

3 鉄筋コンクリート造擁壁の構造計算例

逆T型（粘性土）：H = 5.0 mタイプ

目次

1章 設計条件	159
1.1 適用基準	159
1.2 形式	159
1.3 形状寸法	159
1.4 地盤条件	159
1.5 使用材料	160
1.6 土砂	160
1.7 載荷荷重	161
1.8 その他荷重	162
1.9 浮力	162
1.10 土圧	162
1.11 水圧	163
1.12 基礎の条件	163
1.12.1 許容せん断抵抗算出用データ	163
1.13 安定計算の許容値及び部材の許容応力度	163
1.13.1 安定計算の許容値	163
1.13.2 部材の許容応力度	163
2章 安定計算	165
2.1 水位を考慮しないブロックデータ	165
2.2 躯体自重, 土砂重量, その他荷重, 浮力による鉛直力、水平力	166
2.3 地表面の載荷荷重, 雪荷重	167
2.4 土圧・水圧	168
2.5 作用力の集計	169
2.6 安定計算結果	171
2.6.1 転倒に対する安定	171
2.6.2 滑動に対する安定	171
2.6.3 支持に対する照査	172
3章 堅壁の設計	173
3.1 堅壁基部の設計	173
3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	173
3.1.2 躯体自重, その他荷重	173
3.1.3 土圧・水圧	174
3.1.4 断面力の集計	175
3.1.5 断面計算 (許容応力度法)	176
3.2 堅壁変化位置[1]の設計	178
3.2.1 水位を考慮しないブロックデータ	178
3.2.2 躯体自重, その他荷重	178
3.2.3 土圧・水圧	179
3.2.4 断面力の集計	180
3.2.5 断面計算 (許容応力度法)	181

3.3 堅壁定着位置[1]の設計	183
3.3.1 水位を考慮しないブロックデータ	184
3.3.2 躯体自重, その他荷重	184
3.3.3 土圧・水圧	184
3.3.4 断面力の集計	186
3.3.5 断面計算 (許容応力度法)	187
4章 つま先版の設計	189
4.1 照査位置[1]の設計	189
4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	189
4.1.2 躯体自重, 土砂重量, その他荷重, 浮力による鉛直力	190
4.1.3 地盤反力	190
4.1.4 断面力の集計	191
4.1.5 断面計算 (許容応力度法)	192
5章 かかと版の設計	194
5.1 照査位置[1]の設計	194
5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	194
5.1.2 躯体自重, 土砂重量, その他荷重, 浮力による鉛直力	195
5.1.3 地表面の載荷荷重, 雪荷重	195
5.1.4 地盤反力	196
5.1.5 断面力の集計	197
5.1.6 断面計算 (許容応力度法)	198
5.2 照査位置[2]の設計	200
5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ	200
5.2.2 躯体自重, 土砂重量, その他荷重, 浮力による鉛直力	201
5.2.3 地表面の載荷荷重, 雪荷重	201
5.2.4 地盤反力	202
5.2.5 断面力の集計	203
5.2.6 断面計算 (許容応力度法)	204
5.3 照査位置[3]の設計	205
5.3.1 水位を考慮しないブロックデータ	205
5.3.2 躯体自重, 土砂重量, その他荷重, 浮力による鉛直力	206
5.3.3 地表面の載荷荷重, 雪荷重	206
5.3.4 地盤反力	207
5.3.5 断面力の集計	208
5.3.6 断面計算 (許容応力度法)	209

1章 設計条件

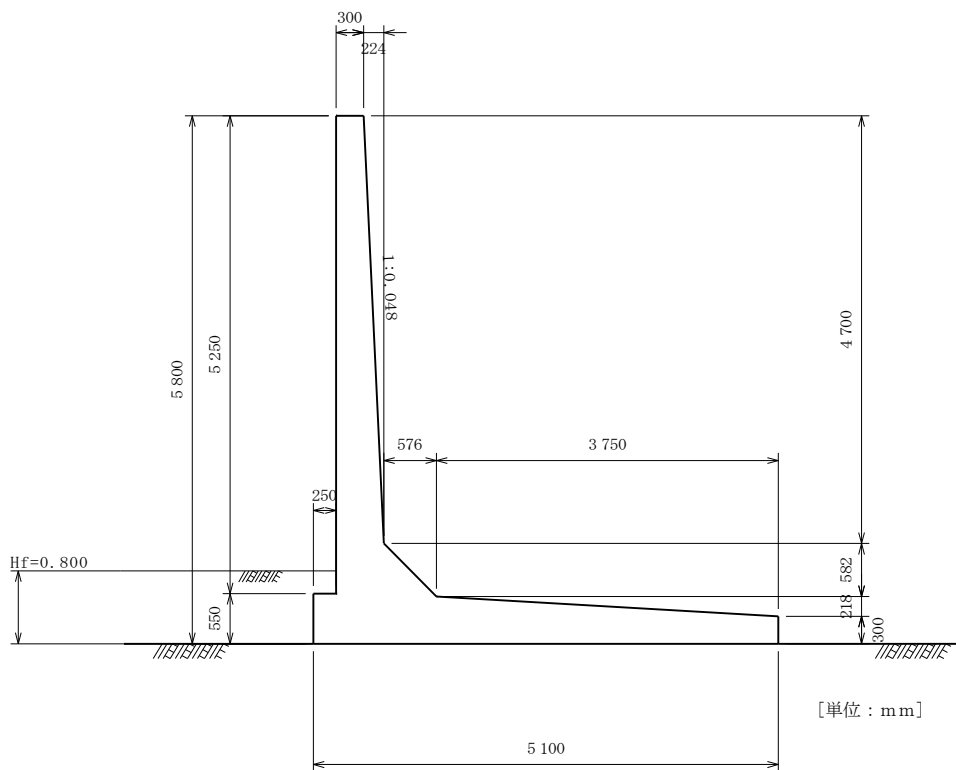
1.1 適用基準

ぎょうせい、宅地防災マニュアルの解説 平成10年5月

1.2 形式

『逆T型-A (直接基礎)』

1.3 形状寸法



奥行方向幅 (ブロック長) B = 5000 (mm)

1.4 地盤条件

地震規模 : 大規模

地域区分 : A

地盤種別 : II種

地盤種別の判定

$$T_G = 4 \sum \frac{H_i}{V_{si}} = 0.000 \quad (T_G < 0.2)$$

ここに、

T_G : 地盤の特性値 (s)

H_i : i番目の地層の厚さ (m)

V_{si} : i番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

粘性土の場合

$$V_{si} = 100N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 25)$$

砂質土の場合

$$V_{si} = 80Ni^{1/3} \quad (1 \leq Ni \leq 50)$$

Ni : 標準貫入試験によるi番目の地層の平均N値

N値が0の場合は $V_{si} = 50\text{m/s}$, $V_{si} < 50\text{m/s}$ の時は $V_{si} = 50\text{m/s}$

i : 当該地盤が地表面から耐震設計上の基礎面までn層に区分される
ときの地表面からi番目の地層の番号

地層 番号	層種	層厚 Hi (m)	平均 N値	Vsi (m/s)
1	砂質土	10.000	50.0	294.723

1.5 使用材料

【コンクリート】 縦壁（鉄筋コンクリート）： $\sigma_{ck} = 21 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
底版（鉄筋コンクリート）： $\sigma_{ck} = 21 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

【鉄筋】 種類：SD295

【内部摩擦角】 背面土砂：20.00（度）

【単位体積重量】

(kN/m^3)

躯体	鉄筋コンクリート	24.000	
水	躯体浮力算出用	9.800	
	土砂浮力算出用	9.000	
	土砂	湿潤重量	飽和重量
	背面	16.000	16.800
	前面	16.000	16.800

【設計水平震度】 $K_h = 0.25$

1.6 土砂

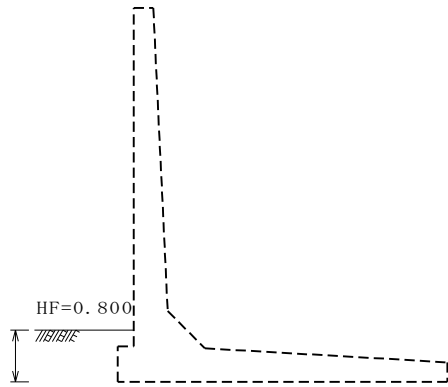
(1) 背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
土圧を考慮しない高さHr	(m)	0.000

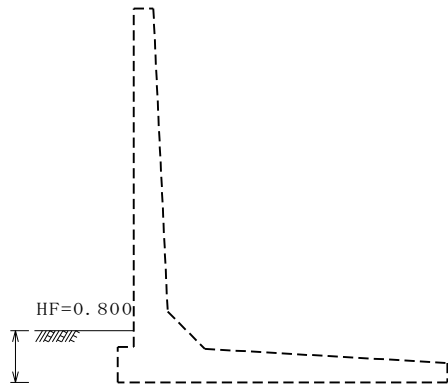
(2) 前面土砂形状

[1] 常時



高さ	安定計算		つま先版 の設計時
	鉛直力	水平力	
0.800	無視	無視	無視

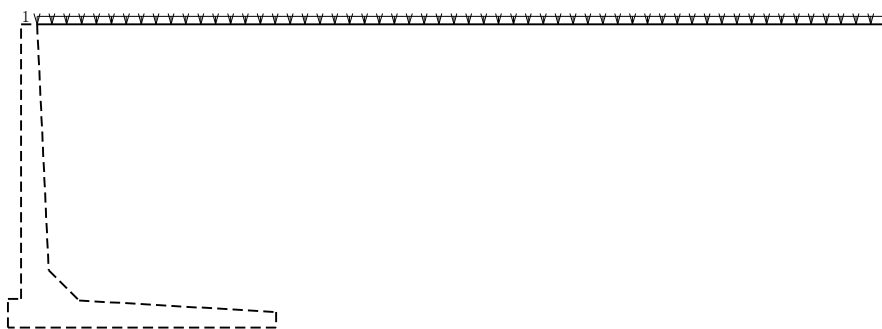
[2] 大地震時



高さ	安定計算		つま先版 の設計時
	鉛直力	水平力	
0.800	無視	無視	無視

1.7 載荷荷重

[1] 常時



番号	載荷位置 (m)	載荷幅 (m)	荷重強度 (kN/m ²)		有効な検討		
			始端側	終端側	安定	堅壁	底版
1	0.000	∞	10.000	10.000	○	○	○

[2]大地震時



番号	載荷位置 (m)	載荷幅 (m)	荷重強度 (kN/m ²)		有効な検討		
			始端側	終端側	安定	堅壁	底版
1	0.000	∞	10.000	10.000	○	○	○

1.8 その他荷重

考慮しない

1.9 浮力

・浮力を考慮しない

1.10 土圧

・土圧係数

荷重状態	安定計算 土圧係数	断面計算 土圧係数
常時	0.50000	0.50000

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷重状態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	断面計算時	切土	
常時	0.000	13.333	—	—

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかところから鉛直に伸ばした線)

・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 0.000 (度)

・ 堅壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 2.726 (度)

・ 水位以下の土圧算出時の地震時慣性力は設計水平震度を適用

1.11 水圧

・ 静水圧の取扱い

荷 重 状 態	背 面	前 面
常 時	無 視	無 視
地震時	無 視	無 視

1.12 基礎の条件

1.12.1 許容せん断抵抗算出用データ

照査に用いる底版幅	全 幅
基礎底面と地盤との間の付着力 CB (kN/m ²)	20.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 μ	0.364

1.13 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.13.1 安定計算の許容値

荷 重 状 態	許容偏心量 e_B / B (m)	滑動安全率	許容支持力度 (kN/m ²)
常時	1/6	1.500	200.000
大地震時	1/2	1.000	600.000

ここに、

B : 基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m), ただし、 $e_B = M_B / V$

M_B : 基礎底面に作用するモーメント (kN・m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

1.13.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 堅壁 (水中部材)

(N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の引張応力度 σ_{sa}	せん断応力度	
			τ_{a1}	τ_{a2}
常時	7.000	195.000	0.700	1.600
大地震時	21.000	295.000	2.100	3.200

2) 底版（水中部材）

(N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度	
			τ_{a1}	τ_{a2}
常時	7.000	195.000	0.700	1.600
大地震時	21.000	295.000	2.100	3.200

ここに、

τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度

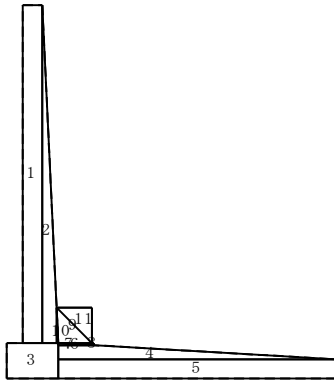
τ_{a2} : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

2章 安定計算

2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

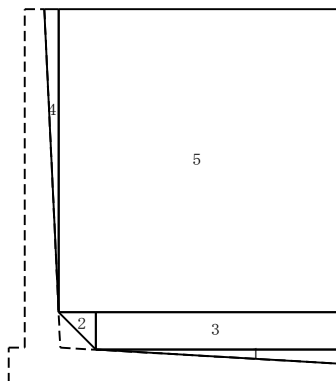
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.300 × 5.250 × 1.000	1.575	0.400	3.175	0.630	5.001	
2	1/2 × 0.250 × 5.250 × 1.000	0.656	0.633	2.300	0.416	1.509	
3	0.800 × 0.550 × 1.000	0.440	0.400	0.275	0.176	0.121	
4	1/2 × 4.300 × 0.250 × 1.000	0.538	2.233	0.383	1.200	0.206	
5	4.300 × 0.300 × 1.000	1.290	2.950	0.150	3.805	0.194	
6	0.550 × 0.032 × 1.000	0.018	1.075	0.534	0.019	0.009	
7	-1/2 × 0.550 × 0.032 × 1.000	-0.009	0.983	0.529	-0.009	-0.005	
8	-1/2 × 0.032 × 0.032 × 1.000	-0.001	1.339	0.539	-0.001	0.000	
9	0.544 × 0.550 × 1.000	0.299	1.046	0.825	0.313	0.247	
10	-1/2 × 0.026 × 0.550 × 1.000	-0.007	0.783	0.733	-0.006	-0.005	
11	-1/2 × 0.544 × 0.550 × 1.000	-0.150	1.137	0.917	-0.170	-0.137	
Σ		4.650	—	—	6.375	7.140	

$$\text{重心位置 } XG = \frac{\sum (Vi \cdot Xi)}{\sum Vi} = \frac{6.375}{4.650} = 1.371 \text{ (m)}$$

$$YG = \frac{\sum (Vi \cdot Yi)}{\sum Vi} = \frac{7.140}{4.650} = 1.536 \text{ (m)}$$

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置(m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 3.750 × 0.218 × 1.000	0.409	3.850	0.445	1.574	0.182	
2	1/2 × 0.576 × 0.582 × 1.000	0.168	1.158	0.906	0.194	0.152	
3	3.750 × 0.582 × 1.000	2.182	3.225	0.809	7.039	1.766	
4	1/2 × 0.224 × 4.700 × 1.000	0.526	0.699	4.233	0.368	2.226	
5	4.326 × 4.700 × 1.000	20.333	2.937	3.450	59.716	70.149	
Σ		23.618	————	————	68.891	74.475	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 68.891 / 23.618 = 2.917 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 74.475 / 23.618 = 3.153 \text{ (m)}$$

2.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力による鉛直力、水平力

(1) 自重による作用力

[1] 常時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	24.000 × 4.650 = 111.593	1.371
土砂(背面)	16.000 × 23.618 = 377.888	2.917
合計	489.481	2.564

[2] 大地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	24.000 × 4.650 = 111.593	1.371
土砂(背面)	16.000 × 23.618 = 377.888	2.917
合計	489.481	2.564

位置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(鉄筋)	111.593 × 0.25 = 27.898	1.536
土砂(背面)	377.888 × 0.25 = 94.472	3.153
合計	122.370	2.784

2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (q1 + q2) \cdot L$$

水平力

$$H = N \cdot kH$$

ここに、

q : 載荷荷重強度

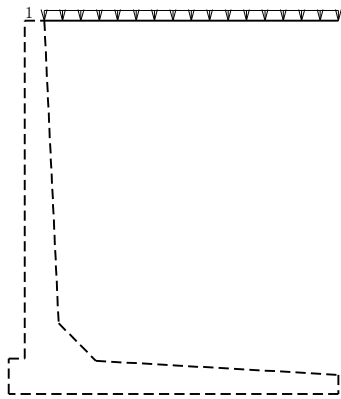
L : 載荷荷重長さ

kH : 設計水平震度, $kH = 0.250$ (大規模)

X : つま先位置から合力作用点までの距離

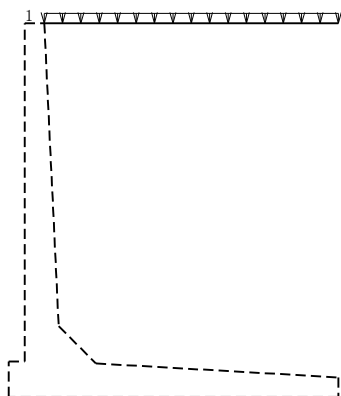
Y : 底版底面から合力作用点までの距離

[1] 常時



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	水平力 H (kN)	作用位置 X (m)	作用位置 Y (m)
1	10.000	10.000	4.550	45.500	—————	2.825	—————

[2] 大地震時



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	水平力 H (kN)	作用位置 X (m)	作用位置 Y (m)
1	10.000	10.000	4.550	45.500	11.375	2.825	5.800

2.4 土圧・水圧

[1]常時（水位1）、大地震時（水位2）

仮想背面の位置（つま先からの距離）	$x_p = 5.100 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 5.800 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H_1 = 5.800 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H_2 = 0.000 \text{ m}$
土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$
土砂のせん断抵抗角	$\phi = 20.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 0.000^\circ$

土圧作用面の上端土圧（載荷荷重から 5 kN/m^2 を控除）

$$p_1 = q \cdot K = 5.000 \times 0.5000 = 2.500 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.5000 \times 16.000 \times 5.800 + 2.500 \\ &= 48.900 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$p_3 = p_2 = 48.900 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.500 + 48.900) \times 5.800 = 149.060 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (48.900 + 48.900) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 149.060 + 0.000 = 149.060 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 149.060 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 149.060 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 149.060 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 149.060 \times \left(\frac{2 \times 2.500 + 48.900}{2.500 + 48.900} \times \frac{5.800}{3} + 0.000 \right) \\ &= 302.199 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$M2 = P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right)$$

$$= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 48.900 + 48.900}{48.900 + 48.900} \times \frac{0.000}{3} \right)$$

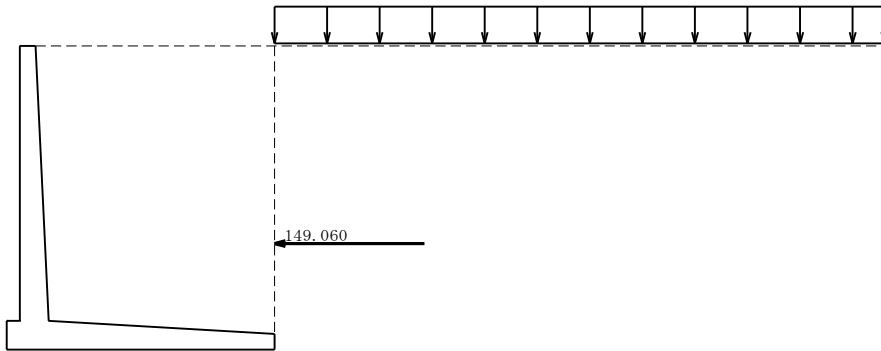
$$= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Ho = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{302.199 + 0.000}{149.060 + 0.000} = 2.027 \text{ m}$$

$$x = xp - Ho \cdot \tan \alpha = 5.100 - 2.027 \times \tan 0.000^\circ = 5.100 \text{ m}$$

$$y = yp + Ho = 0.000 + 2.027 = 2.027 \text{ m}$$

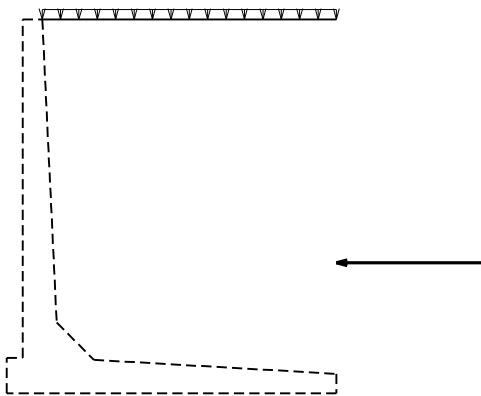
・土圧図



2.5 作用力の集計

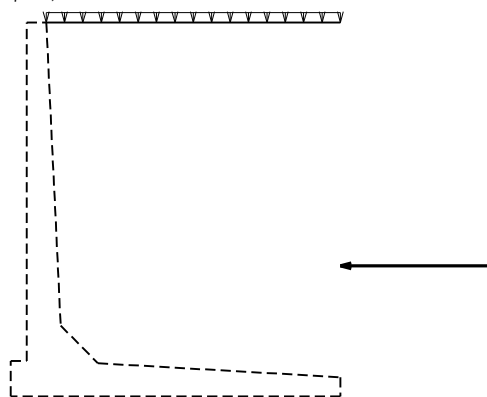
(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時 (水位1)



項目	鉛直力 N_i (kN)	水平力 H_i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)	
			X_i (m)	Y_i (m)	$M_{xi} = N_i \cdot X_i$	$M_{yi} = H_i \cdot Y_i$
自重	489.481	0.000	2.564	0.000	1255.241	0.000
載荷、雪	45.500	0.000	2.825	0.000	128.538	0.000
土圧	0.000	149.060	5.100	2.027	0.000	302.145
合計	534.981	149.060	—————	—————	1383.779	302.145

[2]大地震時（水位2）



項目	鉛直力 N_i (kN)	水平力 H_i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN.m)	
			X_i (m)	Y_i (m)	$M_{xi} = N_i \cdot X_i$	$M_{yi} = H_i \cdot Y_i$
自重	489.481	122.370	2.564	2.784	1255.241	340.739
載荷、雪	45.500	11.375	2.825	5.800	128.538	65.975
土圧	0.000	149.060	5.100	2.027	0.000	302.145
合計	534.981	282.805	—	—	1383.779	708.858

荷重状態（水位）	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)
常時(水位1)	534.981	149.060	1081.634
大地震時(水位2)	534.981	282.805	674.920

(2)フーチング中心での作用力の集計

鉛直力 : $N_c = N_o$ (kN)

水平力 : $H_c = H_o$ (kN)

回転モーメント : $M_c = N_o \cdot B_j / 2.0 - M_o$ (kN.m)

ここに、

フーチング土圧方向幅 : $B_j = 5.100$ (m)

■単位幅当り

荷重状態（水位）	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時(水位1)	534.981	149.060	282.567
大地震時(水位2)	534.981	282.805	689.281

■全幅(5.000m)当り

荷重状態（水位）	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時(水位1)	2674.904	745.300	1412.837
大地震時(水位2)	2674.904	1414.026	3446.404

2.6 安定計算結果

2.6.1 転倒に対する安定

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

ここに、

- d : 底版つま先から合力の作用点までの距離 (m)
- ΣMr : 底版つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)
- ΣMt : 底版つま先回りの転倒モーメント (kN・m)
- ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

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

ここに、

- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- B : 底版幅 (m), B = 5.100

$$e_a = B/n$$

ここに、

- e_a : 許容偏心距離 (m)
- n : 安全率

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)	e_a (m)
常時(水位1)	1383.779	302.145	534.981	2.022	0.528	0.850
大地震時(水位2)	1383.779	708.858	534.981	1.262	1.288	2.550

2.6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_B \cdot B}{R_H}$$

ここに、

- R_v : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- R_H : 底版下面における全水平荷重 (kN)
- μ : 底版と支持地盤の間の摩擦係数, $\mu = 0.364$
- C_B : 底版と支持地盤の間の付着力 (kN/m²), $C_B = 20.000$
- B : 底版幅 (m), B = 5.100

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R_v (kN)	水平荷重 R_H (kN)	安全率 F_s	必要安全率 F_{sa}
常時(水位1)	534.981	149.060	1.991	1.500
大地震時(水位2)	534.981	282.805	1.049	1.000

2.6.3 支持に対する照査

1) 合力作用点が底版中央の底版幅1/3 (ミドルサード) の中にある場合

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

2) 合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある場合

$$q_1 = \frac{2 \Sigma V}{3 \cdot (B/2 - e)}$$

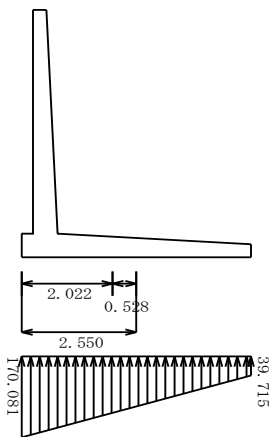
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 5.100

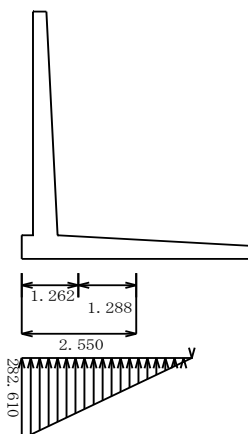
e : 偏心量 (m)

[1] 常時(水位1)



地盤反力の作用幅 (m) x及びB	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)		
		qmin	qmax	許容値
5.100	台形	39.715	170.081	≦ 200.000

[2] 大地震時(水位2)



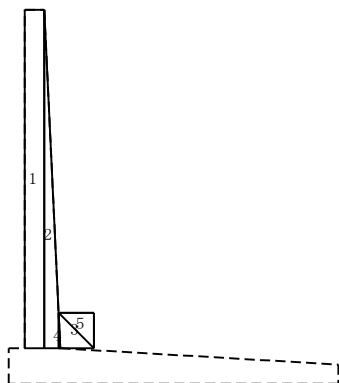
地盤反力の作用幅 (m) x及びB	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)		
		qmin	qmax	許容値
3.786	三角形	0.000	282.610	≦ 600.000

3章 壁の設計

3.1 壁基部の設計

3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) ブロック割り



(2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m ³)	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	$0.300 \times 5.250 \times 1.000$	1.575	0.150	2.625	0.236	4.134	
2	$1/2 \times 0.250 \times 5.250 \times 1.000$	0.656	0.383	1.750	0.251	1.148	
3	$0.545 \times 0.550 \times 1.000$	0.300	0.797	0.275	0.239	0.083	
4	$-1/2 \times 0.026 \times 0.550 \times 1.000$	-0.007	0.533	0.183	-0.004	-0.001	
5	$-1/2 \times 0.545 \times 0.550 \times 1.000$	-0.150	0.886	0.367	-0.133	-0.055	
Σ		2.374	—	—	0.590	5.309	

$$\text{重心 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.590 / 2.374 = 0.249 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 5.309 / 2.374 = 2.236 \text{ (m)}$$

3.1.2 躯体自重, その他荷重

(1) 躯体自重

[1] 常時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 2.374 = 56.976$	0.027

[2] 大地震時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 2.374 = 56.976$	0.027

位置	$H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(鉄筋)	$56.976 \times 0.250 = 14.244$	2.236

3.1.3 土圧・水圧

[1] 常時（水位1）、大地震時（水位2）

仮想背面の位置（断面中心からの距離）	$x_p = 0.275 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 5.250 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H_1 = 5.250 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H_2 = 0.000 \text{ m}$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$\phi = 20.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 13.333^\circ$

土圧作用面の上端土圧（載荷荷重から 5 kN/m^2 を控除）

$$p_1 = q \cdot K = 5.000 \times 0.5000 = 2.500 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.5000 \times 16.000 \times 5.250 + 2.500 \\ &= 44.500 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$p_3 = p_2 = 44.500 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.500 + 44.500) \times 5.250 = 123.375 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (44.500 + 44.500) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 123.375 + 0.000 = 123.375 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 123.375 \times \cos(2.726^\circ + 13.333^\circ) = 118.561 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 123.375 \times \sin(2.726^\circ + 13.333^\circ) = 34.129 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 123.375 \times \left(\frac{2 \times 2.500 + 44.500}{2.500 + 44.500} \times \frac{5.250}{3} + 0.000 \right) \\ &= 227.391 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$M2 = P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right)$$

$$= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 44.500 + 44.500}{44.500 + 44.500} \times \frac{0.000}{3} \right)$$

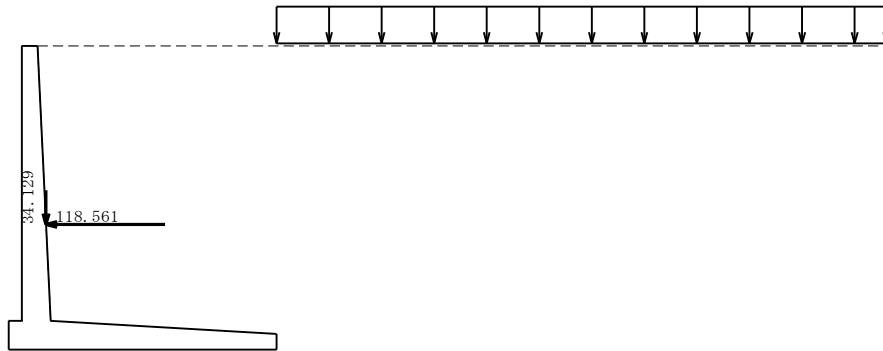
$$= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Ho = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{227.391 + 0.000}{123.375 + 0.000} = 1.843 \text{ m}$$

$$x = Ho \cdot \tan \alpha - xp = 1.843 \times \tan 2.726^\circ - 0.275 = -0.187 \text{ m}$$

$$y = yp + Ho = 0.000 + 1.843 = 1.843 \text{ m}$$

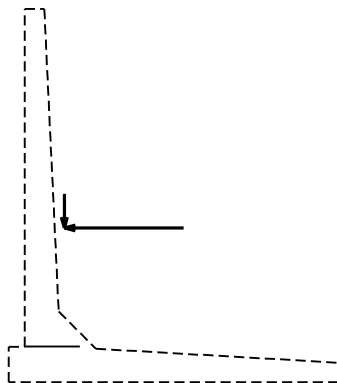
・土圧図



3.1.4 断面力の集計

(偏心モーメント及び軸力を無視するため鉛直力は集計されません)

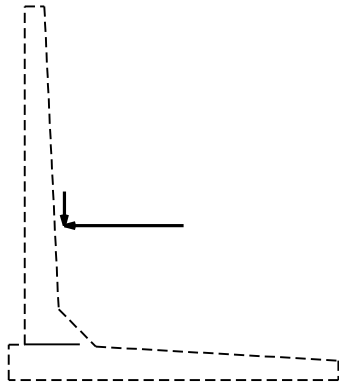
[1] 常時 (水位1)



項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN·m)
自重	56.976	0.000	0.027	0.000	0.000
土圧	34.129	118.561	-0.187	1.843	218.517
合計	0.000	118.561	—	—	218.517

※ X_i は設計断面中心からの距離 (前面側に向かって+)、 Y_i は設計断面からの高さ

[2]大地震時（水位2）

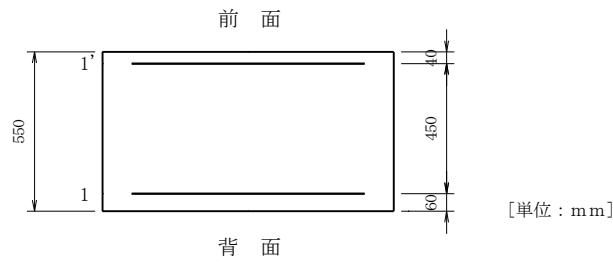


項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN·m)
自重	56.976	14.244	0.027	2.236	31.851
土圧	34.129	118.561	-0.187	1.843	218.517
合計	0.000	132.805	————	————	250.368

※ X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 Y_i は設計断面からの高さ

3.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)	
前面	1'	4.0	D16	1.986	3.33	6.620
	2'	—	—	—	—	—
背面	1	6.0	D22	3.871	6.67	25.807
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 25.476 (cm²)

圧縮側必要鉄筋量 6.535 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{A_s' \cdot (x - d') + A_s \cdot (x - d)\} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot A_{s'} \cdot \frac{(x-d') \cdot (h/2-d')}{x} + n \cdot A_s \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), h = 550.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- A_s : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- A_{s'} : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N・mm)

荷重状態 (水 位)	M (kN・m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
常時(水位1)	218.517	0.000	15.408	5.890 ≤	7.000	192.602 ≤	195.000
大地震時(水位2)	250.368	0.000	15.408	6.748 ≤	21.000	220.676 ≤	295.000

(3)せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot j \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

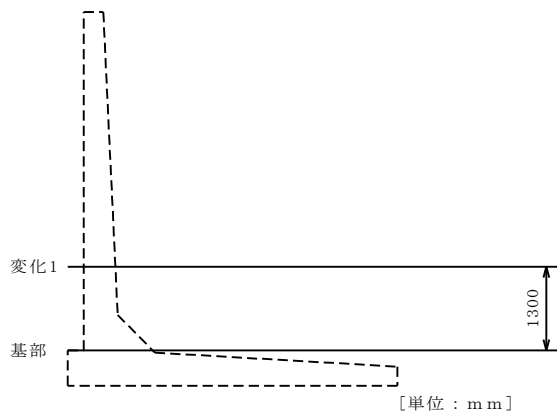
ここに、

- τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (N/mm²)
- S_h : 作用せん断力 (N)
- d : 部材断面の有効高 (mm)
- b : 部材断面幅 (mm)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		
				計算値 τ	許容値 τ _{a1}	許容値 τ _{a2}
常時(水位1)	118.561	49.000	0.897	0.270 ≤	0.700	1.600
大地震時(水位2)	132.805	49.000	0.897	0.302 ≤	2.100	3.200

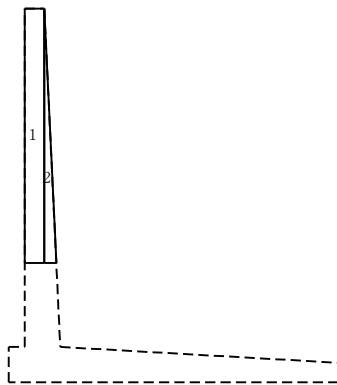
3.2 壁変化位置[1]の設計

基部からの距離 = 1.300 m



3.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) ブロック割り



(2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m ³)	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	$0.300 \times 3.950 \times 1.000$	1.185	0.150	1.975	0.178	2.340	
2	$1/2 \times 0.188 \times 3.950 \times 1.000$	0.371	0.363	1.317	0.135	0.489	
Σ		1.556	—	—	0.312	2.829	

$$\text{重心 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.312 / 1.556 = 0.201 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 2.829 / 1.556 = 1.818 \text{ (m)}$$

3.2.2 躯体自重, その他荷重

(1) 躯体自重

[1] 常時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 1.556 = 37.344$	0.043

[2]大地震時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 1.556 = 37.344$	0.043

位置	$H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(鉄筋)	$37.344 \times 0.250 = 9.336$	1.818

3.2.3 土圧・水圧

[1]常時(水位1)、大地震時(水位2)

仮想背面の位置(断面中心からの距離)	$x_p = 0.244 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 3.950 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H_1 = 3.950 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H_2 = 0.000 \text{ m}$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$\phi = 20.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 13.333^\circ$

土圧作用面の上端土圧(載荷荷重から 5 kN/m^2 を控除)

$$p_1 = q \cdot K = 5.000 \times 0.5000 = 2.500 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.5000 \times 16.000 \times 3.950 + 2.500 \\ &= 34.100 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$p_3 = p_2 = 34.100 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.500 + 34.100) \times 3.950 = 72.285 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (34.100 + 34.100) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 72.285 + 0.000 = 72.285 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 72.285 \times \cos(2.726^\circ + 13.333^\circ) = 69.464 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 72.285 \times \sin(2.726^\circ + 13.333^\circ) = 19.996 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 72.285 \times \left(\frac{2 \times 2.500 + 34.100}{2.500 + 34.100} \times \frac{3.950}{3} + 0.000 \right) \\ &= 101.676 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

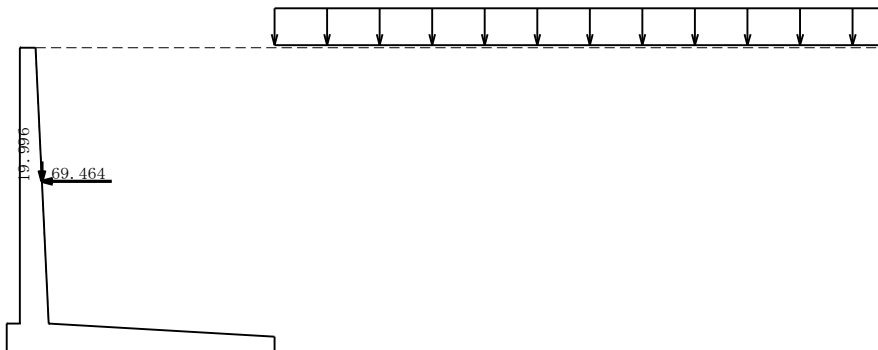
$$\begin{aligned} M_2 &= P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 34.100 + 34.100}{34.100 + 34.100} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{101.676 + 0.000}{72.285 + 0.000} = 1.407 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.407 \times \tan 2.726^\circ - 0.244 = -0.177 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.407 = 1.407 \text{ m}$$

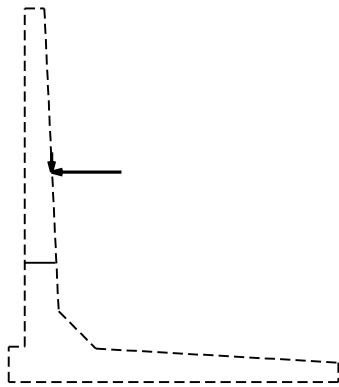
・土圧図



3.2.4 断面力の集計

(偏心モーメント及び軸力を無視するため鉛直力は集計されません)

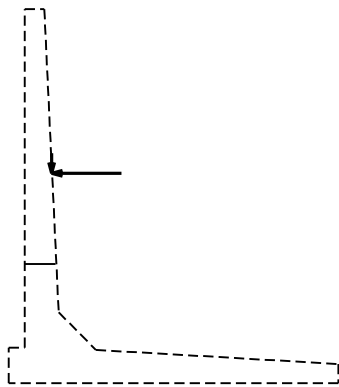
[1] 常時（水位1）



項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{x_i} + M_{y_i}$ (kN·m)
自重	37.344	0.000	0.043	0.000	0.000
土圧	19.996	69.464	-0.177	1.407	97.709
合計	0.000	69.464	—————	—————	97.709

※ X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 Y_i は設計断面からの高さ

[2] 大地震時（水位2）

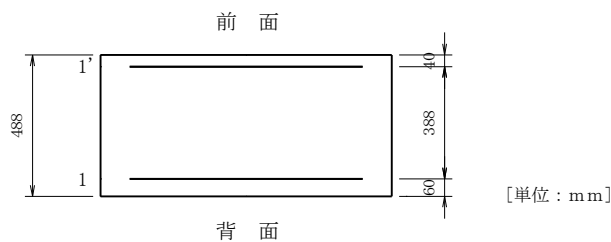


項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{x_i} + M_{y_i}$ (kN·m)
自重	37.344	9.336	0.043	1.818	16.974
土圧	19.996	69.464	-0.177	1.407	97.709
合計	0.000	78.800	—————	—————	114.683

※ X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 Y_i は設計断面からの高さ

3.2.5 断面計算（許容応力度法）

1) 鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)	
前面	1'	4.0	D16	1.986	1.67	3.310
	2'	—	—	—	—	—
背面	1	6.0	D22	3.871	3.33	12.903
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 12.789 (cm²)

圧縮側必要鉄筋量 3.281 (cm²)

2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{As' \cdot (x - d') + As \cdot (x - d)\} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot As' \cdot \frac{(x - d') \cdot (h/2 - d')}{x} + n \cdot As \cdot \frac{(x - d) \cdot (h/2 - d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

ここに、

x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

h : 部材断面の高さ (mm), h = 488.000

b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000

d : 部材の有効高 (mm)

d' : 鉄筋のかぶり (mm)

As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)

As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)

n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00

e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)

σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

荷重状態 (水位)	M (kN・m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
常時(水位1)	97.709	0.000	10.818	4.359	≤ 7.000	193.309	≤ 195.000
大地震時(水位2)	114.683	0.000	10.818	5.116	≤ 21.000	226.891	≤ 295.000

3)せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot j \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (N/mm²)

S_h : 作用せん断力 (N)

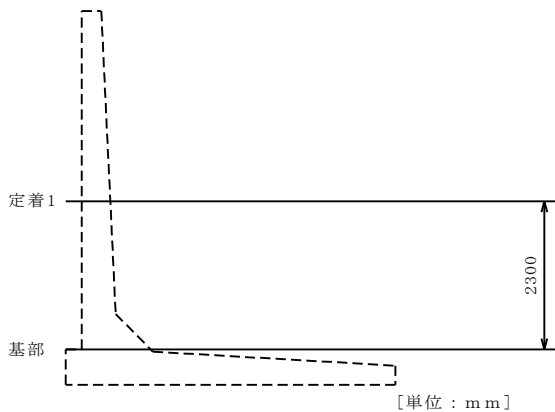
d : 部材断面の有効高 (mm)

b : 部材断面幅 (mm)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)	
				計算値 τ	許容値 $2/3 \tau_a$
常時(水位1)	69.464	42.800	0.915	0.177	\leq 0.467
大地震時(水位2)	78.800	42.800	0.915	0.201	\leq 1.400

3.3 壁定着位置[1]の設計

基部からの距離 = 2.300 m



変化位置+定着長 : 35φと応力度より定まる定着位置との比較

$$l_2 = \text{Max}(l_{2a}, l_{2b})$$

$$l_{2a} = 2.070 < l_{2b} = 2.300 \text{ より、} l_{2b} \text{ を採用}$$

ここに、

l_1 : 鉄筋応力度が許容引張応力度に等しくなる位置 (m), $l_1 = 1.300$

l_{2a} : 断面変化位置 l_1 に定着長 l を加えた位置 (m)

$$l_{2a} = l_1 + l = 1.300 + 0.770 = 2.070$$

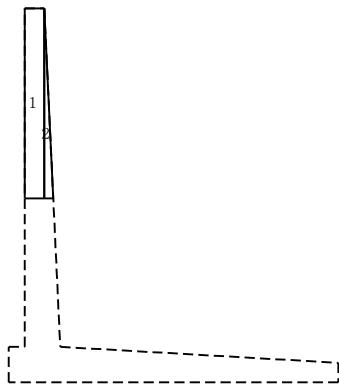
l_{2b} : 鉄筋応力度が許容引張応力度の $1/2$ 以内の位置 (m), $l_{2b} = 2.300$

l : 定着長 (mm), $l = 35 \cdot \phi = 35 \times 22 = 770$

ϕ : 鉄筋の直径 (mm), $\phi = 22$

3.3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) ブロック割り



(2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m ³)	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	$0.300 \times 2.950 \times 1.000$	0.885	0.150	1.475	0.133	1.305	
2	$1/2 \times 0.140 \times 2.950 \times 1.000$	0.207	0.347	0.983	0.072	0.203	
Σ		1.092	—	—	0.205	1.509	

$$\text{重心 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.205 / 1.092 = 0.187 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 1.509 / 1.092 = 1.382 \text{ (m)}$$

3.3.2 躯体自重, その他荷重

(1) 躯体自重

[1] 常時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 1.092 = 26.208$	0.033

[2] 大地震時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 1.092 = 26.208$	0.033

位置	$H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(鉄筋)	$26.208 \times 0.250 = 6.552$	1.382

3.3.3 土圧・水圧

[1] 常時 (水位1)、大地震時 (水位2)

仮想背面の位置 (断面中心からの距離)

$$x_p = 0.220 \text{ m}$$

$$y_p = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ	$H = 2.950 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H1 = 2.950 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H2 = 0.000 \text{ m}$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$\phi = 20.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 13.333^\circ$

土圧作用面の上端土圧（載荷荷重から 5 kN/m^2 を控除）

$$p1 = q \cdot K = 5.000 \times 0.5000 = 2.500 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.5000 \times 16.000 \times 2.950 + 2.500 \\ &= 26.100 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$p3 = p2 = 26.100 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.500 + 26.100) \times 2.950 = 42.185 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (26.100 + 26.100) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 42.185 + 0.000 = 42.185 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 42.185 \times \cos(2.726^\circ + 13.333^\circ) = 40.539 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 42.185 \times \sin(2.726^\circ + 13.333^\circ) = 11.670 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 42.185 \times \left(\frac{2 \times 2.500 + 26.100}{2.500 + 26.100} \times \frac{2.950}{3} + 0.000 \right) \\ &= 45.108 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

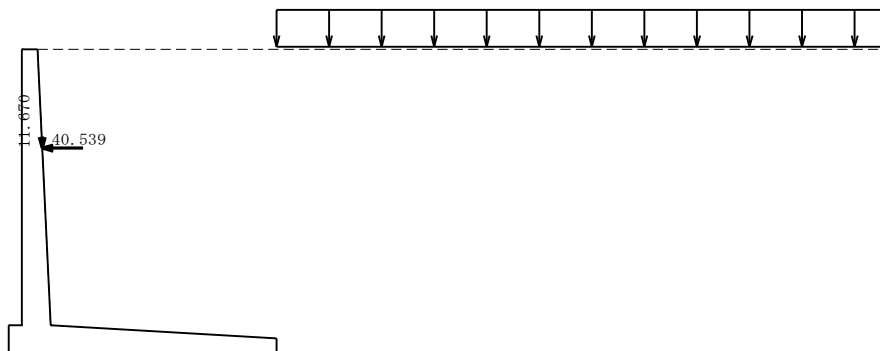
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 26.100 + 26.100}{26.100 + 26.100} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M1+M2}{P1+P2} = \frac{45.108+0.000}{42.185+0.000} = 1.069 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.069 \times \tan 2.726^\circ - 0.220 = -0.170 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.069 = 1.069 \text{ m}$$

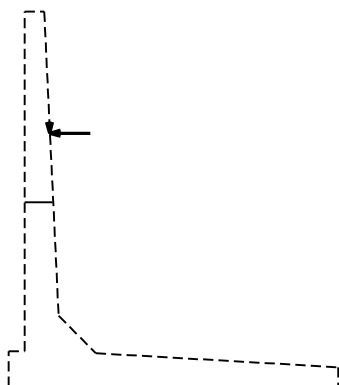
・土圧図



3.3.4 断面力の集計

(偏心モーメント及び軸力を無視するため鉛直力は集計されません)

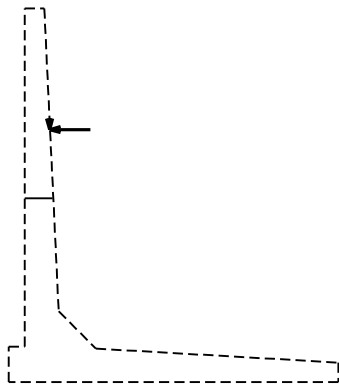
[1] 常時 (水位1)



項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN·m)
自重	26.208	0.000	0.033	0.000	0.000
土圧	11.670	40.539	-0.170	1.069	43.348
合計	0.000	40.539	————	————	43.348

※ X_i は設計断面中心からの距離 (前面側に向かって+)、 Y_i は設計断面からの高さ

[2]大地震時（水位2）



項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN·m)
自重	26.208	6.552	0.033	1.382	9.053
土圧	11.670	40.539	-0.170	1.069	43.348
合計	0.000	47.091	—————	—————	52.401

※ X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 Y_i は設計断面からの高さ

3.3.5 断面計算（許容応力度法）

1) 曲げ応力度の照査

（参考）

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{As' \cdot (x - d') + As \cdot (x - d)\} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot As' \cdot \frac{(x - d') \cdot (h/2 - d')}{x} + n \cdot As \cdot \frac{(x - d) \cdot (h/2 - d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), $h = 440.000$
- b : 部材断面幅 (mm), $b = 1000.000$
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, $n = 15.00$
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N·mm)

荷重状態 (水 位)	M (kN・m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
常時(水位1)	43.348	0.000	10.098	2.343	≦ 7.000	97.096	≦ 97.500
大地震時(水位2)	52.401	0.000	10.098	2.832	≦ 21.000	117.374	≦ 147.500

2) せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot j \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (N/mm²)

S_h : 作用せん断力 (N)

d : 部材断面の有効高 (mm)

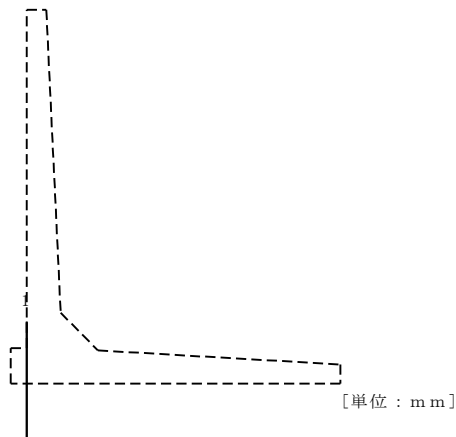
b : 部材断面幅 (mm)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)	
				計算値 τ	許容値 $2/3 \tau_a$
常時(水位1)	40.539	38.000	0.910	0.117	≦ 0.467
大地震時(水位2)	47.091	38.000	0.910	0.136	≦ 1.400

4章 つま先版の設計

4.1 照査位置[1]の設計

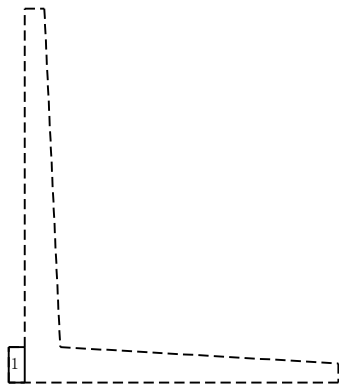
付け根からの距離 = 0.000 m



4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$0.250 \times 0.550 \times 1.000$	0.138	0.125	0.017	
Σ		0.138	—	0.017	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.017 / 0.138 = 0.125 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力による鉛直力

(1) 自重による作用力

[1] 常時、大地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.138 = 3.300$	0.125

4.1.3 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2}(q1 + q2) \cdot L$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q1 + q2}{3 \cdot (q1 + q2)} \cdot L$$

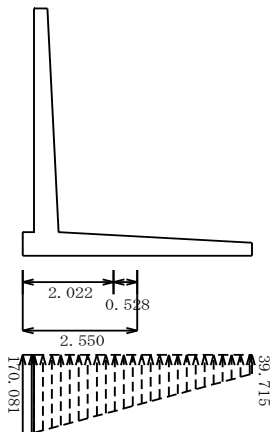
ここに、

q1 : つま先版前面位置の地盤反力度

q2 : つま先版設計位置の地盤反力度

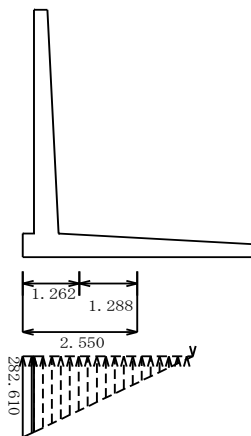
L : 地盤反力作用幅 $L = 0.250$ (m)

[1] 常時(水位1)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
170.081	163.691	-41.721	0.126

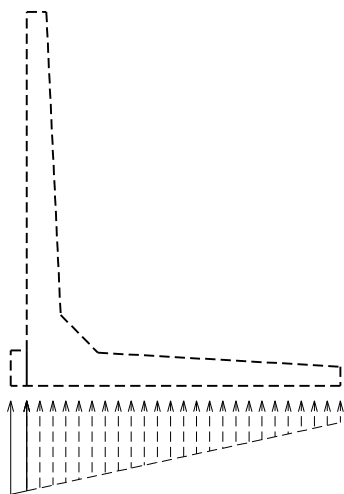
[2]大地震時(水位2)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
282.610	263.948	-68.320	0.126

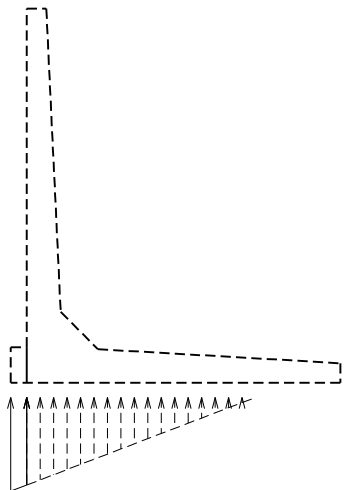
4.1.4 断面力の集計

[1]常時 (水位1)



項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN · m)
自重	-3.300	0.125	-0.412
地盤反力	41.721	0.126	5.248
合計	38.421	——	4.836

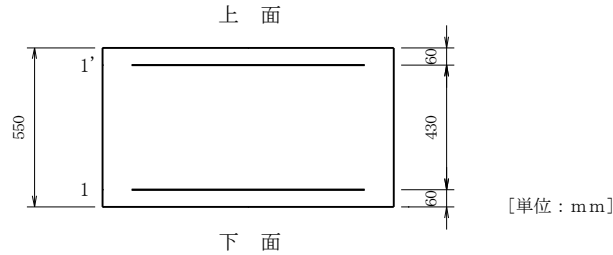
[2]大地震時 (水位2)



項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	-3.300	0.125	-0.412
地盤反力	68.320	0.126	8.637
合計	65.020	—	8.225

4.1.5 断面計算 (許容応力度法)

(1) 鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)	
上面	1'	6.0	D22	3.871	6.67	25.807
	2'	—	—	—	—	—
下面	1	6.0	D16	1.986	3.33	6.620
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 0.567 (cm²)

圧縮側必要鉄筋量 2.211 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{As' \cdot (x - d') + As \cdot (x - d)\} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot As' \cdot \frac{(x - d') \cdot (h/2 - d')}{x} + n \cdot As \cdot \frac{(x - d) \cdot (h/2 - d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

ここに、

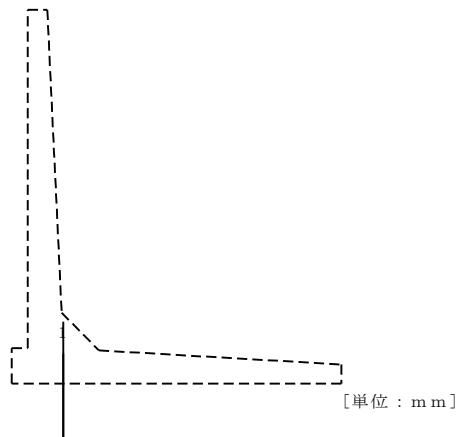
- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), $h = 550.000$
- b : 部材断面幅 (mm), $b = 1000.000$
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- A_s : 引張側鉄筋の全断面積 (mm^2)
- A_s' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm^2)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, $n = 15.00$
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm^2)
- σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm^2)
- M : 曲げモーメント (N. mm)

荷重状態 (水 位)	M (kN. m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm^2)		引張応力度 (N/mm^2)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時(水位1)	4.836	8.077	0.211	≤ 7.000	16.000	≤ 195.000
大地震時(水位2)	8.225	8.077	0.358	≤ 21.000	27.212	≤ 295.000

5章 かかと版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

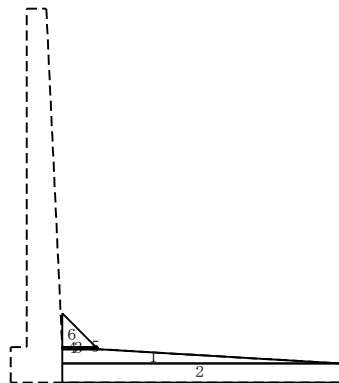
付け根からの距離 = 0.000 m



5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



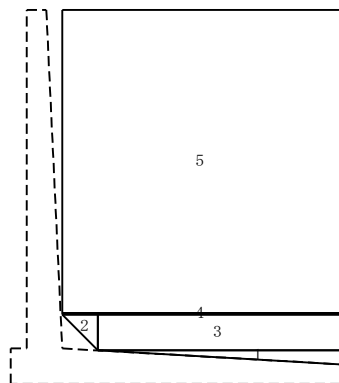
2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 4.300 \times 0.250 \times 1.000$	0.538	1.433	0.770	
2	$4.300 \times 0.300 \times 1.000$	1.290	2.150	2.774	
3	$0.550 \times 0.032 \times 1.000$	0.018	0.275	0.005	
4	$-1/2 \times 0.550 \times 0.032 \times 1.000$	-0.009	0.183	-0.002	
5	$-1/2 \times 0.032 \times 0.032 \times 1.000$	-0.001	0.539	0.000	
6	$1/2 \times 0.518 \times 0.524 \times 1.000$	0.136	0.173	0.023	
Σ		1.971	—	3.570	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 3.570 / 1.971 = 1.811 \text{ (m)}$$

(2)背面土砂

1)ブロック割り



2)体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1/2 × 3.750 × 0.218 × 1.000	0.409	3.050	1.247	
2	1/2 × 0.550 × 0.555 × 1.000	0.153	0.367	0.056	
3	3.750 × 0.555 × 1.000	2.083	2.425	5.052	
4	4.300 × 0.026 × 1.000	0.114	2.150	0.245	
5	4.300 × 4.700 × 1.000	20.210	2.150	43.451	
Σ		22.969	—	50.051	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 50.051 / 22.969 = 2.179 \text{ (m)}$$

5.1.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力による鉛直力

(1)自重による作用力

[1]常時、大地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 1.971 = 47.316$	1.811
土砂(背面)	$16.000 \times 22.969 = 367.499$	2.179

5.1.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (q1 + q2) \cdot L$$

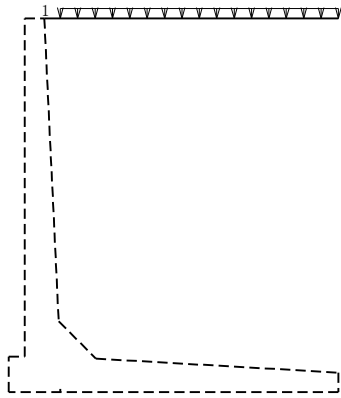
ここに、

q : 地表面載荷荷重強度

L : 地表面載荷荷重長さ

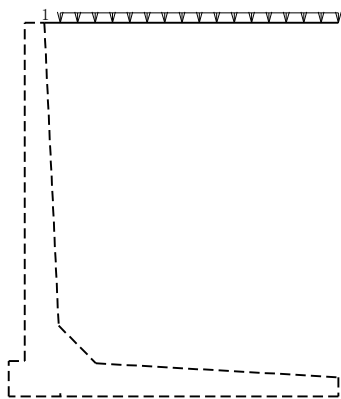
X : 設計断面位置から合力作用点までの距離

[1]常時



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	4.300	43.000	2.150

[2]大地震時



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	4.300	43.000	2.150

5.1.4 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2}(q_1 + q_2) \cdot L$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

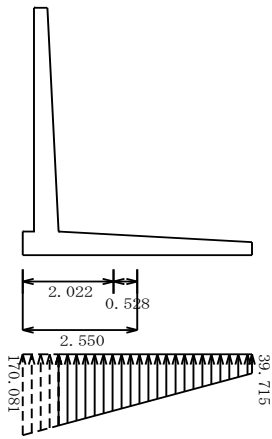
ここに、

q1 : かかと版前面位置の地盤反力度

q2 : かかと版設計位置の地盤反力度

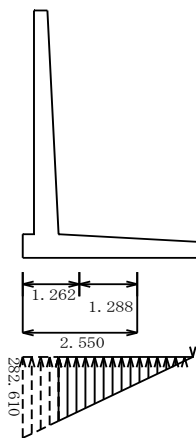
L : 地盤反力作用幅 L = 4.300 (m)

[1] 常時 (水位1)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
39.715	149.631	407.095	1.734

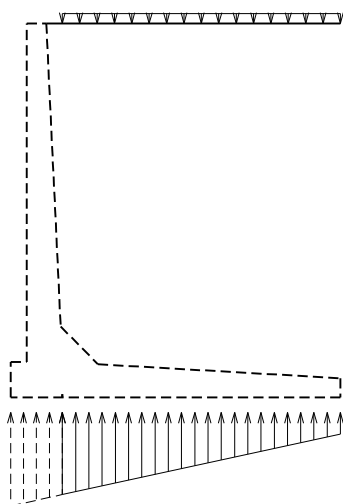
[2] 大地震時 (水位2)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
0.000	222.893	332.779	0.995

5.1.5 断面力の集計

[1] 常時 (水位1)



項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN · m)
自重	414.815	2.137	886.503

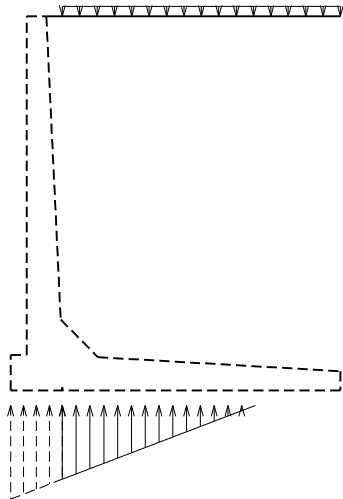
項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
載荷、雪	43.000	2.150	92.450
地盤反力	-407.095	1.734	-705.891
合計	50.720	—————	273.062

堅壁基部の断面力 $M1 = 218.517 \text{ kN}\cdot\text{m}$

かかと版付け根の断面力 $M3 = 273.062 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M3 > M1$ となったので、付け根の断面力として $M1$ を適用します。

[2]大地震時（水位2）



項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	414.815	2.137	886.503
載荷、雪	43.000	2.150	92.450
地盤反力	-332.779	0.995	-331.226
合計	125.036	—————	647.727

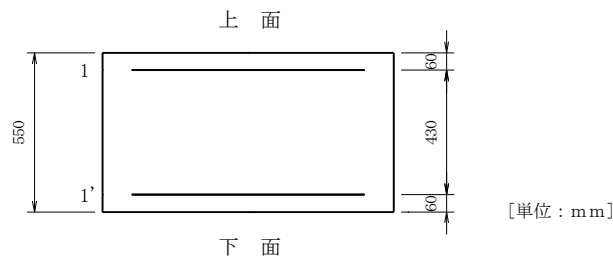
堅壁基部の断面力 $M1 = 250.368 \text{ kN}\cdot\text{m}$

かかと版付け根の断面力 $M3 = 647.727 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M3 > M1$ となったので、付け根の断面力として $M1$ を適用します。

5.1.6 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)	
上面	1	6.0	D22	3.871	6.67	25.807
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	6.0	D16	1.986	3.33	6.620
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 25.594 (cm²)

圧縮側必要鉄筋量 6.566 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{As' \cdot (x - d') + As \cdot (x - d)\} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot As' \cdot \frac{(x - d') \cdot (h/2 - d')}{x} + n \cdot As \cdot \frac{(x - d) \cdot (h/2 - d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

ここに、

x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

h : 部材断面の高さ (mm), h = 550.000

b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000

d : 部材の有効高 (mm)

d' : 鉄筋のかぶり (mm)

As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)

As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)

n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00

e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)

σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

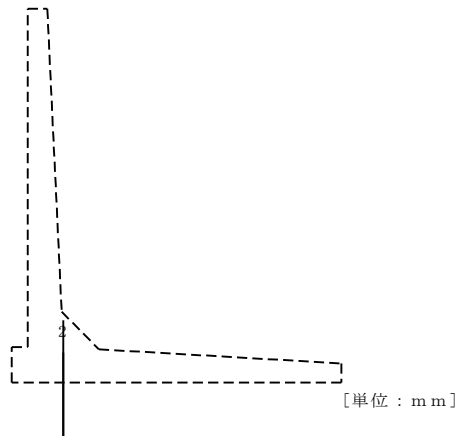
σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

荷重状態 (水位)	M (kN・m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時(水位1)	218.517	15.509	5.972	≤ 7.000	193.430	≤ 195.000
大地震時(水位2)	250.368	15.509	6.842	≤ 21.000	221.625	≤ 295.000

5.2 照査位置[2]の設計

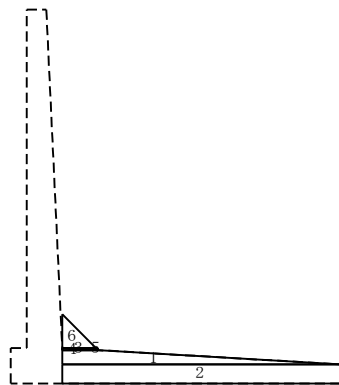
付け根からの距離 = 0.000 m



5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



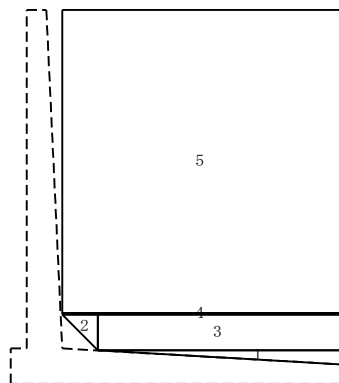
2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 4.300 \times 0.250 \times 1.000$	0.538	1.433	0.770	
2	$4.300 \times 0.300 \times 1.000$	1.290	2.150	2.774	
3	$0.550 \times 0.032 \times 1.000$	0.018	0.275	0.005	
4	$-1/2 \times 0.550 \times 0.032 \times 1.000$	-0.009	0.183	-0.002	
5	$-1/2 \times 0.032 \times 0.032 \times 1.000$	-0.001	0.539	0.000	
6	$1/2 \times 0.518 \times 0.524 \times 1.000$	0.136	0.173	0.023	
Σ		1.971	—	3.570	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 3.570 / 1.971 = 1.811 \text{ (m)}$$

(2)背面土砂

1)ブロック割り



2)体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1/2 × 3.750 × 0.218 × 1.000	0.409	3.050	1.247	
2	1/2 × 0.550 × 0.555 × 1.000	0.153	0.367	0.056	
3	3.750 × 0.555 × 1.000	2.083	2.425	5.052	
4	4.300 × 0.026 × 1.000	0.114	2.150	0.245	
5	4.300 × 4.700 × 1.000	20.210	2.150	43.451	
Σ		22.969	—	50.051	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 50.051 / 22.969 = 2.179 \text{ (m)}$$

5.2.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力による鉛直力

(1)自重による作用力

[1]常時、大地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 1.971 = 47.316$	1.811
土砂(背面)	$16.000 \times 22.969 = 367.499$	2.179

5.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (q1 + q2) \cdot L$$

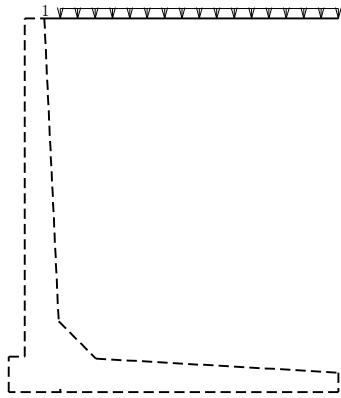
ここに、

q : 地表面載荷荷重強度

L : 地表面載荷荷重長さ

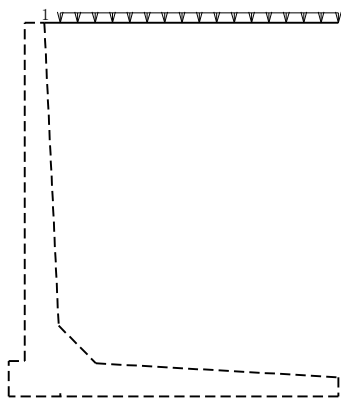
X : 設計断面位置から合力作用点までの距離

[1]常時



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	4.300	43.000	2.150

[2]大地震時



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	4.300	43.000	2.150

5.2.4 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2}(q_1 + q_2) \cdot L$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

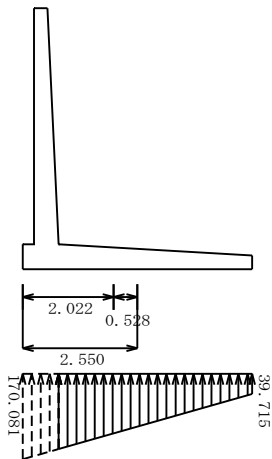
ここに、

q1 : かかと版前面位置の地盤反力度

q2 : かかと版設計位置の地盤反力度

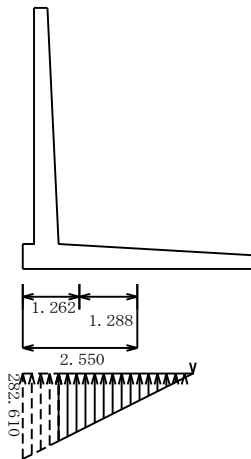
L : 地盤反力作用幅 L = 4.300 (m)

[1] 常時(水位1)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
39.715	149.631	407.095	1.734

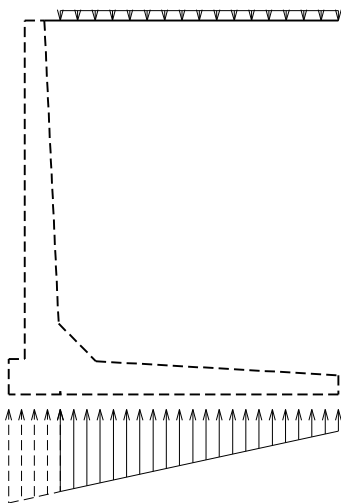
[2] 大地震時(水位2)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
0.000	222.893	332.779	0.995

5.2.5 断面力の集計

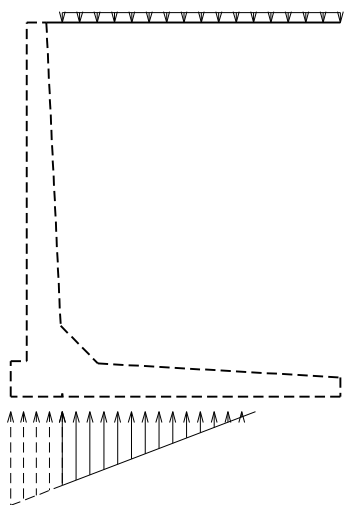
[1] 常時 (水位1)



項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN · m)
自重	414.815	2.137	886.503

項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
載荷、雪	43.000	2.150	92.450
地盤反力	-407.095	1.734	-705.891
合計	50.720	—————	273.062

[2]大地震時 (水位2)



項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	414.815	2.137	886.503
載荷、雪	43.000	2.150	92.450
地盤反力	-332.779	0.995	-331.226
合計	125.036	—————	647.727

5.2.6 断面計算 (許容応力度法)

(1)せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot j \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (N/mm²)

S_h : 作用せん断力 (N)

d : 部材の有効高 (mm)

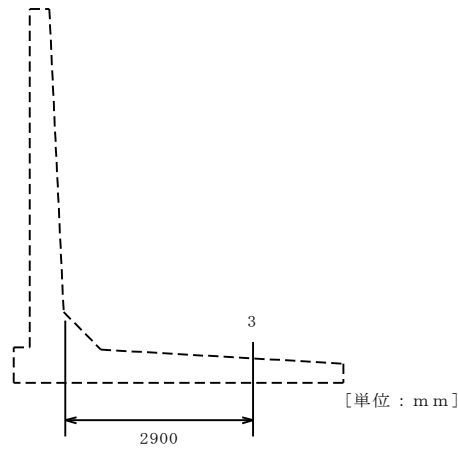
b : 部材断面幅 (mm)

τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)

荷重状態 (水位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (mm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)	
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}
常時(水位1)	50.720	490.000	0.898	0.115	0.700
大地震時(水位2)	125.036	490.000	0.898	0.284	2.100

5.3 照査位置[3]の設計

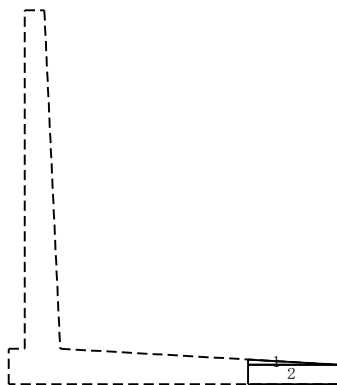
付け根からの距離 = 2.900 m



5.3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



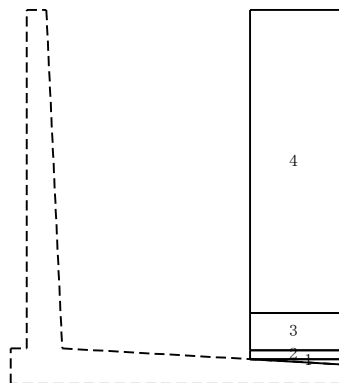
2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 1.400 \times 0.081 \times 1.000$	0.057	0.467	0.027	
2	$1.400 \times 0.300 \times 1.000$	0.420	0.700	0.294	
Σ		0.477	—	0.321	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.321 / 0.477 = 0.672 \text{ (m)}$$

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 1.400 \times 0.081 \times 1.000$	0.057	0.933	0.053	
2	$1.400 \times 0.137 \times 1.000$	0.191	0.700	0.134	
3	$1.400 \times 0.582 \times 1.000$	0.815	0.700	0.570	
4	$1.400 \times 4.700 \times 1.000$	6.580	0.700	4.606	
Σ		7.643	—	5.363	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 5.363 / 7.643 = 0.702 \text{ (m)}$$

5.3.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力による鉛直力

(1) 自重による作用力

[1] 常時、大地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.477 = 11.448$	0.672
土砂(背面)	$16.000 \times 7.643 = 122.288$	0.702

5.3.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (q_1 + q_2) \cdot L$$

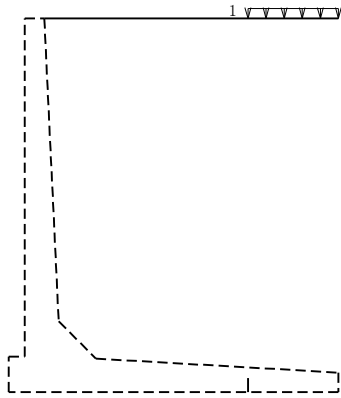
ここに、

q : 地表面載荷荷重強度

L : 地表面載荷荷重長さ

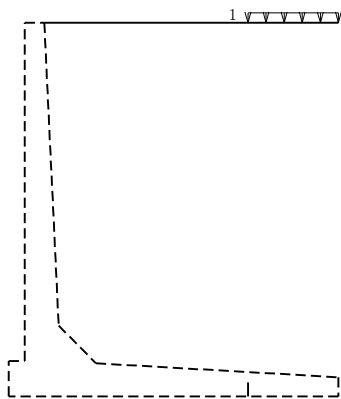
X : 設計断面位置から合力作用点までの距離

[1]常時



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	1.400	14.000	0.700

[2]大地震時



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	1.400	14.000	0.700

5.3.4 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2}(q1 + q2) \cdot L$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q1 + q2}{3 \cdot (q1 + q2)} \cdot L$$

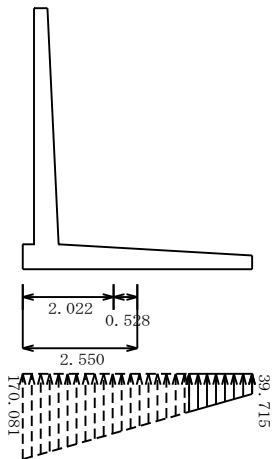
ここに、

q1 : かかと版前面位置の地盤反力度

q2 : かかと版設計位置の地盤反力度

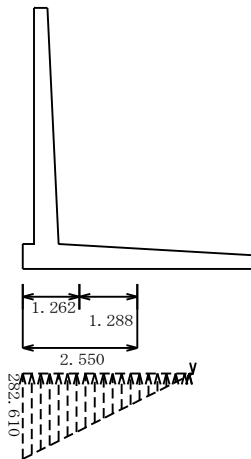
L : 地盤反力作用幅 L = 1.400 (m)

[1] 常時(水位1)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
39.715	75.502	80.652	0.628

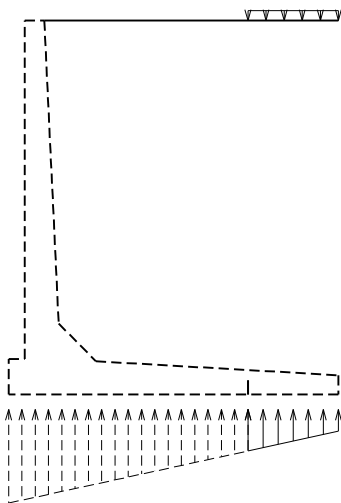
[2] 大地震時(水位2)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
0.000	6.420	0.276	0.029

5.3.5 断面力の集計

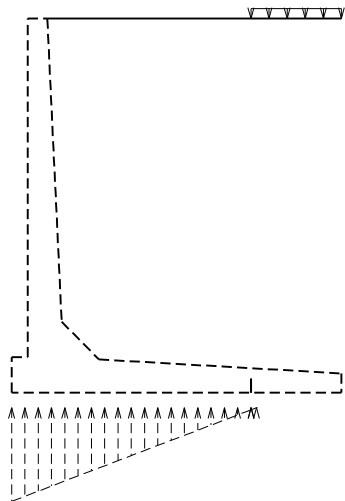
[1] 常時 (水位1)



項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN · m)
自重	133.736	0.699	93.509

項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
載荷、雪	14.000	0.700	9.800
地盤反力	-80.652	0.628	-50.611
合計	67.084	—	52.698

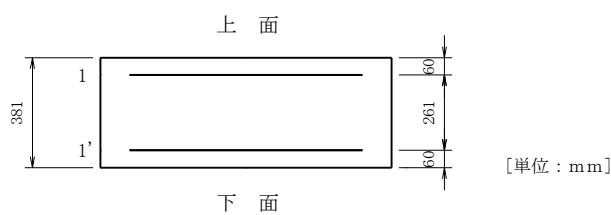
[2]大地震時 (水位2)



項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	133.736	0.699	93.509
載荷、雪	14.000	0.700	9.800
地盤反力	-0.276	0.029	-0.008
合計	147.460	—	103.301

5.3.6 断面計算 (許容応力度法)

(1) 鉄筋配置



[単位: mm]

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	D22	3.871	6.67	25.807
	2	—	—	—	—
下面	1'	D16	1.986	3.33	6.620
	2'	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 12.059 (cm²)

圧縮側必要鉄筋量 3.094 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{As' \cdot (x - d') + As \cdot (x - d)\} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot As' \cdot \frac{(x - d') \cdot (h/2 - d')}{x} + n \cdot As \cdot \frac{(x - d) \cdot (h/2 - d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), h = 381.395
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N・mm)

荷重状態 (水 位)	M (kN・m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時(水位1)	52.698	12.002	2.899	≤ 7.000	72.955	≤ 195.000
大地震時(水位2)	103.301	12.002	5.683	≤ 21.000	143.011	≤ 295.000

(3) せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot j \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

- τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (N/mm²)
- S_h : 作用せん断力 (N)
- d : 部材の有効高 (mm)
- b : 部材断面幅 (mm)
- τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d (mm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)	
				計算値 τ	許容値 τ _{a1}
常時(水位1)	67.084	321.395	0.868	0.240	≤ 0.700
大地震時(水位2)	147.460	321.395	0.868	0.528	≤ 2.100