

ハイ・タッチウォール (H)4750× (B)3000

2009 年 12 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	11
§ 5 安定計算	25
§ 6 たて壁の部材断面設計	33
§ 7 かかと版(つけ根)の部材断面設計	50
§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計	53
§ 9 前壁スラブの部材断面設計	56
§ 10 底版スラブの部材断面設計	61

§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 | $H = 4.750 \text{ (m)}$ |
| (4) 土 圧 | クーロン公式による土圧 |
| (5) 地表面載荷重 | $q = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ |
| (6) 設計水平震度 | |

	中規模地震動	$K_h = c_z \cdot k_0 = 0.20$
地域別補正係数	$c_z = 1.0$	
設計水平震度の標準値	中規模地震動	$k_0 = 0.20$

- | | |
|---------------|--|
| (7) フェンス荷重 | $H_h = 1.0 \text{ (kN/m)}$ |
| (8) 単位体積重量 製品 | $\gamma_c = 24.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$ |

1.2 土質条件

- (1) 擁壁背面の裏込め土

せん断抵抗角	$\phi = 25.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
単位体積重量	$\gamma_s = 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

- (2) 支持地盤の定数

擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数	$\mu = 0.466$
〃 の粘着力	$C = 0.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
許容地盤反力度	$q_a = 224.16 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 以上必要}$

- (3) 擁壁の前面土

せん断抵抗角	$\phi = 25.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
単位体積重量	$\gamma_s = 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

1.3 安定条件

- | | | |
|--------------|-------|--------------------------------|
| (1) 滑動に対する検討 | 滑動安全率 | $F_s \geq 1.50 \text{ (1.00)}$ |
| (2) 転倒に対する検討 | 転倒安全率 | $F_s \geq 1.50 \text{ (1.00)}$ |

※ ()は地震時、フェンス荷重時

1.4 材料強度及び許容応力度

	(N/mm ²)	常 時	地 震 時	フェンス荷重時
(1) コンクリート				
設計基準強度	σ_{ck}	30		
許容圧縮応力度	σ_{ca}	10.00	20.00	20.00
許容せん断応力度	τ_a	0.80	1.20	1.20
(2) 鉄筋				
許容引張応力度	σ_{sa} SD295A	200	295	295
引張鉄筋の降伏点	σ_y	395		

1.5 参考文献

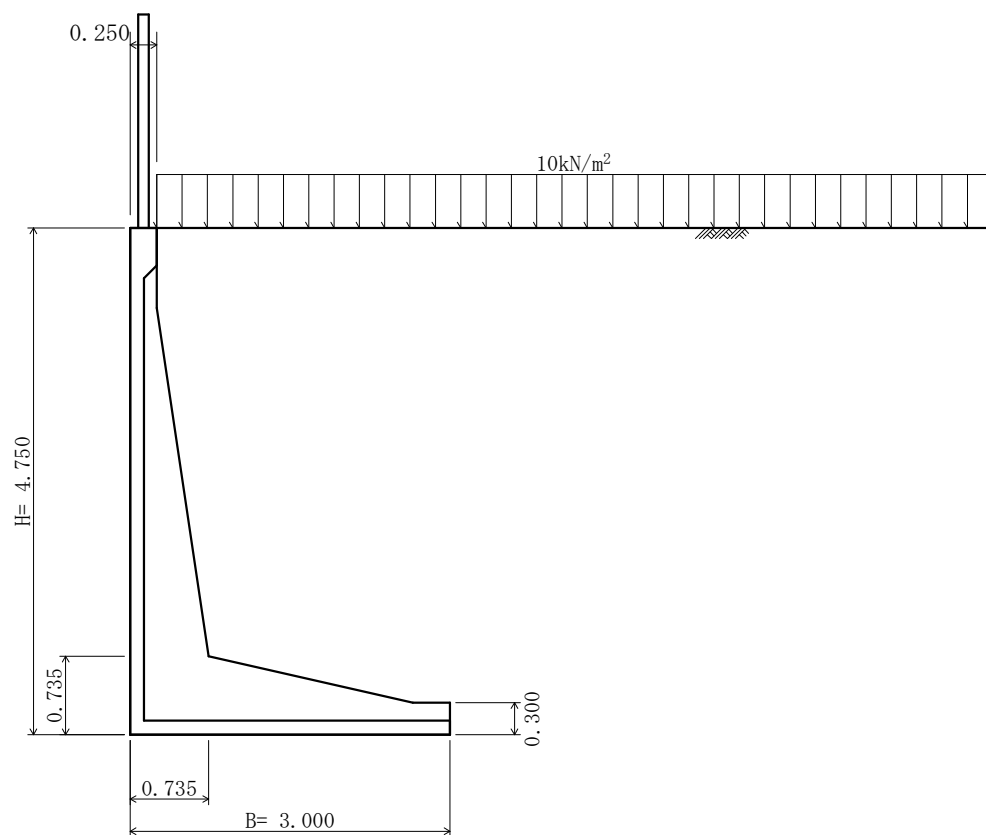
一、宅地防災マニュアル

ぎょうせい

§ 2 一般形状寸法図

2.1 一般図

製品名：ハイ・タッチウォール (H)4750×(B)3000 I型



§3 計算結果

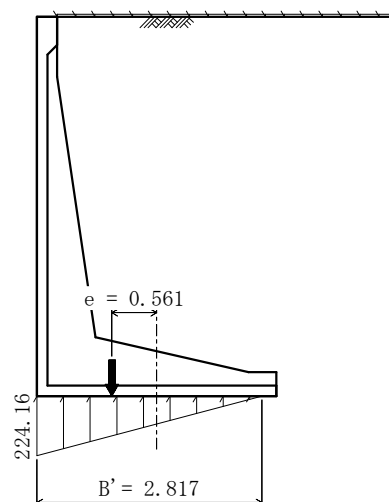
3.1 安定計算結果

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 常 時

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	転 倒 安全率 F_s	滑 動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m^2)	判定
315.73	89.79	2.90	1.64	224.16	O. K.
許 容 値		1.50	1.50		

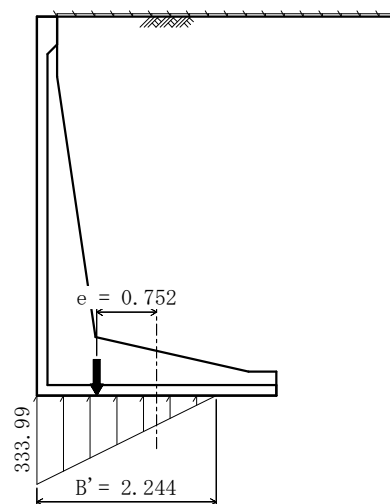
《地盤反力図》



3.1.2 地震時

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	転倒 安全率 F_s	滑動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m^2)	判定
374.74	182.87	1.89	1.03	333.99	0. K.
許 容 値		1.00	1.00		

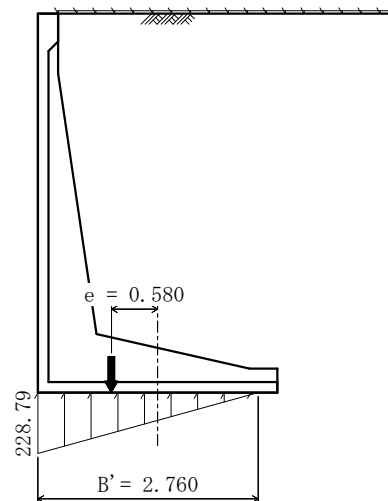
《地盤反力图》



3.1.3 フェンス荷重時

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	転倒 安全率 F_s	滑動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)	判定
315.73	90.79	2.80	1.62	228.79	0. K.
許 容 値		1.00	1.00		

《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		常 時	地 震 時	フェンス荷重時
中間部	部 材 断 面	b (mm)	851		
		bo (mm)	390		
		t (mm)	130		
		d (mm)	190		
		As (mm ²)	D22 - 4 1531		
		x (mm)	83.3 ≤ t 77.8		
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.46 × 10 ⁶	2.48 × 10 ⁶	3.31 × 10 ⁶
		せん断力 S (N)	4.50 × 10 ³	7.48 × 10 ³	5.50 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮安全率	Fsc	37.20	43.80	32.82
	鉄筋の 引張安全率	Fss	34.39	29.87	22.38
	コンクリートの せん断安全率	Fst	17.02	15.16	14.15
	鉄筋の 終局安全率	Fsu	70.83	————	————

部 材	項 目		常 時	地 震 時	フェンス荷重時
つけ根	部 材 断 面	b (mm)	972		
		bo (mm)	390		
		t (mm)	130		
		d (mm)	675		
		As (mm ²)	D22 - 4 1531		
		x (mm)	157.8 > t		
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	98.44 × 10 ⁶	157.19 × 10 ⁶	103.56 × 10 ⁶
		せん断力 S (N)	66.38 × 10 ³	105.21 × 10 ³	67.38 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮安全率	Fsc	4.77	5.98	9.07
	鉄筋の 引張安全率	Fss	1.94	1.79	2.72
	コンクリートの せん断安全率	Fst	3.47	3.27	5.01
	鉄筋の 終局安全率	Fsu	3.73	————	————

3.2.2 底版の断面計算

(1) かかと版

部 材	項 目		常 時	地 震 時	フェンス荷重時
つ け 根	部 材 断 面	b (mm)	951		
		bo (mm)	390		
		t (mm)	130		
		d (mm)	675		
		As (mm ²)	D22 - 4 1510		
		x (mm)	158.4 > t		
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	90.09×10^6	143.52×10^6	93.80×10^6
		せん断力 S (N)	79.55×10^3	126.73×10^3	82.83×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮安全率	Fsc	5.12	6.42	9.83
	鉄筋の 引張安全率	Fss	2.09	1.94	2.96
	コンクリートの せん断安全率	Fst	3.46	3.26	4.99
	鉄筋の 終局安全率	Fsu	4.02	—	—

部 材	項 目		常 時	地 震 時	フェンス荷重時
中 間	部 材 断 面	b (mm)	681		
		bo (mm)	390		
		t (mm)	130		
		d (mm)	240		
		As (mm ²)	D22 - 4 1510		
		x (mm)	$99.0 \leq t$ 97.4		
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	2.15×10^6	3.43×10^6	2.24×10^6
		せん断力 S (N)	12.29×10^3	19.58×10^3	12.80×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮安全率	Fsc	32.01	40.13	61.46
	鉄筋の 引張安全率	Fss	29.15	26.96	41.28
	コンクリートの せん断安全率	Fst	10.66	10.04	15.36
	鉄筋の 終局安全率	Fsu	59.92	—	—

3.2.3 前壁スラブの部材断面設計算

(1) 常 時

部 材	項 目		背 面 側	前 面 側
前壁	部 材 断 面	b (mm)	1000	
		d (mm)	55	75
		As (mm ²)	D10 - 5 357	D10 - 5 357
		x (mm)	19.5	23.5
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.04×10^6	0.52×10^6
		せん断力 S (N)	10.18×10^3	—————
	コンクリートの 曲げ圧縮安全率	Fsc	4.55	15.17
	鉄筋の 引張安全率	Fss	3.33	9.23
	コンクリートの せん断安全率	Fst	5.29	—————

安全率は 1.0 以上必要です。

(2) 地 震 時

部 材	項 目		背 面 側	前 面 側
前壁	部 材 断 面	b (mm)	1000	
		d (mm)	55	75
		As (mm ²)	D10 - 5 357	D10 - 5 357
		x (mm)	19.5	23.5
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.54×10^6	0.77×10^6
		せん断力 S (N)	15.14×10^3	—————
	コンクリートの 曲げ圧縮安全率	Fsc	6.14	20.49
	鉄筋の 引張安全率	Fss	3.32	9.19
	コンクリートの せん断安全率	Fst	5.36	—————

安全率は 1.0 以上必要です。

(3) フェンス荷重時

部 材	項 目		背 面 側	前 面 側	
前壁	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		d (mm)	55	75	
		As (mm ²)	D10 - 5 357	D10 - 5 357	
		x (mm)	19.5	23.5	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.04 × 10 ⁶	0.52 × 10 ⁶	
		せん断力 S (N)	10.18 × 10 ³	—————	
	コンクリートの 曲げ圧縮安全率		Fsc	9.10	30.35
	鉄筋の 引張安全率		Fss	4.91	13.62
	コンクリートの せん断安全率		Fst	7.94	—————

安全率は 1.0 以上必要です。

3.2.4 底版スラブの部材断面設計算

(1) 常 時

部 材	項 目		上 面 側	下 面 側	
底版	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		d (mm)	55	75	
		As (mm ²)	D10 - 6 428	D10 - 6 428	
		x (mm)	20.9	25.3	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.67 × 10 ⁶	3.35 × 10 ⁶	
		せん断力 S (N)	—————	32.94 × 10 ³	
	コンクリートの 曲げ圧縮安全率		Fsc	3.01	2.51
	鉄筋の 引張安全率		Fss	2.46	1.71
	コンクリートの せん断安全率		Fst	—————	2.71

安全率は 1.0 以上必要です。

(2) 地震時

部 材	項 目		上 面 側	下 面 側
底版	部 材 断 面	b (mm)	1000	
		d (mm)	55	75
		As (mm ²)	D10 - 6 428	D10 - 6 428
		x (mm)	20.9	25.3
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	3.11×10^6	6.22×10^6
		せん断力 S (N)	————	61.15×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮安全率	Fsc	3.23	2.71
	鉄筋の 引張安全率	Fss	1.95	1.36
	コンクリートの せん断安全率	Fst	————	2.19

安全率は 1.0 以上必要です。

(3) フェンス荷重時

部 材	項 目		上 面 側	下 面 側
底版	部 材 断 面	b (mm)	1000	
		d (mm)	55	75
		As (mm ²)	D10 - 6 428	D10 - 6 428
		x (mm)	20.9	25.3
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.73×10^6	3.47×10^6
		せん断力 S (N)	————	34.10×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮安全率	Fsc	5.80	4.85
	鉄筋の 引張安全率	Fss	3.50	2.43
	コンクリートの せん断安全率	Fst	————	3.92

安全率は 1.0 以上必要です。

§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
- ・地震の影響（自重による慣性力、地震時土圧）
- ・フェンス荷重

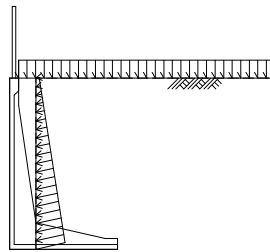
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

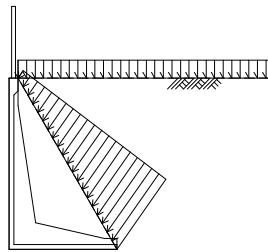
常時	自重＋載荷重＋土圧
地震時	自重＋土圧＋地震の影響
フェンス荷重時	自重＋載荷重＋土圧＋フェンス荷重

4.1.1 荷重の組合せ一覧

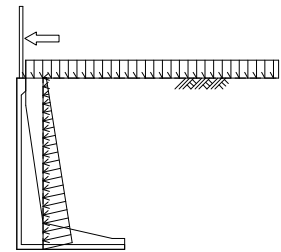
1) 常時



2) 地震時

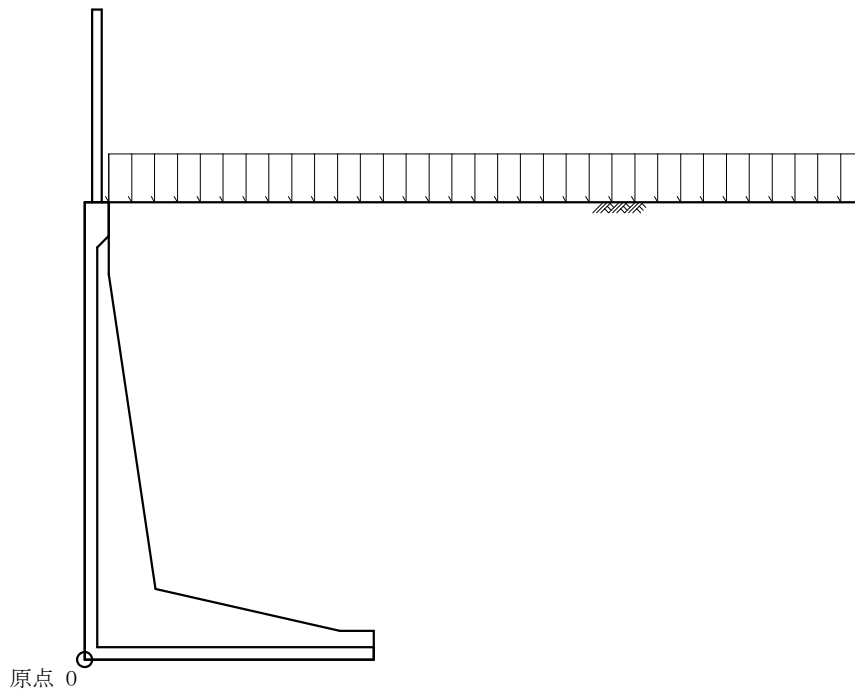


3) フェンス荷重時



4.2 荷重の計算

擁壁に作用する荷重と、つま先を原点0とする作用位置の計算を行う。
荷重の計算は、擁壁の延長 1.000 m あたりで行う。



4.2.1 自重

(1) 躯体

1) 製品(断面1)

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)
	3.000	4.750	14.250	1.500	2.375	21.3750	33.8438
a	0.485	0.750	-0.364	0.493	4.375	-0.1795	-1.5925
b	-1/2 × 0.485	3.265	-0.792	0.573	2.912	-0.4538	-2.3063
c	2.265	4.015	-9.094	1.868	2.743	-16.9876	-24.9448
d	-1/2 × 1.915	0.435	-0.417	2.012	0.590	-0.8390	-0.2460
e	0.350	0.435	-0.152	2.825	0.518	-0.4294	-0.0787
合 計			3.431			2.4857	4.6755

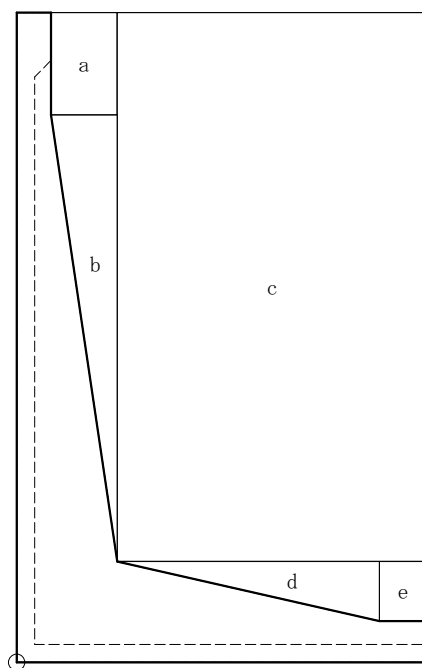
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 3.431 \times 0.390 = 1.338 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{2.4857}{3.431} = 0.724 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{4.6755}{3.431} = 1.363 \text{ (m)}$$



2) 製品(断面2)

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)
	3.000	4.750	14.250	1.500	2.375	21.3750	33.8438
a	-	0.120	4.150	-0.498	2.205	-0.0946	-1.0981
b	-1/2	0.120	0.120	-0.007	4.320	-0.0015	-0.0302
c	-	2.750	4.620	-12.705	2.440	-20.6456	-31.0002
合 計			1.040			0.6333	1.7153

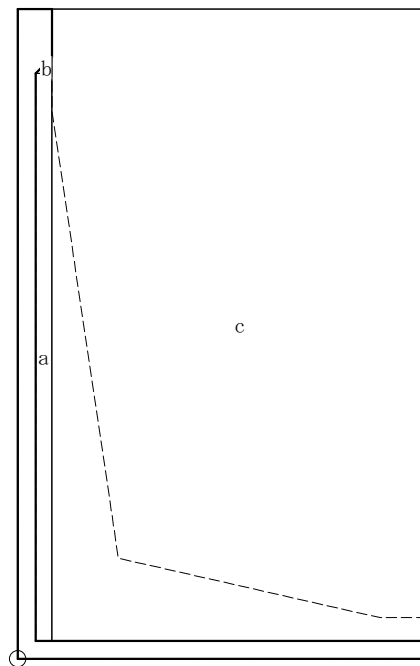
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.040 \times 0.610 = 0.634 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.6333}{1.040} = 0.609 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{1.7153}{1.040} = 1.649 \text{ (m)}$$



3) 躯体自重の集計

	体 積 Vo (m ³)	単位重量 γ c (kN/m ³)	鉛直荷重 V (kN)	作用位置		モーメント	
				x (m)	y (m)	ΣV・x (kN・m)	ΣV・y (kN・m)
製品(断面1)	1.338	24.00	32.11	0.724	1.363	23.2476	43.7659
製品(断面2)	0.634	24.00	15.22	0.609	1.649	9.2690	25.0978
合 計 Σ			47.33			32.5166	68.8637

慣 性 力

$$H = V \cdot Kh = 47.33 \times 0.20 = 9.47 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma V \cdot x}{\Sigma V} = \frac{32.5166}{47.33} = 0.687 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma V \cdot y}{\Sigma V} = \frac{68.8637}{47.33} = 1.455 \text{ (m)}$$

(2) 載荷土

1) 裏込め土(断面1) [常 時]

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)
	2.750	4.450	12.238	1.625	2.525	19.8868	30.9010
a	-1/2	0.485	3.265	-0.792	0.412	-0.3263	-1.4438
b	-	0.485	0.435	-0.211	0.493	-0.1040	-0.1093
c	-1/2	1.915	0.435	-0.417	1.373	-0.5725	-0.1856
合 計			10.818			18.8840	29.1623

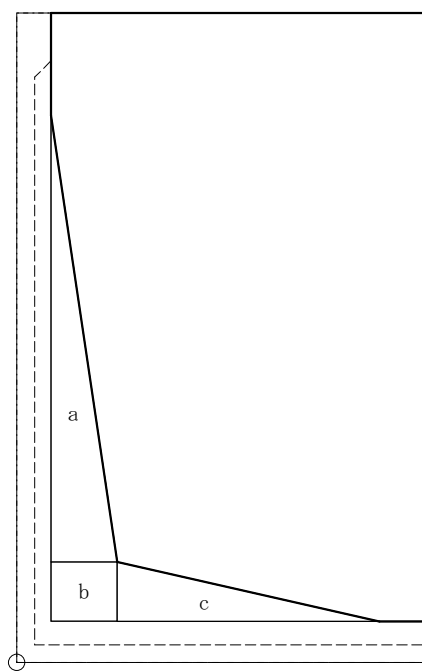
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 10.818 \times 0.390 = 4.219 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{18.8840}{10.818} = 1.746 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{29.1623}{10.818} = 2.696 \text{ (m)}$$



2) 裏込め土(断面2) [常 時]

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)
	2.870	4.620	13.259	1.565	2.440	20.7503	32.3520
a	-1/2	0.120	-0.007	0.170	4.360	-0.0012	-0.0305
b	-	0.120	-0.042	0.190	4.575	-0.0080	-0.1922
合 計			13.210			20.7411	32.1293

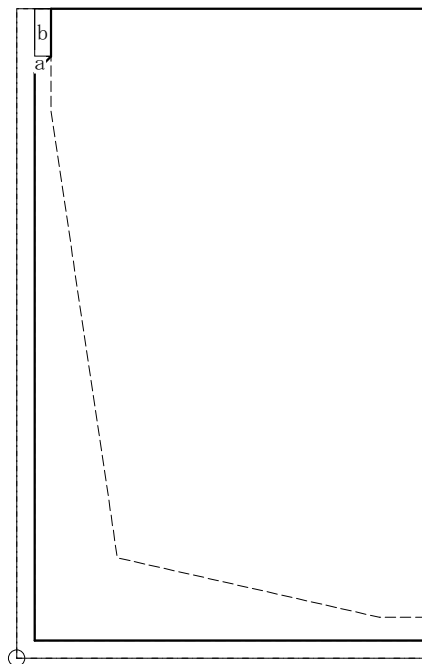
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 13.210 \times 0.610 = 8.058 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{20.7411}{13.210} = 1.570 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{32.1293}{13.210} = 2.432 \text{ (m)}$$



3) 裏込め土の集計 [常 時]

	体 積 V_o (m^3)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
		x (m)	y (m)	$V_o \cdot x$ (m^4)	$V_o \cdot y$ (m^4)
裏込め土(断面1)	4.219	1.746	2.696	7.3664	11.3744
裏込め土(断面2)	8.058	1.570	2.432	12.6511	19.5971
合 計 Σ	12.277			20.0175	30.9715

荷重

$$V = \Sigma V_o \cdot \gamma_s = 12.277 \times 18.00 = 220.99 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma V_o \cdot x}{\Sigma V_o} = \frac{20.0175}{12.277} = 1.630 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma V_o \cdot y}{\Sigma V_o} = \frac{30.9715}{12.277} = 2.523 \text{ (m)}$$

4) 裏込め土(断面1) [地震時]

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)
	2.750	4.450	12.238	1.625	2.525	19.8868	30.9010
a	-1/2	0.485	3.265	-0.792	0.412	-0.3263	-1.4438
b	-	0.485	0.435	-0.211	0.493	-0.1040	-0.1093
c	-1/2	1.915	0.435	-0.417	1.373	-0.5725	-0.1856
d	-1/2	2.750	4.450	-6.119	2.083	-12.7459	-19.9908
合 計			4.699			6.1381	9.1715

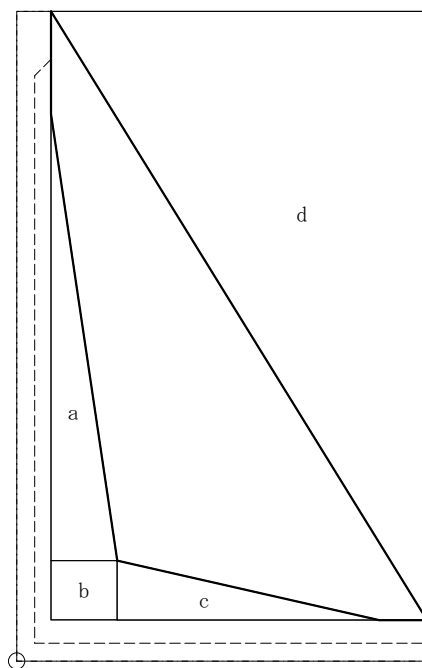
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 4.699 \times 0.390 = 1.833 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{6.1381}{4.699} = 1.306 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{9.1715}{4.699} = 1.952 \text{ (m)}$$



5) 裏込め土(断面2) [地震時]

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)
	2.870	4.620	13.259	1.565	2.440	20.7503	32.3520
a	-1/2 × 0.120	0.120	-0.007	0.170	4.360	-0.0012	-0.0305
b	-	0.120 × 0.350	-0.042	0.190	4.575	-0.0080	-0.1922
c	-1/2 × 2.750	4.450	-6.119	2.083	3.267	-12.7459	-19.9908
合 計			7.091			7.9952	12.1385

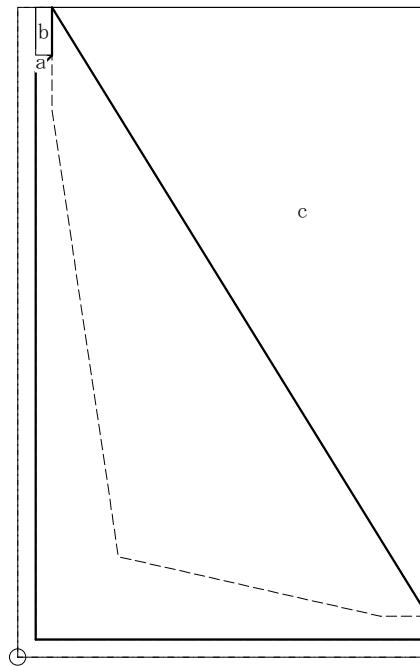
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 7.091 \times 0.610 = 4.326 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{7.9952}{7.091} = 1.128 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{12.1385}{7.091} = 1.712 \text{ (m)}$$



6) 裏込め土の集計 [地震時]

	体 積 V_o (m^3)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
		x (m)	y (m)	$V_o \cdot x$ (m^4)	$V_o \cdot y$ (m^4)
裏込め土(断面1)	1.833	1.306	1.952	2.3939	3.5780
裏込め土(断面2)	4.326	1.128	1.712	4.8797	7.4061
合 計 Σ	6.159			7.2736	10.9841

荷重

$$V = \Sigma V_o \cdot \gamma_s = 6.159 \times 18.00 = 110.86 \text{ (kN)}$$

$$H = V \cdot K_h = 110.86 \times 0.20 = 22.17 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma V_o \cdot x}{\Sigma V_o} = \frac{7.2736}{6.159} = 1.181 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma V_o \cdot y}{\Sigma V_o} = \frac{10.9841}{6.159} = 1.783 \text{ (m)}$$

4.2.2 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

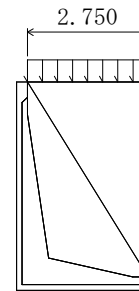
(1) 死荷重(常時、フェンス荷重時)

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 2.750 \times 1.000 = 27.50 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 3.000 - \frac{2.750}{2} = 1.625 \text{ (m)}$$



4.2.3 土圧係数

クーロンの土圧公式を用いて計算する。また地震時は、物部・岡部公式によって計算する。

主働土圧係数

常 時

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2}$$

地 震 時

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \delta + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2}$$

ここに、

K_a : 主働土圧係数

ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 $\phi = 25.00 (^{\circ})$

β : 地表面と水平面のなす角 $\beta = 0.00 (^{\circ})$

α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 $(^{\circ})$

δ : 壁面摩擦角 $(^{\circ})$

θ : 地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} K_h = \tan^{-1} 0.20 = 11.31 (^{\circ})$

K_h : 設計水平震度

(1) 常 時

	土圧作用面と 鉛直面のなす角 α $(^{\circ})$	壁面摩擦角 δ $(^{\circ})$	主働土圧係数 K_a
躯体全体	0.00	12.50	0.367

(2) 地 震 時

	土圧作用面と 鉛直面のなす角 α $(^{\circ})$	壁面摩擦角 δ $(^{\circ})$	地震時合成角 θ $(^{\circ})$	主働土圧係数 K_a
躯体全体	30.07	25.00	11.31	1.054

(3) フェンス荷重時

『 常時 』と同じ。

4.2.4 土圧

(1) 常 時

載荷重の換算高さ

$$h_q = \frac{q}{\gamma_s} = \frac{10.00}{18.00} = 0.556 \text{ (m)}$$

1) 土圧強度と土圧力

$$p_{a1} = K_a \cdot \gamma_s \cdot h_1$$

$$P_a = \frac{(p_{a1} + p_{a2}) \cdot (h_2 - h_1)}{2}$$

ここに、

$$\gamma_s : \text{裏込め土の単位体積重量} \quad \gamma_s = 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

	高さ h_1, h_2 (m)	土圧係数 K_a	土圧強度 p_{a1}, p_{a2} (kN/m ²)	作用高さ $h_2 - h_1$ (m)	土圧力 P_a (kN/m)
躯体全体	0.556 5.306	0.367	3.673 35.051	4.750	91.97

鉛直荷重

$$V = 91.97 \times \sin(12.50 - 0.00) \times 1.000 = 19.91 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 91.97 \times \cos(12.50 - 0.00) \times 1.000 = 89.79 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.735 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{4.750}{3} \times \frac{2 \times 3.673 + 35.051}{3.673 + 35.051} = 1.734 \text{ (m)}$$

(2) 地震 時

載荷重の換算高さ

$$h_q = \frac{q}{\gamma_s} = \frac{10.00}{18.00} = 0.556 \text{ (m)}$$

1) 土圧強度と土圧力

	高さ h_1, h_2 (m)	土圧係数 K_a	土圧強度 p_{a1}, p_{a2} (kN/m ²)	作用高さ $h_2 - h_1$ (m)	土圧力 P_a (kN/m)
躯体全体	0.556 5.306	1.054	10.548 100.665	4.750	264.13

鉛直荷重

$$V = 264.13 \times \sin(25.00 + 30.07) \times 1.000 = 216.55 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 264.13 \times \cos(25.00 + 30.07) \times 1.000 = 151.23 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 1.996 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{4.750}{3} \times \frac{2 \times 10.548 + 100.665}{10.548 + 100.665} = 1.734 \text{ (m)}$$

(3) フェンス荷重時

『常 時』と同じ。

4.2.5 フェンス荷重

水平荷重

$$H = H_h \cdot L = 1.00 \times 1.000 = 1.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.125 \text{ (m)}$$

$$y = 4.750 + 1.100 = 5.850 \text{ (m)}$$

4.3 前面土受働土圧

安定計算における滑動の検討において、擁壁前面の土による受働土圧を抵抗力として考慮する。
受働土圧は地震時のみ考慮するものとし、物部・岡部公式によって計算する。

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \delta - \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

ここに、

Kp : 受働土圧係数

 ϕ : 前面土のせん断抵抗角 $\phi = 25.00$ (°) β : 地表面と水平面のなす角 $\beta = 0.00$ (°) α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 (°) δ : 壁面摩擦角 (°) θ : 地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} K_h = 11.31$ (°)Kh : 設計水平震度 $K_h = 0.20$

前面土受働土圧は、以下の高さに作用するものとする。

受働土圧を考慮する高さ $h_p = 0.840$ (m)

(1) 地震時

壁面摩擦角

$$\delta = 0.00 \text{ (°)}$$

受働土圧係数

$$K_p = 2.119$$

受働土圧合力

$$p = K_p \cdot \gamma_s \cdot h_p = 2.119 \times 18.00 \times 0.840 = 32.039 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{p1} = \frac{1}{2} \cdot p \cdot h_p \cdot L = \frac{1}{2} \times 32.039 \times 0.840 \times 1.000 = 13.46 \text{ (kN)}$$

$$P_p = P_{p1} \cdot \cos(\delta + \alpha) = 13.46 \times \cos(0.00 + 0.00)$$

$$= 13.46 \text{ (kN)}$$

§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。

- ・滑動に対する検討
- ・転倒に対する検討
- ・支持に対する検討

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。

前面受働土圧を考慮する

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C \cdot B \cdot L + 1.0 \cdot P_p}{\Sigma H} \geq F_{sa}$$

ここに、

F_s : 滑動安全率

F_{sa} : 滑動安全率の許容値 常 時 $F_{sa} = 1.50$

地 震 時 $F_{sa} = 1.00$

フェンス荷重時 $F_{sa} = 1.00$

ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

ΣH : 水平荷重 (kN)

μ : 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数

$$\mu = 0.466$$

C : 擁壁底面と基礎地盤の間の付着力 $C = 0.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

B : 擁壁の底版幅 $B = 3.000 \text{ (m)}$

L : 擁壁の奥行き(計算幅) $L = 1.000 \text{ (m)}$

P_p : 擁壁前面の土による受働土圧合力の水平成分 (kN/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。

$$F_s = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} \geq F_{sa}$$

ここに、

F_s : 安全率

ΣM_r : 抵抗モーメント (kN・m)

ΣM_o : 転倒モーメント (kN・m)

F_{sa} : 転倒安全率の許容値 常 時 $F_{sa} = 1.50$

地 震 時 $F_{sa} = 1.00$

フェンス荷重時 $F_{sa} = 1.00$

3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

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

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

$$\frac{B}{6} < e \leq \frac{B}{3} \text{ のとき } q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L}$$

$$\frac{B}{3} < e < \frac{B}{2} \text{ のとき } q_1 = \frac{4 \cdot \Sigma V}{B \cdot L}$$

ここに、

q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m²)

ΣV : 鉛直荷重 (kN)

B : 擁壁の底版幅 $B = 3.000$ (m)

L : 擁壁の奥行 (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)

$$e = \frac{B}{2} - d$$

d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V}$$

ΣMr : 抵抗モーメント (kN・m)

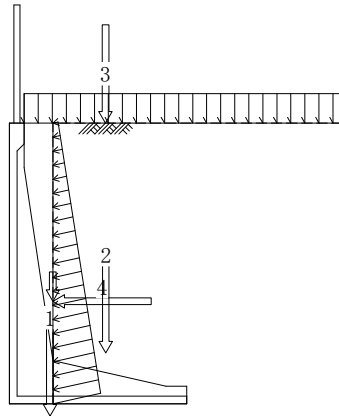
ΣMo : 転倒モーメント (kN・m)

5.2 計算結果

5.2.1 常 時

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	47.33		0.687	1.455	32.52	
2	裏込め土	220.99		1.630	2.523	360.21	
3	載荷重	27.50		1.625	4.750	44.69	
4	土圧	19.91	89.79	0.735	1.734	14.63	155.70
合 計 Σ		315.73	89.79			452.05	155.70

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{315.73 \times 0.466 + 0.0 \times 3.000 \times 1.000}{89.79}$$

$$= 1.64 \geq F_{sa} = 1.5$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{452.05}{155.70} = 2.90 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、転倒安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = \frac{452.05 - 155.70}{315.73} = 0.939 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{3.000}{2} - 0.939 = 0.561 \text{ (m)}$$

最大地盤反力度

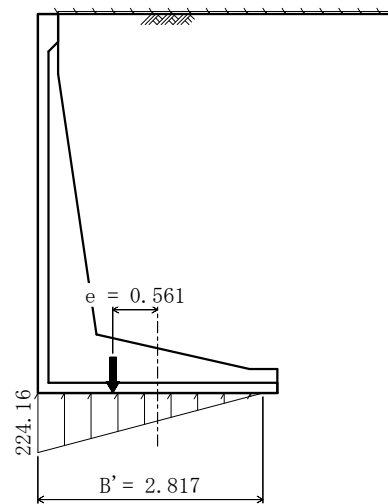
$$\frac{B}{6} = 0.500 < e = 0.561 \leq \frac{B}{3} = 1.000 \text{ (m) より}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot \sum V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 315.73}{3 \times 0.939 \times 1.000}$$

$$= 224.16 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

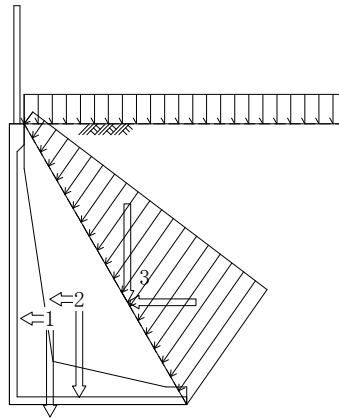
《地盤反力図》



5.2.2 地震時

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	47.33	9.47	0.687	1.455	32.52	13.78
2	裏込め土	110.86	22.17	1.181	1.783	130.93	39.53
3	土圧	216.55	151.23	1.996	1.734	432.23	262.23
合 計 Σ		374.74	182.87			595.68	315.54

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

前面受働土圧を考慮する。

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L + 1.0 \cdot P_p}{\Sigma H}$$

$$= \frac{374.74 \times 0.466 + 0.0 \times 3.000 \times 1.000 + 1.0 \times 13.46}{182.87}$$

$$= 1.03 \geq F_{sa} = 1.0$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{595.68}{315.54} = 1.89 \geq F_{sa} = 1.00$$

よって、転倒安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = \frac{595.68 - 315.54}{374.74} = 0.748 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{3.000}{2} - 0.748 = 0.752 \text{ (m)}$$

最大地盤反力度

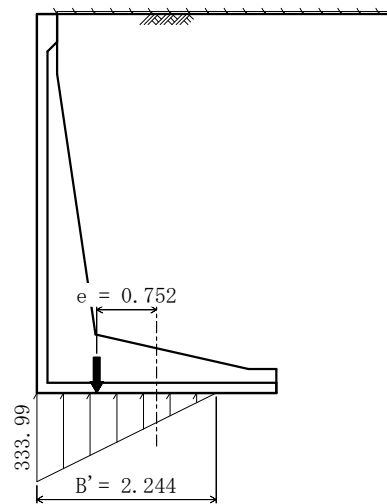
$$\frac{B}{6} = 0.500 < e = 0.752 \leq \frac{B}{3} = 1.000 \text{ (m) より}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot \sum V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 374.74}{3 \times 0.748 \times 1.000}$$

$$= 333.99 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

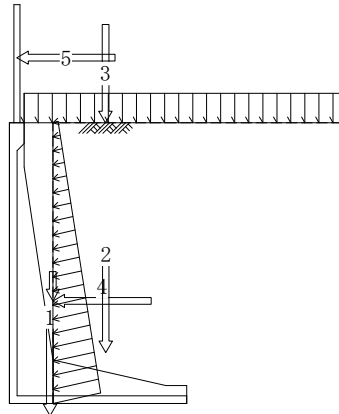
《地盤反力図》



5.2.3 フェンス荷重時

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	47.33		0.687	1.455	32.52	
2	裏込め土	220.99		1.630	2.523	360.21	
3	載荷重	27.50		1.625	4.750	44.69	
4	土圧	19.91	89.79	0.735	1.734	14.63	155.70
5	フェンス荷重		1.00	0.125	5.850		5.85
合 計 Σ		315.73	90.79			452.05	161.55

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{315.73 \times 0.466 + 0.0 \times 3.000 \times 1.000}{90.79}$$

$$= 1.62 \geq F_{sa} = 1.0$$

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

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{452.05}{161.55} = 2.80 \geq F_{sa} = 1.00$$

よって、転倒安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{452.05 - 161.55}{315.73} = 0.920 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{3.000}{2} - 0.920 = 0.580 \text{ (m)}$$

最大地盤反力度

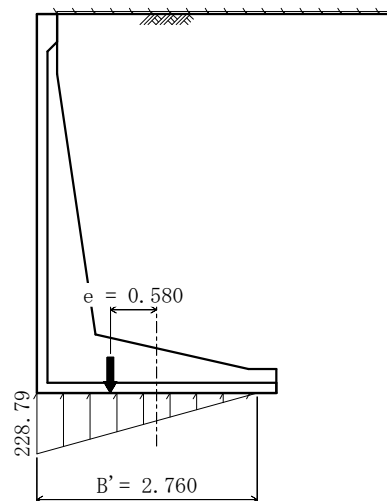
$$\frac{B}{6} = 0.500 < e = 0.580 \leq \frac{B}{3} = 1.000 \text{ (m) より}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot \sum V}{3 \cdot d \cdot L} = \frac{2 \times 315.73}{3 \times 0.920 \times 1.000}$$

$$= 228.79 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

《地盤反力図》

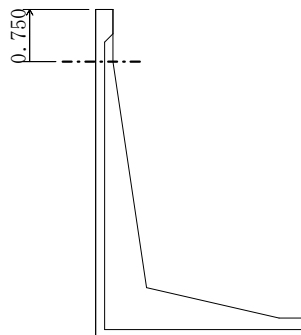


§6 たて壁の部材断面設計

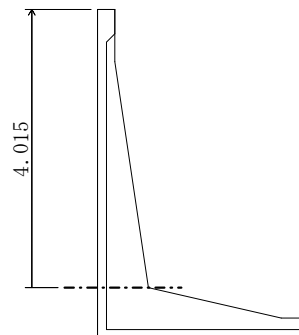
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持ばりで設計する。

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、以下の荷重を考慮し、たて壁自重および土圧の鉛直分力は無視する。

6.2.1 自重に起因する慣性力

(1) つけ根

1) 製品(断面1)

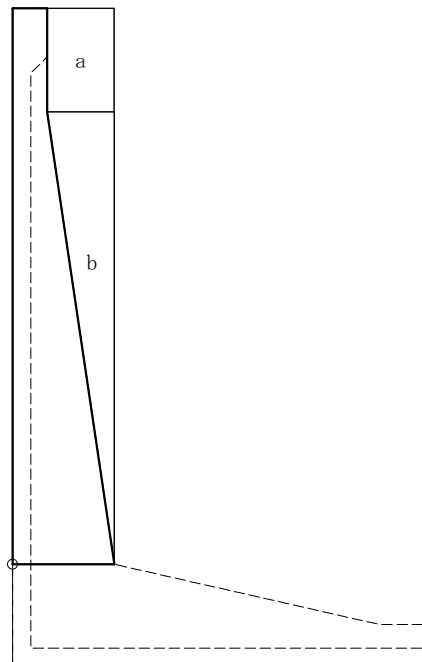
記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置 y (m)	断面一次 モーメント A・y (m ³)
	0.735	4.015	2.951	2.008	5.9256
a	0.485	0.750	-0.364	3.640	-1.3250
b	-1/2 × 0.485	3.265	-0.792	2.177	-1.7242
合計			1.795		2.8764

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.795 \times 0.390 = 0.700 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{2.8764}{1.795} = 1.602 \text{ (m)}$$



2) 製品(断面2)

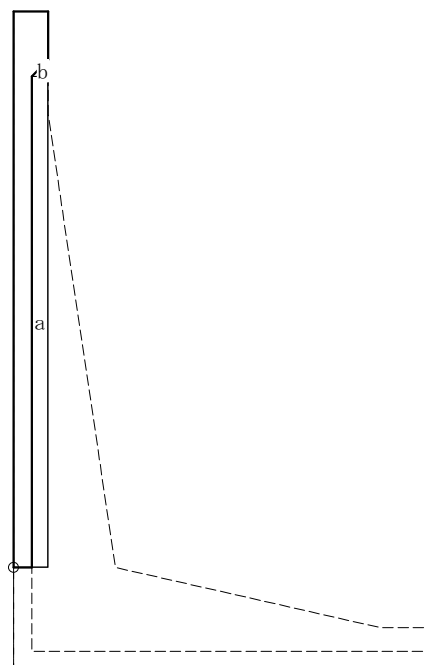
記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置 y (m)	断面一次 モーメント A・y (m ³)
	0.250	4.015	1.004	2.008	2.0160
a	0.120	3.545	-0.425	1.773	-0.7535
b	-1/2 × 0.120	0.120	-0.007	3.585	-0.0251
合計			0.572		1.2374

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.572 \times 0.610 = 0.349 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{1.2374}{0.572} = 2.163 \text{ (m)}$$



3) 裏込め土

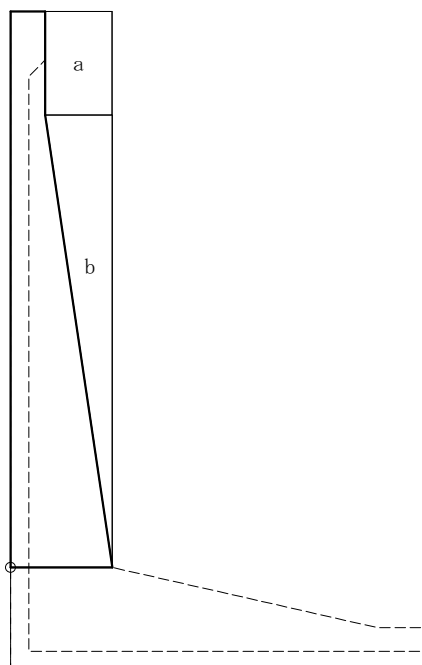
記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置 y (m)	断面一次 モーメント A・y (m ³)
	0.735	4.015	2.951	2.008	5.9256
a	0.485	0.750	-0.364	3.640	-1.3250
b	-1/2 × 0.485	3.265	-0.792	2.177	-1.7242
合計			1.795		2.8764

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.795 \times 0.610 = 1.095 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{2.8764}{1.795} = 1.602 \text{ (m)}$$



4) 裏込め土(控除)

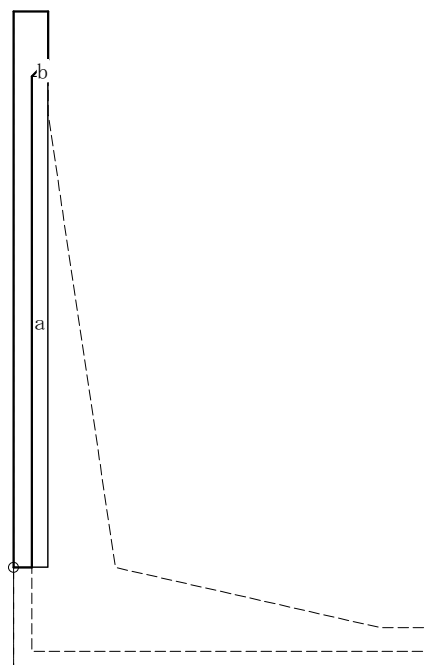
記 号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置 y (m)	断面一次 モーメント A・y (m ³)
	0.250	4.015	1.004	2.008	2.0160
a	-	0.120	3.545	-0.425	-0.7535
b	-1/2	0.120	0.120	-0.007	-0.0251
合 計			0.572		1.2374

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.572 \times 0.610 = 0.349 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{1.2374}{0.572} = 2.163 \text{ (m)}$$



5) 躯体自重の集計

	体 積	単位重量	鉛直荷重	作用位置	モーメント
	V_o	γ_c	V	y	$\Sigma V \cdot y$
	(m^3)	(kN/m^3)	(kN)	(m)	($kN \cdot m$)
製品(断面1)	0.700×24.00		16.80	1.602	26.9136
製品(断面2)	0.349×24.00		8.38	2.163	18.1259
裏込め土	1.095×18.00		19.71	1.602	31.5754
裏込め土(控除)	0.349×-18.00		-6.28	2.163	-13.5836
合 計 Σ			38.61		63.0313

慣 性 力

$$H = V \cdot Kh = 38.61 \times 0.20 = 7.72 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$y = \frac{\Sigma V \cdot y}{\Sigma V} = \frac{63.0313}{38.61} = 1.633 \text{ (m)}$$

(2) 中間部

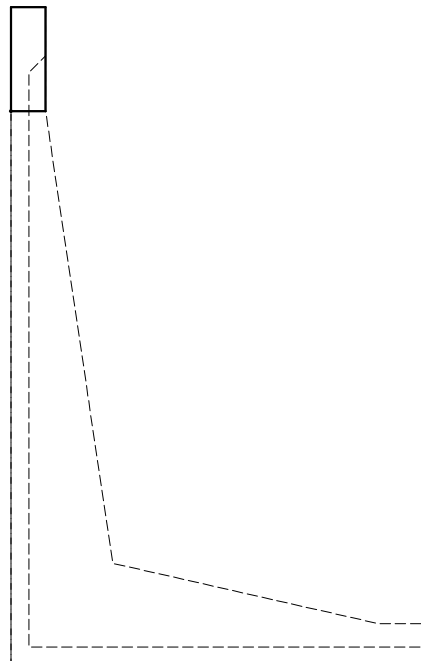
1) 製品(断面1)

体積

$$V_o = b \cdot h \cdot L = 0.250 \times 0.750 \times 0.390 = 0.073 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$y = \frac{h}{2} = \frac{0.750}{2} = 0.375 \text{ (m)}$$



2) 製品(断面2)

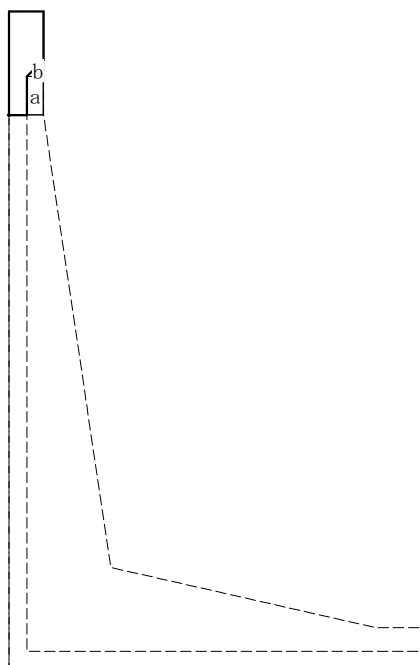
記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置 y (m)	断面一次 モーメント A・y (m ³)
	0.250	0.750	0.188	0.375	0.0705
a	0.120	0.280	-0.034	0.140	-0.0048
b	-1/2 × 0.120	0.120	-0.007	0.320	-0.0022
合計			0.147		0.0635

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.147 \times 0.610 = 0.090 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.0635}{0.147} = 0.432 \text{ (m)}$$



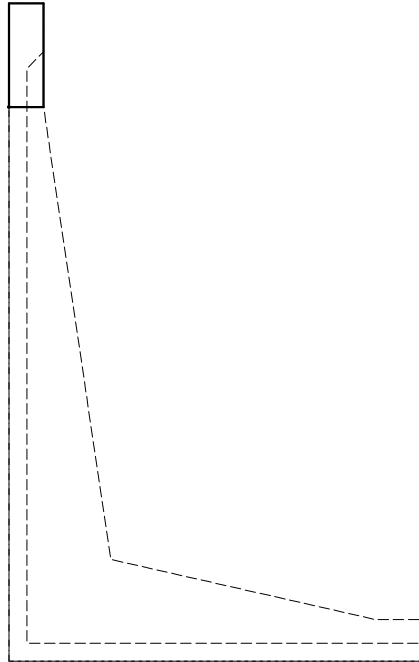
3) 裏込め土

体積

$$V_o = b \cdot h \cdot L = 0.250 \times 0.750 \times 0.610 = 0.115 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$y = \frac{h}{2} = \frac{0.750}{2} = 0.375 \text{ (m)}$$



4) 裏込め土(控除)

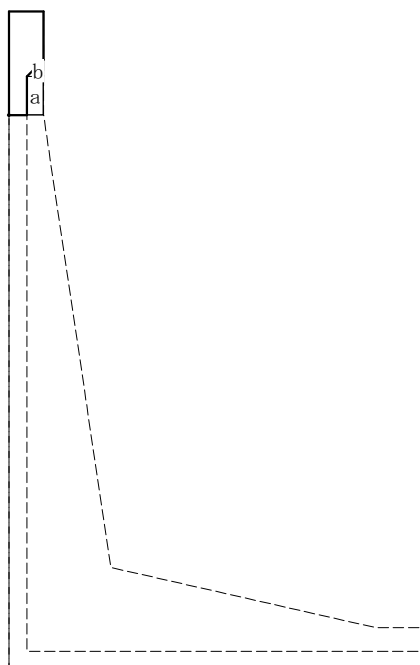
記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置 y (m)	断面一次 モーメント A・y (m ³)
	0.250	0.750	0.188	0.375	0.0705
a	-	0.120	0.280	-0.034	-0.0048
b	-1/2	0.120	0.120	-0.007	-0.0022
合計			0.147		0.0635

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.147 \times 0.610 = 0.090 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.0635}{0.147} = 0.432 \text{ (m)}$$



5) 躯体自重の集計

	体 積 V_o (m^3)	単位重量 γ_c (kN/m^3)	鉛直荷重 V (kN)	作用位置 y (m)	モーメント $\Sigma V \cdot y$ ($\text{kN} \cdot \text{m}$)
製品(断面1)	0.073	24.00	1.75	0.375	0.6563
製品(断面2)	0.090	24.00	2.16	0.432	0.9331
裏込め土	0.115	18.00	2.07	0.375	0.7763
裏込め土(控除)	0.090	-18.00	-1.62	0.432	-0.6998
合 計 Σ			4.36		1.6659

慣 性 力

$$H = V \cdot K_h = 4.36 \times 0.20 = 0.87 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$y = \frac{\Sigma V \cdot y}{\Sigma V} = \frac{1.6659}{4.36} = 0.382 \text{ (m)}$$

6.2.2 土圧係数

(1) 常 時

	土圧作用面と 鉛直面のなす角 α ($^\circ$)	壁面摩擦角 δ ($^\circ$)	主働土圧係数 K_a
中間部	0.00	12.50	0.367
つけ根	0.00	12.50	0.367

(2) 地 震 時

	土圧作用面と 鉛直面のなす角 α ($^\circ$)	壁面摩擦角 δ ($^\circ$)	地震時合成角 θ ($^\circ$)	主働土圧係数 K_a
中間部	0.00	12.50	11.31	0.539
つけ根	0.00	12.50	11.31	0.539

(3) フェンス荷重時

『 常時 』と同じ。

6.2.3 土圧

(1) 常 時

載荷重の換算高さ

$$h_q = \frac{q}{\gamma_s} = \frac{10.00}{18.00} = 0.556 \text{ (m)}$$

1) 各高さにおける土圧強度と土圧力

$$p_{ai} = K_a \cdot \gamma_s \cdot h_i$$

$$P_a = \frac{(p_{a1} + p_{a2}) \cdot (h_2 - h_1)}{2}$$

ここに、

$$\gamma_s : \text{裏込め土の単位体積重量} \quad \gamma_s = 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

	高さ h_1, h_2 (m)	土圧係数 K_a	土圧強度 p_{a1}, p_{a2} (kN/m ²)	作用高さ $h_2 - h_1$ (m)	土圧力 P_a (kN/m)
中間部	0.556 1.306	0.367	3.673 8.627	0.750	4.61
つけ根	0.556 4.571	0.367	3.673 30.196	4.015	67.99

$$H = P_a \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ここに、

$$L : \text{擁壁の奥行き (計算幅)} \quad L = 1.000 \text{ (m)}$$

	土圧力 P_a (kN/m)	摩擦角 δ (°)	傾斜角 α (°)	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	4.61	12.50	0.00	4.50	0.325
つけ根	67.99	12.50	0.00	66.38	1.483

(2) 地震時

載荷重の換算高さ

$$h_q = \frac{q}{\gamma_s} = \frac{10.00}{18.00} = 0.556 \text{ (m)}$$

1) 各高さにおける土圧強度と土圧力

	高さ h_1, h_2 (m)	土圧係数 K_a	土圧強度 p_{a1}, p_{a2} (kN/m ²)	作用高さ $h_2 - h_1$ (m)	土圧力 P_a (kN/m)
中間部	0.556 1.306	0.539	5.394 12.671	0.750	6.77
つけ根	0.556 4.571	0.539	5.394 44.348	4.015	99.86

	土圧力 P_a (kN/m)	摩擦角 δ (°)	傾斜角 α (°)	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	6.77	12.50	0.00	6.61	0.325
つけ根	99.86	12.50	0.00	97.49	1.483

(3) フェンス荷重時

『常時』と同じ。

6.2.4 フェンス荷重

『設計荷重』のフェンス荷重より

	鉛直荷重 V (kN)	水平荷重 H (kN)	作用位置 (m)	
			x	y
中間部		1.00	0.125	1.850
つけ根		1.00	0.125	5.115

6.3 設計断面力

6.3.1 中間部

(1) 常時

せん断力

$$S = H = 4.50 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = H \cdot y = 4.50 \times 0.325 = 1.46 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(2) 地震時

せん断力

$$S = \Sigma H = 0.87 + 6.61 = 7.48 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = \Sigma H \cdot y = 0.87 \times 0.382 + 6.61 \times 0.325 = 2.48 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(3) フェンス荷重時

せん断力

$$S = \Sigma H = 1.00 + 4.50 = 5.50 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = \Sigma H \cdot y = 1.00 \times 1.850 + 4.50 \times 0.325 = 3.31 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

6.3.2 つけ根

(1) 常 時

せん断力

$$S = H = 66.38 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = H \cdot y = 66.38 \times 1.483 = 98.44 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(2) 地 震 時

せん断力

$$S = \Sigma H = 7.72 + 97.49 = 105.21 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = \Sigma H \cdot y = 7.72 \times 1.633 + 97.49 \times 1.483 = 157.19 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(3) フェンス荷重時

せん断力

$$S = \Sigma H = 1.00 + 66.38 = 67.38 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

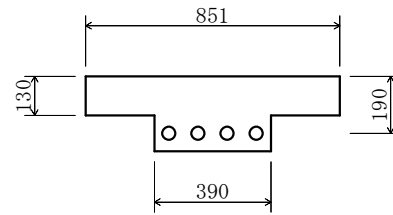
$$M = \Sigma H \cdot y = 1.00 \times 5.115 + 66.38 \times 1.483 = 103.56 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

6.4 許容断面力の計算

(1) 中間部

単鉄筋T形断面として、応力度の照査を行った。

$$\begin{aligned}
 \text{有効幅} \quad b &= 851 \text{ (mm)} \\
 b_o &= 390 \text{ (mm)} \\
 t &= 130 \text{ (mm)} \\
 \text{有効高さ} \quad d &= 190 \text{ (mm)} \\
 \text{鉄筋量} \quad A_s &= D22 - 4 \\
 &= 15.48 \text{ (cm}^2\text{)} = 1548 \text{ (mm}^2\text{)} \\
 \text{有効断面} \quad A_s &= 1548 \times \cos(8.45) = 1531 \text{ (mm}^2\text{)} \\
 \text{コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比} \quad n &= 15
 \end{aligned}$$



中立軸

$$\begin{aligned}
 x &= - \frac{(b - b_o) \cdot t + n \cdot A_s}{b_o} \\
 &+ \sqrt{\left\{ \frac{(b - b_o) \cdot t + n \cdot A_s}{b_o} \right\}^2 + \frac{(b - b_o) \cdot t^2 + 2 \cdot n \cdot A_s \cdot d}{b_o}} \\
 &= - \frac{(851 - 390) \times 130 + 15 \times 1531}{390} \\
 &+ \sqrt{\left\{ \frac{(851 - 390) \times 130 + 15 \times 1531}{390} \right\}^2 + \frac{(851 - 390) \times 130^2 + 2 \times 15 \times 1531 \times 190}{390}} \\
 &= 83.3 \text{ (mm)} \leq t = 130 \text{ (mm)}
 \end{aligned}$$

よって、単鉄筋長方形断面として計算を行う。

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\
 &= \frac{15 \times 1531}{851} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 851 \times 190}{15 \times 1531}} \right\} \\
 &= 77.8 \text{ (mm)}
 \end{aligned}$$

部材断面の各安全率は以下の式により求める。

圧縮 許容モーメント・安全率

$$M_c = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{ca} \cdot b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)$$

$$F_{sc} = \frac{M_c}{M} \geq F_{sa} = 1.0$$

引張 許容モーメント・安全率

$$M_s = \frac{\sigma_{sa} \cdot b \cdot x^2 \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)}{2 \cdot n \cdot (d - x)}$$

$$F_{ss} = \frac{M_s}{M} \geq F_{sa} = 1.0$$

許容せん断力・安全率

$$S_t = \tau_a \cdot b_o \cdot \alpha \cdot \frac{7}{8} \cdot d \quad \text{ここで、} \alpha = \frac{4}{\frac{M}{S \cdot d} + 1}$$

$$F_{st} = \frac{S_t}{S} \geq F_{sa} = 1.0 \quad \text{かつ、} 1 \leq \alpha \leq 2$$

終局（破壊）モーメント・安全率

$$M_u = 0.9 \cdot A_s \cdot \sigma_y \cdot d$$

$$F_{su} = \frac{M_u}{M} \geq F_{sa} = 3.0$$

ここに、

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

τ_a : " の許容せん断応力度 (N/mm²)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

σ_y : " の降伏点 (N/mm²)

b_o : 腹部の幅 (mm)

d : 断面の有効高さ (mm)

A_s : 鉄筋量 (mm²)

x : 部材の中立軸 (mm)

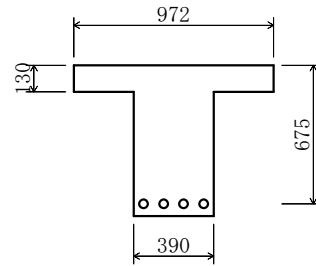
n : ヤング係数比

項 目		常 時	地 震 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.46×10^6	2.48×10^6	3.31×10^6
	せん断力 S (N)	4.50×10^3	7.48×10^3	5.50×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮 安 全 率	Mc	54.31×10^6	108.62×10^6	108.62×10^6
	Fsc	37.20	43.80	32.82
鉄 筋 の 引 張 安 全 率	Ms	50.21×10^6	74.07×10^6	74.07×10^6
	Fss	34.39	29.87	22.38
コンクリートの せ ん 断 安 全 率	St	76.61×10^3	113.36×10^3	77.81×10^3
	Fst	17.02	15.16	14.15
鉄 筋 の 終 局 安 全 率	Mu	103.41×10^6	————	————
	Fsu	70.83	————	————

(2) つけ根

単鉄筋T形断面として、応力度の照査を行った。

$$\begin{aligned}
 \text{有効幅} \quad b &= 972 \text{ (mm)} \\
 b_o &= 390 \text{ (mm)} \\
 t &= 130 \text{ (mm)} \\
 \text{有効高さ} \quad d &= 675 \text{ (mm)} \\
 \text{鉄筋量} \quad A_s &= D22 - 4 \\
 &= 15.48 \text{ (cm}^2\text{)} = 1548 \text{ (mm}^2\text{)} \\
 \text{有効断面} \quad A_s &= 1548 \times \cos(8.45) = 1531 \text{ (mm}^2\text{)} \\
 \text{コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比} \quad n &= 15
 \end{aligned}$$



中立軸

$$\begin{aligned}
 x &= - \frac{(b - b_o) \cdot t + n \cdot A_s}{b_o} \\
 &\quad + \sqrt{\left\{ \frac{(b - b_o) \cdot t + n \cdot A_s}{b_o} \right\}^2 + \frac{(b - b_o) \cdot t^2 + 2 \cdot n \cdot A_s \cdot d}{b_o}} \\
 &= - \frac{(972 - 390) \times 130 + 15 \times 1531}{390} \\
 &\quad + \sqrt{\left\{ \frac{(972 - 390) \times 130 + 15 \times 1531}{390} \right\}^2} \\
 &\quad + \frac{(972 - 390) \times 130^2 + 2 \times 15 \times 1531 \times 675}{390} \\
 &= 157.8 \text{ (mm)} > t = 130 \text{ (mm)}
 \end{aligned}$$

断面2次モーメント

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{b \cdot x^3}{3} - (b - b_o) \cdot \frac{(x - t)^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2 \\
 &= \frac{972 \times 158^3}{3} - (972 - 390) \times \frac{(158 - 130)^3}{3} \\
 &\quad + 15 \times 1531 \times (675 - 158)^2 \\
 &= 7412 \times 10^6 \text{ (mm}^4\text{)}
 \end{aligned}$$

部材断面の各安全率は以下の式により求める。

圧縮 許容モーメント・安全率

$$M_c = \frac{\sigma_{ca} \cdot I}{x} \quad (\text{N} \cdot \text{mm})$$

$$F_{sc} = \frac{M_c}{M} \geq F_{sa} = 1.0$$

引張 許容モーメント・安全率

$$M_s = \frac{\sigma_{sa} \cdot I}{n \cdot (d - x)} \quad (\text{N} \cdot \text{mm})$$

$$F_{ss} = \frac{M_s}{M} \geq F_{sa} = 1.0$$

許容せん断力・安全率

$$S_t = \tau_a \cdot b_o \cdot \alpha \cdot \frac{7}{8} \cdot d \quad \text{ここで、} \alpha = \frac{4}{\frac{M}{S \cdot d} + 1}$$

$$F_{st} = \frac{S_t}{S} \geq F_{sa} = 1.0$$

$$\text{かつ、} 1 \leq \alpha \leq 2$$

終局（破壊）モーメント・安全率

$$M_u = 0.9 \cdot A_s \cdot \sigma_y \cdot d$$

$$F_{su} = \frac{M_u}{M} \geq F_{sa} = 3.0$$

ここに、

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm^2)

τ_a : " の許容せん断応力度 (N/mm^2)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm^2)

σ_y : " の降伏点 (N/mm^2)

b_o : 腹部の幅 (mm)

d : 断面の有効高さ (mm)

A_s : 鉄筋量 (mm^2)

x : 部材の中立軸 (mm)

n : ヤング係数比

項 目		常 時	地 震 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M ($\text{N} \cdot \text{mm}$)	98.44×10^6	157.19×10^6	103.56×10^6
	せん断力 S (N)	66.38×10^3	105.21×10^3	67.38×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮 安 全 率	M_c	469.71×10^6	939.41×10^6	939.41×10^6
	F_{sc}	4.77	5.98	9.07
鉄 筋 の 引 張 安 全 率	M_s	191.08×10^6	281.84×10^6	281.84×10^6
	F_{ss}	1.94	1.79	2.72
コンクリートの せ ん 断 安 全 率	S_t	230.53×10^3	344.13×10^3	337.50×10^3
	F_{st}	3.47	3.27	5.01
鉄 筋 の 終 局 安 全 率	M_u	367.38×10^6	————	————
	F_{su}	3.73	————	————

§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ばりとして設計する。

7.1 設計断面力

かかと版に作用する荷重は、たて壁つけ根に作用する曲げモーメントと同等のモーメントが、かかと版つけ根に作用するものとし、次式により設計断面力を求める。

$$\text{底版軸線の長さ} \quad l' = 2.875 \text{ (m)}$$

$$\text{荷重を受ける長さ} \quad l_0 = 2.265 \text{ (m)}$$

1) 常 時

たて壁つけ根の曲げモーメント

『たて壁つけ根』の曲げモーメントより、

$$M' = 66.38 \times (1.483 + 0.605)$$

$$= 138.60 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

底版換算荷重

$$A_E = \frac{M'}{l_0 \cdot (l' - l_0/2)} = \frac{138.60}{2.265 \times (2.875 - 2.265/2)} = 35.12 \text{ (kN/m)}$$

せん断力

$$S = A_E \cdot l_0 = 35.12 \times 2.265 = 79.55 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot \frac{l_0}{2} = 79.55 \times \frac{2.265}{2} = 90.09 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 地 震 時

たて壁つけ根の曲げモーメント

『たて壁つけ根』の曲げモーメントより、

$$M' = 7.72 \times (1.633 + 0.605) + 97.49 \times (1.483 + 0.605)$$

$$= 220.84 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

底版換算荷重

$$A_E = \frac{M'}{l_0 \cdot (l' - l_0/2)} = \frac{220.84}{2.265 \times (2.875 - 2.265/2)} = 55.95 \text{ (kN/m)}$$

せん断力

$$S = A_E \cdot l_0 = 55.95 \times 2.265 = 126.73 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot \frac{l_0}{2} = 126.73 \times \frac{2.265}{2} = 143.52 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時

たて壁つけ根の曲げモーメント

『たて壁つけ根』の曲げモーメントより、

$$\begin{aligned} M' &= 1.00 \times (5.115 + 0.605) + 66.38 \times (1.483 + 0.605) \\ &= 144.32 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

底版換算荷重

$$A_E = \frac{M'}{l_0 \cdot (l' - l_0/2)} = \frac{144.32}{2.265 \times (2.875 - 2.265/2)} = 36.57 \text{ (kN/m)}$$

せん断力

$$S = A_E \cdot l_0 = 36.57 \times 2.265 = 82.83 \text{ (kN)}$$

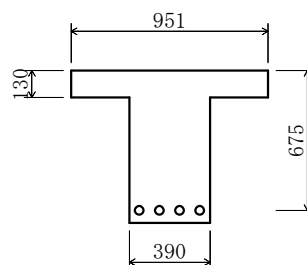
曲げモーメント

$$M = S \cdot \frac{l_0}{2} = 82.83 \times \frac{2.265}{2} = 93.80 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

7.2 許容断面力の計算

単鉄筋T形断面として、応力度の照査を行った。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 951 \text{ (mm)} \\ b_o &= 390 \text{ (mm)} \\ t &= 130 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 675 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D22 - 4 \\ &= 15.48 \text{ (cm}^2\text{)} = 1548 \text{ (mm}^2\text{)} \\ \text{有効断面} \quad A_s &= 1548 \times \cos(12.80) = 1510 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= - \frac{(b - b_o) \cdot t + n \cdot A_s}{b_o} \\ &\quad + \sqrt{\left\{ \frac{(b - b_o) \cdot t + n \cdot A_s}{b_o} \right\}^2 + \frac{(b - b_o) \cdot t^2 + 2 \cdot n \cdot A_s \cdot d}{b_o}} \\ &= - \frac{(951 - 390) \times 130 + 15 \times 1510}{390} \\ &\quad + \sqrt{\left\{ \frac{(951 - 390) \times 130 + 15 \times 1510}{390} \right\}^2 + \frac{(951 - 390) \times 130^2 + 2 \times 15 \times 1510 \times 675}{390}} \\ &= 158.4 \text{ (mm)} > t = 130 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

断面2次モーメント

$$\begin{aligned} I &= \frac{b \cdot x^3}{3} - (b - b_o) \cdot \frac{(x - t)^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2 \\ &= \frac{951 \times 158^3}{3} - (951 - 390) \times \frac{(158 - 130)^3}{3} \\ &\quad + 15 \times 1510 \times (675 - 158)^2 \\ &= 7300 \times 10^6 \text{ (mm}^4\text{)} \end{aligned}$$

部材断面の各安全率は以下の式により求める。

圧縮 許容モーメント・安全率

$$M_c = \frac{\sigma_{ca} \cdot I}{x} \quad (\text{N} \cdot \text{mm})$$

$$F_{sc} = \frac{M_c}{M} \geq F_{sa} = 1.0$$

引張 許容モーメント・安全率

$$M_s = \frac{\sigma_{sa} \cdot I}{n \cdot (d - x)} \quad (\text{N} \cdot \text{mm})$$

$$F_{ss} = \frac{M_s}{M} \geq F_{sa} = 1.0$$

許容せん断力・安全率

$$S_t = \tau_a \cdot b_o \cdot \alpha \cdot \frac{7}{8} \cdot d \quad \text{ここで、} \alpha = \frac{4}{\frac{M}{S \cdot d} + 1}$$

$$F_{st} = \frac{S_t}{S} \geq F_{sa} = 1.0 \quad \text{かつ、} 1 \leq \alpha \leq 2$$

終局（破壊）モーメント・安全率

$$M_u = 0.9 \cdot A_s \cdot \sigma_y \cdot d$$

$$F_{su} = \frac{M_u}{M} \geq F_{sa} = 3.0$$

ここに、

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm^2)

τ_a : " の許容せん断応力度 (N/mm^2)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm^2)

σ_y : " の降伏点 (N/mm^2)

b_o : 腹部の幅 (mm)

d : 断面の有効高さ (mm)

A_s : 鉄筋量 (mm^2)

x : 部材の中立軸 (mm)

n : ヤング係数比

項 目		常 時	地 震 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M ($\text{N} \cdot \text{mm}$)	90.09×10^6	143.52×10^6	93.80×10^6
	せん断力 S (N)	79.55×10^3	126.73×10^3	82.83×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮 安 全 率	M_c	460.88×10^6	921.76×10^6	921.76×10^6
	F_{sc}	5.12	6.42	9.83
鉄 筋 の 引 張 安 全 率	M_s	188.42×10^6	277.92×10^6	277.92×10^6
	F_{ss}	2.09	1.94	2.96
コンクリートの せん断 安 全 率	S_t	275.31×10^3	412.96×10^3	412.96×10^3
	F_{st}	3.46	3.26	4.99
鉄 筋 の 終 局 安 全 率	M_u	362.34×10^6	————	————
	F_{su}	4.02	————	————

§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ばりとして設計する。

8.1 設計断面力

かかと版に作用する荷重は、たて壁つけ根に作用する曲げモーメントと同等のモーメントが、かかと版つけ根に作用するものとし、次式により設計断面力を求める。

検討位置までの長さ $l_M = l_S = 0.350$ (m)

1) 常 時

底版換算荷重

$$A_E = 35.12 \text{ (kN/m)}$$

せん断力

$$S = A_E \cdot l_S = 35.12 \times 0.350 = 12.29 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot \frac{l_M}{2} = 12.29 \times \frac{0.350}{2} = 2.15 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 地 震 時

底版換算荷重

$$A_E = 55.95 \text{ (kN/m)}$$

せん断力

$$S = A_E \cdot l_S = 55.95 \times 0.350 = 19.58 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot \frac{l_M}{2} = 19.58 \times \frac{0.350}{2} = 3.43 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

3) フェンス荷重時

底版換算荷重

$$A_E = 36.57 \text{ (kN/m)}$$

せん断力

$$S = A_E \cdot l_S = 36.57 \times 0.350 = 12.80 \text{ (kN)}$$

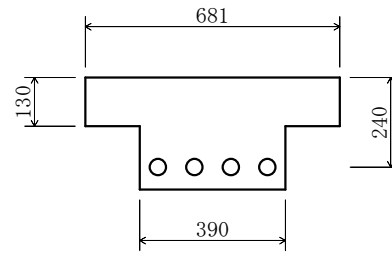
曲げモーメント

$$M = S \cdot \frac{l_M}{2} = 12.80 \times \frac{0.350}{2} = 2.24 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.2 許容断面力の計算

単鉄筋T形断面として、応力度の照査を行った。

$$\begin{aligned}
 \text{有効幅} \quad b &= 681 \text{ (mm)} \\
 b_o &= 390 \text{ (mm)} \\
 t &= 130 \text{ (mm)} \\
 \text{有効高さ} \quad d &= 240 \text{ (mm)} \\
 \text{鉄筋量} \quad A_s &= D22 - 4 \\
 &= 15.48 \text{ (cm}^2\text{)} = 1548 \text{ (mm}^2\text{)} \\
 \text{有効断面} \quad A_s &= 1548 \times \cos(12.80) = 1510 \text{ (mm}^2\text{)} \\
 \text{コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比} \quad n &= 15
 \end{aligned}$$



中立軸

$$\begin{aligned}
 x &= - \frac{(b - b_o) \cdot t + n \cdot A_s}{b_o} \\
 &\quad + \sqrt{\left\{ \frac{(b - b_o) \cdot t + n \cdot A_s}{b_o} \right\}^2 + \frac{(b - b_o) \cdot t^2 + 2 \cdot n \cdot A_s \cdot d}{b_o}} \\
 &= - \frac{(681 - 390) \times 130 + 15 \times 1510}{390} \\
 &\quad + \sqrt{\left\{ \frac{(681 - 390) \times 130 + 15 \times 1510}{390} \right\}^2} \\
 &\quad + \frac{(681 - 390) \times 130^2 + 2 \times 15 \times 1510 \times 240}{390} \\
 &= 99.0 \text{ (mm)} \leq t = 130 \text{ (mm)}
 \end{aligned}$$

よって、単鉄筋長方形断面として計算を行う。

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\
 &= \frac{15 \times 1510}{681} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 681 \times 240}{15 \times 1510}} \right\} \\
 &= 97.4 \text{ (mm)}
 \end{aligned}$$

部材断面の各安全率は以下の式により求める。

圧縮 許容モーメント・安全率

$$M_c = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{ca} \cdot b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)$$

$$F_{sc} = \frac{M_c}{M} \geq F_{sa} = 1.0$$

引張 許容モーメント・安全率

$$M_s = \frac{\sigma_{sa} \cdot b \cdot x^2 \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)}{2 \cdot n \cdot (d - x)}$$

$$F_{ss} = \frac{M_s}{M} \geq F_{sa} = 1.0$$

許容せん断力・安全率

$$S_t = \tau_a \cdot b_o \cdot \alpha \cdot \frac{7}{8} \cdot d \quad \text{ここで、} \alpha = \frac{4}{\frac{M}{S \cdot d} + 1}$$

$$F_{st} = \frac{S_t}{S} \geq F_{sa} = 1.0$$

$$\text{かつ、} 1 \leq \alpha \leq 2$$

終局（破壊）モーメント・安全率

$$M_u = 0.9 \cdot A_s \cdot \sigma_y \cdot d$$

$$F_{su} = \frac{M_u}{M} \geq F_{sa} = 3.0$$

ここに、

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

τ_a : " の許容せん断応力度 (N/mm²)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

σ_y : " の降伏点 (N/mm²)

b_o : 腹部の幅 (mm)

d : 断面の有効高さ (mm)

A_s : 鉄筋量 (mm²)

x : 部材の中立軸 (mm)

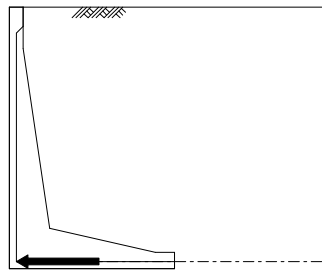
n : ヤング係数比

項 目		常 時	地 震 時	フェンス荷重時
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	2.15×10^6	3.43×10^6	2.24×10^6
	せん断力 S (N)	12.29×10^3	19.58×10^3	12.80×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮 安 全 率	M_c	68.83×10^6	137.66×10^6	137.66×10^6
	F_{sc}	32.01	40.13	61.46
鉄 筋 の 引 張 安 全 率	M_s	62.68×10^6	92.46×10^6	92.46×10^6
	F_{ss}	29.15	26.96	41.28
コンクリートの せ ん 断 安 全 率	S_t	131.04×10^3	196.56×10^3	196.56×10^3
	F_{st}	10.66	10.04	15.36
鉄 筋 の 終 局 安 全 率	M_u	128.83×10^6	————	————
	F_{su}	59.92	————	————

§9 前壁スラブの部材断面設計

前壁スラブは、控え壁に支えられた両端固定ばりとして設計する。

9.1 断面検討位置



9.2 荷重の計算

前壁スラブの設計は、 $h = 4.620\text{m}$ 地点の荷重強度を用いる。

9.2.1 地震時慣性力

次式により、たて壁自重による地震時慣性力の荷重強度(W_{HW})を求める。

たて壁部材厚さ $W_T = 0.130 \text{ (m)}$

$$W_{HW} = W_T \cdot \gamma_s \cdot Kh = 0.130 \times 24.00 \times 0.200 = 0.624 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

9.2.2 土 圧

次式により、検討位置における土圧の荷重強度(P_{HW})を求める。

(1) 常 時

土圧強度

$$P_H = K_a \cdot \gamma_s \cdot (h + h_q) = 0.367 \times 18.00 \times (4.620 + 0.556) = 34.193 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{HW} = P_H \cdot \cos(\delta + \alpha) = 34.193 \times \cos(12.50 + 0.00) = 33.382 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(2) 地 震 時

土圧強度

$$P_H = K_a \cdot \gamma_s \cdot (h + h_q) = 0.539 \times 18.00 \times (4.620 + 0.556) = 50.218 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{HW} = P_H \cdot \cos(\delta + \alpha) = 50.218 \times \cos(12.50 + 0.00) = 49.028 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3) フェンス荷重時

土圧強度

$$P_H = K_a \cdot \gamma_s \cdot (h + h_q) = 0.367 \times 18.00 \times (4.620 + 0.556) = 34.193 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{HW} = P_H \cdot \cos(\delta + \alpha) = 34.193 \times \cos(12.50 + 0.00) = 33.382 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

9.3 設計断面力の計算

9.3.1 常 時

荷重強度

$$\begin{aligned} W &= P_{HW} \cdot b \\ &= 33.382 \times 1.000 = 33.38 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

せん断力

$$S = W \cdot L_x / 2 = 33.38 \times 0.610 / 2 = 10.18 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{・端部} \\ M_1 &= -W \cdot L_{x1}^2 / 12 = -33.38 \times 0.610^2 / 12 = -1.04 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{・中央部} \\ M_2 &= W \cdot L_{x2}^2 / 24 = 33.38 \times 0.610^2 / 24 = 0.52 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

実応力度の計算には、以下の最大断面力を用いる。

・背面側

$$\text{せん断力} \quad S = 10.18 \text{ (kN)}$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 1.04 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・前面側

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 0.52 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

9.3.2 地 震 時

荷重強度

$$\begin{aligned} W &= (W_{HW} + P_{HW}) \cdot b \\ &= (0.624 + 49.028) \times 1.000 = 49.65 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

せん断力

$$S = W \cdot L_x / 2 = 49.65 \times 0.610 / 2 = 15.14 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{・端部} \\ M_1 &= -W \cdot L_{x1}^2 / 12 = -49.65 \times 0.610^2 / 12 = -1.54 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{・中央部} \\ M_2 &= W \cdot L_{x2}^2 / 24 = 49.65 \times 0.610^2 / 24 = 0.77 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

実応力度の計算には、以下の最大断面力を用いる。

・背面側

$$\text{せん断力} \quad S = 15.14 \text{ (kN)}$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 1.54 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・前面側

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 0.77 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

9.3.3 フェンス荷重時

荷重強度

$$\begin{aligned} W &= P_{\text{w}} \cdot b \\ &= 33.382 \times 1.000 = 33.38 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

せん断力

$$S = W \cdot L_x / 2 = 33.38 \times 0.610 / 2 = 10.18 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

・端部

$$M_1 = -W \cdot L_{x1}^2 / 12 = -33.38 \times 0.610^2 / 12 = -1.04 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・中央部

$$M_2 = W \cdot L_{x2}^2 / 24 = 33.38 \times 0.610^2 / 24 = 0.52 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

実応力度の計算には、以下の最大断面力を用いる。

・背面側

$$\text{せん断力} \quad S = 10.18 \text{ (kN)}$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 1.04 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・前面側

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 0.52 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

9.4 許容断面力の計算

単鉄筋長方形断面として、応力度の照査を行った。

$$\text{有効幅} \quad b = 1000 \text{ (mm)}$$

$$\text{有効高さ} \quad d_1 = 55 \text{ (mm)}$$

$$d_2 = 75 \text{ (mm)}$$

$$\text{鉄筋量} \quad A_s = D10 \times 5.00 = 3.57 \text{ (cm}^2\text{)} = 357 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比} \quad n = 15$$

中立軸

$$\begin{aligned} x_1 &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 357}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 55}{15 \times 357}} \right\} \\ &= 19.5 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x_2 &= \frac{15 \times 357}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 75}{15 \times 357}} \right\} \\ &= 23.5 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

部材断面の各安全率は以下の式により求める。

圧縮 許容モーメント・安全率

$$M_c = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{ca} \cdot b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)$$

$$F_{sc} = \frac{M_c}{M} \geq F_{sa} = 1.0$$

引張 許容モーメント・安全率

$$M_s = \frac{\sigma_{sa} \cdot b \cdot x^2 \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)}{2 \cdot n \cdot (d - x)}$$

$$F_{ss} = \frac{M_s}{M} \geq F_{sa} = 1.0$$

許容せん断力・安全率

$$S_t = \tau_a \cdot b \cdot \alpha \cdot \frac{7}{8} \cdot d \quad \text{ここで、} \alpha = \frac{4}{\frac{M}{S \cdot d} + 1}$$

$$F_{st} = \frac{S_t}{S} \geq F_{sa} = 1.0 \quad \text{かつ、} 1 \leq \alpha \leq 2$$

ここに、

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

τ_a : " の許容せん断応力度 (N/mm²)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

b : 断面の有効幅 (mm)

d : 断面の有効高さ (mm)

A_s : 鉄筋量 (mm²)

x : 部材の中立軸 (mm)

n : ヤング係数比

(1) 常 時

項 目		背 面 側	前 面 側
部 材 断 面	b (mm)	1000	
	d (mm)	55	75
	A_s (mm ²)	D10 - 5 357	D10 - 5 357
	x (mm)	19.5	23.5
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.04×10^6	0.52×10^6
	せん断力 S (N)	10.18×10^3	————
コンクリートの 曲げ圧縮安全率	F_{sc}	4.55	15.17
鉄筋の 引張安全率	F_{ss}	3.33	9.23
コンクリートの せん断安全率	F_{st}	5.29	————

安全率は 1.0 以上必要です。

(2) 地震時

項 目		背 面 側	前 面 側	
部 材 断 面	b (mm)	1000		
	d (mm)	55	75	
	As (mm ²)	D10 - 5 357	D10 - 5 357	
	x (mm)	19.5	23.5	
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.54×10^6	0.77×10^6	
	せん断力 S (N)	15.14×10^3	————	
コンクリートの 曲げ圧縮安全率		Fsc	6.14	20.49
鉄筋の 引張安全率		Fss	3.32	9.19
コンクリートの せん断安全率		Fst	5.36	————

安全率は 1.0 以上必要です。

(3) フェンス荷重時

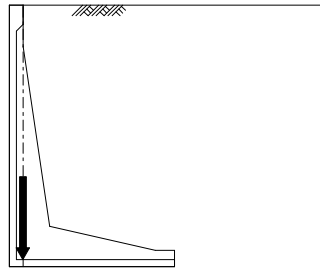
項 目		背 面 側	前 面 側	
部 材 断 面	b (mm)	1000		
	d (mm)	55	75	
	As (mm ²)	D10 - 5 357	D10 - 5 357	
	x (mm)	19.5	23.5	
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.04 × 10 ⁶	0.52 × 10 ⁶	
	せん断力 S (N)	10.18 × 10 ³	————	
コンクリートの 曲げ圧縮安全率		Fsc	9.10	30.35
鉄筋の 引張安全率		Fss	4.91	13.62
コンクリートの せん断安全率		Fst	7.94	————

安全率は 1.0 以上必要です。

§ 10 底版スラブの部材断面設計

底版スラブは、控え壁に支えられた両端固定ばりとして設計する。

10.1 断面検討位置



10.2 荷重の計算

底版つけ根位置の荷重強度を用いる。

10.2.1 底版自重

次式により、底版自重による荷重強度($W_{\#}$)を求める。

$$\begin{aligned} \text{底版部材厚さ } W_t &= 0.130 \text{ (m)} \\ W_{\#} &= W_t \cdot \gamma_c = 0.130 \times 24.00 = 3.120 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

10.2.2 裏込め土自重

次式により、底版上の裏込め土自重による荷重強度($E_{\#}$)を求める。

$$\begin{aligned} \text{地表面から底版までの深さ } h_E &= 4.620 \text{ (m)} \\ E_{\#} &= h_E \cdot \gamma_s = 4.620 \times 18.00 = 83.160 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

10.2.3 載荷重

底版上の載荷重による荷重強度($Q_{\#}$)は以下の通りとする。

載荷重強度

(1) 常 時

$$Q_{\#} = 10.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(2) 地 震 時

$$Q_{\#} = 10.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3) フェンス荷重時

$$Q_{\#} = 10.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

10.2.4 地盤反力

次式により、断面検討位置における、地盤反力による荷重強度(Q)を求める。

台形分布の場合

$$Q = q_1 + (q_2 - q_1) \cdot \frac{x}{B} \quad (\text{kN/m}^2)$$

三角形分布の場合

$$Q = q_1 \cdot \frac{(B' - x)}{B'} \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここに、

q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m^2)

x : 断面検討位置

B : 底版幅 $B = 3.000$ (m)

B' : 地盤反力の分布幅 (m)

(1) 常 時

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 224.16 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$Q = 224.16 \times \frac{2.567}{2.817} = 204.266 \quad (\text{kN/m}^2)$$

(2) 地 震 時

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 333.99 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$Q = 333.99 \times \frac{1.994}{2.244} = 296.781 \quad (\text{kN/m}^2)$$

(3) フェンス荷重時

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 228.79 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$Q = 228.79 \times \frac{2.510}{2.760} = 208.066 \quad (\text{kN/m}^2)$$

10.3 設計断面力の計算

10.3.1 常 時

荷重強度

$$\begin{aligned}
 W &= (W_w - E_w - Q_w - Q) \cdot b \\
 &= (3.120 + 83.160 + 10.000 - 204.266) \times 1.000 \\
 &= -107.99 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

せん断力

$$S = W \cdot L_x / 2 = -107.99 \times 0.610 / 2 = -32.94 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

・ 端部

$$M_1 = -W \cdot L_{x1}^2 / 12 = -107.99 \times 0.610^2 / 12 = 3.35 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・ 中央部

$$M_2 = W \cdot L_{x2}^2 / 24 = -107.99 \times 0.610^2 / 24 = -1.67 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

実応力度の計算には、以下の最大断面力を用いる。

・ 上面側

曲げモーメント

$$M = 1.67 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・ 下面側

せん断力

$$S = 32.94 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 3.35 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

10.3.2 地震時

荷重強度

$$\begin{aligned}
 W &= (W_w - E_w - Q_w - Q) \cdot b \\
 &= (3.120 + 83.160 + 10.000 - 296.781) \times 1.000 \\
 &= -200.50 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

せん断力

$$S = W \cdot L_x / 2 = -200.50 \times 0.610 / 2 = -61.15 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

・端部

$$M_1 = -W \cdot L_{x1}^2 / 12 = -200.50 \times 0.610^2 / 12 = -6.22 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・中央部

$$M_2 = W \cdot L_{x2}^2 / 24 = -200.50 \times 0.610^2 / 24 = -3.11 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

実応力度の計算には、以下の最大断面力を用いる。

・上面側

曲げモーメント

$$M = 3.11 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・下面側

せん断力

$$S = 61.15 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 6.22 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

10.3.3 フェンス荷重時

荷重強度

$$\begin{aligned}
 W &= (W_w - E_w - Q_w - Q) \cdot b \\
 &= (3.120 + 83.160 + 10.000 - 208.066) \times 1.000 \\
 &= -111.79 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

せん断力

$$S = W \cdot L_x / 2 = -111.79 \times 0.610 / 2 = -34.10 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

・ 端部

$$M_1 = -W \cdot L_{x1}^2 / 12 = -111.79 \times 0.610^2 / 12 = -3.47 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・ 中央部

$$M_2 = W \cdot L_{x2}^2 / 24 = -111.79 \times 0.610^2 / 24 = -1.73 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

実応力度の計算には、以下の最大断面力を用いる。

・ 上面側

曲げモーメント

$$M = 1.73 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・ 下面側

せん断力

$$S = 34.10 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = 3.47 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

10.4 許容断面力の計算

単鉄筋長方形断面として、応力度の照査を行った。

$$\text{有効幅} \quad b = 1000 \text{ (mm)}$$

$$\text{有効高さ} \quad d_1 = 55 \text{ (mm)}$$

$$d_2 = 75 \text{ (mm)}$$

$$\text{鉄筋量} \quad A_s = D10 \times 6.00 = 4.28 \text{ (cm}^2\text{)} = 428 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比} \quad n = 15$$

中立軸

$$\begin{aligned} x_1 &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 428}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 55}{15 \times 428}} \right\} \\ &= 20.9 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x_2 &= \frac{15 \times 428}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 75}{15 \times 428}} \right\} \\ &= 25.3 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

部材断面の各安全率は以下の式により求める。

圧縮 許容モーメント・安全率

$$M_c = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{ca} \cdot b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)$$

$$F_{sc} = \frac{M_c}{M} \geq F_{sa} = 1.0$$

引張 許容モーメント・安全率

$$M_s = \frac{\sigma_{sa} \cdot b \cdot x^2 \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)}{2 \cdot n \cdot (d - x)}$$

$$F_{ss} = \frac{M_s}{M} \geq F_{sa} = 1.0$$

許容せん断力・安全率

$$St = \tau_a \cdot b \cdot \alpha \cdot \frac{7}{8} \cdot d \quad \text{ここで、} \alpha = \frac{4}{\frac{M}{S \cdot d} + 1}$$

$$F_{st} = \frac{St}{S} \geq F_{sa} = 1.0 \quad \text{かつ、} 1 \leq \alpha \leq 2$$

ここに、

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

τ_a : " の許容せん断応力度 (N/mm²)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

b : 断面の有効幅 (mm)

d : 断面の有効高さ (mm)

A_s : 鉄筋量 (mm²)

x : 部材の中立軸 (mm)

n : ヤング係数比

(1) 常 時

項 目		上 面 側	下 面 側	
部 材 断 面	b (mm)	1000		
	d (mm)	55	75	
	As (mm ²)	D10 - 6 428	D10 - 6 428	
	x (mm)	20.9	25.3	
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.67 × 10 ⁶	3.35 × 10 ⁶	
	せん断力 S (N)	————	32.94 × 10 ³	
コンクリートの 曲げ圧縮安全率		Fsc	3.01	2.51
鉄筋の 引張安全率		Fss	2.46	1.71
コンクリートの せん断安全率		Fst	————	2.71

安全率は 1.0 以上必要です。

(2) 地 震 時

項 目		上 面 側	下 面 側	
部 材 断 面	b (mm)	1000		
	d (mm)	55	75	
	As (mm ²)	D10 - 6 428	D10 - 6 428	
	x (mm)	20.9	25.3	
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	3.11×10^6	6.22×10^6	
	せん断力 S (N)	————	61.15×10^3	
コンクリートの 曲げ圧縮安全率		Fsc	3.23	2.71
鉄筋の 引張安全率		Fss	1.95	1.36
コンクリートの せん断安全率		Fst	————	2.19

安全率は 1.0 以上必要です。

(3) フェンス荷重時

項 目		上 面 側	下 面 側
部 材 断 面	b (mm)	1000	
	d (mm)	55	75
	As (mm ²)	D10 - 6 428	D10 - 6 428
	x (mm)	20.9	25.3
断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	1.73×10^6	3.47×10^6
	せん断力 S (N)	————	34.10×10^3
コンクリートの 曲げ圧縮安全率	Fsc	5.80	4.85
鉄筋の 引張安全率	Fss	3.50	2.43
コンクリートの せん断安全率	Fst	————	3.92

安全率は 1.0 以上必要です。