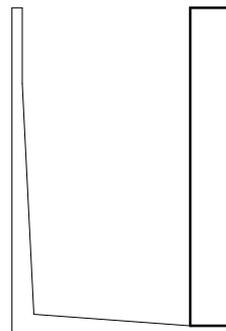
$$A = b \cdot h = 0.500 \times 3.780 = 1.890 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot s \cdot L = 1.890 \times 19.0 \times 1.000 = 35.91 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 35.91 \times 0.250 = 8.98 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.500 \times 1.000 = 5.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.250 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 5.00 \times 0.250 = 1.25 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 159.36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.56 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.56 + (159.36 - 12.56) \times \frac{0.500}{2.600} \\ &= 40.79 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(40.79 + 12.56) \times 0.500 \times 1.000}{2} \\ &= 13.34 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.500}{3} \times \frac{2 \times 12.56 + 40.79}{12.56 + 40.79} \\ &= 0.206 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 13.34 \times 0.206 = 2.75 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 151.20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.65 + (151.20 - 1.65) \times \frac{0.500}{2.600}$$

$$= 30.41 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(30.41 + 1.65) \times 0.500 \times 1.000}{2}$$

$$= 8.02 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.500}{3} \times \frac{2 \times 1.65 + 30.41}{1.65 + 30.41}$$

$$= 0.175 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 8.02 \times 0.175 = 1.40 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	1.47	0.37
2	かかと版上の載荷土	35.91	8.98
3	地盤反力	-13.34	-2.75
4	自動車荷重	5.00	1.25
	合 計	29.04	7.85

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	1.47	0.37
2	かかと版上の載荷土	35.91	8.98
3	地盤反力	-8.02	-1.40
	合 計	29.36	7.95

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 29.36 \text{ (kN)}$$

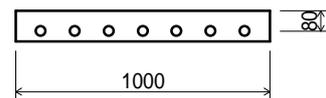
曲げモーメント

$$M = 7.95 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.3 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

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



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

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 7.95 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 29.36 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 7.95 \times 10^6}{1000 \times 46.5 \times \left(80 - \frac{46.5}{3}\right)} \\ &= 5.30 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{7.95 \times 10^6}{2149 \times \left(80 - \frac{46.5}{3}\right)} \\ &= 57.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{29.36 \times 10^3}{1000 \times 80} \\ &= 0.37 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \end{aligned}$$