

(H)4400 × (B)2900 × (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	$H = 4.400 \text{ (m)}$
(4) 土 圧	試行くさび法による土圧
(5) 地表面載荷重	$q = 10.0 \text{ (kN/m}^2 \text{)}$
(6) 単位体積重量 製品	$c = 24.5 \text{ (kN/m}^3 \text{)}$

1.2 土質条件

(1) 擁壁背面の裏込め土	
せん断抵抗角	$= 30.00 \text{ (}^\circ \text{)}$
単位体積重量	$s = 19.0 \text{ (kN/m}^3 \text{)}$
(2) 支持地盤の定数	
擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数	$\mu = 0.577$
” の粘着力	$C = 0.0 \text{ (kN/m}^2 \text{)}$
許容地盤反力度	$q_a = 178.95 \text{ (kN/m}^2 \text{)} \text{ 以上必要}$

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

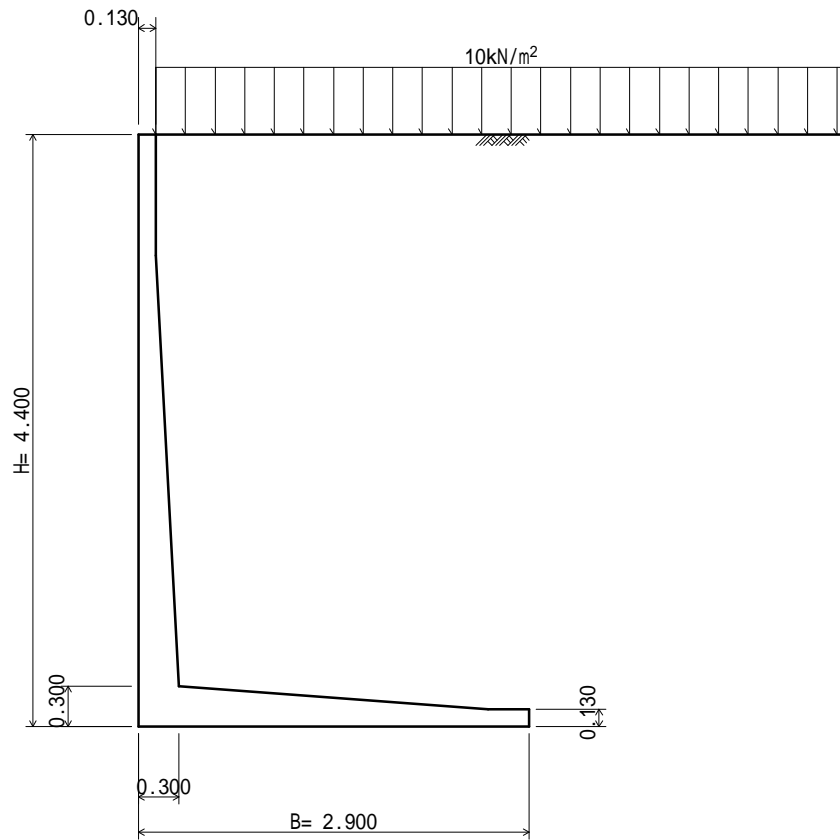
1.5 参考文献

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)4400×(B)2900標準



§3 計算結果

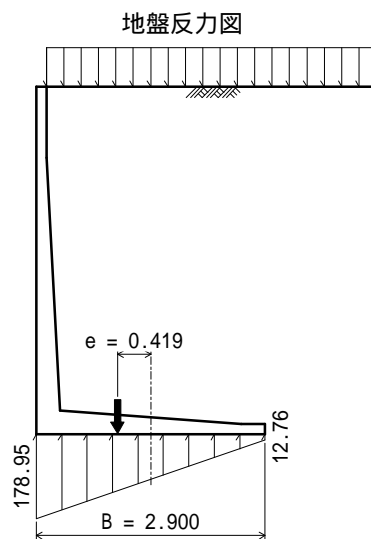
3.1 安定計算結果

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
277.98	75.98	0.419	3.57	2.11	178.95 12.76	0.K.
許 容 値		0.483	1.50	1.50		

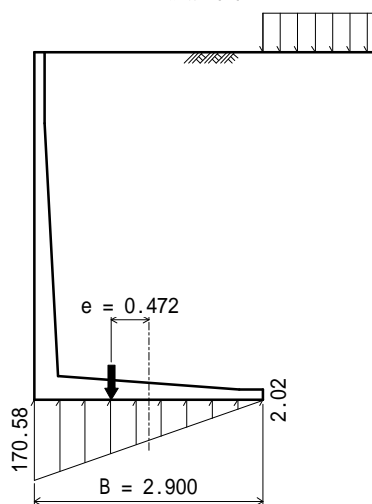


3.1.2 載荷重なし

(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
250.28	75.98	0.472	3.20	1.90	170.58	2.02	0.K.
許容値		0.483	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)	D22 - 7.5 2903	D22 - 7.5 2903
		x (mm)	55.1	113.1
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.42×10^6	80.45×10^6
		せん断力 S (N)	4.72×10^3	58.85×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	c	0.72	6.40
		ca	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	s	6.8	124.7
		sa	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)		0.05	0.23
		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)	D22 - 7.5 2903	D22 - 7.5 2903
		x (mm)	113.1	55.1
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	80.45×10^6	3.44×10^6
		せん断力 S (N)	19.39×10^3	22.08×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	c	6.40	1.74
		ca	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	s	124.7	16.5
		sa	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)		0.07	0.25
		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

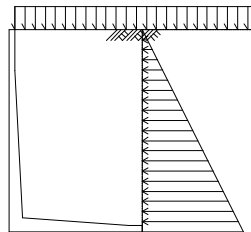
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

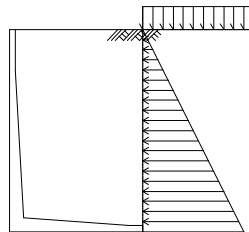
常 時 自重（+ 載荷重）+ 土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

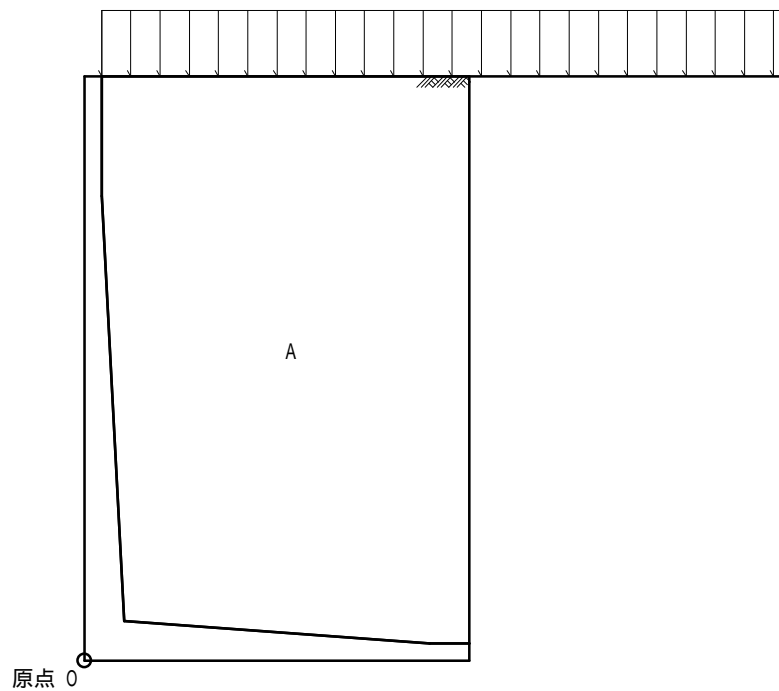


2) 載荷重なし



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)
	2.900	4.400	12.760	1.450	2.200	18.5020	28.0720
a	-	0.170	0.900	-0.153	0.215	-0.0329	-0.6044
b	-1/2	0.170	3.200	-0.272	0.243	-0.0661	-0.6618
c	-	2.300	4.100	-0.430	1.450	-13.6735	-22.1605
d	-1/2	2.300	0.170	-0.196	1.833	-0.3593	-0.0476
e	-	0.300	4.270	-1.281	2.750	-3.5228	-2.9015
合 計			1.428			0.8474	1.6962

体積

$$V_o = A \cdot L = 1.428 \times 1.000 = 1.428 \text{ (m}^3\text{)}$$

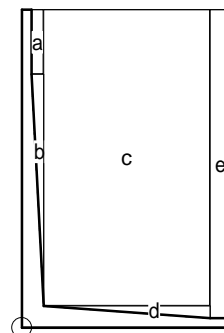
荷重

$$V = V_o \cdot c = 1.428 \times 24.5 = 34.99 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{0.8474}{1.428} = 0.593 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{A \cdot y}{A} = \frac{1.6962}{1.428} = 1.188 \text{ (m)}$$



(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)
	2.770	4.270	11.828	1.515	2.265	17.9194	26.7904
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			11.331			17.6532	26.3757

体積

$$V_o = A \cdot L = 11.331 \times 1.000 = 11.331 \text{ (m}^3\text{)}$$

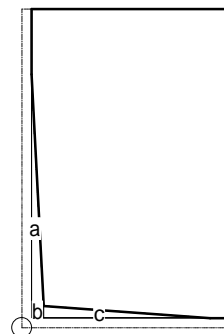
荷重

$$V = V_o \cdot s = 11.331 \times 19.0 = 215.29 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{17.6532}{11.331} = 1.558 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{A \cdot y}{A} = \frac{26.3757}{11.331} = 2.328 \text{ (m)}$$



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

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 2.770 \times 1.000 = 27.70 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 2.900 - \frac{2.770}{2} = 1.515 \text{ (m)}$$

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

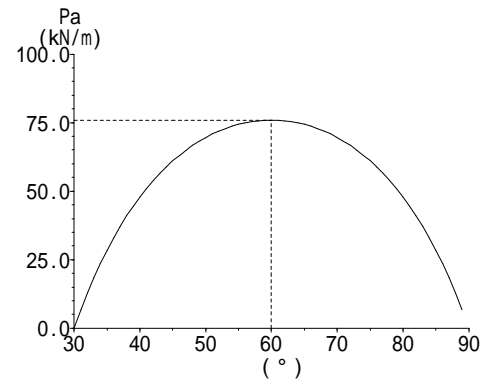
$$V = Pa \cdot \sin(\quad + \quad) \cdot L$$

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

ここに、

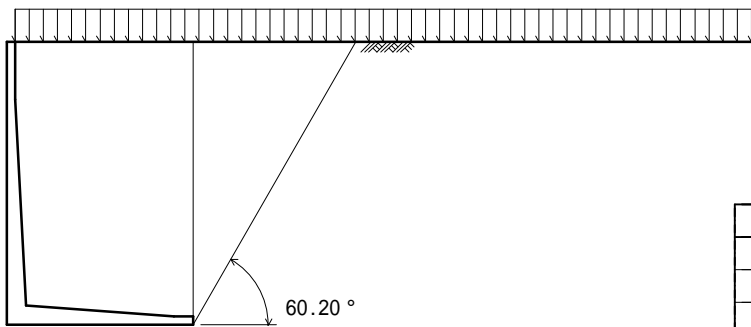
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

$$\begin{aligned}
 h &= 4.400 \text{ (m)} \\
 &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 130.54 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 25.20] \\
 &= 60.20 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{130.54 \times \sin(60.20 - 30.00)}{\cos(60.20 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 75.98 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	Pa	W
65.00	74.418	106.28
64.00	74.978	111.16
63.00	75.416	116.13
62.00	75.728	121.19
61.00	75.913	126.34
* 60.20	75.976	130.54
60.00	75.974	131.59
59.00	75.907	136.94
58.00	75.731	142.43
57.00	75.415	148.01
56.00	74.979	153.73

鉛直荷重

$$V = 75.98 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 75.98 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 75.98 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 2.900 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{4.400}{3} = 1.467 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

§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 $B = 2.900 \text{ (m)}$

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 $B = 2.900 \text{ (m)}$

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。

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

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

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

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

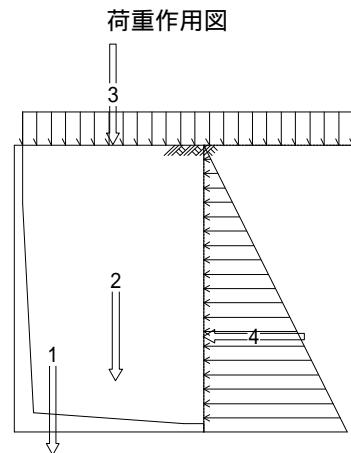
ここに、

- 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 $B = 2.900$ (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	34.99		0.593	1.188	20.75	
2	裏込め土	215.29		1.558	2.328	335.42	
3	載荷重	27.70		1.515	4.400	41.97	
4	土圧		75.98	2.900	1.467		111.46
合 計		277.98	75.98			398.14	111.46



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{H} = \frac{277.98 \times 0.577 + 0.0 \times 2.900 \times 1.000}{75.98}$$

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

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

$$F_s = \frac{Mr}{Mo} = \frac{398.14}{111.46} = 3.57 \quad F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{Mr - Mo}{V} = \frac{398.14 - 111.46}{277.98} = 1.031 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.900}{2} - 1.031 = 0.419 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.419 \text{ (m)} \quad \frac{1}{6} \cdot B = 0.483 \text{ (m)}$$

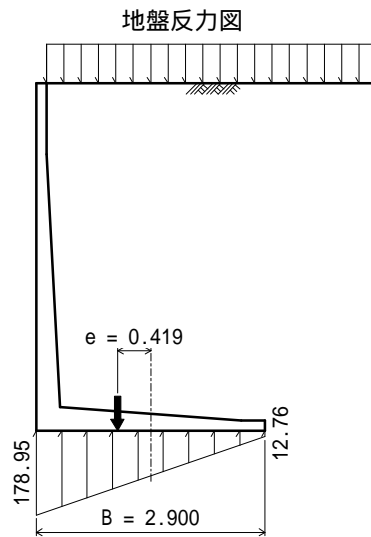
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{277.98}{2.900 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.419}{2.900} \right) \\
 &= \begin{cases} 178.95 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 12.76 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

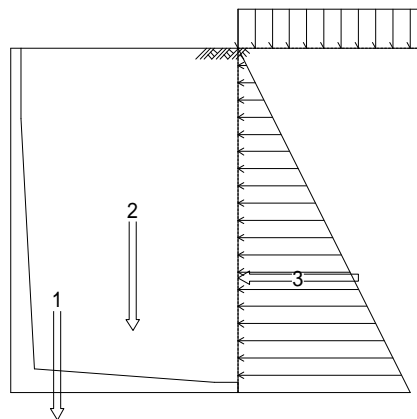
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



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	34.99		0.593	1.188	20.75	
2	裏込め土	215.29		1.558	2.328	335.42	
3	土圧		75.98	2.900	1.467		111.46
合 計		250.28	75.98			356.17	111.46

荷重作用図



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{H} = \frac{250.28 \times 0.577 + 0.0 \times 2.900 \times 1.000}{75.98}$$

$$= 1.90 \quad F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{356.17}{111.46} = 3.20 \quad F_{sa} = 1.50$$

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

$$d = \frac{M_r - M_o}{V} = \frac{356.17 - 111.46}{250.28} = 0.978 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.900}{2} - 0.978 = 0.472 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.472 \text{ (m)} \quad \frac{1}{6} \cdot B = 0.483 \text{ (m)}$$

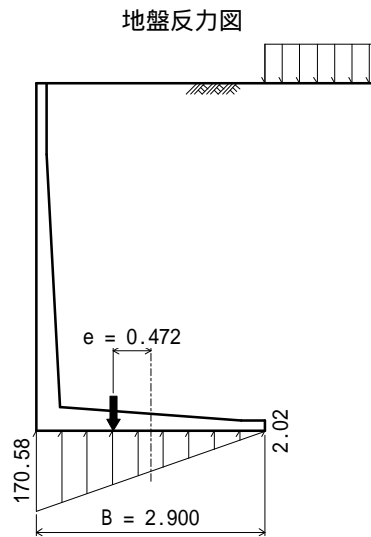
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{250.28}{2.900 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.472}{2.900} \right) \\
 q_2 &= \begin{cases} 170.58 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 2.02 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

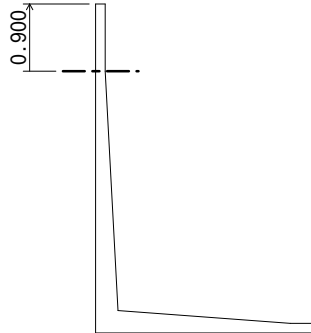


§6 たて壁の部材断面設計

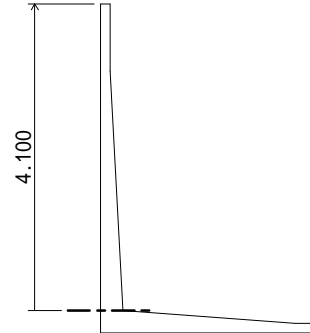
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



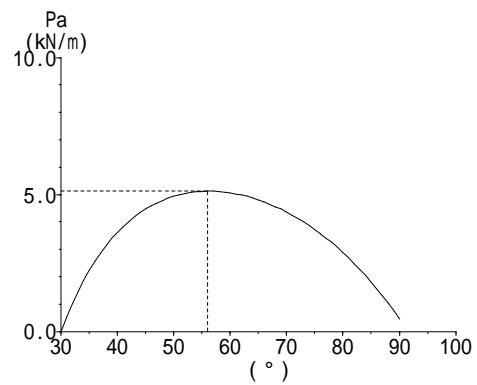
6.2 荷重の計算

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

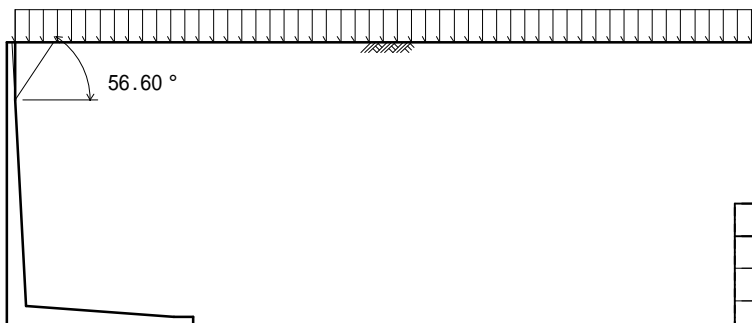
1) 中間部

$$\begin{aligned}
 &= 3.04 (^\circ) \\
 W &= 11.43 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 5.93] \\
 &= 56.60 (^\circ) \\
 &= 20.00 (^\circ) \\
 &= 30.00 (^\circ)
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

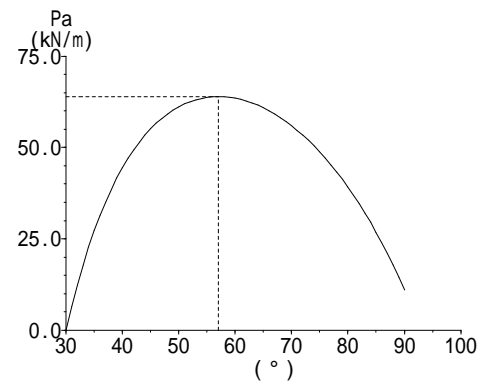
$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{11.43 \times \sin(56.60 - 30.00)}{\cos(56.60 - 30.00 - 20.00 - 3.04)} \\
 &= 5.13 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	Pa	W
61.00	5.024	9.66
60.00	5.057	10.04
59.00	5.089	10.44
58.00	5.113	10.85
57.00	5.124	11.26
* 56.60	5.128	11.43
56.00	5.127	11.68
55.00	5.117	12.10
54.00	5.101	12.54
53.00	5.076	12.99
52.00	5.039	13.45

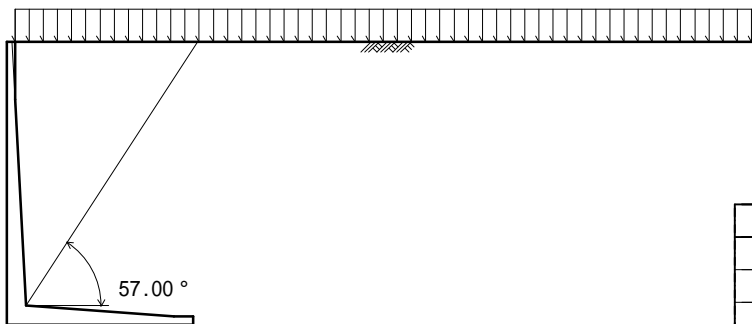
2) つけ根

$$\begin{aligned}
 &= 3.04 (^\circ) \\
 W &= 140.52 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 28.33] \\
 &= 57.00 (^\circ) \\
 &= 20.00 (^\circ) \\
 &= 30.00 (^\circ)
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{140.52 \times \sin(57.00 - 30.00)}{\cos(57.00 - 30.00 - 20.00 - 3.04)} \\
 &= 63.95 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	Pa	W
61.00	63.144	121.42
60.00	63.493	126.05
59.00	63.748	130.78
58.00	63.890	135.58
* 57.00	63.947	140.52
56.00	63.895	145.56
55.00	63.734	150.72
54.00	63.460	156.00
53.00	63.072	161.42

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

ここに、

L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

	土圧力 Pa (kN/m)	摩擦角 (°)	傾斜角 (°)	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	5.13	20.00	3.04	4.72	0.300
つけ根	63.95	20.00	3.04	58.85	1.367

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 つけ根

せん断力

$$S = H = 58.85 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

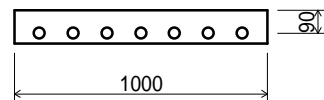
$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 58.85 \times 1.367 \\ &= 80.45 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

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。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 90 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D22 - 7.5 \\ &= 29.03 \text{ (cm}^2\text{)} = 2903 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 2903}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 90}{15 \times 2903}} \right\} \\ &= 55.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

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

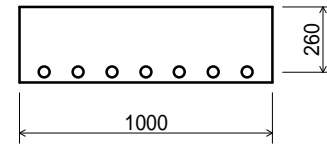
実応力度

$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 1.42 \times 10^6}{1000 \times 55.1 \times \left(90 - \frac{55.1}{3}\right)} \\ &= 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1.42 \times 10^6}{2903 \times \left(90 - \frac{55.1}{3}\right)} \\ &= 6.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{4.72 \times 10^3}{1000 \times 90} \\ &= 0.05 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \end{aligned}$$

(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 260 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D22 - 7.5 \\ &= 29.03 \text{ (cm}^2\text{)} = 2903 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 2903}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 260}{15 \times 2903}} \right\} \\ &= 113.1 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 80.45 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 58.85 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

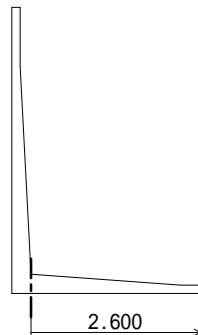
$$\begin{aligned}c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 80.45 \times 10^6}{1000 \times 113.1 \times \left(260 - \frac{113.1}{3}\right)} \\ &= 6.40 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{80.45 \times 10^6}{2903 \times \left(260 - \frac{113.1}{3}\right)} \\ &= 124.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{58.85 \times 10^3}{1000 \times 260} \\ &= 0.23 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K.\end{aligned}$$

§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)
	2.600	0.300	0.780	1.300	1.0140
a	-1/2 × 2.300	0.170	-0.196	1.533	-0.3005
b	-0.300	0.170	-0.051	2.450	-0.1250
合計			0.533		0.5885

作用位置

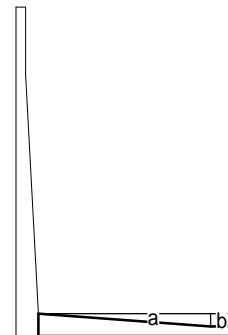
$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{0.5885}{0.533} = 1.104 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot c \cdot L = 0.533 \times 24.5 \times 1.000 = 13.06 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 13.06 \times 1.104 = 14.42 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(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)
	2.600	4.270	11.102	1.300	14.4326
a	-1/2	2.300	0.170	-0.196	-0.1503
合計			10.906		14.2823

作用位置

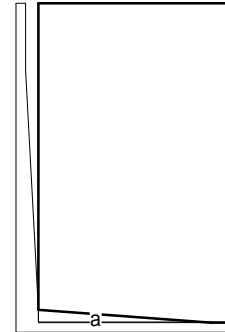
$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{14.2823}{10.906} = 1.310 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot s \cdot L = 10.906 \times 19.0 \times 1.000 = 207.21 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 207.21 \times 1.310 = 271.45 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 2.600 \times 1.000 = 26.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 1.300 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 26.00 \times 1.300 = 33.80 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 178.95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.76 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.76 + (178.95 - 12.76) \times \frac{2.600}{2.900} \\ &= 161.76 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(161.76 + 12.76) \times 2.600 \times 1.000}{2} \\ &= 226.88 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{2.600}{3} \times \frac{2 \times 12.76 + 161.76}{12.76 + 161.76} \\ &= 0.930 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 226.88 \times 0.930 = 211.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 170.58 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.02 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.02 + (170.58 - 2.02) \times \frac{2.600}{2.900} \\ &= 153.14 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(153.14 + 2.02) \times 2.600 \times 1.000}{2} \\ &= 201.71 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{2.600}{3} \times \frac{2 \times 2.02 + 153.14}{2.02 + 153.14} \\ &= 0.878 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 201.71 \times 0.878 = 177.10 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	13.06	14.42
2	かかと版上の載荷土	207.21	271.45
3	地盤反力	-226.88	-211.00
4	自動車荷重	26.00	33.80
	合 計	19.39	108.67

たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 80.45 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ < 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	13.06	14.42
2	かかと版上の載荷土	207.21	271.45
3	地盤反力	-201.71	-177.10
	合 計	18.56	108.77

たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 80.45 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ < 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

$$S = 19.39 \text{ (kN)}$$

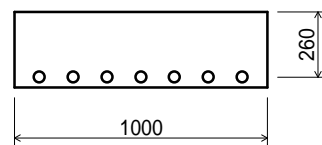
曲げモーメント

$$M = 80.45 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

7.3 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 260 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D22 - 7.5 \\ &= 29.03 \text{ (cm}^2\text{)} = 2903 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 2903}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 260}{15 \times 2903}} \right\} \\ &= 113.1 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 80.45 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 19.39 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

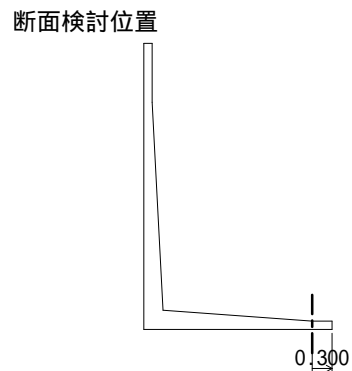
実応力度

$$\begin{aligned}c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 80.45 \times 10^6}{1000 \times 113.1 \times \left(260 - \frac{113.1}{3}\right)} \\ &= 6.40 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{80.45 \times 10^6}{2903 \times \left(260 - \frac{113.1}{3}\right)} \\ &= 124.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{19.39 \times 10^3}{1000 \times 260} \\ &= 0.07 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K.\end{aligned}$$

§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



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

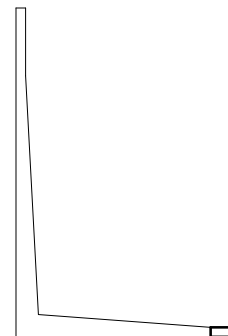
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 0.130 = 0.039 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot c \cdot L = 0.039 \times 24.5 \times 1.000 = 0.96 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.96 \times 0.150 = 0.14 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

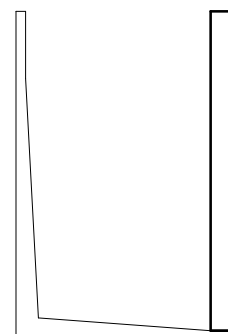
$$A = b \cdot h = 0.300 \times 4.270 = 1.281 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot s \cdot L = 1.281 \times 19.0 \times 1.000 = 24.34 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 24.34 \times 0.150 = 3.65 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

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

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.300 \times 1.000 = 3.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.150 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.00 \times 0.150 = 0.45 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 178.95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.76 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.76 + (178.95 - 12.76) \times \frac{0.300}{2.900} \\ &= 29.95 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(29.95 + 12.76) \times 0.300 \times 1.000}{2} \\ &= 6.41 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 12.76 + 29.95}{12.76 + 29.95} \\ &= 0.130 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 6.41 \times 0.130 = 0.83 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 170.58 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 2.02 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 2.02 + (170.58 - 2.02) \times \frac{0.300}{2.900}$$

$$= 19.46 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(19.46 + 2.02) \times 0.300 \times 1.000}{2}$$

$$= 3.22 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.300}{3} \times \frac{2 \times 2.02 + 19.46}{2.02 + 19.46}$$

$$= 0.109 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 3.22 \times 0.109 = 0.35 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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	0.96	0.14
2	かかと版上の載荷土	24.34	3.65
3	地盤反力	-6.41	-0.83
4	自動車荷重	3.00	0.45
	合 計	21.89	3.41

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	0.96	0.14
2	かかと版上の載荷土	24.34	3.65
3	地盤反力	-3.22	-0.35
	合 計	22.08	3.44

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 22.08 \text{ (kN)}$$

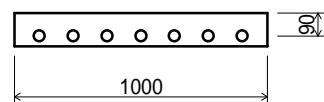
曲げモーメント

$$M = 3.44 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.3 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 90 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D22 - 7.5 \\ &= 29.03 \text{ (cm}^2\text{)} = 2903 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 2903}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 90}{15 \times 2903}} \right\} \\ &= 55.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 3.44 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 22.08 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 3.44 \times 10^6}{1000 \times 55.1 \times \left(90 - \frac{55.1}{3}\right)} \\ &= 1.74 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{3.44 \times 10^6}{2903 \times \left(90 - \frac{55.1}{3}\right)} \\ &= 16.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{22.08 \times 10^3}{1000 \times 90} \\ &= 0.25 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \end{aligned}$$