

## フルームの設計

件名：サンプルデータ

### 1 設計条件

#### (1) 部材寸法

断面内空高  $H = 2.00$  (m)

断面内空幅  $B = 3.50$  (m)

部材厚 たて壁天端  $T1 = 0.25$  (m)

たて壁付け根  $T2 = 0.40$  (m)

底版厚  $T3 = 0.40$  (m)

ハンチ  $T4 = 0.10$  (m)

フーチング長さ  $TB = 0.50$  (m)

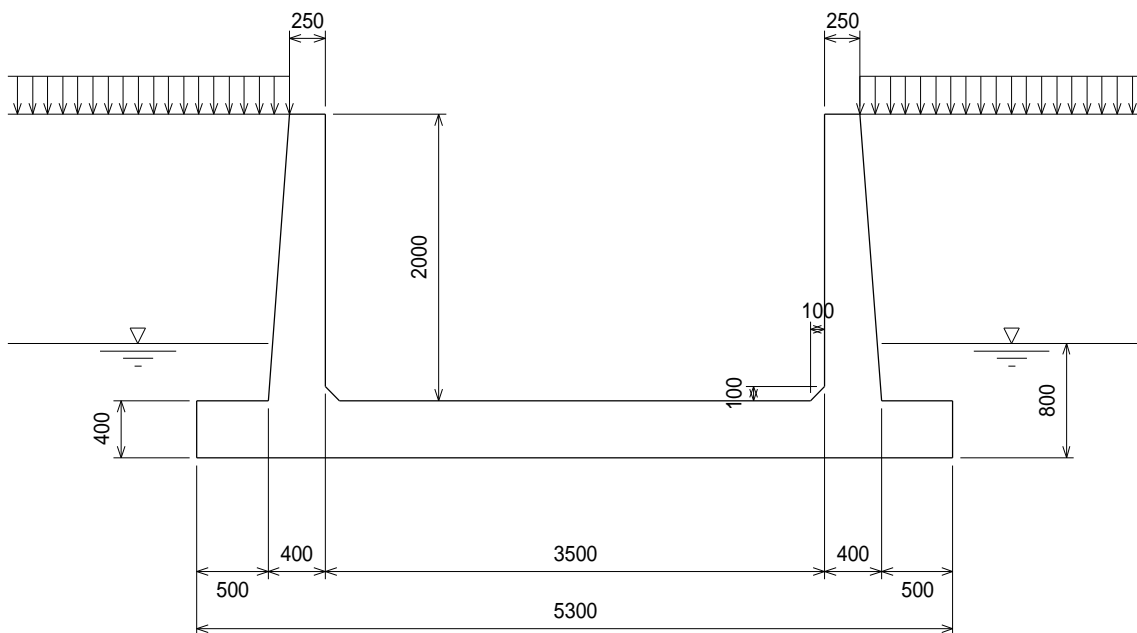
設計地下水位高  $H_w = 0.80$  (m)

満水時の内水位高  $H_{wi} = 2.00$  (m)

#### (2) 盛土形状

壁背面からの載荷位置  $X = 0.00$  (m)

載荷重  $Q = 20.3$  (kN/m<sup>2</sup>)



(3) 単位体積重量

		設計用値
フルーム	sc(kN/m <sup>3</sup> )	24.5
	内部摩擦角 (°)	30.0
埋め戻し土	湿潤重量 s(kN/m <sup>3</sup> )	18.0
	飽和重量 t(kN/m <sup>3</sup> )	20.0
	水中重量 '(kN/m <sup>3</sup> )	10.0
水	w(kN/m <sup>3</sup> )	9.8

(4) 許容応力度

1) コンクリート

設計基準強度	ck(N/mm <sup>2</sup> )	21
許容曲げ圧縮応力度	ca(N/mm <sup>2</sup> )	7.0
許容せん断応力度(*)	a(N/mm <sup>2</sup> )	0.42
許容付着応力度	oa(N/mm <sup>2</sup> )	1.40
ヤング係数	E <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	23500

(\*) コンクリートのみでせん断力を負担する場合

2) 鉄筋

材 質		SD295
許容引張応力度	sa(N/mm <sup>2</sup> )	157
ヤング係数	E <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	200000

(5) 鉄筋かぶり(芯かぶり)

(単位 ; mm)

部 材	外側	内側
たて壁	50	50
部 材	上側	下側
底版(*)	50	50

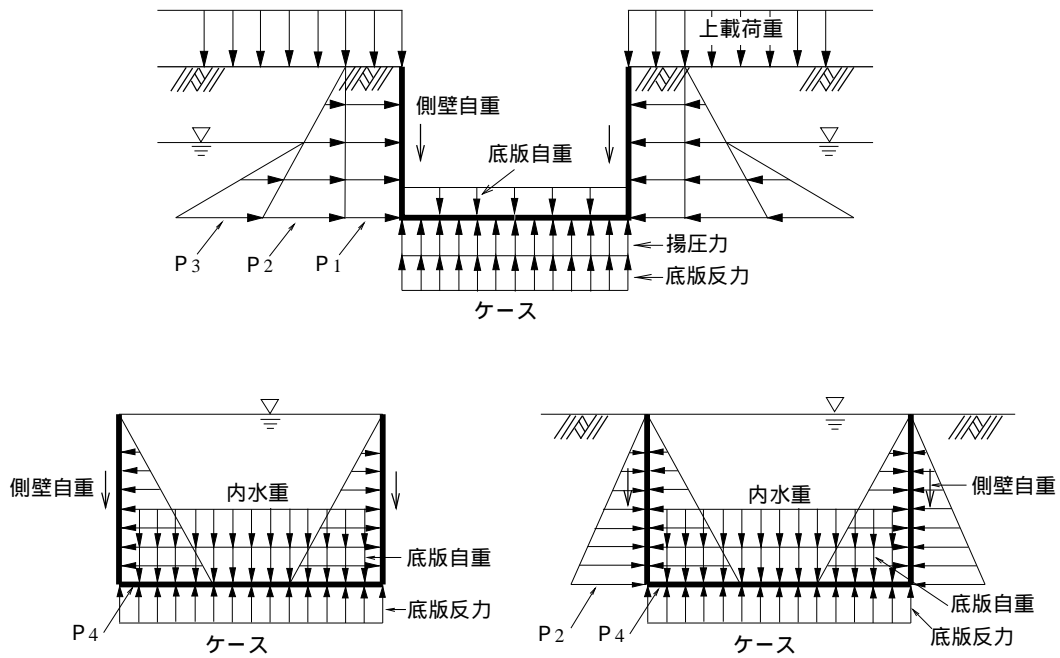
(\*)フーチングを含む

(6) 検討ケース

荷重の組み合わせは、次表の通りとし、部材断面の検討は、ケース・・・で行う。

項 目	浮上に対	基礎地盤	部材断面の検討		
	する検討	支持力	ケース	ケース	ケース
自重					
土圧及び	埋戻しの状態				
載荷重	路面荷重				
	側面に作用する水圧				
地下水	揚圧力				
フルーム内の充満水					

- (注) ケース 1 : 側壁，底版の各部材の外側に最大曲げモーメントが生ずる場合  
 ケース 2 : 側壁，底版の各部材の内側に最大曲げモーメントが生ずる場合  
 (側壁の埋戻し土の反力が期待できない場合)  
 ケース 3 : 側壁，底版の各部材の内側に最大曲げモーメントが生ずる場合  
 (側壁の埋戻し土の反力が期待できる場合)



単位: 1-G 4.5x 4.5 x 4.5 (kN/1u) \* 2-G 2.5 x 2.5 x 2.5 (kN/1u) \* 3-G 5.0 x 5.0 x 5.0 (kN/1u) \* 4-G 7.5 x 7.5 x 7.5 (kN/1u)

## (7) 応力度照査

部材の応力度照査は、外側および内側の主応力鉄筋を単鉄筋構造として計算するものとし、次式により算出する。

$$c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2}$$

$$s = \frac{M}{p \cdot j \cdot b \cdot d^2}$$

$$= \frac{S}{b \cdot j \cdot d}$$

$$o = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

ここに、

c ; コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

s ; 鉄筋の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

o ; コンクリートのせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

M ; 設計曲げモーメント (N・mm/m)

S ; 設計せん断力 (N/m)

b ; 部材幅 (1000mm)

d ; 有効高さ (mm)

U ; 鉄筋周長の総和 (mm)

k ; 中立軸からコンクリートの圧縮縁までの距離と有効高さとの比

$$k = \sqrt{2 \cdot n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

j ; コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋断面の図心までの距離と有効高さとの比

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

p ; 引張鉄筋比

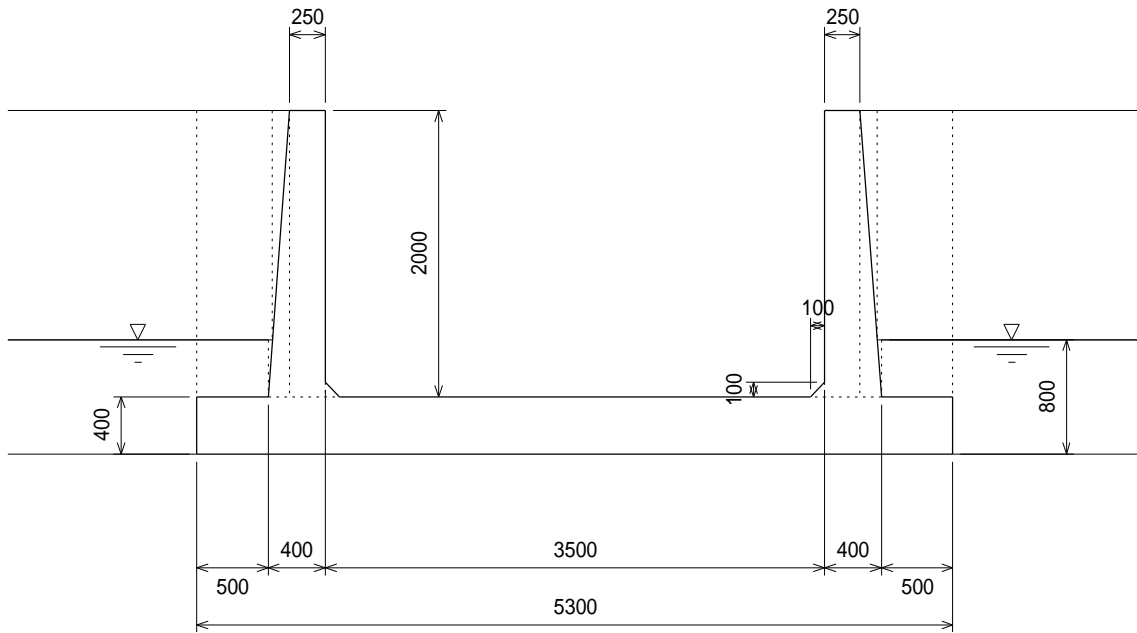
$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

A<sub>s</sub> ; 鉄筋断面積 (mm<sup>2</sup>)

n ; 鉄筋とコンクリートのヤング係数比 (E<sub>s</sub> / E<sub>c</sub> = 15)

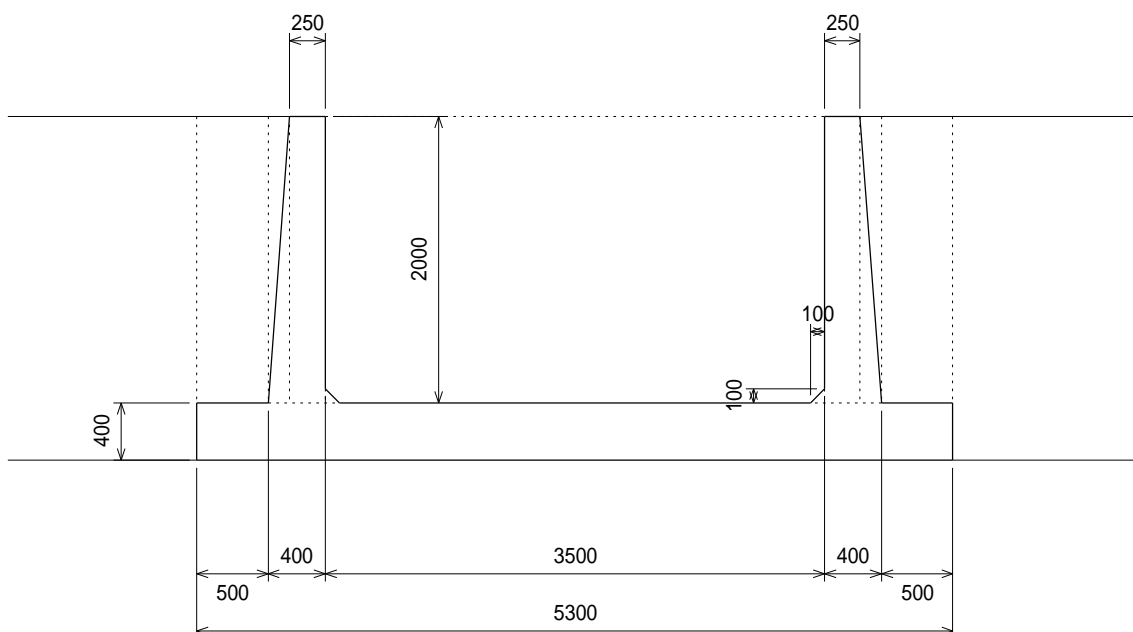
## 2 外力の計算

### (1) 自重



区分	計算式	個数 n	体積 V (m <sup>3</sup> /m)	単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )	重量 W (kN/m)
	$0.250 \times 2.000$	2	1.00	24.5	24.50
	$1/2 \times 0.150 \times 2.000$	2	0.30	24.5	7.35
	$1/2 \times 0.100 \times 0.100$	2	0.01	24.5	0.25
	$5.300 \times 0.400$	1	2.12	24.5	51.94
	$0.530 \times 1.600$	2	1.70	18.0	30.60
	$1/2 \times 0.120 \times 1.600$	2	0.19	18.0	3.42
	$0.500 \times 0.400$	2	0.40	20.0	8.00
	$1/2 \times 0.030 \times 0.400$	2	0.01	20.0	0.20
					= 126.26

(2) 自重(フルーム内満水時)



区分	計算式	個数 n	体積 V (m <sup>3</sup> /m)	単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )	重量 W (kN/m)
	$0.250 \times 2.000$	2	1.00	24.5	24.50
	$1/2 \times 0.150 \times 2.000$	2	0.30	24.5	7.35
	$1/2 \times 0.100 \times 0.100$	2	0.01	24.5	0.25
	$5.300 \times 0.400$	1	2.12	24.5	51.94
	$3.500 \times 2.000$	1	7.00	9.8	68.60
	$1/2 \times 0.100 \times 0.100$	2	-0.01	9.8	-0.10
	$0.500 \times 2.000$	2	2.00	18.0	36.00
	$1/2 \times 0.150 \times 2.000$	2	0.30	18.0	5.40
					= 193.94

(3) 揚圧力

揚圧力は次式により求める。

$$\begin{aligned}U &= Hw \cdot w \cdot (B + 2 \cdot T_2 + 2 \cdot TB) \\&= 0.80 \times 9.8 \times (3.50 + 2 \times 0.40 + 2 \times 0.50) \\&= 7.84 \text{ (kN/m}^2\text{)} \times 5.30 \text{ (m)} \\&= 41.55 \text{ (kN/m)}\end{aligned}$$

ここに、

U ; 揚圧力(kN/m)

Hw ; 設計地下水位高(m)

w ; 水の単位体積重量(kN/m<sup>2</sup>)

B ; 断面内空幅(m)

T<sub>2</sub> ; たて壁付け根位置での部材厚(m)

TB ; フーチング長(m)

#### (4) 載荷重の換算

載荷重の換算はフリーリッヒの地盤応力の理論を応用し、モーメント換算により求め、次式で算定する。

$$q_q = Q \cdot I_w$$

$$I_w = 1 + \left( \frac{X}{H} \right)^2 - \frac{2}{\pi} \cdot \left\{ 1 + \left( \frac{X}{H} \right)^2 \right\} \cdot \tan^{-1} \left( \frac{X}{H} \right) - \frac{2}{\pi} \cdot \left( \frac{X}{H} \right)$$

ここに、

$q_q$  ; 換算後の等分布荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$Q$  ; 各種荷重の載荷位置における等分布荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$X$  ; 壁背面からの載荷位置(m)

$H$  ; 壁高(m)

$I_w$  ; 等分荷重換算係数

$$\frac{X}{H} = \frac{0.00}{2.20} = 0.00 \text{ より, } I_w = 1.000$$

よって、土圧算定時の載荷重  $q$  を次の通りとする。。

$$q = q_q = Q \cdot I_w = 20.3 \times 1.000 = 20.3 \text{ kN/m}^2$$



(5) 土圧

土圧はクーロン公式により算定する。

$$P_{ah} = \left( \gamma \cdot h + q \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + i)} \right) \cdot K_A \cdot \cos(\alpha + 90^\circ - \delta)$$

$$K_A = \frac{\sin^2(\alpha - \delta + \theta)}{\sin^2 \alpha \cdot \cos \theta \cdot \sin(\alpha - \delta - \theta)} \left[ 1 + \left( \frac{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha - i - \theta)}{\sin(\alpha - \delta - \theta) \cdot \sin(\alpha + i)} \right) \right]^2$$

ここに、

$P_{ah}$  ; 主働土圧強度の水平成分(kN/m<sup>2</sup>)

$K_A$  ; 主働土圧係数

$\gamma$  ; 土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$h$  ; 背面地表面からの深さ(m)

$q$  ; 載荷重強度(kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  ; 壁背面の傾斜角(°)

$i$  ; 壁背面土の傾斜角(°)

$\delta$  ; 壁背面または仮想背面と土との摩擦角(°)

$\theta$  ; 土の内部摩擦角(°)

$\theta$  ; 地震時合成角  $\theta = \tan^{-1}(Kh)$ (°)

$kh$  ; 水平震度

1) 安定計算時における土圧

(a) ケース

壁背面の傾斜角 = 90.0(°)

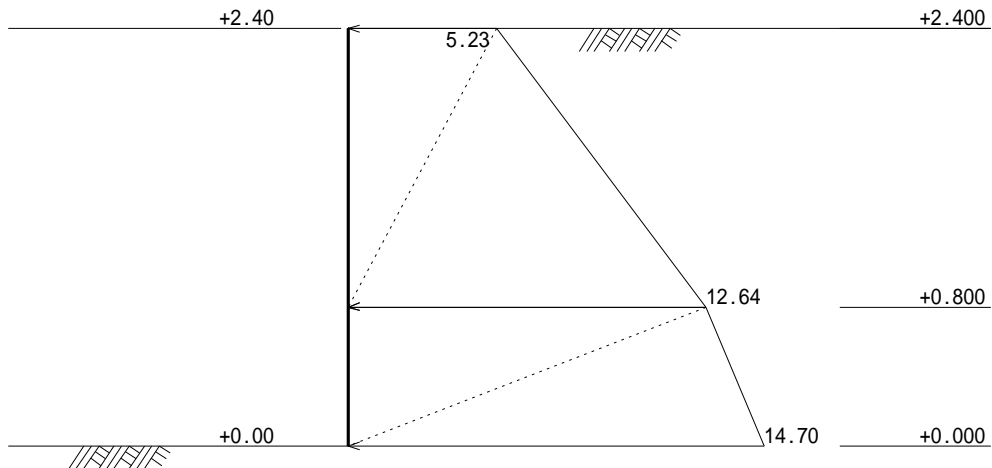
壁背面土の傾斜角  $i = 0.0(°)$

載荷重強度  $q = 20.3(\text{kN/m}^2)$  ,  $q' = q \cdot \frac{\sin(\alpha + i)}{\sin(\alpha)}$  = 20.3(kN/m<sup>2</sup>)

壁面摩擦角 = 30.0(°)

標高	層厚	$h$	$rh + q'$	$KA \cdot \cos(\alpha + 90 - i)$	$P_{ahi}$
(m)	$h$ (m)	$\text{kN/m}^3$	$\text{kN/m}^2$	(°)	( $\text{kN/m}^2$ )
+2.40	~ +0.80	18.0	28.80	30.0	5.23
+0.80			49.10		12.64
+0.80	~ +0.00	10.0	8.00	30.0	12.64
+0.00			57.10		14.70

・土圧の鉛直成分  $P_v$



区	主働土圧の水平成分		
分	$P_{hi}$ (kN/m)		
	$1/2 \times 1.600 \times$	5.23	4.18
	$1/2 \times 1.600 \times$	12.64	10.11
	$1/2 \times 0.800 \times$	12.64	5.06
	$1/2 \times 0.800 \times$	14.70	5.88
計	$P_h =$	25.23	

土圧の鉛直成分を次式により算出する。

$$\begin{aligned}
 P_v &= P_h \cdot \tan(\alpha + 90^\circ - i) \\
 &= 25.23 \times \tan(30.0^\circ + 90^\circ - 0.0^\circ) = 14.57 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

(b) ケース

壁背面の傾斜角 = 90.0(°)

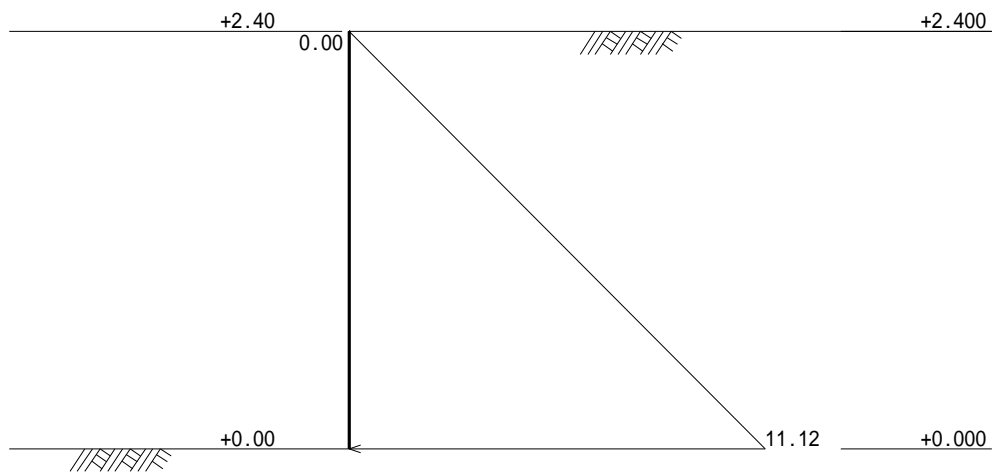
壁背面土の傾斜角  $i = 0.0(°)$

載荷重強度  $q = 0.0(\text{kN/m}^2)$  ,  $q' = q \cdot \frac{\sin}{\sin(+i)} = 0.0(\text{kN/m}^2)$

壁面摩擦角 = 30.0(°)

標高	層厚	$h$	$rh + q'$	$KA \cdot \cos(+90 - )$	$P_{ahi}$
(m)	h (m)	$\text{kN/m}^3$	$\text{kN/m}^2$	(°)	( $\text{kN/m}^2$ )
+2.40	2.40	18.0	43.20	30.0	0.2574
+0.00			43.20		

・土圧の鉛直成分  $P_v$



区 主働土圧の水平成分

分  $P_{hi}$  (kN/m)

$$1/2 \times 2.400 \times 11.12 = 13.34$$

計  $P_h = 13.34$

土圧の鉛直成分を次式により算出する。

$$P_v = P_h \cdot \tan(+90 - )$$

$$= 13.34 \times \tan(30.0^\circ + 90^\circ - 90.0^\circ) = 7.70 \text{ (kN/m)}$$

2) たて壁設計時における土圧

(a) ケース

壁背面の傾斜角 = 90.0(°)

壁背面土の傾斜角  $i = 0.0(°)$

$q = 20.3(\text{kN/m}^2)$  ,  $q' = q \cdot \frac{\sin}{\sin(+i)} = 20.3(\text{kN/m}^2)$

壁面摩擦角 = 30.0(°)

標高	層厚	$h$	$rh + q'$	$KA \cdot \cos(+90-)$	$P_{ahi}$			
(m)	$h$ (m)	$\text{kN/m}^3$	$\text{kN/m}^2$	(°)	( $\text{kN/m}^2$ )			
+2.40	~ +0.80	1.60	18.0	28.80	20.30	30.0	0.2794	5.67
+0.80			49.10	30.0	0.2794	13.72		
+0.80	~ +0.20	0.60	10.0	6.00	49.10	30.0	0.2794	13.72
+0.20			55.10	30.0	0.2794	15.39		

(b) ケース

壁背面の傾斜角 = 90.0(°)

壁背面土の傾斜角  $i = 0.0(°)$

$q = 0.0(\text{kN/m}^2)$  ,  $q' = q \cdot \frac{\sin}{\sin(+i)} = 0.0(\text{kN/m}^2)$

壁面摩擦角 = 30.0(°)

標高	層厚	$h$	$rh + q'$	$KA \cdot \cos(+90-)$	$P_{ahi}$			
(m)	$h$ (m)	$\text{kN/m}^3$	$\text{kN/m}^2$	(°)	( $\text{kN/m}^2$ )			
+2.40	~ +0.20	2.20	18.0	39.60	0.00	30.0	0.2794	0.00
+0.20			39.60	30.0	0.2794	11.06		

### 3 浮上に対する検討

浮上に対する検討は次式により行う。

$$F = \frac{W + P_v}{U} = \frac{126.26 + 14.57}{41.55} = 3.39 \quad F_a = 1.1 \text{ OK}$$

ここに、

F ; 浮上に対する安全率

W ; 自重(kN/m)

P<sub>v</sub> ; 土圧の鉛直成分(kN/m)

土圧の鉛直成分は安全側を考え50%を計上する。

$$P_v = 2 \times 0.5 \times 14.57 = 14.57 \text{ (kN/m)}$$

U ; 揚圧力(kN/m)

F<sub>a</sub> ; 浮上に対する許容安全率( = 1.1とする )

#### 4 基礎地盤支持力の検討

基礎底面に生じる最大地盤反力度は次式により算定する。

$$\begin{aligned}q_{\max} &= \frac{W + 2 \cdot P_v}{B + 2 \cdot T_2 + 2 \cdot T_B} \\ &= \frac{193.94 + 2 \times 7.70}{3.50 + 2 \times 0.40 + 2 \times 0.50} \\ &= 39.50 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad q_a = 50 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{OK}\end{aligned}$$

ここに、

$q_{\max}$  ; 最大地盤反力度(kN/m<sup>2</sup>)

$W$  ; フルーム内満水時の自重(kN/m)

$P_v$  ; 土圧の鉛直成分(kN/m)

$B$  ; 内空幅(m)

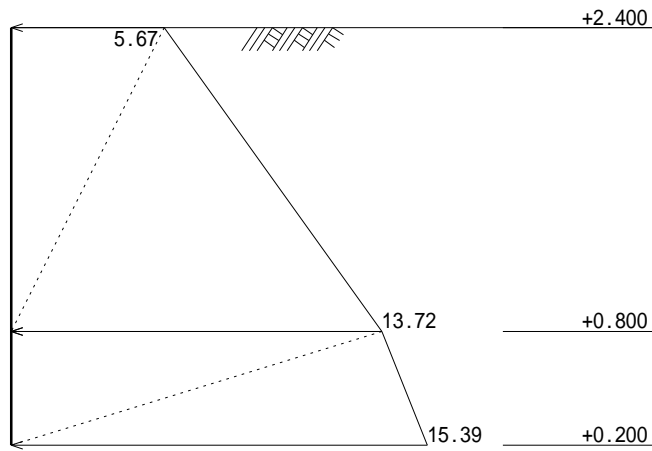
$T_2$  ; たて壁付け根位置での部材厚(m)

$T_B$  ; フーチング長(m)

## 5 たて壁の設計

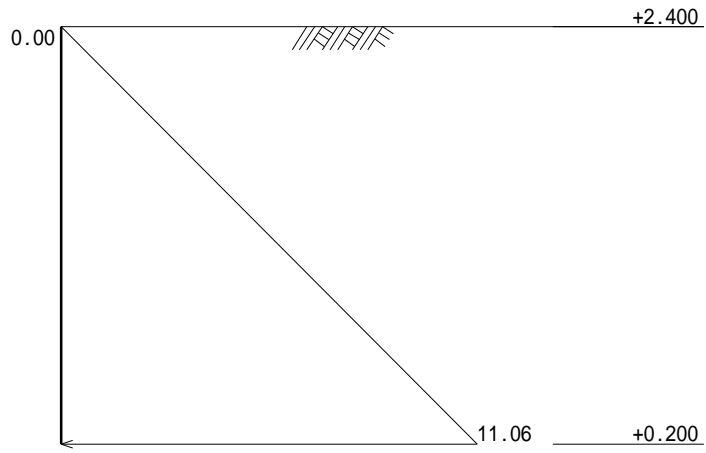
応力度照査位置はたて壁付け根位置とし、ハンチを無視して照査する。

(1) 埋戻し土の土圧による断面力(ケース )



区分	土圧 $S_{si}$ (kN/m)	作用位置 $y_i$ (m)	モーメント $M_{si} = S_{si} \cdot y_i$ (kN·m/m)
$1/2 \times 1.600 \times 5.67$	4.54	$0.600 + 2/3 \times 1.600$	1.667
$1/2 \times 1.600 \times 13.72$	10.98	$0.600 + 1/3 \times 1.600$	1.133
$1/2 \times 0.600 \times 13.72$	4.12	$0.000 + 2/3 \times 0.600$	0.400
$1/2 \times 0.600 \times 15.39$	4.62	$0.000 + 1/3 \times 0.600$	0.200
計	$S_{s1} = 24.26$		$M_{s1} = 22.58$

(2) 埋戻し土の土圧による断面力(ケース )



区 分	土 圧 $S_{si}$ (kN/m)	作用位置 $y_i$ (m)	モーメント $M_{si} = S_{si} \cdot y_i$ (kN·m/m)
	$1/2 \times 2.200 \times 11.06$	$12.17$	$0.000 + 1/3 \times 2.200$
計	$S_{s3} =$	$12.17$	$M_{s3} = 8.92$



(3) 外水圧による断面力

たて壁に作用する外水圧を次式により算定する。

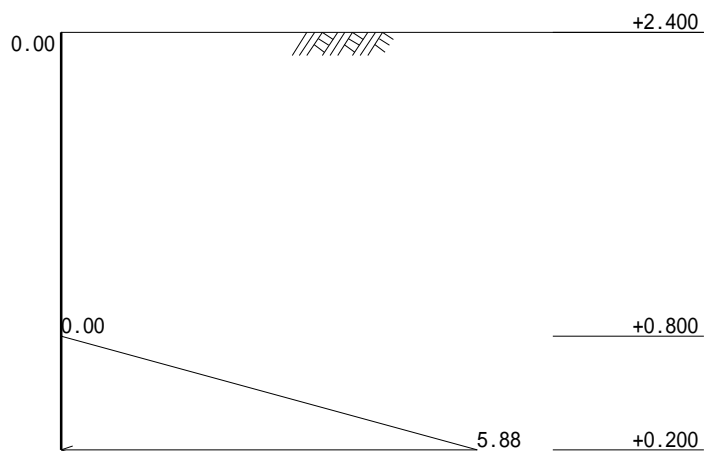
$$P_{wo} = w \cdot h$$

ここに、

$P_{wo}$  ; 外水圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$w$  ; 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h$  ; 設計地下水位からの深さ (m)



区 分	外 水 圧 $P_{wo}$ (kN/m)	作用 位置 $y_i$ (m)	モーメント $M_{wo} = P_{wi} \cdot y_i$ (kN·m/m)
	$1/2 \times 0.600 \times 5.88$	$1.76$	$0.000 + 1/3 \times 0.600 \times 0.200$
計	$S_{wo} =$	$1.76$	$M_{wo} =$ 0.35

(4) 内水圧による断面力

たて壁に作用する内水圧を次式により算定する。

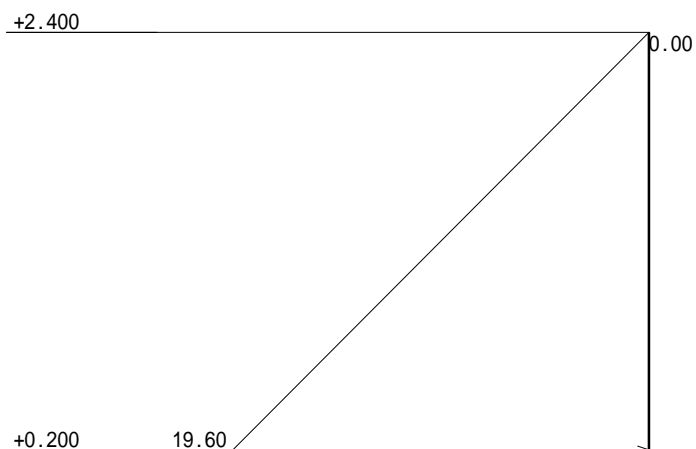
$$P_{wi} = w \cdot h$$

ここに、

$P_{wi}$  ; 内水圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$w$  ; 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h$  ; たて壁天端からの深さ (m)



区 分	内 水 圧 $P_{wi}$ (kN/m)	作 用 位 置 $y_i$ (m)	モーメント $M_{wi} = P_{wi} \cdot y_i$ (kN·m/m)
	$1/2 \times 2.200 \times 19.60$	$21.56$	$0.000 + 1/3 \times 2.200 \times 0.733$
計	$S_{wi} =$	$21.56$	$M_{wi} = 15.80$

(5) 設計断面力

1) 曲げモーメントの集計

検討状態	土 圧	外 水 圧	内 水 圧	曲げモーメント
	Ms (kN・m/m)	Mwo(kN・m/m)	Mwo(kN・m/m)	M (kN・m/m)
ケース	22.58	0.35		22.93
ケース			-15.80	-15.80
ケース	8.92		-15.80	-6.88

外側引張となる向きを正とする

2) せん断力の集計

検討状態	土 圧	外 水 圧	内 水 圧	せん断力
	Ss (kN/m)	Swo(kN/m)	Swo(kN/m)	S (kN/m)
ケース	24.26	1.76		26.02
ケース			-21.56	-21.56
ケース	12.17		-21.56	-9.39

外側 内側となる向きを正とする

3) 設計断面力

	外側筋に対して	内側筋に対して
設計曲げモーメントMd(kN・m/m)	22.93	-15.80
設計せん断力Sd(kN/m)	26.02	-21.56

## (6) 応力度照査結果

項	目	記号	単位	外側筋	内側筋
断面力	曲げモーメント	Md	kN・m/m	22.93	15.80
	せん断力	Sd	kN/m	26.02	21.56
部材寸法	断面幅	B	mm	1000	1000
	高さ	h	mm	400	400
	有効高さ	d	mm	350	350
	鉄筋かぶり	d1	mm	50	50
配筋条件	鉄筋径		mm	D13	D13
	配筋ピッチ	ctc	mm	150	300
	使用鉄筋量	As	mm <sup>2</sup> /m	844.7	422.3
	周長	U	mm/m	266.7	133.3
鉄筋比		p		0.002413	0.001207
	中立軸からコンクリートの圧縮縁までの距離と有効高さとの比	k		0.2353	0.1730
	コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋断面の図心までの距離と有効高さとの比	j		0.9216	0.9423
応力度	コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	1.73 OK	1.58 OK
	鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	84.17 OK	113.40 OK
	コンクリートせん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.08 OK	0.07 OK
	コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	0.30 OK	0.49 OK
許容応力度	コンクリート圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	7.0	7.0
	鉄筋引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	157.0	157.0
	コンクリートせん断応力度	a	N/mm <sup>2</sup>	0.42	0.42
	コンクリート付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	1.40	1.40

## 6 底版の設計

たて壁中心位置を支点とした単純梁に等分布荷重が作用するものとして設計する。

たて壁下端におけるモーメントは，材端モーメントとして考慮する。

### (1) 設計スパン長

$$BL = B + T2 = 3.50 + 0.40 = 3.90(\text{m})$$

なお，底版反力算定時の底版幅は次の通りとする。

$$b = B + 2 \cdot T2 + 2 \cdot TB = 3.50 + 2 \times 0.40 + 2 \times 0.50 = 5.30(\text{m})$$

### (2) 設計荷重

#### 1) 内水荷重

$$ww(\ ) = H \cdot w = 2.00 \times 9.8 = 19.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

#### 2) 底版自重

$$wc(\ ) = T3 \cdot sc = 0.40 \times 24.5 = 9.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

#### 3) 底版反力

##### (a) ケース

$$wr(\ ) = \frac{W + 2 \cdot Pv - U}{b} = \frac{126.26 + 2 \times 14.57 - 41.55}{5.30} = 21.48 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

##### (b) ケース

$$wr(\ ) = \frac{W}{b} = \frac{193.94}{5.30} = 36.59 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

##### (c) ケース

$$wr(\ ) = \frac{W + 2 \cdot Pv}{b} = \frac{193.94 + 2 \times 7.70}{5.30} = 39.50 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

4) 設計荷重

(単位 ; kN/m<sup>2</sup>)

荷重項目	記号	ケース	ケース	ケース
内水荷重	ww( )		-19.60	-19.60
底版自重	wc( )	-9.80	-9.80	-9.80
底版反力	wr( )	21.48	36.59	39.50
揚圧力	wu( )	7.84		
設計荷重	WR	19.52	7.19	10.10

### (3) 設計断面力

支点から  $x$  離れた位置における断面力は次式で算定する。

$$S t = \frac{1}{2} \cdot W R \cdot (B L - 2 \cdot x)$$

$$M t = M s - \frac{1}{2} \cdot W R \cdot x \cdot (B L - x)$$

ここに、

$S t$  ; 支点から  $x$  離れた位置におけるせん断力 (kN/m)

$M t$  ; 支点から  $x$  離れた位置における曲げモーメント (kN・m/m)

底版下側が引張側となる場合が正

$M s$  ; たて壁付け根位置での曲げモーメント (kN・m/m)

$W R$  ; 設計荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$B L$  ; 単純梁スパン長 (m)

#### 1) ケース

材端モーメント  $M s = 22.93$  (kN・m/m)

設計荷重  $W R = 19.52$  (kN/m<sup>2</sup>)

照査断面	$x$ (m)	せん断力 $S t$ (kN/m)	曲げモーメント $M t$ (kN・m/m)
端部	0.000	38.06	22.93
せん断照査位置	0.200	34.16	15.71
中央部	1.950	0.00	-14.18

#### 2) ケース

材端モーメント  $M s = -15.80$  (kN・m/m)

設計荷重  $W R = 7.19$  (kN/m<sup>2</sup>)

照査断面	$x$ (m)	せん断力 $S t$ (kN/m)	曲げモーメント $M t$ (kN・m/m)
端部	0.000	14.02	-15.80
せん断照査位置	0.200	12.58	-18.46
中央部	1.950	0.00	-29.47

### 3) ケース

材端モーメント  $M_s = -6.88 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$

設計荷重  $WR = 10.10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

照査断面	x (m)	せん断力 S t (kN/m)	曲げモーメント M t (kN $\cdot$ m/m)
端 部	0.000	19.70	-6.88
せん断照査位置	0.200	17.68	-10.62
中 央 部	1.950	0.00	-26.08



(4) 応力度照査結果

項	目	記号	単位	端部(下側筋)	中央部(上側筋)
断面力	曲げモーメント	Md	kN・m/m	22.93	29.47
	せん断力	Sd	kN/m	34.16	0.00
部材寸法	断面幅	B	mm	1000	1000
	高さ	h	mm	400	400
	有効高さ	d	mm	350	350
配筋条件	鉄筋かぶり	d1	mm	50	50
	鉄筋径		mm	D13	D13
	配筋ピッチ	ctc	mm	150	150
	使用鉄筋量	As	mm <sup>2</sup> /m	844.7	844.7
鉄筋比	周長	U	mm/m	266.7	266.7
		p		0.0024	0.0024
	中立軸からコンクリートの圧縮縁までの距離と有効高さとの比	k		0.2353	0.2353
	コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋断面の図心までの距離と有効高さとの比	j		0.9216	0.9216
応力度	コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	1.73 OK	2.22 OK
	鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	84.17 OK	108.18 OK
	コンクリートせん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.11 OK	0.00 OK
	コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	0.40 OK	0.00 OK
許容応力度	コンクリート圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	7.0	7.0
	鉄筋引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	157.0	157.0
	コンクリートせん断応力度	a	N/mm <sup>2</sup>	0.42	0.42
	コンクリート付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	1.40	1.40

## 7 フーチングの設計

たて壁付け根を支点とした片持ち梁に分布荷重が作用するものとして設計する。

曲げ照査位置はたて壁付け根，せん断照査位置はたて壁付け根より1/2・T3離れた位置とする。

### (1) 設計荷重(等分布)

#### 1) 埋め戻し土自重(タイプ )

$$ws( ) = hs1 \cdot s + hs2 \cdot t = 1.60 \times 18.0 + 0.40 \times 20.0 = 36.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに，

hs1；地下水位より上の埋め戻し土の厚さ(m)

hs2；地下水位より下の埋め戻し土の厚さ(m)

#### 2) 埋め戻し土自重(タイプ )

$$ws( ) = H \cdot s = 2.00 \times 18.0 = 36.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

### 3) 設計荷重

(単位；kN/m<sup>2</sup>)

荷重項目	記号	ケース	ケース	ケース
埋め戻し土自重	ws( )	-36.80		-36.00
底版自重(*)	wc( )	-9.80	-9.80	-9.80
底版反力(*)	wr( )	21.48	36.59	39.50
揚圧力(*)	wu( )	7.84		
設計等分布荷重	WR	-17.28	26.79	-6.30

(\*) 「底版の設計」より

### (2) 設計荷重(三角形分布)

土圧の鉛直成分による荷重は，これと同値な三角形分布の土圧に置き換える。

#### 1) ケース

$$WP = \frac{2 \cdot Pv}{TB} = \frac{2 \times 14.57}{0.50} = 58.28 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

#### 2) ケース

$$WP = \frac{2 \cdot Pv}{TB} = \frac{2 \times 7.70}{0.50} = 30.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3) 設計断面力

フーチング先端から x 離れた位置における断面力は次式で算定する。

(等分布荷重)

$$S f 1 = W R \cdot x$$

$$M f 1 = \frac{1}{2} \cdot W R \cdot x^2$$

(三角形分布荷重)

$$S f 2 = - \frac{1}{2} \cdot W P \cdot T B \cdot \left\{ 2 \cdot \frac{x}{T B} - \left( \frac{x}{T B} \right)^2 \right\}$$

$$M f 2 = - \frac{1}{6} \cdot W P \cdot T B^2 \cdot \left\{ 3 \cdot \left( \frac{x}{T B} \right)^2 - \left( \frac{x}{T B} \right)^3 \right\}$$

ここに、

S f 1, S f 2 ; フーチング先端から x 離れた位置におけるせん断力 (kN/m)

M f 1, M f 2 ; フーチング先端から x 離れた位置における曲げモーメント (kN・m/m)

フーチング下側が引張側となる場合が正

W R ; 設計荷重 (等分布) (kN/m<sup>2</sup>)

W P ; 設計荷重 (三角形分布) (kN/m<sup>2</sup>)

T B ; フーチング長 (m)

1) ケース

照査断面	x (m)	せん断力 (kN/m)			曲げモーメント (kN・m/m)		
		S f 1	S f 2	S f 1 + S f 2	M f 1	M f 2	M f 1 + M f 2
たて壁付け根	0.50	-8.64	-14.57	-23.21	-2.16	-4.86	-7.02
せん断照査位置	0.30	-5.18	-12.24	-17.42	-0.78	-2.10	-2.88

2) ケース

照査断面	x (m)	せん断力 (kN/m)			曲げモーメント (kN・m/m)		
		S f 1	S f 2	S f 1 + S f 2	M f 1	M f 2	M f 1 + M f 2
たて壁付け根	0.50	13.40	0.00	13.40	3.35	0.00	3.35
せん断照査位置	0.30	8.04	0.00	8.04	1.21	0.00	1.21

3) ケース

照査断面	x (m)	せん断力 (kN/m)			曲げモーメント (kN・m/m)		
		S f 1	S f 2	S f 1 + S f 2	M f 1	M f 2	M f 1 + M f 2
たて壁付け根	0.50	-3.15	-7.70	-10.85	-0.79	-2.57	-3.36
せん断照査位置	0.30	-1.89	-6.47	-8.36	-0.28	-1.11	-1.39

(4) 応力度照査結果

項	目	記号	単位	下側筋	上側筋
断面力	曲げモーメント	Md	kN・m/m	3.35	7.02
	せん断力	Sd	kN/m	8.04	17.42
部材寸法	断面幅	B	mm	1000	1000
	高さ	h	mm	400	400
	有効高さ	d	mm	350	350
	鉄筋かぶり	d1	mm	50	50
	鉄筋径		mm	D16	D16
配筋条件	配筋ピッチ	ctc	mm	300	300
	使用鉄筋量	As	mm <sup>2</sup> /m	662.0	662.0
	周長	U	mm/m	166.7	166.7
鉄筋比		p	0.0019	0.0019	
	中立軸からコンクリートの圧縮縁までの距離と有効高さとの比	k		0.2115	0.2115
	コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋断面の図心までの距離と有効高さとの比	j		0.9295	0.9295
応力度	コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.28 OK	0.58 OK
	鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	15.56 OK	32.60 OK
	コンクリートせん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.02 OK	0.05 OK
	コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	0.15 OK	0.32 OK
	コンクリート圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	7.0	7.0
許容応力度	鉄筋引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	157.0	157.0
	コンクリートせん断応力度	a	N/mm <sup>2</sup>	0.42	0.42
	コンクリート付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	1.40	1.40

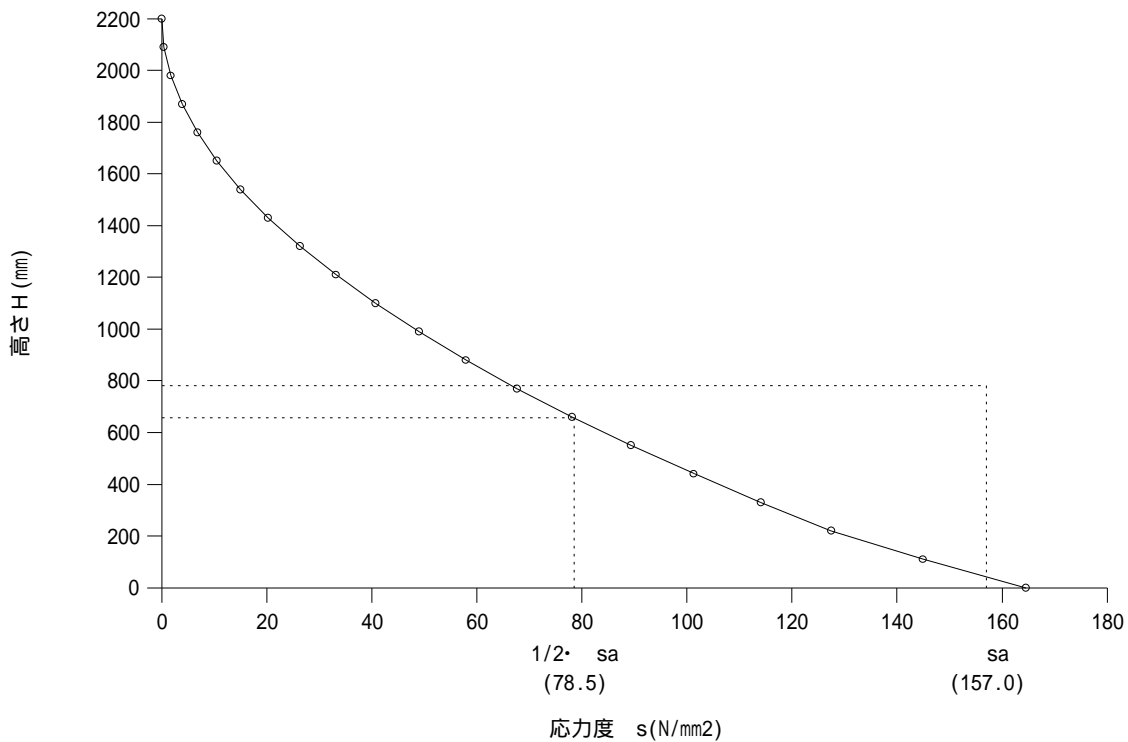
## 8 たて壁鉄筋の段落しの検討

鉄筋の段落しの検討はたて壁外側筋に対して行い、ケース による応力曲線より決定する。

たて壁の鉄筋を半減する位置は次の(a)，(b)いずれか長いほうとする。

(a)  $1/2 \cdot A_s$ に対する鉄筋の応力度が許容応力度  $s_a$ に等しくなる位置に定着長 ( $L_d + L_s$ )を加えた長さ  $L_1$ とする。

(b)  $1/2 \cdot A_s$ に対する鉄筋の応力度が許容応力度  $s_a$ の $1/2$ に等しくなる長さ  $L_2$ とする。



(a)および(b)による鉄筋を半減する位置は、上図より次の通り求められる。

$$L_1 = 41 + \text{定着長}(740) = 781 \text{ (mm)}$$

$$L_2 = 657 \text{ (mm)}$$

よって、鉄筋の段落し位置(底版中心軸より)は次の通りとする。

$$\text{段落し位置} = \max\{L_1, L_2\} = 781 \text{ (mm)}$$

なお、定着長は次の通り。

$$\text{定着長} = L_d + L_s = 390 + 350 = 740 \text{ (mm)}$$

$$\text{基本定着長 } L_d = 30 \cdot \phi = 30 \times 13 = 390 \text{ (mm)}$$

$$\text{部材有効高さ } L_s = 350 \text{ (mm)}$$