

目 次

件 名：

重力式擁壁計算書 目次

(常 時)

.設計条件	・ ・ ・ ・ P1
.荷重計算	
1.荷重計算(自重:安定計算用)	・ ・ ・ ・ P2
2.荷重計算(自重:構造計算用)	・ ・ ・ ・ P3
3.荷重計算(土圧等)	・ ・ ・ ・ P4
.安定計算	
1.安定計算(滑動,転倒,支持力)	・ ・ ・ ・ P5
(極限支持力)	・ ・ ・ ・ P6
2.荷重図	・ ・ ・ ・ P7
-1.構造計算:たて壁	
1.断面力	・ ・ ・ ・ P8
2.応力度	・ ・ ・ ・ P9
-2.構造計算:底版	
1.つま先版	・ ・ ・ ・ P10
2.かかと版	・ ・ ・ ・ P11

設計条件

1. 裏込土の諸量

土質：砂、砂礫
 土の単位重量(s) =20.00kN/m³
 剪断抵抗角() =35.0度
 粘着力(c) =0.00kN/m²

2. 根入れ地盤の諸量

根入れ地盤の土の単位重量(2) =18.00kN/m³
 根入れ地盤の剪断抵抗角() =25.0度
 根入れ地盤の粘着力(c) =0.00kN/m²
 根入れ地盤への根入れ深さ(Df) =1.2m

3. 支持地盤の諸量

支持地盤の土の単位重量(1) =19.00kN/m³
 支持地盤の剪断抵抗角() =30.0度
 支持地盤の粘着力(c) =0.00kN/m²
 支持地盤への根入れ深さ(Df') =0.6m
 許容鉛直支持力度(qa0) =300.00kN/m²
 擁壁底面と地盤間の摩擦係数(μ)=0.6
 擁壁底面と地盤間の付着力(Cb) =0.00kN/m²
 (場所打は、 b= とする)

4. 荷重

(1)自重

躯体 : 場所打ち
 コンクリートの単位重量(c)=23.0kN/m³
 擁壁形状(単位mm)
 1)擁壁のタイプ =重力式擁壁
 2)たて壁前面勾配幅=600
 3)たて壁天端幅 =400
 4)たて壁背面勾配幅=1,000
 5)たて壁高さ =3,000
 6)つま先版幅 =200
 7)かかと版幅 =200
 8)底版幅 =2,400
 9)底版厚 =200
 10)ブロック長 =5,000
 突起無し

(2)背面土形状、載荷重

背面土形状:平坦

載荷重

1)載荷重強度 =10.0kN/m²
 2)載荷位置 =平坦部

雪荷重

1)平坦部 =0.00kN/m²
 2)法面部 =0.00kN/m²

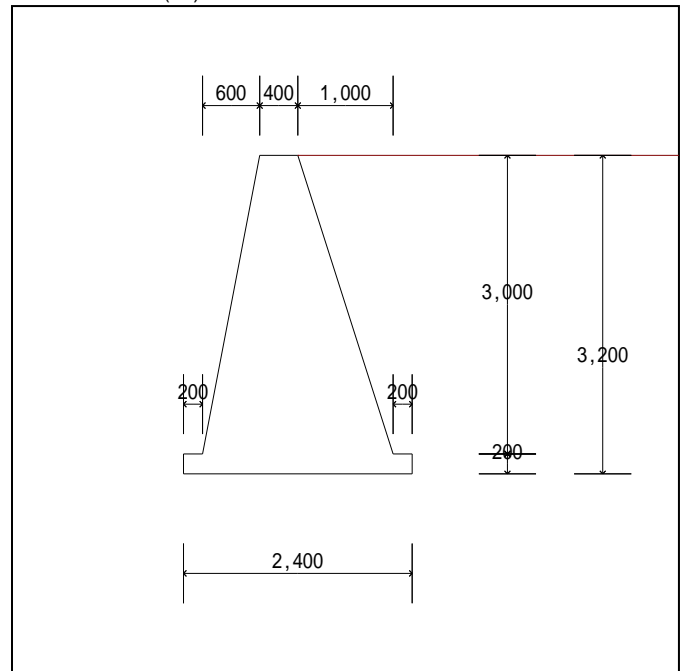
土圧

載荷重等の扱い : 土塊に含み計算

(3)設計震度

設計水平震度(Kh) =0.0

図：擁壁外形図(mm)



(4)その他の荷重

受働土圧
 有効根入長(Ho) =0.0m

水圧

水深(H1) =0.000m
 単位重量(w) =0.00kN/m³

* 底版の構造計算に浮力を考慮しない。

風荷重

遮音壁高(H2) =0.000m
 荷重強度(P) =0.00kN/m²

衝突荷重

作用高(H3) =0.0m
 衝突荷重(P) =0.00kN
 擁壁長(L) =0.000m

5. 許容応力度

(1)コンクリート

設計強度 (ck) =18.00N/mm²
 圧縮応力度(ca) =4.50N/mm²
 引張応力度(cat) =0.22N/mm²
 剪断応力度(ca) =0.33N/mm²

-1. 荷重計算(自重:安定計算用)

1. 荷重の計算

座標法により、荷重を求める。

図形の折点(0,1,2...i,i+1,...N)の各座標値を(x[i],y[i])とすると

A (断面積)

I_y (y軸に関する断面1次モーメント)

I_x (x軸に関する断面1次モーメント)

は、次式で求められる。

$$A = 1/2 \cdot (x_{i1} \cdot y_i - x_i \cdot y_{i1})$$

$$I_y = -1/2 \cdot (y_{i1} - y_i) \{ x_i^2 + 1/3 \cdot (x_{i1} - x_i)(x_{i1} + 2 \cdot x_i) \}$$

$$I_x = 1/2 \cdot (x_{i1} - x_i) \{ y_i^2 + 1/3 \cdot (y_{i1} - y_i)(y_{i1} + 2 \cdot y_i) \}$$

ここに

$$x_{i1} = x[i+1], \quad x_i = x[i]$$

$$y_{i1} = y[i+1], \quad y_i = y[i]$$

座標法による計算結果を下記に示す。

表: 荷重座標一覧表

躯体	座標x(m)	座標y(m)
0	0.000	0.000
1	0.000	0.200
2	0.200	0.200
3	0.800	3.200
4	1.200	3.200
5	2.200	0.200
6	2.400	0.200
7	2.400	0.000

2. 躯体重量の計算

$$A \text{ (擁壁躯体面積)} = 4.08 \text{ m}^2$$

$$W \text{ (擁壁重量)} = c \cdot A = 93.84 \text{ kN}$$

$$I_y \text{ (y軸の断面1次モーメント)} = 4.62 \text{ m}^3$$

$$I_x \text{ (x軸の断面1次モーメント)} = 4.97 \text{ m}^3$$

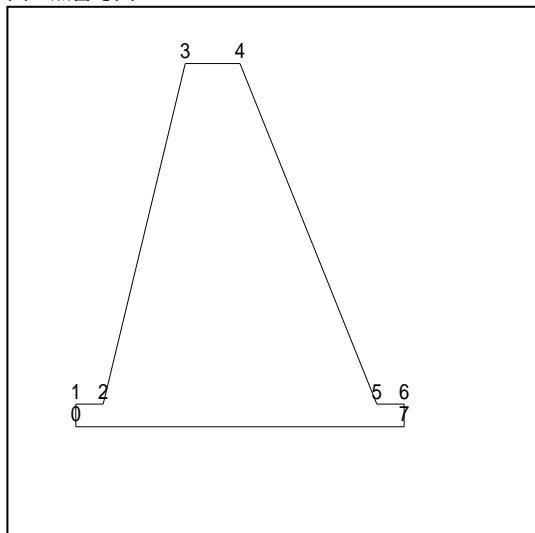
$$x \text{ (図心)} = I_y / A = 1.131 \text{ m}$$

$$y \text{ (図心)} = I_x / A = 1.218 \text{ m}$$

ここに

$$c \text{ (コンクリート単位重量)} = 23.00 \text{ kN}$$

図: 点番号図



-1. 荷重計算(自重:構造計算用)

1. つま先版(M:モーメント計算用)重量の計算

A(つま先版面積) = 0.04m²

W(つま先版重量) = $c \cdot A = 0.92\text{kN}$

I_y (y軸の断面1次モーメント) = 0.00m³

x (図心) = $I_y / A = 0.100\text{m}$

2. かかと版(M:モーメント計算用)重量の計算

A(かかと版面積) = 0.04m²

W(かかと版重量) = $c \cdot A = 0.92\text{kN}$

I_y (y軸の断面1次モーメント) = 0.09m³

x (図心) = $I_y / A = 2.300\text{m}$

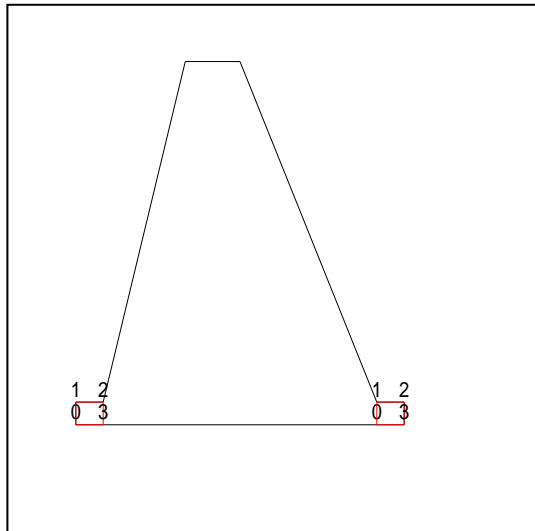
ここに

c(コンクリート単位重量) = 23.00kN

表: 荷重座標一覧表

つま先M	座標x(m)	座標y(m)
0	0.000	0.000
1	0.000	0.200
2	0.200	0.200
3	0.200	0.000
かかとM	座標x(m)	座標y(m)
0	2.200	0.000
1	2.200	0.200
2	2.400	0.200
3	2.400	0.000

図: 点番号図



-2. 荷重計算(土圧等)

土圧は試行くさび法により求める。

最大土圧(Pa)は、次式で求める。

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\theta) - c \cdot L \cdot \cos(\theta)}{\cos(\theta)} = 54.89 \text{ kN}$$

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

(すべり角)を変化させ、最大土圧を求める。
計算結果は、下記のとおり。(図4参照)

W (すべり土塊の重量)	=107.24kN
(すべり角)	=1.14rad=65.08度
(背面土せん断抵抗角)	=35.00度
(壁面が鉛直となす角)	=18.43度
(壁面摩擦角)	=23.33度
c (粘着力)	=0.00kN/m ²
L (滑り面長)	=3.529m

$$Ph(\text{水平土圧}) = Pa \cdot \cos(\theta) = 40.94 \text{ kN}$$

$$Pv(\text{鉛直土圧}) = Pa \cdot \sin(\theta) = 36.56 \text{ kN}$$

$$y(\text{水平土圧の作用点}) = 1.067 \text{ m}$$

$$x(\text{鉛直土圧の作用点}) = 1.911 \text{ m}$$

受働土圧(Pp) : なし

水圧 : なし

風荷重 : なし

衝突荷重 : なし

浮力 : なし

図：すべり角～土圧

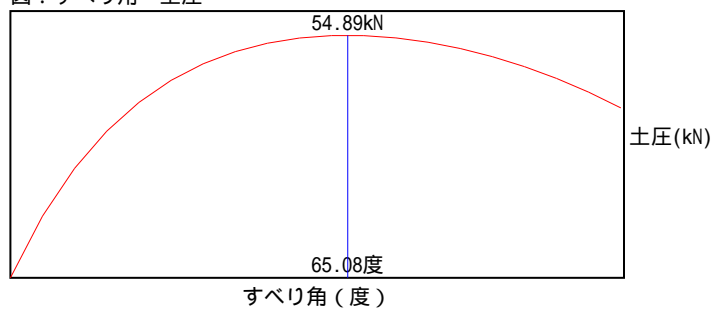


表: 荷重一覧

区分	鉛直力V	水平力H	作用点x	作用点y	モーメントV・x	モーメントH・y
躯体重量	93.84kN	0.00kN	1.131m	1.218m	106.17kNm	0.00kNm
主働土圧	36.56kN	40.94kN	1.911m	1.067m	69.88kNm	43.67kNm
受働土圧	---	---	---	---	---	---
水圧	---	---	---	---	---	---
浮力	---	---	---	---	---	---
風荷重	---	---	---	---	---	---
衝突荷重	---	---	---	---	---	---
合計	130.40kN	40.94kN	---	---	176.04kNm	43.67kNm

-1. 安定計算

1. 滑動に対する安定

滑動に対する安全率(F_s)は、次式で求める。

$$F_s = \frac{V_o + \mu + C_b \cdot B_e}{H_o} = 1.91$$

ここに

V_o (擁壁底面における全鉛直荷重)	=130.40kN
H_o (擁壁底面における全水平荷重)	=40.94kN
μ (擁壁底面と地盤の間の摩擦係数)	=0.60
C_b (擁壁底面と地盤の間の付着力)	=0.00kN/m ²
B_e (有効載荷幅)	=2.030m
(偏心距離>0なら、有効載荷幅=底版幅(B)-2×偏心距離(e))	
(偏心距離<0なら、有効載荷幅=底版幅(B)とする)	

安全率 F_s は1.5を下回ってはならない。

判定：OK(F_s 1.5)

2. 転倒に対する安定計算

擁壁底版つま先から合力 R の作用点までの距離(d)は、次式で求める。

$$d = \frac{M_r - M_o}{V_o} = 1.015m$$

ここに

M_r (擁壁底面つま先回りの抵抗モーメント)	=176.04kNm
M_o (擁壁底面つま先回りの転倒モーメント)	=43.67kNm
V_o (擁壁底面における全鉛直荷重)	=130.40kN

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離(e)は、次式で求める。

$$e = B/2 - d = 0.185m$$

転倒に対する安定条件として、合力 R の作用点は常時は底版中央の底版幅1/3の範囲内になければならない。

すなわち、偏心距離(e)は、式 $|e| \leq B/6$ を満足しなければならない。

$$|e| \leq B/6 = 0.400m$$

判定：OK(中央1/3以内)

3. 支持地盤の支持力に対する安定

地盤反力度(q)は、次式で求める。

$$q_1, q_2 = \frac{V_o}{B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

q_1 (つま先での地盤反力度)	=79.45kN/m ²
q_2 (かかとでの地盤反力度)	=29.22kN/m ²

ここに

V_o (底版下面における全鉛直荷重)	=130.40kN
B (擁壁の底版幅)	=2.400m
e (偏心距離)	=0.185m

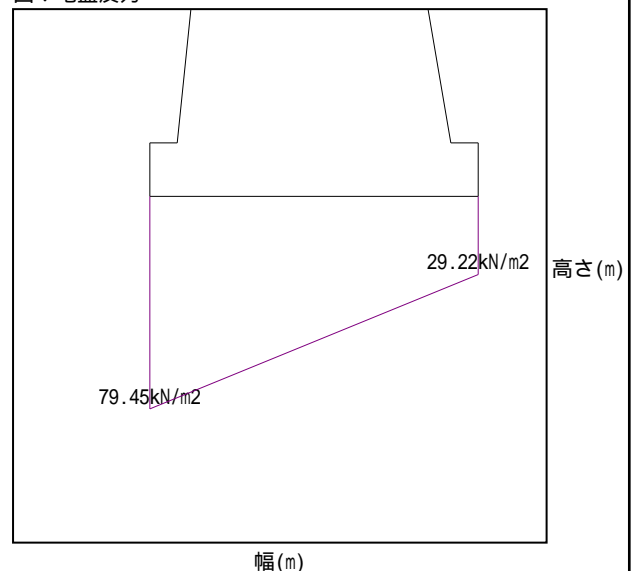
q_1, q_2 は次式を満足しなければならない。

$$q_1, q_2 \leq q_{a0} \text{ (地盤の許容鉛直支持力度) } = 300kN/m^2$$

判定：OK(許容鉛直支持力度内)

q_1 (つま先での地盤反力度)	q_{a0} (=300kN/m ²)
q_2 (かかとでの地盤反力度)	q_{a0} (=300kN/m ²)

図：地盤反力



-1. 安定計算(極限支持力)

4. 鉛直支持力の照査

極限支持力の計算

極限支持力度(q_u)は、次式で求める。

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \frac{1}{2} \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot e \cdot N \cdot S = 217.44 \text{ kN/m}^2$$

ここに

$$\begin{aligned} q_u & (\text{偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力度}) &= 217.44 \text{ kN/m}^2 \\ 1 & (\text{支持地盤の土の単位重量}) &= 19.00 \text{ kN/m}^3 \\ 2 & (\text{根入れ地盤の土の単位重量}) &= 18.00 \text{ kN/m}^3 \\ & (\text{ただし、地下水位以下では水中単位重量を用いる。}) \\ D_f & (\text{基礎の有効根入れ深さ}) &= 1.200 \text{ m} \\ D_f' & (\text{支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ}) &= 0.600 \text{ m} \\ c & (\text{支持地盤の粘着力}) &= 0.00 \text{ kN/m}^2 \\ q & (\text{上載荷重}) &= 2 \cdot D_f = 21.60 \text{ kN/m}^2 \\ B_e & (\text{偏心を考慮した基礎の有効載荷幅}) &= B - 2 \cdot e_B = 2.030 \text{ m} \\ B & (\text{基礎幅}) &= 2.400 \text{ m} \\ e_B & (\text{荷重の偏心量}) &= 0.185 \text{ m} \\ & (\text{基礎の形状係数} = 1 + 0.3 \cdot B_e / L) &= 1.12 \\ & (\text{基礎の形状係数} = 1 - 0.4 \cdot B_e / L) &= 0.84 \\ L & (\text{ブロック長: 伸縮目地間隔}) &= 5.000 \text{ m} \\ & (\text{Be/L} > 1 \text{ の場合は, Be/L} = 1 \text{ とする}) \\ & (\text{根入れ効果に対する割増し係数} = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e) &= 1.089 \\ N_c, N_q, N & (\text{荷重の傾斜を考慮した支持力係数}) & \\ \text{地盤の剪断抵抗角} & \text{および荷重の傾斜} (\tan \delta) & \text{から求められる。} \\ N_c & &= 15.6 \\ N_q & &= 9.2 \\ N & &= 4.0 \\ & (\text{支持地盤の剪断抵抗角}) &= 30.0 \text{ 度} \\ \tan \delta & (\text{荷重の傾斜}) = H_B / V &= 0.314 (=17.4 \text{ 度}) \\ H_B & (\text{基礎底面に作用する水平力}) &= 40.94 \text{ kN} \\ V & (\text{基礎底面に作用する鉛直力}) &= 130.40 \text{ kN} \\ S_c, S_q, S_r & (\text{支持力係数の寸法効果に関する補正係数}) & \\ S_c & = c'^{\frac{1}{2}} &= 1.000 \\ S_q & = q'^{\frac{1}{2}} &= 0.774 \\ S & = B'^{\frac{1}{2}} &= 0.790 \\ & , \nu, \mu \text{ (寸法効果の程度を表す係数)} &= -1/3 \\ c' & = c/10 &= 1.000 \text{ (但し, } 1 \leq c' \leq 10) \\ q' & = q/10 &= 2.160 \text{ (但し, } 1 \leq q' \leq 10) \\ B' & = B_e/1 &= 2.030 \text{ (但し, } 1 \leq B' \leq 10) \end{aligned}$$

鉛直地盤反力度は、次式を満足しなければならない。

$$q_a = \frac{V_o}{B_e \cdot n}$$

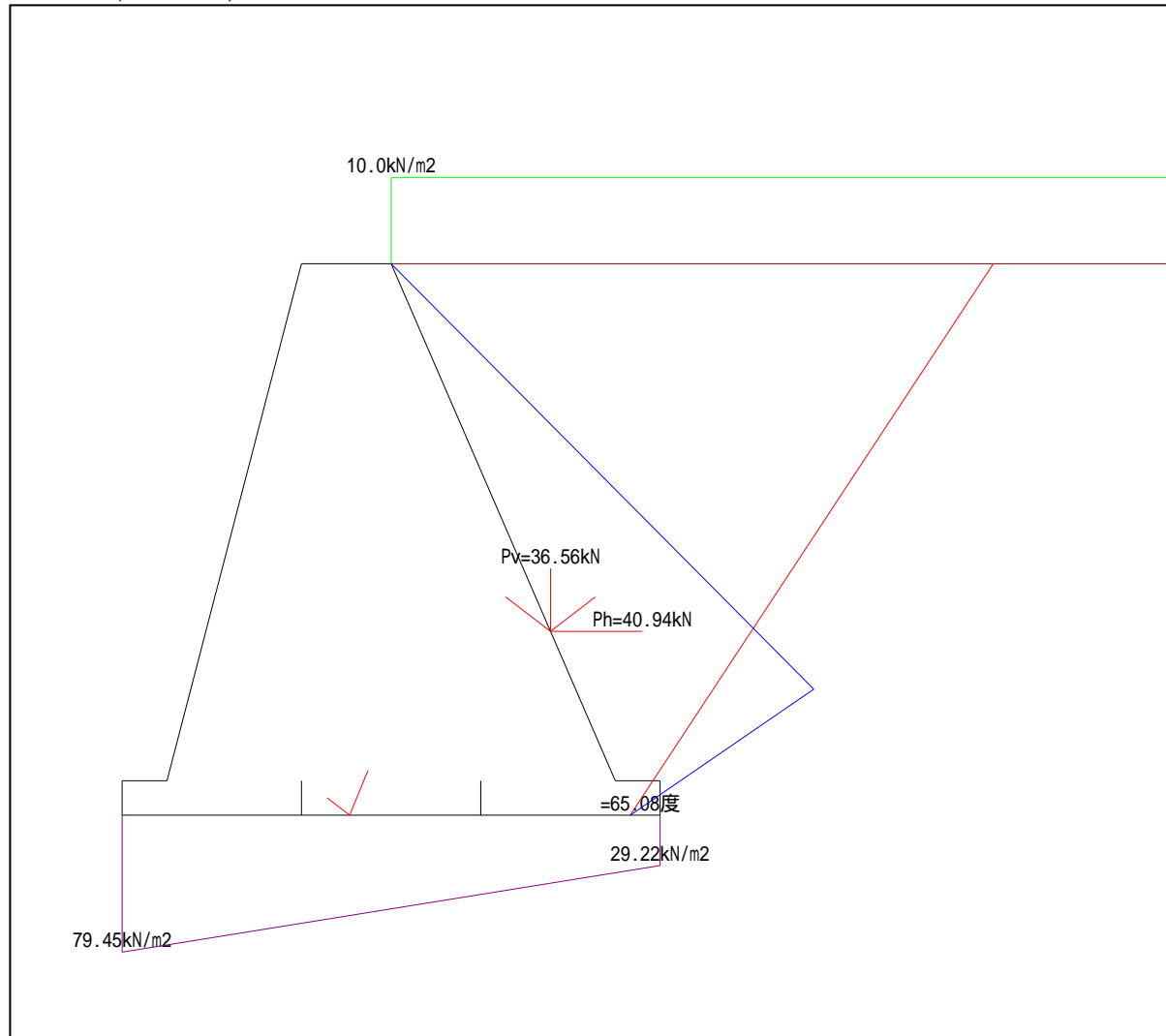
ここに

$$\begin{aligned} V_o & (\text{基礎底面に作用する鉛直力}) &= 130.40 \text{ kN/m} \\ B_e & (\text{荷重の偏心を考慮した擁壁底面の有効載荷幅}) &= 2.030 \text{ m} \\ V_o/B_e & &= 64.23 \text{ kN/m}^2 \\ q_a & (\text{荷重の偏心傾斜を考慮した許容鉛直支持力度}) &= 72.48 \text{ kN/m}^2 \\ q_u & (\text{地盤の極限支持力度}) &= 217.44 \text{ kN/m}^2 \\ n & (\text{安全率: 常時}) &= 3 \end{aligned}$$

判定: OK(許容鉛直支持力度内)

-2. 荷重図

図：荷重図(安定計算時)



荷重概要

角度

(せん断抵抗角) $\approx 35.00^\circ$
 (すべり面角) $\approx 65.08^\circ$
 (背面角) $\approx 18.43^\circ$
 (壁面摩擦角) $\approx 23.33^\circ$
 + (土圧角度) $\approx 41.77^\circ$

土圧

Ph (水平土圧) $\approx 40.94 \text{ kN}$
 Pv (鉛直土圧) $\approx 36.56 \text{ kN}$

地盤反力

つま先先端部 $\approx 79.45 \text{ kN/m}^2$
 つま先固定部 $\approx 75.26 \text{ kN/m}^2$
 かかと固定部 $\approx 33.41 \text{ kN/m}^2$
 かかと先端部 $\approx 29.22 \text{ kN/m}^2$

地下水 : なし

-1-1. 構造計算: たて壁(断面力)

1. たて壁の計算

躯体の各水平断面においてその断面より上部に作用する土圧と自重によって生じる応力度が許容応力度以下になるように設計する。

部材設計において考慮する荷重は、
常時土圧、自重とする。

(c) 断面力(地震慣性力)の計算
常時であり、地震慣性力はない。

(a) 土圧の計算

たて壁の固定端(H=3.000m)における土圧を求める
主働土圧は、試行くさび法により求める。
尚、土圧合力(Pa)は、壁面に直接作用させる。

(d) 断面力(水圧)の計算
水圧は無い。

以下、同様に各高さの土圧、断面力を求める。

計算結果を[表]に示す。

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\theta) - c \cdot L \cdot \cos(\theta)}{\cos(\theta)} = 49.01 \text{ kN}$$

$$Ph(\text{水平土圧}) = Pa \cdot \cos(\theta) = 36.55 \text{ kN}$$

$$Pv(\text{鉛直土圧}) = Pa \cdot \sin(\theta) = 32.65 \text{ kN}$$

ここに

$$W(\text{すべり土塊の重量}) = 95.75 \text{ kN}$$

$$(\text{すべり角}) = 1.14 \text{ rad} = 65.08^\circ$$

$$(\text{背面土せん断抵抗角}) = 35.0^\circ$$

$$(\text{壁面が鉛直となす角}) = 18.43^\circ$$

$$(\text{壁面摩擦角}) = 23.33^\circ$$

$$c(\text{粘着力}) = 0.0 \text{ kN/m}^2$$

$$L(\text{滑り面長}) = 3.308 \text{ m}$$

$$s(\text{土の単位重量}) = 20.0 \text{ kN/m}^3$$

(b) 断面力(土圧)の計算

たて壁の固定端(H=3.000m)における曲げ
モーメント(M)及び剪断力(S)は、次式で求める。

$$M(\text{曲げモーメント}) = Ph \cdot h = 36.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S(\text{剪断力}) = Ph = 36.55 \text{ kN}$$

ここに

$$Ph(\text{水平土圧}) = Pa \cdot \cos(\theta) = 36.55 \text{ kN}$$

$$h(\text{土圧作用点}) = 1.000 \text{ m}$$

表: 断面力

H=1.50m	鉛直力V	水平力H	作用点x	作用点y	モーメントV・x	モーメントH・y
自重	27.60kN	0.00kN	0.558m	0.625m	15.41kNm	0.00kNm
土圧	10.20kN	11.42kN	1.033m	0.500m	10.54kNm	5.71kNm
水圧	---	---	---	---	---	---
浮力	---	---	---	---	---	---
合計	37.80kN	11.42kN	---	---	25.95kNm	5.71kNm

H=3.00m	鉛直力V	水平力H	作用点x	作用点y	モーメントV・x	モーメントH・y
自重	82.80kN	0.00kN	0.922m	1.167m	76.36kNm	0.00kNm
土圧	32.65kN	36.55kN	1.667m	1.000m	54.41kNm	36.55kNm
水圧	---	---	---	---	---	---
浮力	---	---	---	---	---	---
合計	115.45kN	36.55kN	---	---	130.77kNm	36.55kNm

-1-2. 構造計算: たて壁(応力度)

(e) 応力度計算

コンクリート断面の縁応力度(c_1 、 c_2)が、
次式を満足するように設計する。

$$c_1, c_2 = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W} \quad c_a, c_{at}$$

ここに

c_a (許容圧縮応力度)=4.50N/mm²

c_{at} (許容引張応力度)=0.22N/mm²

高さH=1.500m断面の計算結果を示す。

c_1 (圧縮応力度)	=0.04N/mm ² ($c_a=4.50$ N/mm ²)
c_2 (圧縮応力度)	=0.02N/mm ² ($c_a=4.50$ N/mm ²)
N(軸方向力)	=37.80kN	
A(コンクリート全断面積)	=1.200m ²	
W(断面係数)= $1.0 \cdot B^2/6$	=0.240m ³	
B(照査位置の躯体幅)	=1.200m	
d (作用点位置)= $\frac{Mr-Mo}{N}$	=0.535m	
Mr(抵抗モーメント)	=25.95kNm	
Mo(転倒モーメント)	=05.71kNm	
e (偏心距離) = $B/2-d$	=0.065m	

高さH=3.000m断面の計算結果を示す。

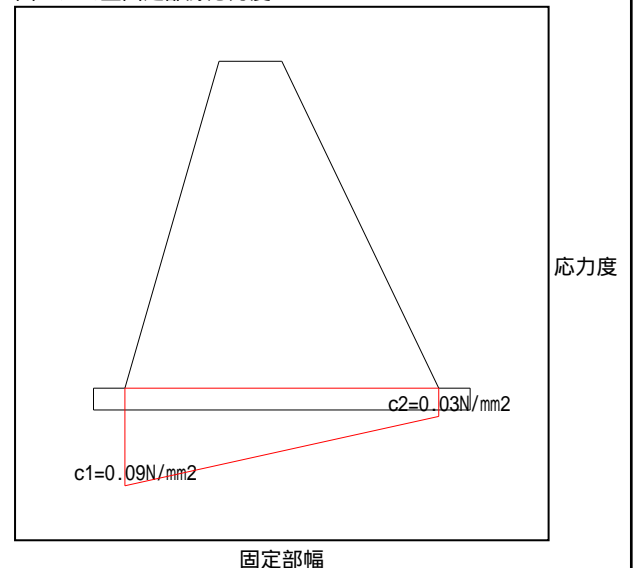
c_1 (圧縮応力度)	=0.09N/mm ² ($c_a=4.50$ N/mm ²)
c_2 (圧縮応力度)	=0.03N/mm ² ($c_a=4.50$ N/mm ²)
N(軸方向力)	=115.45kN	
A(コンクリート全断面積)	=2.000m ²	
W(断面係数)= $1.0 \cdot B^2/6$	=0.667m ³	
B(照査位置の躯体幅)	=2.000m	
d (作用点位置)= $\frac{Mr-Mo}{N}$	=0.816m	
Mr(抵抗モーメント)	=130.77kNm	
Mo(転倒モーメント)	=36.55kNm	
e (偏心距離) = $B/2-d$	=0.184m	

計算結果を一覧表[表]に示す。

表: 応力度

位置	中間部	固定部
高さ(H)	1.500m	3.000m
軸方向力N	37.80kN	115.45kN
モーメント	20.24kNm	94.22kNm
作用位置(d)	0.535m	0.816m
偏心距離(e)	0.065m	0.184m
躯体幅(B)	1.200m	2.000m
応力度 c_1	0.04N/mm ²	0.09N/mm ²
応力度 c_2	0.02N/mm ²	0.03N/mm ²
判定	可	可

図: たて壁固定部縁応力度



-2. 構造計算:底版(つま先版)

つま先版の設計

つま先版は、たて壁との結合部を固定端とする片持梁として設計する。
部材設計の照査位置は、固定部とする。

(a) 断面力

せん断力(S)は、次式で求める。

$$S = -W_c + Q_s = 14.55 \text{ kN}$$

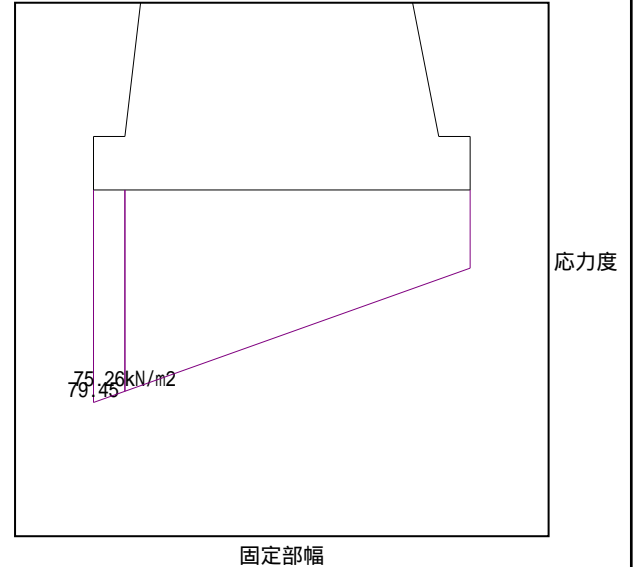
曲げモーメント(M)は、次式で求める。

$$M = -W_c \cdot x_1 + Q_s \cdot x_2 = 1.47 \text{ kNm}$$

ここに

$$\begin{aligned} W_c (\text{つま先版自重}) &= 0.92 \text{ kN} \\ Q_s (\text{地盤反力}) &= L_o \cdot (q_1 + q_4) / 2 = 15.47 \text{ kN} \\ L_o (q_1 \sim q_4 \text{間距離}) &= 0.200 \text{ m} \\ q_1 (\text{先端部地盤反力度}) &= 79.45 \text{ kN/m}^2 \\ q_4 (\text{付根部地盤反力度}) &= 75.26 \text{ kN/m}^2 \\ x_1 (W_c \text{のアーム長}) &= 0.100 \text{ m} \\ x_2 (Q_s \text{のアーム長}) &= 0.101 \text{ m} \end{aligned}$$

図：つま先版地盤反力



(b) 応力度計算

応力度は、次式で求める

$$\begin{aligned} \sigma_t (\text{引張応力度}) &= \frac{M}{Z} = 0.22 \text{ N/mm}^2 \\ \tau (\text{剪断応力度}) &= \frac{S}{b \cdot d} = 0.07 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned} M (\text{曲げモーメント}) &= 1.47 \text{ kNm} \\ Z (\text{断面係数}) &= 100 \cdot d^2 / 6 = 6,667 \text{ cm}^3 \\ b (\text{幅}) &= 1.000 \text{ m} \\ d (\text{部材厚さ}) &= 0.200 \text{ m} \\ S (\text{剪断力}) &= 14.55 \text{ kN} \end{aligned}$$

判定

$$\begin{aligned} \sigma_t &= 0.22 \text{ N/mm}^2 (> \sigma_{t, \text{許容}} = 0.22 \text{ N/mm}^2 \text{ 不可}) \\ \tau &= 0.07 \text{ N/mm}^2 (< \tau_{\text{許容}} = 0.33 \text{ N/mm}^2 \text{ 可}) \end{aligned}$$

計算結果を[図][表]に示す。

表:断面力

断面力	先端部	付根部	鉛直力V	作用点x	モーメントV・x
自重	-4.60kN/m ²	-4.60kN/m ²	-0.92kN	0.100m	-0.09kNm
地盤反力	79.45kN/m ²	75.26kN/m ²	15.47kN	0.101m	1.56kNm
合計	74.85kN/m ²	70.66kN/m ²	14.55kN	---	1.47kNm

表:応力度

区分	応力度
曲げモーメント	1.47kNm
せん断力	14.55kN
断面係数	6,667cm ³
断面積	2,000cm ²
引張り応力	0.22N/mm ²
せん断応力	0.07N/mm ²
判定	不可

-2. 構造計算:底版(かかと版)

踵版の設計

踵版は、たて壁との結合部を固定端とする片持梁として設計する。
部材設計の照査位置は、固定部とする。

(a) 断面力

せん断力(S)は、次式で求める。

$$S = -W_c + Q_s = 5.34 \text{ kN}$$

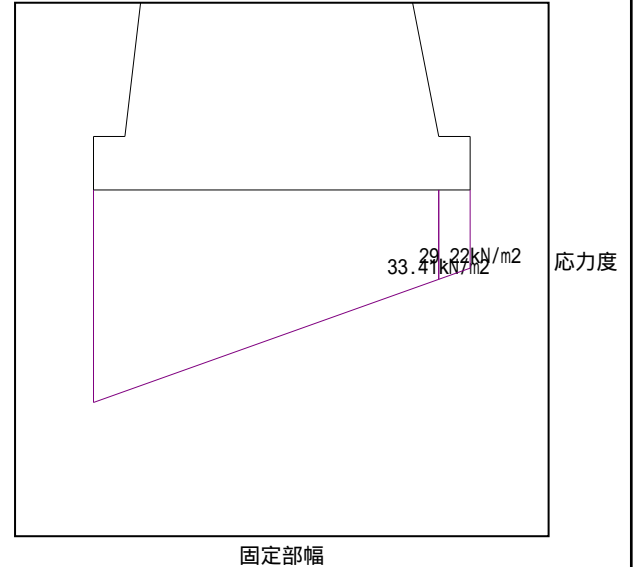
曲げモーメント(M)は、次式で求める。

$$M = -W_c \cdot x_1 + Q_s \cdot x_2 = 0.52 \text{ kNm}$$

ここに

$$\begin{aligned} W_c (\text{踵版自重}) &= 0.92 \text{ kN} \\ Q_s (\text{地盤反力}) &= L_o \cdot (q_2 + q_5) / 2 = 6.26 \text{ kN} \\ L_o (q_2 \sim q_5 \text{間距離}) &= 0.200 \text{ m} \\ q_2 (\text{先端部地盤反力度}) &= 29.22 \text{ kN/m}^2 \\ q_5 (\text{付根部地盤反力度}) &= 33.41 \text{ kN/m}^2 \\ x_1 (W_c \text{のアーム長}) &= 0.100 \text{ m} \\ x_2 (Q_s \text{のアーム長}) &= 0.098 \text{ m} \end{aligned}$$

図：踵版地盤反力



(b) 応力度計算

応力度は、次式で求める

$$\begin{aligned} c_t (\text{引張応力度}) &= \frac{M}{Z} = 0.08 \text{ N/mm}^2 \\ c (\text{剪断応力度}) &= \frac{S}{b \cdot d} = 0.03 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned} M (\text{曲げモーメント}) &= 0.52 \text{ kNm} \\ Z (\text{断面係数}) &= 100 \cdot d^2 / 6 = 6,667 \text{ cm}^3 \\ b (\text{幅}) &= 1.000 \text{ m} \\ d (\text{部材厚さ}) &= 0.200 \text{ m} \\ S (\text{剪断力}) &= 5.34 \text{ kN} \end{aligned}$$

判定

$$\begin{aligned} c_t &= 0.08 \text{ N/mm}^2 & c_{at} (\text{許容引張応力度}) &= 0.22 \text{ N/mm}^2 \text{ 可} \\ c &= 0.03 \text{ N/mm}^2 & c_a (\text{許容剪断応力度}) &= 0.33 \text{ N/mm}^2 \text{ 可} \end{aligned}$$

計算結果を[図][表]に示す。

表:断面力

断面力	先端部	付根部	鉛直力V	作用点x	モーメントV・x
自重	-4.60kN/m2	-4.60kN/m2	-0.92kN	0.100m	-0.09kNm
地盤反力	29.22kN/m2	33.41kN/m2	6.26kN	0.098m	0.61kNm
合計	24.62kN/m2	28.81kN/m2	5.34kN	---	0.52kNm

表:応力度

区分	応力度
曲げモーメント	0.52kNm
せん断力	5.34kN
断面係数	6,667cm3
断面積	2,000cm2
引張り応力	0.08N/mm2
せん断応力	0.03N/mm2
判定	可