

目 次

件 名：

逆 L 型擁壁計算書 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.鉄筋量及び応力度	・ ・ ・ ・ P9
3.鉄筋定着長	・ ・ ・ ・ P10
-2.構造計算:底版	
1.つま先版	・ ・ ・ ・ 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
 壁面摩擦角(= /2) =17.50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(D_f) =2.5m

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() =35.0度
 支持地盤の粘着力(c) =0.00kN/m²
 支持地盤への根入れ深さ(D_f') =0.6m
 許容鉛直支持力度(qa_0) =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(C_b) =0.00kN/m²
 (場所打は、 = 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) =24.50kN/m³
 擁壁形状(単位mm) : 図参照
 1) 擁壁のタイプ =逆 L 型擁壁
 2) たて壁前面勾配幅=142
 3) たて壁天端幅 =400
 4) たて壁高さ =7,100
 5) つま先版幅 =3,500
 6) 底版幅 =4,042
 7) 底版勾配厚 =200
 8) 底版厚 =700
 9) 型枠セット幅 =100
 15,0) ブロック長 =00
 突起無し

(2) 背面土形状、載荷重、土圧

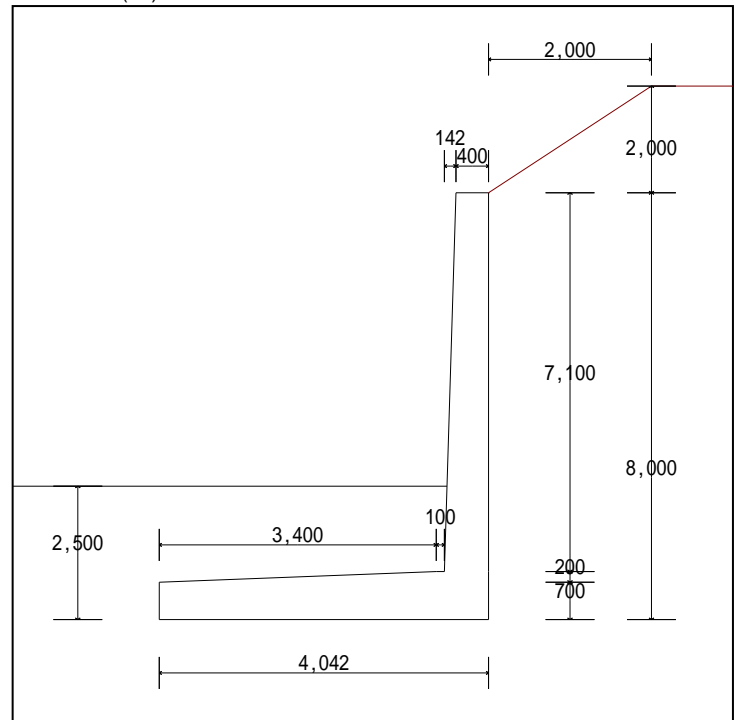
背面土形状:盛土
 1) 法勾配 =1 : 1.0
 2) 盛土高 =2,000mm
 載荷重
 1) 載荷重強度 =10.00kN/m²
 2) 載荷位置 =平坦部
 雪荷重
 1) 平坦部 =0.00kN/m²
 2) 法面部 =0.00kN/m²
 土圧等
 載荷重等の扱い : 土塊に含み計算
 たて壁設計用土圧 : 簡便法(逆算土圧係数)

(3) 設計震度:設計水平震度(K_h)=0.0

(4) その他の荷重

受働土圧[有効根入深(H_0)]=2.500m
 水压(浮力):なし
 風荷重 :なし
 衝突荷重 :なし

擁壁外形図(mm)



5. 許容応力度

(1) コンクリート

設計強度 (ck) =24.00N/mm²
 圧縮応力度(ca) =8.00N/mm²
 引張応力度(cat) =0.00N/mm²
 剪断応力度($a1$) =0.23N/mm²

6. 鉄筋かぶり

(1) たて壁部 =100mm
 (2) 底版部 =110mm

C_e : 部材断面の有効高 d の補正係数

d (mm)	300	1,000	3,000	5,000	10,000
C_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

C_{pt} : 軸方向引張鉄筋比 P_t の補正係数

P_t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0以上
C_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

C_{dc} : 剪断 λ° ン比による割り増し係数

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
C_{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

-1. 荷重計算(自重:安定計算用)

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)

ly(y軸に関する断面1次モーメント)

lx(x軸に関する断面1次モーメント)

は、次式で求められる。

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

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

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

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。

1. 躯体重量の計算

$$A \text{ (擁壁躯体面積)} = 6.64 \text{ m}^2$$

$$W \text{ (擁壁重量)} = c \cdot A = 162.73 \text{ kN}$$

$$ly \text{ (y軸の断面1次モーメント)} = 19.69 \text{ m}^3$$

$$lx \text{ (x軸の断面1次モーメント)} = 15.64 \text{ m}^3$$

$$x \text{ (図心)} = ly/A = 2.965 \text{ m}$$

$$y \text{ (図心)} = lx/A = 2.355 \text{ m}$$

2. 前面土重量の計算

$$A \text{ (前面土面積)} = 5.97 \text{ m}^2$$

$$W \text{ (前面土重量)} = \gamma \cdot A = 119.31 \text{ kN}$$

$$ly \text{ (y軸の断面1次モーメント)} = 10.28 \text{ m}^3$$

$$lx \text{ (x軸の断面1次モーメント)} = 9.85 \text{ m}^3$$

$$x \text{ (図心)} = ly/A = 1.722 \text{ m}$$

$$y \text{ (図心)} = lx/A = 1.652 \text{ m}$$

ここに

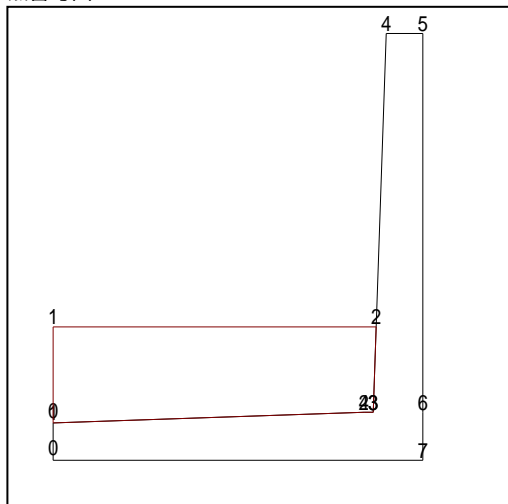
$$c \text{ (コンクリート単位重量)} = 24.50 \text{ kN}$$

$$\gamma \text{ (土の単位重量)} = 20.00 \text{ kN}$$

表: 荷重座標一覧表

1. 躯体重量	座標x(m)	座標y(m)
0	0.000	0.000
1	0.000	0.700
2	3.400	0.900
3	3.500	0.900
4	3.642	8.000
5	4.042	8.000
6	4.042	0.900
7	4.042	0.000
2. 前面土重量	座標x(m)	座標y(m)
0	0.000	0.700
1	0.000	2.500
2	3.532	2.500
3	3.500	0.900
4	3.400	0.900

点番号図



-2. 荷重計算(自重:構造計算用)

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)

は、次式で求められる。

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

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

ここに

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

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

W (重量)は、 $A \times$ (単位重量)である。

c(コンクリート単位重量) =24.50kN

(土の単位重量) =20.00kN

なお

(M)は、モーメント計算用を示す。

(S)は、剪断力計算用を示す。

座標法による計算結果を下記に示す。

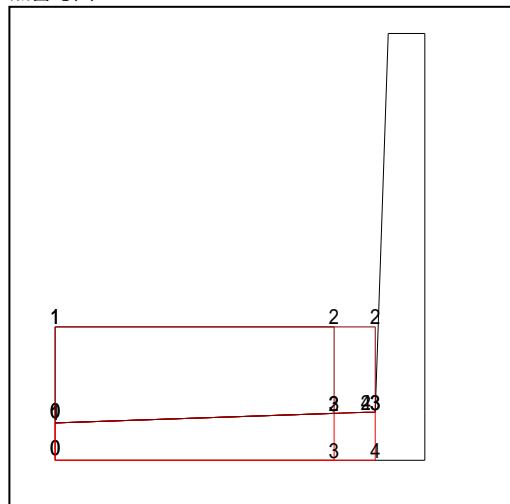
荷重計算結果一覧表

-	A(m ²)	W(kN)	I_y (m ³)	X(m)
1. つま先版(M)	2.81	68.84	5.13	1.825
2. つま先版(S)	2.41	59.01	3.81	1.583
3. 前面土(M)	5.94	118.80	10.19	1.715
4. 前面土(S)	5.22	104.33	7.82	1.498

表:荷重座標一覧表

1. つま先(M)	座標x(m)	座標y(m)
0	0.000	0.000
1	0.000	0.700
2	3.400	0.900
3	3.500	0.900
4	3.500	0.000
2. つま先(S)	座標x(m)	座標y(m)
0	0.000	0.000
1	0.000	0.700
2	3.050	0.879
3	3.050	0.000
3. 前面土(M)	座標x(m)	座標y(m)
0	0.000	0.700
1	0.000	2.500
2	3.500	2.500
3	3.500	0.900
4	3.400	0.900
4. 前面土(S)	座標x(m)	座標y(m)
0	0.000	0.700
1	0.000	2.500
2	3.050	2.500
3	3.050	0.879

点番号図



-3. 荷重計算(土圧等)

1. 土圧計算

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。

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\theta) - c \cdot L \cdot \cos(\theta)}{\cos(\theta)} = 246.26 \text{ kN}$$

q(載荷重) = 10.00 kN/m²
(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。(図参照)

W (すべり土塊の重量) = 621.90 kN
(すべり角) = 58.20度
(背面土剪断抵抗角) = 35.00度
(壁面が鉛直となす角) = 0.00度
(安定計算時 = 0度)
(壁面摩擦角) = 17.50度
c (粘着力) = 0.00 kN/m²
L (滑り面長) = 11.766 m
Ph(水平土圧) = Pa · cos = 234.86 kN
Pv(鉛直土圧) = Pa · sin = 74.05 kN
y(水平土圧の作用点) = 2.667 m
x(鉛直土圧の作用点) = 4.042 m

2. その他の荷重

受働土圧(Pp)

・ Ho²

$$Pp = Kp \cdot \frac{Ho^2}{2} + 2 \cdot C \quad Kp = 138.60 \text{ kN}$$

ここに

(土の単位重量) = 18.00 kN/m³

Ho(有効根入長) = 2.500 m

C (土の粘着力) = 0.00 kN/m²

$$Kp = \frac{1 + \sin \theta}{1 - \sin \theta} = 2.46$$

水圧 : なし

風荷重 : なし

衝突荷重 : なし

浮力 : なし

すべり角～土圧図

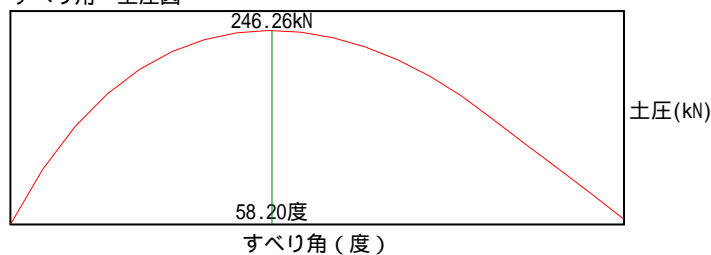


表: 荷重一覧

区分	鉛直力V	水平力H	作用点x	作用点y	E=V・x	E=H・y
躯体重量	162.73 kN	0.00 kN	2.965 m	2.355 m	482.41 kNm	0.00 kNm
前面土	119.31 kN	0.00 kN	1.722 m	1.652 m	205.50 kNm	0.00 kNm
載荷重	---	---	---	---	---	---
主働土圧	74.05 kN	234.86 kN	4.042 m	2.667 m	299.32 kNm	626.30 kNm
受働土圧	---	(138.60 kN)	---	---	---	---
水圧	---	---	---	---	---	---
浮力	---	---	---	---	---	---
風荷重	---	---	---	---	---	---
衝突荷重	---	---	---	---	---	---
合計	356.09 kN	234.86 kN	---	---	987.23 kNm	626.30 kNm

-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。

$$F_s = \frac{V_o \cdot \mu + C_b \cdot B_e + 0.5 \cdot P_p}{H_o} = 1.20$$

ここに

V_o (擁壁底面における全鉛直荷重)	=356.09kN
H_o (擁壁底面における全水平荷重)	=234.86kN
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)	=2.027m
(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)	
P_p (受働土圧)	=138.60kN

安全率 F_s は1.5を下回ってはならない。

判定：不可(安全率不足)<1.5

2. 転倒に対する安定計算

擁壁底面つま先から合力 R の作用点までの距離(d)は、次式で求める。

$$d = \frac{M_r - M_o}{V_o} = 1.014m$$

ここに

M_r (擁壁底面つま先回りの抵抗モーメント)	=987.23kNm
M_o (擁壁底面つま先回りの転倒モーメント)	=626.30kNm
V_o (擁壁底面における全鉛直荷重)	=356.09kN
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。	
$e = B/2 - d$	=1.007m

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。

$$|e| > B/6 = 0.674m$$

判定：不可(中央1/3以外)

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。

$$q = \frac{2 \cdot V_o}{3 \cdot d} = 234.21kN/m^2$$

ここに

V_o (擁壁底面における全鉛直荷重)	=356.09kN
d (つま先～合力作用位置間の距離)	=1.014m

q_1, q_2 は次式を満足しなければならない。

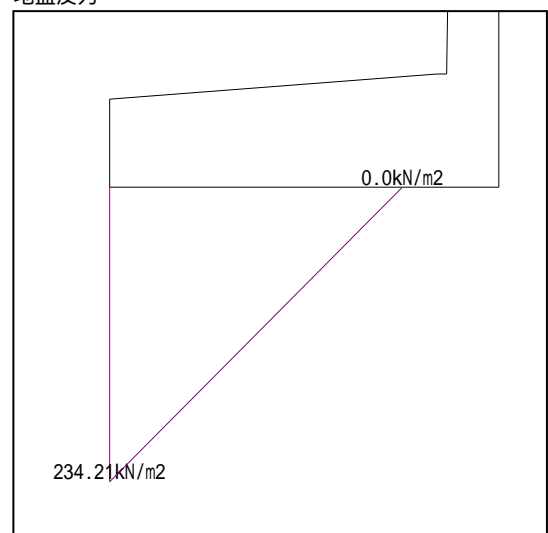
$q_1, q_2 \leq q_{a0}$ (地盤の許容鉛直支持力度)=300kN/m²

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/m²)

q_2 (かかとでの地盤反力度) q_{a0} (=300kN/m²)

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。

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \frac{1}{2} \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot e \cdot N \cdot S = 150.05 \text{ kN/m}^2$$

ここに

q_u (偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力度)	=150.05kN/m ²
1(支持地盤の土の単位重量)	=19.00kN/m ³
2(根入れ地盤の土の単位重量)	=18.00kN/m ³
(ただし、地下水位以下では水中単位重量を用いる。)	
D_f (基礎の有効根入れ深さ)	=2.500m
D_f' (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)	=0.600m
c (支持地盤の粘着力)	=0.00kN/m ²
q (上載荷重)	= $2 \cdot D_f$ =45.00kN/m ²
B (偏心を考慮した基礎の有効載荷幅)= $B - 2 \cdot e_B$	=2.027m
B (基礎幅)	=4.042m
e_B (荷重の偏心量)	=1.007m
(基礎の形状係数= $1+0.3 \cdot B_e/L$)	=1.12
(基礎の形状係数= $1-0.4 \cdot B_e/L$)	=0.84
L (ブロック長:伸縮目地間隔)	=5.000m
($B_e/L > 1$ の場合は, $B_e/L = 1$ とする)	
(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 (荷重の傾斜を考慮した支持力係数)	
地盤の剪断抵抗角 および荷重の傾斜(\tan)から求められる。	
N_c	=8.9
N_q	=4.7
N	=0.7
(支持地盤の剪断抵抗角)	=35.0度
\tan (荷重の傾斜) = H_B / V	=0.660(=33.4度)
H_B (基礎底面に作用する水平力)	=234.86kN
V (基礎底面に作用する鉛直力)	=356.09kN
S_c, S_q, S_r (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
$S_q = q'^{\frac{1}{2}}$	=0.606
$S_r = B'^{\frac{1}{2}}$	=0.790
, $\frac{1}{2}$, μ (寸法効果の程度を表す係数)= -1/3	
$c' = c/10$	=1.000 (但し, $c' \geq 10$)
$q' = q/10$	=4.500 (但し, $q' \geq 10$)
$B' = B/1$	=2.027 (但し, $B' \geq 1$)

鉛直地盤反力度は、次式を満足しなければならない。

$$\frac{V_o}{B_e} \geq \frac{q_u}{n}$$

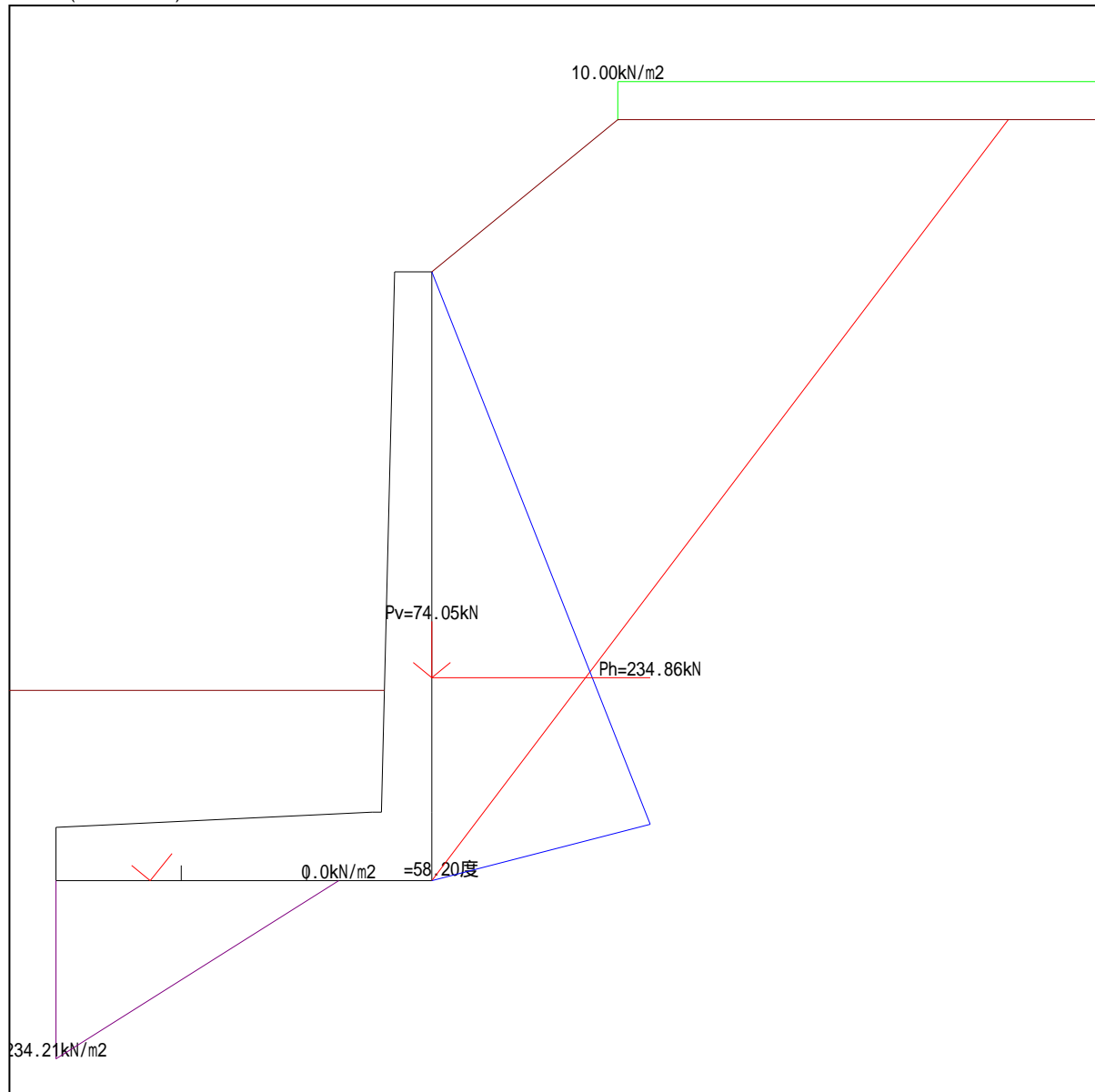
ここに

V_o (基礎底面に作用する鉛直力)	=356.09kN/m
B_e (荷重の偏心を考慮した擁壁底面の有効載荷幅)	=2.027m
V_o/B_e	=175.66kN/m ²
q_a (荷重の偏心傾斜を考慮した許容鉛直支持力度)	=50.02kN/m ²
q_u (地盤の極限支持力度)	=150.05kN/m ²
n (安全率:常時)	=3

判定: 不可(許容鉛直支持力度外)

-2. 荷重図

荷重図(安定計算時)



荷重概要

角度

- (剪断抵抗角) ≈ 35.00 度
- (すべり面角) ≈ 58.20 度
- (背面角) ≈ 0.00 度
- (安定計算時) ≈ 0.00 度
- (壁面摩擦角) ≈ 17.50 度
- + (土圧角度) ≈ 17.50 度

土圧

- Ph (水平土圧) $\approx 234.86 \text{ kN}$
- Pv (鉛直土圧) $\approx 74.05 \text{ kN}$

地盤反力

- つま先先端部 $\approx 234.21 \text{ kN/m}^2$
- つま先固定部 $\approx 0.00 \text{ kN/m}^2$
- たて壁後面部 $\approx 0.00 \text{ kN/m}^2$

地下水 : なし

-1-1. 構造計算: たて壁(断面力)

1. たて壁の計算

たて壁は、底版との結合部を固定端とする片持梁として設計する。
部材設計において考慮する荷重は、常時主働土圧の水平分力とする。
鉛直分力及びたて壁自重は無視する。

(a) 土圧の計算

たて壁の固定端(H=7.100m)における土圧を求める
主働土圧合力(Pa)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。

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\theta) - c \cdot L \cdot \cos(\theta)}{\cos(\theta)} = 201.90 \text{ kN}$$

$$Ph(\text{水平土圧}) = Pa \cdot \cos(\theta) = 192.55 \text{ kN}$$

$$Pv(\text{鉛直土圧}) = Pa \cdot \sin(\theta) = 60.71 \text{ kN}$$

$$Kh(\text{水平土圧係数}) = \frac{1/2 \cdot s \cdot H^2}{Pv} = 0.382$$

$$Kv(\text{鉛直土圧係数}) = \frac{1/2 \cdot s \cdot H^2}{Pv} = 0.120$$

ここに

$$W(\text{すべり土塊の重量}) = 516.14 \text{ kN}$$

$$(\text{すべり角}) = 57.92^\circ$$

$$(\text{背面土剪断抵抗角}) = 35.0^\circ$$

$$(\text{壁面が鉛直となす角}) = 0.00^\circ$$

$$(\text{壁面摩擦角}) = 17.50^\circ$$

$$c(\text{粘着力}) = 0.00 \text{ kN/m}^2$$

$$L(\text{滑り面長}) = 10.740 \text{ m}$$

$$s(\text{土の単位重量}) = 20.00 \text{ kN/m}^3$$

(b) 断面力(土圧)の計算[逆算土圧係数で計算]

たて壁の固定端(H=7.100m)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(曲げモーメント) = $Ph \cdot h = 455.71 \text{ kN} \cdot \text{m}$
S(剪断力) = $Ph = 192.55 \text{ kN}$
ここに
Ph(水平土圧) = $Pa \cdot \cos(\theta) = 192.55 \text{ kN}$
h(土圧作用点) = 2.367 m

(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。

(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。

表:断面力

断面力	H=1/4	H=2/4	H=3/4	固定部
計算位置	1.775m	3.550m	5.325m	7.100m
土圧水平力	12.03kN	48.14kN	108.31kN	192.55kN
土圧作用点	0.592m	1.183m	1.775m	2.367m
土圧モーメント	7.12kNm	56.96kNm	192.25kNm	455.71kNm
躯体重量	18.17kN	37.88kN	59.13kN	81.93kN
地震慣性力	0.00kN	0.00kN	0.00kN	0.00kN
地震作用点	0.875m	1.727m	2.558m	3.372m
地震モーメント	0.00kNm	0.00kNm	0.00kNm	0.00kNm
水圧水平力	0.00kN	0.00kN	0.00kN	0.00kN
水圧作用点	0.000m	0.000m	0.000m	0.000m
水圧モーメント	0.00kNm	0.00kNm	0.00kNm	0.00kNm
モーメント	7.12kNm	56.96kNm	192.25kNm	455.71kNm
剪断力	12.03kN	48.14kN	108.31kN	192.55kN

-1-2. 構造計算: たて壁(応力度)

(e) 応力度計算

必要鉄筋量の計算

固定端における必要鉄筋量(As)は、次式で求める。

$$As = \frac{M}{sa \cdot (d - x/3)} = 7,754 \text{ mm}^2$$

ここに

sa(許容引張応力度)=160.00N/mm²

xは、次式で求める

$$x^3 - 3d \cdot x^2 - \left(\frac{6 \cdot M \cdot 15}{sa \cdot b} \right) \cdot (x - d) = 0$$

上記式を解いてx=224mmを得る。

配筋は、鉄筋直径=D32mm、鉄筋ピッチ=100mmとする。

使用鉄筋量は、7,942mm²となり必要鉄筋量を満足する。

実応力度の計算

応力度は、次式で求める

$$c(\text{圧縮応力度}) = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x(d - x/3)} = 10.98 \text{ N/mm}^2 \quad (> \quad ca = 8.00 \text{ N/mm}^2)$$

$$s(\text{引張応力度}) = n \cdot c \cdot \frac{x}{Sh} = 156.57 \text{ N/mm}^2 \quad (sa = 160.00 \text{ N/mm}^2)$$

$$m(\text{平均剪断応力度}) = \frac{Sh}{b \cdot d} = 0.39 \text{ N/mm}^2 \quad (a = 0.46 \text{ N/mm}^2)$$

$$a(\text{許容剪断応力度}) = a1 \cdot Ce \cdot Cpt = 0.46 \text{ N/mm}^2$$

ここに

M(曲げモーメント) = 455.71kN・m

b(幅) = 1,000mm

d(部材厚-かぶり) = 442mm

$$x = \frac{15 \cdot As}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b \cdot d}{15 \cdot As}} \right) = 227 \text{ mm}$$

$$Sh(\text{有効高変化の影響考慮剪断力}) = S \cdot \frac{M}{d} \cdot (\tan \alpha + \tan \beta) = 171.93 \text{ kN}$$

S (剪断力) = 192.55kN

tan (部材圧縮縁の部材軸との角度) = 1.15度

tan (引張り鋼材の部材軸との角度) = 0.00度

a1 (許容剪断応力度基準値) = 0.23N/mm²

Ce (有効高dの補正係数: 表から補間計算) = 1.319 (0.5 Ce 1.4)

Pt (軸方向引張鉄筋比) = 1.797%

Cpt (軸方向引張鉄筋比補正係数: 表から補間計算) = 1.500 (0.7 Cpt 1.5)

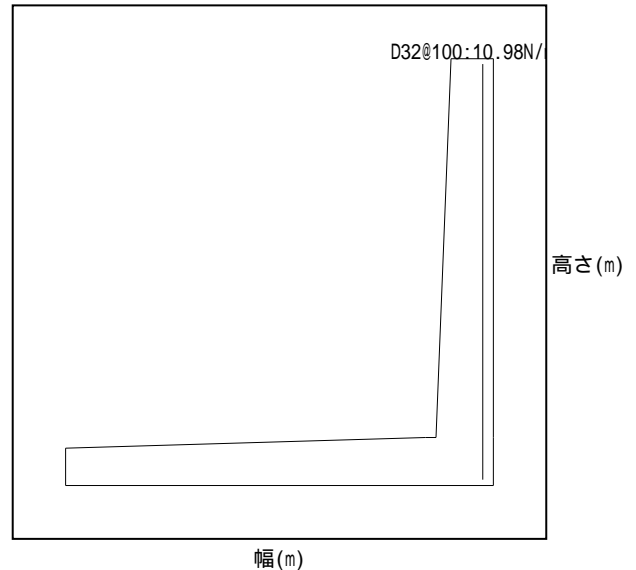
同様に各断面の計算を行う。

計算結果を一覧表に示す。

表: 応力度及び配筋量

-	H=1/4	H=2/4	H=3/4	固定部
計算位置	1.775m	3.550m	5.325m	7.100m
たて壁厚	0.435m	0.471m	0.506m	0.542m
曲げモーメント	7.12kNm	56.96kNm	192.25kNm	455.71kNm
剪断力(S)	12.03kN	48.14kN	108.31kN	192.55kN
剪断力(Sh)	11.61kN	45.07kN	98.85kN	171.93kN
必要鉄筋量	137mm ²	1,047mm ²	3,397mm ²	7,754mm ²
使用鉄筋量	3,971mm ²	3,971mm ²	7,942mm ²	7,942mm ²
鉄筋径@ピッチ	D32@200	D32@200	D32@100	D32@100
圧縮応力度	0.33N/mm ²	2.25N/mm ²	5.36N/mm ²	10.98N/mm ²
引張応力度	6.27N/mm ²	45.11N/mm ²	72.23N/mm ²	156.57N/mm ²
平均剪断応力度	0.03N/mm ²	0.12N/mm ²	0.24N/mm ²	0.39N/mm ²
許容剪断応力度	0.48N/mm ²	0.47N/mm ²	0.46N/mm ²	0.46N/mm ²
Ce	1.380	1.359	1.339	1.319
Pt(%):Cpt	1.184%:1.500	1.070%:1.500	1.954%:1.500	1.797%:1.500
判定	OK	OK	OK	不可

図: たて壁鉄配筋



-1-3. 構造計算:たて壁(鉄筋定着長)

(f)主鉄筋の定着位置の計算

たて壁の主鉄筋の定着位置の計算は、次の2ケースについて行い両者の大きい方を採用する。

必要鉄筋量がたて壁付け根の配筋量(As)の1/2となる位置(L1)に定着長(35)を加えた長さ L1+35

鉄筋の曲げ引張り応力度が、許容曲げ引張り応力度の1/2となる位置。 L2

(配筋量はたて壁付け根配筋量(As)の1/2とする)

それぞれの長さの計算式を、次に示す。

(a)ケース (L1の計算): 図参照

$$\frac{As}{2} = \frac{My}{sa \cdot (d-x/3)} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

(1)式を反復計算し解[y=5.620m]を得る。

従って

$$L1=h(\text{壁高})-y = 1.480\text{m}$$

$$L1+35 = 2.600\text{m}$$

ここに

$$h(\text{壁高}) = 7.100\text{m}$$

$$(\text{鉄筋径}) = 32\text{mm}$$

(b)ケース (L2の計算): 図参照

$$\frac{sa}{2} = n \cdot \frac{d-x}{x} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

(2)式を反復計算し解[y=4.360m]を得る。

従って

$$L2=h(\text{壁高})-y = 2.740\text{m}$$

ここに

$$As(\text{たて壁付け根配筋量}) = 7,942\text{mm}^2$$

$$My(\text{曲げモーメント}) = \frac{Kh \cdot s}{6} y^3$$

$$sa(\text{許容引張応力度}) = 160.00\text{N/mm}^2$$

d (計算位置のたて壁有効厚)

$$c = \frac{2 \cdot My}{b \cdot x \cdot (d-x/3)}$$

$$x = \frac{15 \cdot As/2}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{15 \cdot As/2}} \right]$$

$$Kh(\text{水平土圧係数}) = 0.382$$

$$s(\text{土の単位重量}) = 20.00\text{kN/m}^3$$

y (計算位置の天端からの距離)

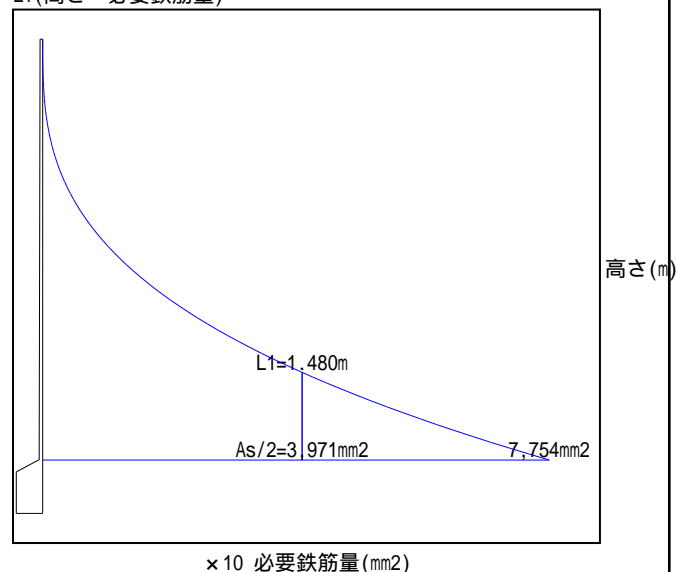
主鉄筋の固定部から定着位置は(Lo)

両者の大きい方の値を採用する。

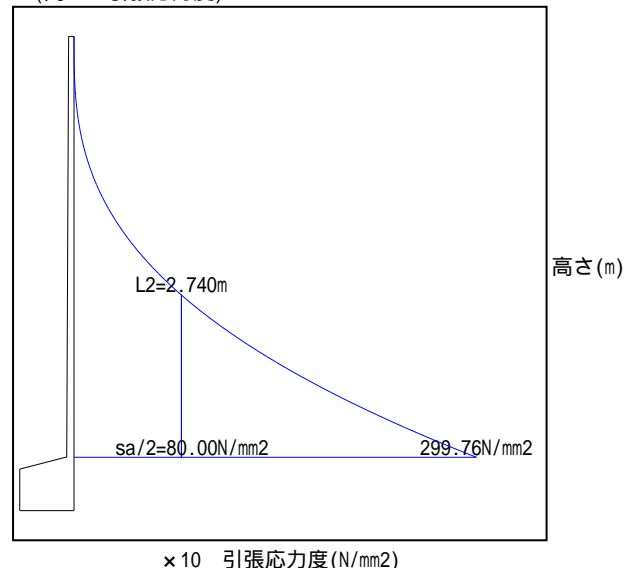
従って

$$Lo(\text{定着長}) = \text{Max}(L1+35, L2) = 2.740\text{m}$$

L1(高さ～必要鉄筋量)



L2(高さ～引張応力度)



-2-1. 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。

(a)断面力

剪断力(S)は、次式で求める。

部材設計の照査位置は、たて壁の前面から底版厚さ(H)のH/2離れた位置とする。

$$S = -W_c - S_v + Q_s = 192.75 \text{ kN}$$

ここに

$$\begin{aligned} W_c (\text{自重}) &= 59.01 \text{ kN} \\ S_v (\text{前面土自重}) &= 104.33 \text{ kN} \\ Q_s (\text{地盤反力}) &= L_s \cdot (q_1 + q_3) / 2 = 356.09 \text{ kN} \\ L_s (\text{先端} \sim H/2 \text{部距離}) &= 3.041 \text{ m} \\ q_1 (\text{先端部地盤反力度}) &= 234.21 \text{ kN/m}^2 \\ q_3 (\text{H/2部地盤反力度}) &= 0.00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

曲げモーメント(M)は、次式で求める。

$$M = -W_c \cdot x_1 - S_v \cdot x_2 + Q_s \cdot x_3 = 557.96 \text{ kNm}$$

ここに

$$\begin{aligned} W_c (\text{自重}) &= 68.84 \text{ kN} \\ S_v (\text{前面土自重}) &= 118.80 \text{ kN} \\ Q_s (\text{地盤反力}) &= L_o \cdot (q_1 + q_4) / 2 = 356.09 \text{ kN} \\ L_o (q_1 \sim q_4 \text{間距離}) &= 3.041 \text{ m} \\ q_4 (\text{付根部地盤反力度}) &= 0.00 \text{ kN/m}^2 \\ x_1 = 1.675 \text{ m}; x_2 = 1.715 \text{ m}; x_3 = 2.486 \text{ m} \end{aligned}$$

図:つま先版地盤反力

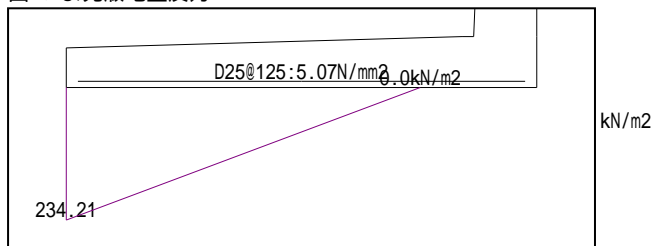


表:断面力(剪断力:H/2部)

-	先端部	H/2部	V(kN)	x(m)	Vx(kNm)
自重	---	---	-59.01	---	---
前面土	---	---	-104.33	---	---
地盤反力	234.21	0.00	356.09	---	---
合計	---	---	192.75	---	---

表:断面力(曲げモーメント:たて壁付根部)

-	先端部	付根部	V(kN)	x(m)	Vx(kNm)
自重	---	---	-68.84	1.675	-115.34
前面土	---	---	-118.80	1.785	-212.09
地盤反力	234.21	0.00	356.09	2.486	885.39
合計	---	---	168.45	3.312	557.96

表:応力度及び配筋量

-	応力度等	許容応力度
曲げモーメント	455.71kNm	---
剪断力	192.75kN	---
必要鉄筋量	4038mm²	---
使用鉄筋量	4054mm²	---
鉄筋径@ピッチ	D25@125	---
圧縮応力度	5.07N/mm²	8.00N/mm²
引張応力度	159.47N/mm²	160.00N/mm²
平均剪断応力度	0.24N/mm²	0.32N/mm²
判定	OK	---

(b)応力度計算

必要鉄筋量の計算

固定端における必要鉄筋量(As)

は、次式で求める。

$$A_s = \frac{M}{s_a \cdot (d - x/3)} = 4,038 \text{ mm}^2$$

ここに

$$\begin{aligned} M (\text{曲げモーメント}) &= 455.71 \text{ kNm} \\ s_a (\text{許容引張応力度}) &= 160 \text{ kN/m}^2 \\ d (\text{部材厚-かぶり}) &= 790 \text{ mm} \end{aligned}$$

xは、次式で求める

$$x^3 - 3d \cdot x^2 - \left(\frac{6 \cdot M \cdot 15}{s_a \cdot b} \right) \cdot (x - d) = 0$$

上記式を解いてx=254mmを得る。

配筋は

直径=D25mm:ピッチ=@125mmとする。

使用鉄筋量(A)は4,054mm²

となり、必要鉄筋量を満足する。

実応力度の計算

応力度は、次式で求める

$$c (\text{圧縮応力度}) = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot (d - x/3)} = 5.07 \text{ N/mm}^2$$

$$s (\text{引張応力度}) = n \cdot c \cdot \frac{d - x}{x} = 159.47 \text{ N/mm}^2$$

ここに

$$\begin{aligned} M (\text{曲げモーメント}) &= 455.71 \text{ kNm} \\ b (\text{幅}) &= 1,000 \text{ mm} \\ d (\text{部材厚-かぶり}) &= 790 \text{ mm} \\ 15 \cdot A_s &= 2b \cdot d \\ x &= \frac{b}{15 \cdot A_s} \left(-1 + \sqrt{1 + \left(\frac{15 \cdot M}{b \cdot d} \right)^2} \right) = 255 \text{ mm} \end{aligned}$$

実応力度の計算(剪断: H/2部)

$$m (\text{平均剪断応力度}) = S / (b \cdot d) = 0.24 \text{ N/mm}^2$$

ここに

$$\begin{aligned} S (\text{剪断力}) &= 192.75 \text{ kN} \\ d (\text{部材厚-かぶり}) &= 769 \text{ mm} \end{aligned}$$

なお

$$P_t (\text{軸方向引張鉄筋比}) = A / (b \cdot d) = 0.527\%$$

コンクリートの許容剪断応力度(ca)

$$c_a = a_1 \cdot C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} = 0.32 \text{ N/mm}^2$$

ここに

$$\begin{aligned} a_1 (\text{許容剪断応力度基準値}) &= 0.23 \text{ N/mm}^2 \\ C_e (\text{有効高dの補正係数}) &= 1.132 \\ P_t (\text{軸方向引張鉄筋比}) &= 0.527\% \\ C_{pt} (\text{軸方向引張鉄筋比の補正係数}) &= 1.216 \\ C_{dc} (\text{剪断力/鉛直荷重の合力位置}) &= 1.000 \\ a (\text{剪断力/鉛直荷重の合力位置}) &= 2.705 \text{ m} \\ d (\text{たて壁位置の底版の有効高}) &= 0.790 \text{ m} \end{aligned}$$

計算結果を[図][表]に示す。