

逆 T 式 擁 壁 計 算 例

壁 高  $H = 3.800 \text{ m}$

平成23年5月29日

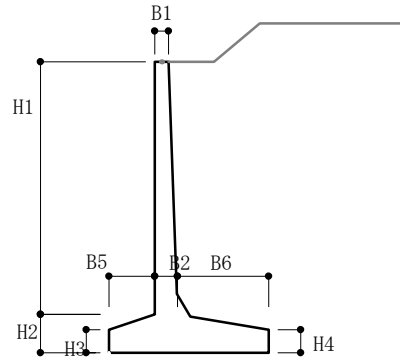
株式会社〇〇〇〇〇〇

# 逆T式擁壁計算例

## 1. 設計条件

### (1)形状寸法

壁高	H1 =	3.300 m
フーチング厚 (基部)	H2 =	0.500 m
前面フーチング厚 (先端)	H3 =	0.300 m
背面フーチング厚 (先端)	H4 =	0.300 m
壁厚 (天端)	B1 =	0.300 m
壁厚 (基部)	B2 =	0.500 m
前面勾配厚	B3 =	0.000 m
フーチング前面長	B5 =	1.000 m
フーチング背面長	B6 =	2.000 m



背面ハンチ高	H6 =	0.300 m
背面ハンチ幅	B8 =	0.300 m

基点：前面つま先

### (2)地震時係数

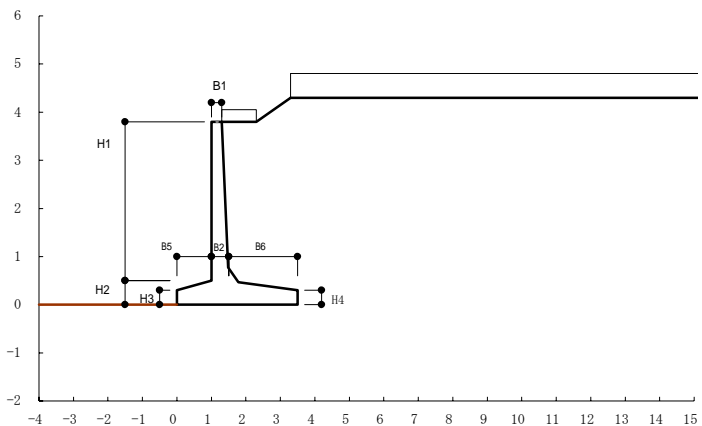
地震水平震度	Kh =	0.16
地震時上乗荷重		無し

### (3)単位重量及び土質諸元

コンクリートの単位重量	$\gamma_c =$	24.5 kN/m <sup>3</sup>
背面土の単位重量	$\gamma_s =$	18.0 kN/m <sup>3</sup>
背面土の内部摩擦角	$\phi =$	28.0 度
滑動摩擦係数	$\tan \phi_B =$	0.60 岩盤
地盤許容支持力(常時)	$qa =$	595.54 kN/m <sup>2</sup>
地盤の粘着力	$C =$	20.0 kN/m <sup>2</sup>
壁 常時(土と土)	$\delta =$	18.667
面 常時(土とコンクリート)	$\delta =$	18.667
摩 地震時(土と土)	$\delta =$	14.000
擦 地震時(土とコンクリート)	$\delta =$	14.000

### (4)背面形状

X(m)	Y(m)	q(kN/m <sup>2</sup> )
1.000	0.000	5.000
2.000	0.500	
20.000	0.500	10.000



(5) 任意荷重

水平荷重名

鉛直荷重名

荷重強度  $p_s =$  kN  
 作用高さ  $y_p =$  m  
 荷重幅  $b_p =$  m当り

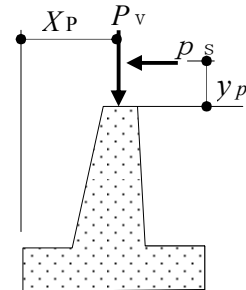
$p_v =$  kN/m当り  
 $x_p =$  m

常時考慮  地震時考慮  常時考慮  地震時考慮

(6) 許容応力度

設計基準強度  $\sigma_{ck} =$  21 N/mm<sup>2</sup>  
 許容曲げ圧縮応力度  $\sigma_{ca} =$  7 N/mm<sup>2</sup>  
 許容せん断応力度  $\tau_{ca} =$  0.7 N/mm<sup>2</sup>  
 許容引張応力度  $\sigma_{sa} =$  180 N/mm<sup>2</sup>  
 許容付着応力度  $\tau_a =$  2.1 N/mm<sup>2</sup>

無筋コンクリート許容引張応力度  $\tau_{ca} =$  0.26 N/mm<sup>2</sup>



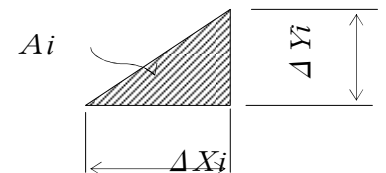
(7) 配筋計画

	鉄筋径1 D (mm)	鉄筋径2 D (mm)	ピッチ @ (mm)	中心かぶり t(mm)	鉄筋量 A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	周長 U(mm)
たて壁(基部)	16	13	250	60	1301	360
(中間部)2.00 m	16		250	60	794	200
前面フーチング	16		250	60	794	200
背面フーチング	16		250	60	794	200

(8) 重量・重心計算式

a) 面積は座標系より倍面積法によって求める。

No	X	Y	X <sub>n+1</sub> - X <sub>n-1</sub>	倍面積
1	0.000	0.000	-3.500	0.000
2	0.000	0.300	1.000	0.300
3	1.000	0.500	1.000	0.500
4	1.000	0.500	0.000	0.000
5	1.000	3.800	0.300	1.140
6	1.300	3.800	0.482	1.831
7	1.482	0.770	0.482	0.371
8	1.782	0.470	2.018	0.949
9	3.500	0.300	1.718	0.515
10	3.500	0.000	-3.500	0.000
倍面積				5.606
擁壁の断面積	$A =$	$5.606 / 2 =$		2.803 m <sup>2</sup>
擁壁の重量	$w = A \cdot \gamma_c =$	$2.803 \times 24.50 =$		68.674 kN



$$(X, Y) = \left( \frac{\sum \{ (A_i \cdot (\Delta X_i \cdot 2/3 + X_i)) \}}{\sum A}, \frac{\sum \{ (A_i \cdot (\Delta Y_i \cdot 1/3 + Y_i)) \}}{\sum A} \right)$$

## 2. 安定計算(常時)

### (1) 外力

a) 荷重	鉛直荷重 (kN)	作用距離 (m)	モーメント (kN・m)
躯体	68.672	1.464	100.536
湿潤土	134.047	2.494	334.313
載荷重 1	5.000	1.800	9.000
載荷重 2	2.000	3.400	6.800
合計	209.719		450.649

### b) 土圧

土圧の計算は試行くさび法による方法を用いる。

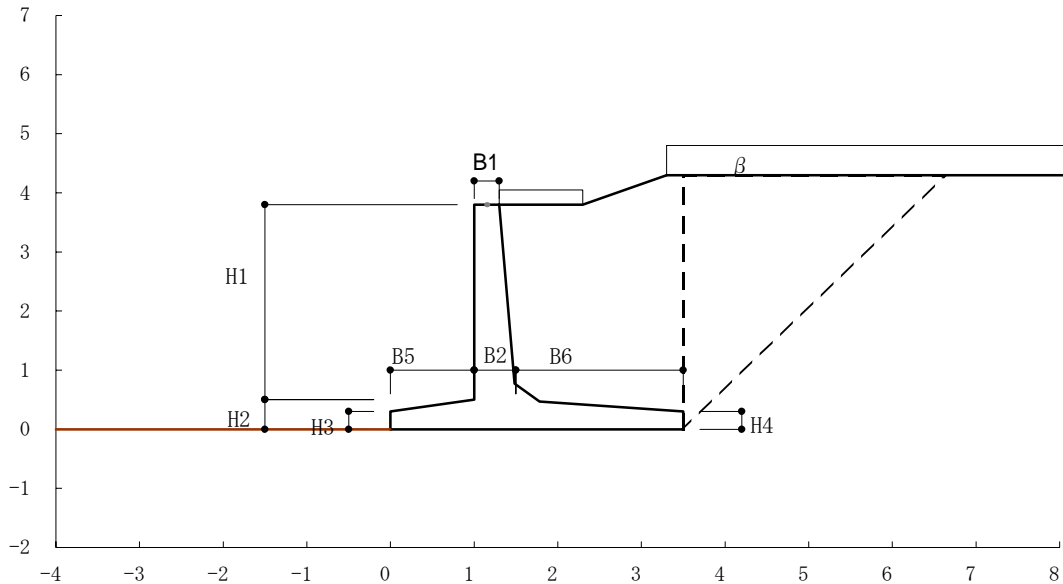
壁面摩擦角	$\delta =$	18.667 (度)	$\beta =$	0.000 (度)
背面の勾配	$j =$	0.000 (度)		
すべり角	$\alpha =$	54 (度)		
すべり面上の土重	$W =$	120.904 kN		

$$\text{最大土圧力 } Pa = \frac{W \times \sin(\alpha - \phi)}{\cos(\alpha - \phi - \delta - j)} = 53.438 \text{ kN}$$

$$\text{主働土圧係数 } KA = 2 \times Pa / (\gamma_s \cdot h^2) = 0.321$$

$$\text{水平土圧係数 } KH = Ka \times \cos(\delta + j) = 0.304$$

$$\text{鉛直土圧係数 } KV = Ka \times \sin(\delta + j) = 0.103$$



土 圧 (kN)	作用距離(m)	モーメント (kN・m)
$PH=1/2 \times h^2 \times \gamma_s \times KH$ 50.589	1.433	$My=PH \times Y$ 72.494
$PV=1/2 \times h^2 \times \gamma_s \times KV$ 17.140	3.500	$Mx=PV \times X$ 59.990
$QwH=Qw \times h \times KH$ 13.072	2.150	$My=QwH \times Y$ 28.105
$QwV=Qw \times h \times KV$ 4.429	3.500	$Mx=QwV \times X$ 15.502

但し h : 土圧高      4.300 m

PH : 背面土による水平土圧

PV : 背面土による鉛直土圧

土圧作用面は仮想背面とする。

QwH : 上載荷重による水平土圧

QwV : 上載荷重による鉛直土圧

土圧作用面は仮想背面とする。

土圧

鉛直力の合計  $\Sigma V =$       231.288 kN

水平力の合計  $\Sigma H =$       63.661 kN

モーメント      M =      425.542 kN

(M : 前面フーチング先端に対する回転モーメント)

### (2) 転倒に対する検討

$$e = B/2 - M/N = \frac{3.500}{2} - \frac{425.542}{231.288} = -0.090 \text{ m}$$

ただし、B : フーチング長

$$\text{従って } |e| \leq B/6 = 0.583 \text{ m} \dots\dots \text{OK}$$

### (3) 滑動に対する検討

基礎地盤の種類      岩盤       $\tan \phi = 0.6$        $\mu = \tan \phi = 0.6$

$$Fs = \frac{N \cdot \mu + C \cdot B}{\Sigma H} = \frac{231.288 \times 0.60 + 70.000}{63.661} = 3.279 \geq 1.5 \dots\dots \text{OK}$$

### (4) 地盤支持力の検討

$$d = B/2 - e = 1.84 \text{ m}$$

作用幅

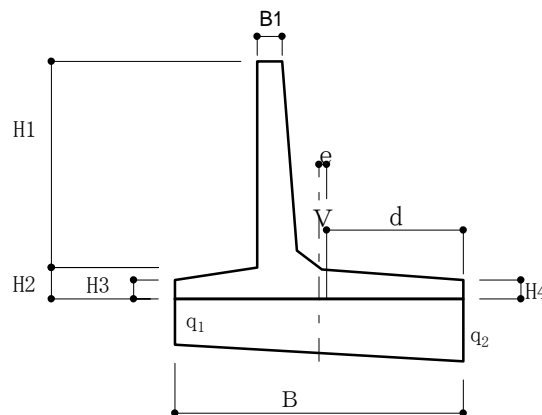
$$x = B = 3.500 \text{ m}$$

底面反力

$$q_1, q_2 = \Sigma V / B \quad (1 \pm 6e/B)$$

$$q_1 = 55.887 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 76.278 \text{ kN/m}^2$$



$$\text{許容支持力 } qa = 595.54 \text{ kN/m}^2 \text{ より小さい ---- OK}$$

許容支持力

■根入地盤

根入れ深さ Df1= 0.600 m  
 単位体積重量  $\gamma_1$ = 18.00 kN/m<sup>3</sup>

■支持地盤

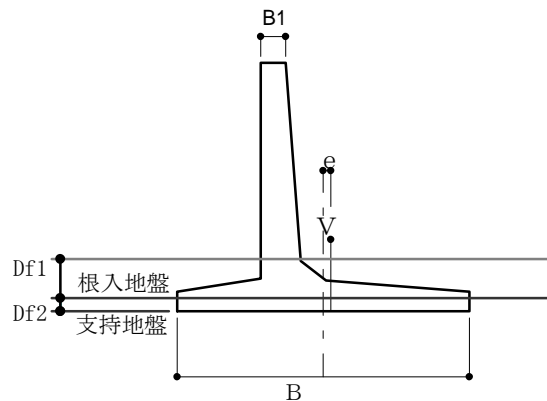
根入れ深さ Df2= 0.200 m  
 単位体積重量  $\gamma_2$ = 18.00 kN/m<sup>3</sup>  
 支持地盤の種類 砂礫地盤  
 最大地盤反力度 700.0 kN/m<sup>2</sup>  
 せん断抵抗角  $\phi$ = 30.0 度  
 粘着力  $c$ = 20.0 kN/m<sup>2</sup>

■基礎寸法

基礎幅 B= 3.500 m  
 基礎長 L= 1.000 m

■荷重状態

鉛直力 V= 231.29 kN  
 水平力 HB= 63.66 kN  
 偏心量  $e$ = -0.090 m



■許容支持力

$$Q_a = 1/a \cdot Ae \cdot (\alpha \cdot K \cdot C \cdot Nc \cdot Sc + K \cdot q \cdot Nq \cdot Sq + 1/2 \cdot \gamma_2 \cdot \beta \cdot Be \cdot Nr \cdot Sr)$$

$$= 1/3 \cdot 3.68 \cdot (1 \cdot 1.016 \cdot 20 \cdot 15.9 \cdot 0.794 + 1.016 \cdot 14.4 \cdot 10.18 \cdot 0.886 + 1/2 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 3.68 \cdot 4.52 \cdot 0.648)$$

$$= 596 \text{ kN/m}^2$$

ここに、

a: 安全率 a= 3

C: 地盤の粘着力kN/m<sup>2</sup>

q: 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q = \gamma_1 \cdot Df1 + \gamma_2 \cdot Df2 = 14.400 \text{ (kN/m}^2)$$

Ae: 有効載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$$Ae = Be \cdot L = 3.680 \text{ (m}^2)$$

Be: 偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$Be = B - 2 \cdot eB = 3.680 \text{ (m)}$$

$\alpha, \beta$ : 基礎の形状係数

$$\alpha = 1.00$$

$$\beta = 1.00$$

K: 根入れ効果に対する割増し係数

$$K = 1 + 0.3 \cdot Df1/Be = 1.016$$

Nc, Nq, Nr: 荷重の偏心を考慮した支持力係数

$$\tan\theta = HB/V = 0.275$$

$$Nc = 15.90$$

$$Nq = 10.18$$

$$Nr = 4.52$$

寸法効果の補正係数

$\lambda = \nu = \mu = -1/3$  とする。

$$Sc = (C')^\lambda = 0.794$$

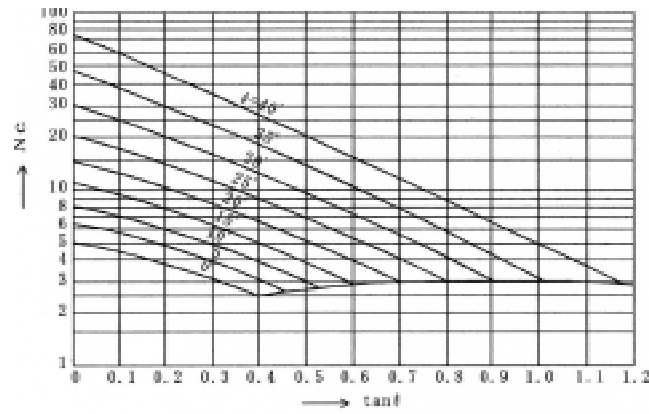
$$C' = C/C\theta = C/10 = 2.000$$

$$Sq = (q')^\nu = 0.886$$

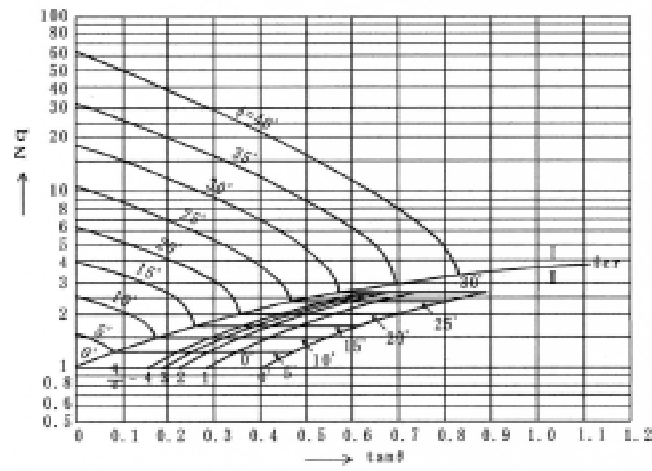
$$q' = q/q\theta = q/10 = 1.440$$

$$Sr = (B')^\mu = 0.648$$

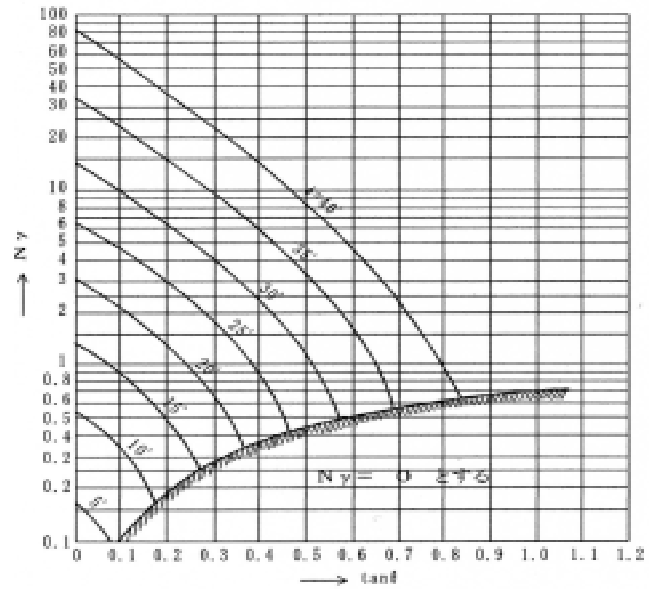
$$B' = B \cdot e/B\theta = B \cdot e/1 = 3.680$$



支持力係数  $N_c$



支持力係数  $N_q$



支持力係数  $N_r$

### 3. 部材の構造計算(常時)

#### (1) たて壁の計算

##### a) 土圧

土圧の計算は試行くさび法による方法を用いる。

壁面摩擦角  $\delta = 18.667$  (度)

背面の勾配  $j = 3.4682$  (度)

すべり角  $\alpha = 50$  (度)

すべり面上の土重  $W = 102.436$  kN

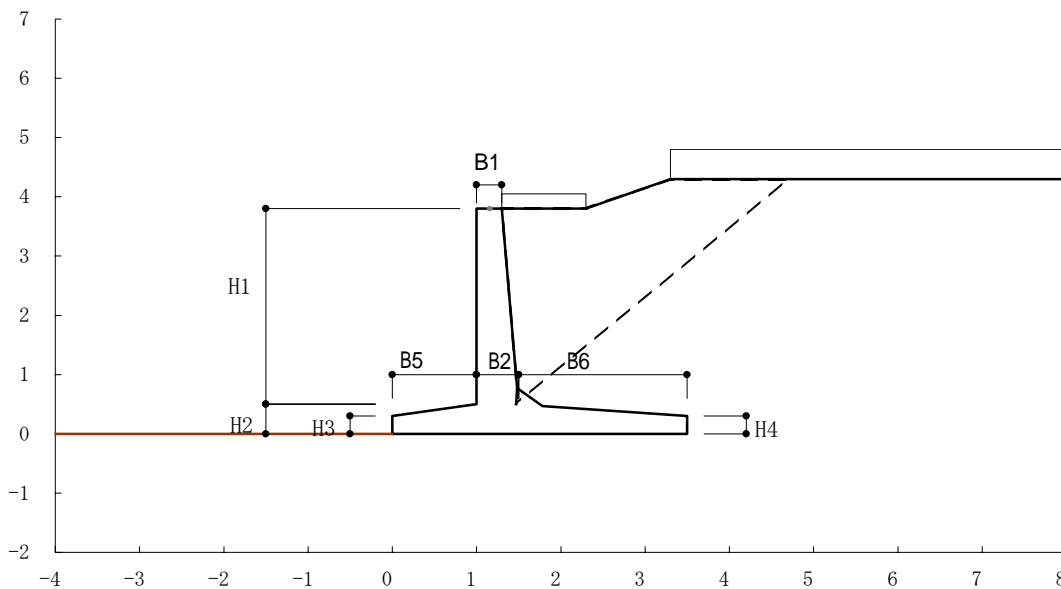
すべり面上の上乗荷重  $Q = 18.886$  kN

$$\text{最大土圧力 } Pa = \frac{(W+Q) \times \sin(\alpha - \phi)}{s(\alpha - \phi - \delta)} = \frac{121.322 \times \sin(50 - 18.667)}{0.583} = 45.448 \text{ kN}$$

$$\text{主働土圧係数 } KA = 2 \times Pa / (\gamma s \cdot h^2) = 0.464$$

$$\text{水平土圧係数 } KH = Ka \times \cos(\delta + j) = 0.430$$

$$\text{鉛直土圧係数 } KV = Ka \times \sin(\delta + j) = 0.175$$



##### b) 任意荷重

	$P =$	0.000	kN
作用高	$y_p =$	3.300	m (たて壁基部からの高さ)
荷重幅	$b_p =$	0.000	m 当り
1m当り水平荷重	$P_u =$	0.000	kN/m

##### c) 断面力

(基部)

$$\text{曲げモーメント } M = q \cdot H1 \cdot KH \cdot H1 / 2 + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H1^2 \cdot KH \cdot H1 / 3 + Pu \cdot yp = 58.065 \text{ kNm/m}$$

$$\text{せん断力 } S = q \cdot H1 \cdot KH + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H1^2 \cdot KH + Pu = 49.239 \text{ kN/m}$$

(中間部) 2.00 m

$$Pa' = Pa \cdot H / H1 = 27.544 \text{ kN}$$

$$\text{曲げモーメント } M = q \cdot H1 \cdot KH \cdot H1 / 2 + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H1^2 \cdot KH \cdot H1 / 3 + Pu \cdot (H + Hp) = 14.620 \text{ kNm/m}$$

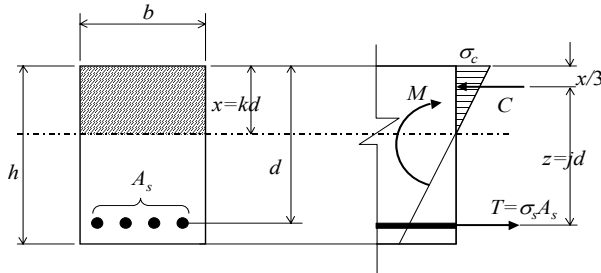
$$\text{せん断力 } S = q \cdot H1 \cdot KH + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H1^2 \cdot KH + Pu = 19.780 \text{ kN/m}$$

d) 応力度

(基部)

配筋	D16@250	D13@250
部材厚さ	B2 = 500	mm
有効幅	b = 1000	mm
鉄筋かぶり	i = 60	mm
有効高	d = 440	mm
鉄筋量	A <sub>s</sub> = 1301	mm <sup>2</sup>
周長	U = 360	mm

せん断力と曲げモーメントが作用する単鉄筋長方形断面として計算する。



$$n = \frac{E_s}{E_c} = 15 \quad \text{鉄筋比} \quad np = n \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.04435$$

$$k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np = 0.257 \quad j = 1 - \frac{k}{3} = 0.914$$

曲げモーメント  $M = 5.81E+07 \text{ N}\cdot\text{mm}$

せん断力  $S = 4.92E+04 \text{ N}$

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 2.6 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 110.9 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 180.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = 0.112 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 0.70 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

付着応力度

$$\sigma_{ct} = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.340 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 2.10 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

(中間部) 2.00 m

d = 361 mm

配筋 D16@250

曲げモーメント  $M = 1.46E+07 \text{ N}\cdot\text{mm}$

A<sub>s</sub> = 794 mm<sup>2</sup>

せん断力  $S = 1.98E+04 \text{ N}$

U = 200 mm

コンクリートの曲げ圧縮応力度

K = 0.226

j = 0.925

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 1.1 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 55.1 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 180.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = 0.055 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 0.70 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

付着応力度

$$\sigma_{ct} = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.296 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 2.10 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$



c) 応力度

配筋		D16@250		
位置		①	②	単位
部材厚さ	$T=$	500	450	mm
有効幅	$b=$	1000	1000	mm
鉄筋かぶり	$i=$	60	60	mm
有効高	$d=$	440	390	mm
鉄筋量	$A_s=$	794	794	mm <sup>2</sup>
周長	$U=$	200	200	mm

$$\text{ヤング係数比} \quad n = \frac{E_s}{E_c} = 15 \qquad \text{鉄筋比} \quad np = n \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.02707$$

断面に関する係数

$$k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np = 0.207 \qquad j = 1 - \frac{k}{3} = 0.931$$

曲げモーメント  $M= 2.44\text{E}+07 \text{ N}\cdot\text{mm}$

せん断力  $S= 3.67\text{E}+04 \text{ N}$

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 1.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 75.1 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 180.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断応力度  $d= 390 \text{ mm}$

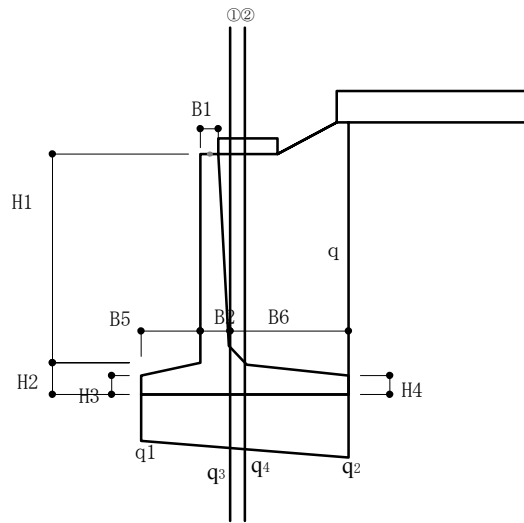
$$\sigma_{ct} = \frac{S}{b \cdot d} = 0.094 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 0.70 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

付着応力度

$$\sigma_{ct} = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.505 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 2.10 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

(3) 背面フーチングの計算

a) 荷重



①曲げモーメント照査位置

②せん断力照査位置図

つけねより  $\ell = H2/2$  の位置

$\ell = 0.250\text{m}$

$B6 - \ell = 1.750\text{m}$

地盤反力	$q_1 =$	55.89 kN/m <sup>2</sup>	$q_2 =$	76.28 kN/m <sup>2</sup>
	$q_3 =$	64.63 kN/m <sup>2</sup>	$q_4 =$	66.08 kN/m <sup>2</sup>
鉛直力	$Q_{v1} =$	140.90 kN/m	$X_{v1} =$	1.028 m
	$Q_{v2} =$	124.57 kN/m		

②せん断照査位置

部材厚  $H\ell = 0.475\text{ m}$

土 圧	$Ee=2 \cdot Pv/L$	$Ex=Ee/B6 \cdot \ell$	$Ev=1/2 \cdot (Ex+Ee) \cdot (B6-\ell)$
戴荷重土圧	4.429	0.554	4.36
主働土圧	17.14	2.143	16.873

b) 断面力

荷重種類	せん断力① kN	作用距離 m	モーメント kN・m	せん断力② kN
底版自重	19.60	0.92	17.97	16.61
ハンチ	0.97	0.094	0.09	0.01
湿潤土	128.09	1.043	133.60	114.19
載荷重 1	4.00	0.400	1.60	2.75
載荷重 2	2.00	1.900	3.80	2.00
戴荷重土圧	4.43	1.333	5.91	4.36
主働土圧	17.14	1.333	22.85	16.87
地盤反力	-140.90	1.028	-144.79	-124.57
$\Sigma$	35.33		41.03	32.23

たて壁基部の曲げモーメント  $M_w = 58.07\text{ kN}\cdot\text{m/m}$

(曲げモーメントはたて壁と比較して小さい方を用いる。)

c) 応力度

配筋		D16@250		
位置		①	②	単位
部材厚さ	$T=$	500	475	mm
有効幅	$b=$	1000	1000	mm
鉄筋かぶり	$i=$	60	60	mm
有効高	$d=$	440	415	mm
鉄筋量	$A_s=$	794	794	mm <sup>2</sup>
周長	$U=$	200	200	mm

$$\text{ヤング係数比} \quad n = \frac{E_s}{E_c} = 15$$

$$\text{鉄筋比} \quad np = n \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.02707$$

$$\text{断面に関する係数} \quad k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np = 0.207$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 0.931$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 4.10\text{E}+07 \quad \text{N} \cdot \text{mm}$$

$$\text{せん断力} \quad S = 3.22\text{E}+04 \quad \text{N}$$

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 2.2 \quad \text{N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 7.0 \quad \text{N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 126.2 \quad \text{N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 180.0 \quad \text{N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断応力度  $d = 415 \quad \text{mm}$

$$\sigma_{ct} = \frac{S}{b \cdot d} = 0.078 \quad \text{N/mm}^2 < \tau_{ca} = 0.70 \quad \text{N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

付着応力度

$$\sigma_{ct} = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.417 \quad \text{N/mm}^2 < \tau_{ca} = 2.10 \quad \text{N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

#### 4. 安定計算（地震時）

地震水平震度  $K_h = 0.16$

##### (1) 外力

a) 荷重	鉛直荷重 (kN)	作用距離 (m)	モーメント (kN・m)
躯体	68.672	1.464	100.536
湿潤土	134.047	2.494	334.313
合計	202.719		434.849
	水平荷重 (kN)	作用距離 (m)	モーメント (kN・m)
躯体	10.988	1.063	11.680
湿潤土	21.447	2.222	47.656
合計	32.435		59.336

##### b) 土圧

土圧の計算は試行くさび法による方法を用いる。

壁面摩擦角  $\delta = 14.000$  (度)

背面の勾配  $j = 0.000$  (度)

すべり角  $\alpha = 48$  (度)

地震角  $\theta = \tan^{-1} K_h = 9.090$  (度)

すべり面上の土重  $W = 149.836$  kN

$We = W / \cos \theta = 151.742$  kN

最大土圧力  $Pa = \frac{We \times \sin(\alpha - \phi + \theta)}{\cos(\alpha - \phi - \delta - j)} = 74.181$  kN

主働土圧係数  $Ka = 2 \times Pa / (\gamma s \cdot h^2) = 0.446$

水平土圧係数  $KH = Ka \times \cos(\delta + j) = 0.433$

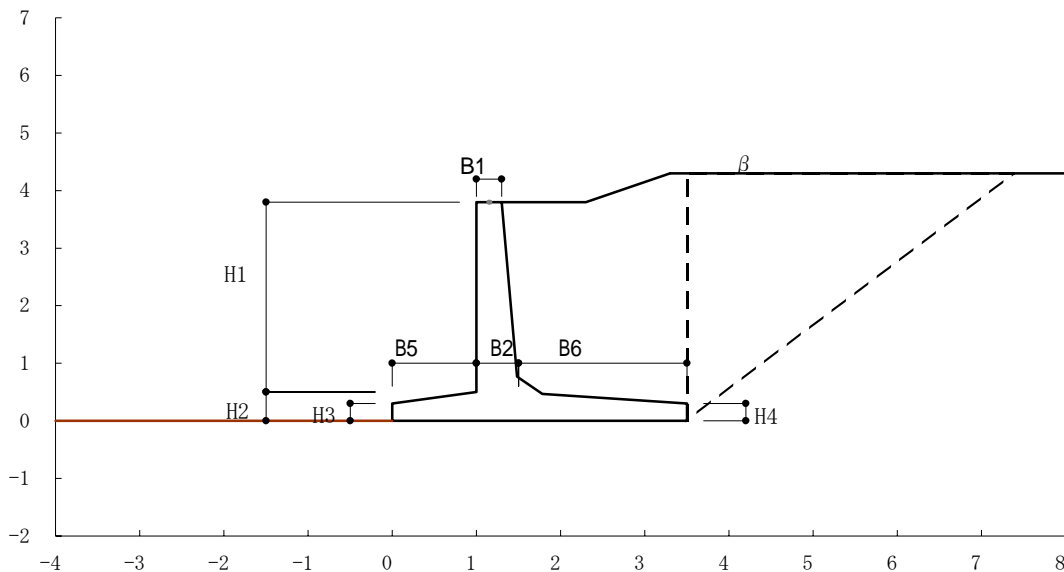
鉛直土圧係数  $KV = Ka \times \sin(\delta + j) = 0.108$

$$\tan \delta = \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta)} = 0.38383$$

$$\sin \Delta = \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \phi} = 0.3365$$

$\Delta = 19.6655$  (度)

$\beta = 0.0000$  (度)



土 圧(kN)	作用距離(m)	モーメント(kN・m)	
$PH=1/2 \times h^2 \times \gamma_s \times KH$	72.056	1.433 $My=PH \times Y$	103.256
$PV=1/2 \times h^2 \times \gamma_s \times KV$	17.972	3.500 $Mx=PV \times X$	62.902

但し h : 土圧高 4.300 m  
 PH : 背面土による水平土圧  
 PV : 背面土の 湿潤土

土圧  
 鉛直力の合計  $\Sigma V = 220.691$  kN  
 水平力の合計  $\Sigma H = 104.491$  kN  
 モーメント  $M = 335.159$  kN  
 (M : 前面フーチング先端に対する回転モーメント)

(2) 転倒に対する検討

$$e = B/2 - M/N = \frac{3.500}{2} - \frac{335.159}{220.691} = 0.231 \text{ m}$$

ただし、B : フーチング長

$$\text{従って } |e| \leq B/3 = 1.167 \text{ m} \dots\dots \text{OK}$$

(3) 滑動に対する検討

基礎地盤の種類 岩盤  $\tan \phi = 0.6$   $\mu = \tan \phi = 0.6$

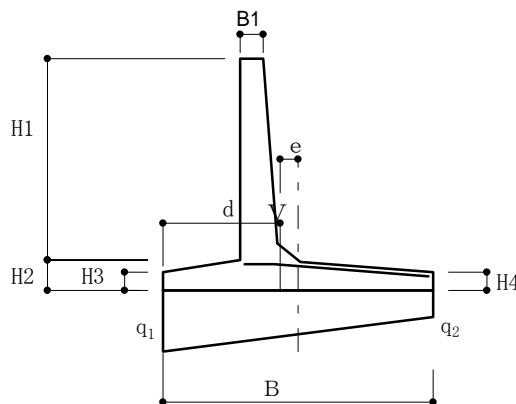
$$F_s = \frac{N \cdot \mu + C \cdot B}{\Sigma H} = \frac{220.691 \times 0.600 + 70.000}{104.491} = 1.937 \geq 1.2 \dots\dots \text{OK}$$

(4) 地盤支持力の検討

$$d = B/2 - e = 1.519 \text{ m}$$

反力の作用幅  
 $x = B = 3.5 \text{ m}$

底面反力  
 $q_1, q_2 = \Sigma V / B (1 \pm 6e/B)$   
 $q_1 = 88.024 \text{ (t/m}^2)$   
 $q_2 = 38.085 \text{ (kN/m}^2)$



許容支持力  $qa = 343.32 \text{ kN/m}^2$  より小さい ---- OK

許容支持力

■根入地盤

根入れ深さ Df1= 0.600 m  
 単位体積重量  $\gamma_1$ = 18.00 kN/m<sup>3</sup>

■支持地盤

根入れ深さ Df2= 0.200 m  
 単位体積重量  $\gamma_2$ = 18.00 kN/m<sup>3</sup>  
 支持地盤の種類 砂礫地盤  
 最大地盤反力度 規定なし kN/m<sup>2</sup>  
 せん断抵抗角  $\phi$ = 30.0 度  
 粘着力 c= 20.0 kN/m<sup>2</sup>

■基礎寸法

基礎幅 B= 3.500 m  
 基礎長 L= 1.000 m

■荷重状態

鉛直力 V= 220.69 kN  
 水平力 HB= 104.49 kN  
 偏心量 e= 0.23 m

■許容支持力

$$Q a = 1 / a \cdot A e \cdot (\alpha \cdot K \cdot C \cdot N c \cdot S c + K \cdot q \cdot N q \cdot S q + 1 / 2 \cdot \gamma_2 \cdot \beta \cdot B e \cdot N r \cdot S r)$$

$$= 1 / 2 \times 3.038 \times (1 \times 1.02 \times 10.18 \times 7.83 \times 0.794 + 1.02 \times 14.4 \times 5.52 \times 0.886$$

$$+ 1 / 2 \times 1 \times 1 \times 3.038 \times 1.45 \times 0.69)$$

$$= 343.32 \text{ kN/m}^2$$

ここに、

a: 安全率 a= 2

C: 地盤の粘着力kN/m<sup>2</sup>

q: 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

C: 地盤の粘着力kN/m<sup>2</sup>

q: 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q = \gamma_1 \cdot Df1 + \gamma_2 \cdot Df2 = 14.400 \text{ (kN/m}^2)$$

Ae: 有効載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$$Ae = Be \cdot L = 3.038 \text{ (m}^2)$$

Be: 偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$Be = B - 2 \cdot eB = 3.038 \text{ (m)}$$

$\alpha, \beta$ : 基礎の形状係数

$$\alpha = 1.000$$

$$\beta = 1.000$$

K: 根入れ効果に対する割増し係数

$$K = 1 + 0.3 \cdot Df / Be = 1.020$$

Nc, Nq, Nr: 荷重の偏心を考慮した支持力係数

$$\tan \theta = HB / V = 0.473$$

$$Nc = 7.830$$

$$Nq = 5.520$$

$$Nr = 1.450$$

寸法効果の補正係数

$\lambda = \nu = \mu = -1/3$  とする。

$$S c = (C')^\lambda = 0.794$$

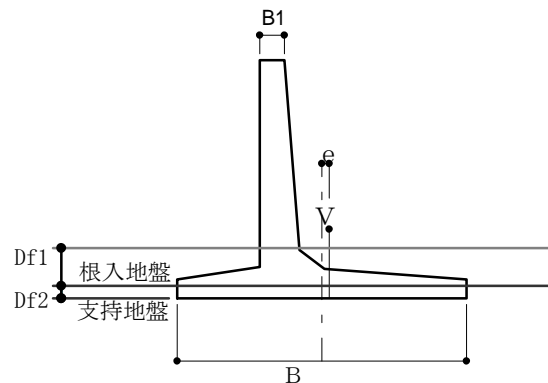
$$S q = (q')^\nu = 0.886$$

$$S \gamma = (B')^\mu = 0.690$$

$$C' = C / C_0 = C / 10 = 2.000$$

$$q' = q / q_0 = q / 10 = 1.440$$

$$B' = B e / B_0 = B e / 1 = 3.038$$



## 5. 部材の構造計算(地震時)

### (1) たて壁の計算

#### a) 土圧

土圧の計算は試行くさび法による方法を用いる。

壁面摩擦角	$\delta =$	14 (度)
背面の勾配	$j =$	3.4682 (度)
すべり角	$\alpha =$	45 (度)
地震角	$\theta = \tan^{-1} Kh =$	9.090 (度)
すべり面上の土重	$W =$	123.346 kN

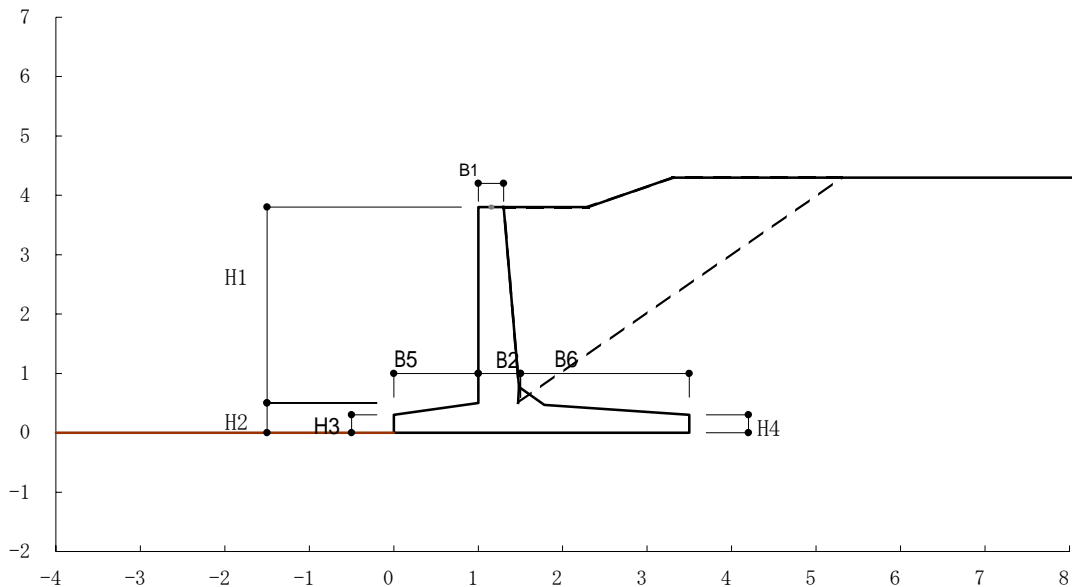
$$We = W / \cos \theta = 124.915 \text{ kN}$$

$$\text{最大土圧力 } Pa = \frac{We \times \sin(\alpha - \phi + \theta)}{\cos(\alpha - \phi - \delta - j)} = 54.938 \text{ kN}$$

$$\text{主働土圧係数 } KA = 2 \times Pa / (\gamma s \cdot h^2) = 0.561$$

$$\text{水平土圧係数 } KH = Ka \times \cos(\delta + j) = 0.535$$

$$\text{鉛直土圧係数 } KV = Ka \times \sin(\delta + j) = 0.168$$



#### b) 任意荷重(基部)

	$P =$	0.000	kN
作用高	$y_p =$	3.300	m (たて壁基部からの高さ)
荷重幅	$b_p =$	0.000	m
1m当り水平荷重	$P_u =$	0.000	kN/m

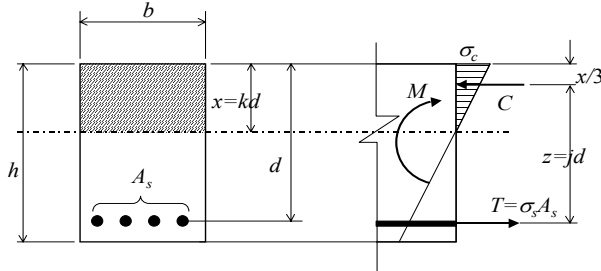
#### c) 断面力

(基部)	自重慣性力 $Wh =$	5.174	kN	作用距離 $y_o =$	1.513	m
曲げモーメント	$M = Wh \cdot y_o + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H1^2 \cdot KH \cdot H1/3 + Pu \cdot y_p =$	65.507				kNm/m
せん断力	$Wh + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H1^2 \cdot KH + Pu =$	57.609				kN/m
(中間部) 2.00 m	自重慣性力 $Wh' =$	2.826	kN	作用距離 $y_o' =$	0.944	m
部材厚 $B = 0.421$ m	土圧力 $Pa' = Pa \cdot H/H1 =$	33.296				kN
曲げモーメント	$M = Wh' \cdot y_o + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H^2 \cdot KH \cdot H/3 + Pu \cdot (H + Hp) =$	15.508				kNm/m
せん断力	$Wh' + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H^2 \cdot KH + Pu =$	22.086				kN/m

d) 応力度(基 部)

配 筋	D16@250	D13@250	
部材厚さ	B2=	500	mm
有効幅	b=	1000	mm
鉄筋かぶり	i=	60	mm
有効高	d=	440	mm
鉄筋量	A <sub>s</sub> =	1301	mm <sup>2</sup>
周 長	U =	360	mm

せん断力と曲げモーメントが作用する単鉄筋長方形断面として計算する。



ヤング係数比  $n = \frac{E_S}{E_c} = 15$       鉄筋比  $np = n \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.04435$

$k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np = 0.257$        $j = 1 - \frac{k}{3} = 0.914$

曲げモーメント  $M = 6.55E+07$  N・mm

せん断力  $S = 5.76E+04$  N

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 2.9$  N/mm<sup>2</sup> <  $\sigma_{ca} = 10.5$  N/mm<sup>2</sup> ……OK

鉄筋の引張応力度

$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 125.1$  N/mm<sup>2</sup> <  $\sigma_{sa} = 270.0$  N/mm<sup>2</sup> ……OK

コンクリートのせん断応力度

$\sigma_{ct} = \frac{S}{b \cdot d} = 0.131$  N/mm<sup>2</sup> <  $\tau_{ca} = 1.05$  N/mm<sup>2</sup> ……OK

付着応力度

$\sigma_{ct} = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.398$  N/mm<sup>2</sup> <  $\tau_a = 3.15$  N/mm<sup>2</sup> ……OK

(中間部) 2.00 m

d = 361 mm

配 筋 D16@250

曲げモーメント  $M = 1.33E+07$  N・mm

A<sub>s</sub> = 794 mm<sup>2</sup>

せん断力  $S = 1.88E+04$  N

U = 200 mm

コンクリートの曲げ圧縮応力度

K = 0.226

j = 0.925

$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 1.0$  N/mm<sup>2</sup> <  $\sigma_{ca} = 10.5$  N/mm<sup>2</sup> ……OK

鉄筋の引張応力度

$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 50.3$  N/mm<sup>2</sup> <  $\sigma_{sa} = 270.0$  N/mm<sup>2</sup> ……OK

コンクリートのせん断応力度

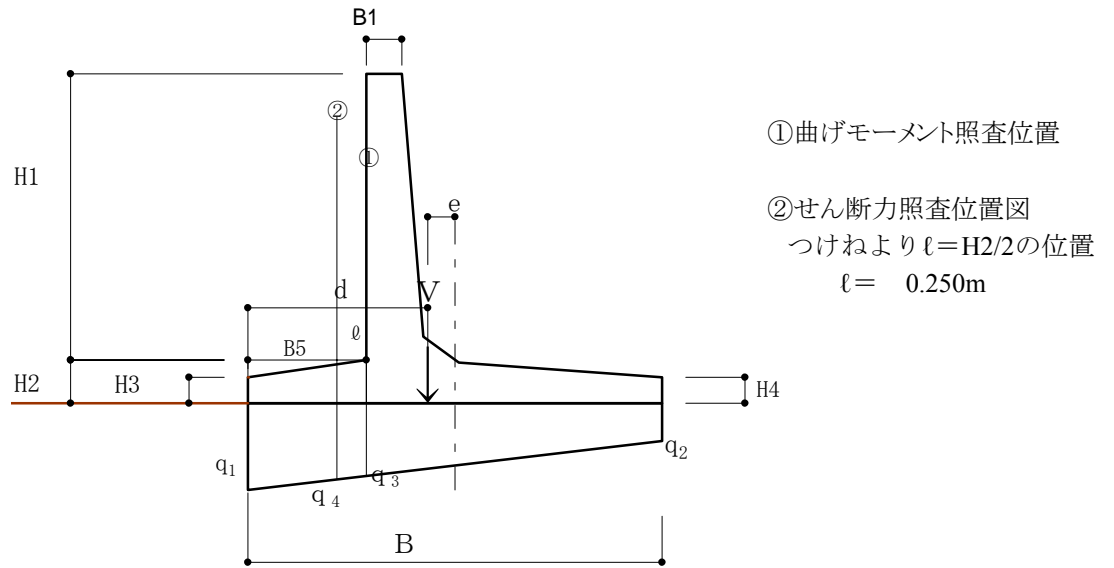
$\sigma_{ct} = \frac{S}{b \cdot d} = 0.052$  N/mm<sup>2</sup> <  $\tau_{ca} = 1.05$  N/mm<sup>2</sup> ……OK

付着応力度

$\sigma_{ct} = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.282$  N/mm<sup>2</sup> <  $\tau_a = 3.15$  N/mm<sup>2</sup> ……OK

(2) 前面フーチングの計算

a) 荷重



$$q_3 = q_1 + \frac{q_2 - q_1}{B} l_m$$

$$q_4 = q_1 + \frac{q_2 - q_1}{B} l_s$$

各部の寸法

$H_3 =$	0.30	m	$H_2 =$	0.50	m
$B =$	3.50	m			
$l_m = B_5 =$	1.00	m	$l_s =$	0.75	m

自重

$$W_1 = H_3 \gamma_c = 7.35 \quad \text{kN/m}^2$$

$$W_2 = H_2 \gamma_c = 12.25 \quad \text{kN/m}^2$$

$$W_3 = W_1 + \frac{(W_2 - W_1) l_s}{B_5} = 11.025 \quad \text{kN/m}^2$$

地盤反力

$q_1 =$	88.02	$\text{kN/m}^2$	$q_2 =$	38.09	$\text{kN/m}^2$
$q_3 =$	73.76	$\text{kN/m}^2$	$q_4 =$	77.32	$\text{kN/m}^2$

b) 断面力

せん断力

$$S = l_s / 2 (q_1 + q_4 - W_1 - W_3) = 55.11 \quad \text{kN/m}$$

曲げモーメント

$$M = l_m^2 / 6 \{ 2 (q_1 - W_1) + q_3 - W_2 \} = 37.14 \quad \text{kN} \cdot \text{m/m}$$

c) 応力度

配筋		D16@250		
位置		①	②	単位
部材厚さ	$T=$	500	450	mm
有効幅	$b=$	1000	1000	mm
鉄筋かぶり	$i=$	60	60	mm
有効高	$d=$	440	390	mm
鉄筋量	$A_s=$	794	794	mm <sup>2</sup>
周長	$U=$	200	200	mm

$$\text{ヤング係数比} \quad n = \frac{E_s}{E_c} = 15 \qquad \text{鉄筋比} \quad np = n \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.02707$$

断面に関する係数

$$k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np = 0.207 \qquad j = 1 - \frac{k}{3} = 0.931$$

曲げモーメント  $M= 3.71\text{E}+07 \text{ N}\cdot\text{mm}$

せん断力  $S= 5.51\text{E}+04 \text{ N}$

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 2.0 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 10.5 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 114.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 270.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断応力度

$$d = 390 \text{ mm}$$

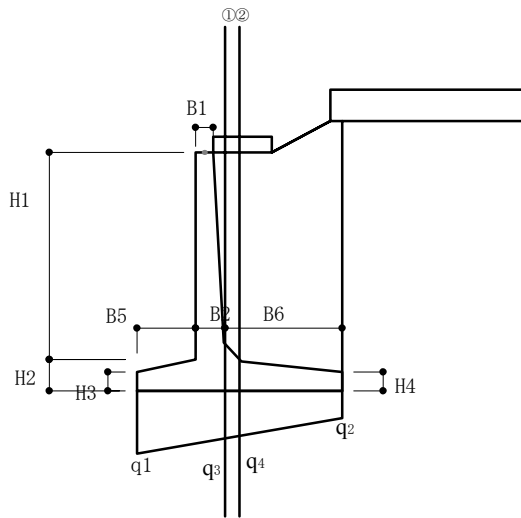
$$\sigma_{ct} = \frac{S}{b \cdot d} = 0.141 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 1.05 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

付着応力度

$$\sigma_{ct} = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.759 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 3.15 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

(3) 背面フーチングの計算

a) 荷重



① 曲げモーメント照査位置

② せん断力照査位置図

つけねより  $l = H2/2$  の位置

$$l = 0.250 \text{ m}$$

$$B6 - l = 1.750 \text{ m}$$

地盤反力	$q_1 = 88.02$	$\text{kN/m}^2$	$q_2 = 38.09$	$\text{kN/m}^2$
	$q_3 = 66.62$	$\text{kN/m}^2$	$q_4 = 63.05$	$\text{kN/m}^2$
鉛直力	$Q_{v1} = 104.71$	$\text{kN/m}$	$X_{v1} = 0.91$	$\text{m}$
	$Q_{v2} = 101.14$	$\text{kN/m}$		

② せん断照査位置

$$\text{部材厚 } H0 = 0.475 \text{ m}$$

土 圧	$Ee = 2 \cdot Pv/L$	$Ex = Ee/B6 \cdot l$	$Ev = 1/2(Ex + Ee) \cdot (B6 - l)$
戴荷重土圧	0.00	0	0
主働土圧	17.972	2.247	17.692

b) 断面力

荷重種類	せん断力 kN	作用距離 m	モーメント kN・m	せん断力 kN
底版自重	19.60	0.92	17.97	19.60
ハンチ	0.97	0.09	0.09	0.01
湿潤土	128.09	1.04	133.60	114.19
主働土圧	17.97	1.33	23.96	17.97
地盤反力	-104.71	0.91	-95.19	-101.14
$\Sigma$	61.93		80.43	50.63

$$\text{たて壁基部の曲げモーメント } M_w = 65.51 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(曲げモーメントはたて壁と比較して小さい方を用いる。)

c) 応力度

配筋 D16@250 D@250

位置		①	②	単位
部材厚さ	$T=$	500	500	mm
有効幅	$b=$	1000	1000	mm
鉄筋中心かぶり	$i=$	60	60	mm
有効高	$d=$	440	440	mm
鉄筋量	$A_s=$	794	794	mm <sup>2</sup>
周長	$U=$	200	200	mm

ヤング係数比  $n = \frac{E_S}{E_c} = 15$

鉄筋比  $np = n \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.02707$

断面に関する係数  $k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np = 0.207$

$j = 1 - \frac{k}{3} = 0.931$

曲げモーメント 6.55E+07 N・mm

せん断力 5.06E+04 N

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 3.5 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 10.5 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$

鉄筋の引張応力度

$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 201.4 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 270.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$

コンクリートのせん断応力度

$d = 440 \text{ mm}$

$\sigma_{ct} = \frac{S}{b \cdot d} = 0.115 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 1.05 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$

付着応力度

$\sigma_{ct} = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.618 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 3.15 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$

6. 計算結果(直接基礎)

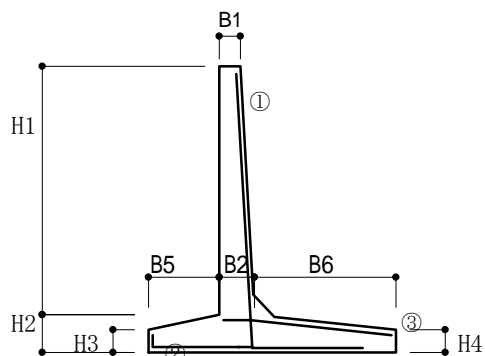
(常時)

1) 安定計算結果

照査項目	計算値	許容値	判定
転倒	-0.090	0.583	OK
支持力	76.28	595.5	OK
滑動	3.28	1.50	OK

2) 応力計算結果

許容応力度 N/mm <sup>2</sup>	鉄筋コンクリート	無筋コンクリート	鉄筋応力	せん断応力	付着力
	7.00	0.26	180.00	0.70	2.10
たて壁(基部)	2.55		110.93	0.11	0.34
① D16@250 D13@250	OK		OK	OK	OK
(中間部)2.00 m	1.07		55.14	0.05	0.30
D16@250	OK		OK	OK	OK
前面フーチング	1.31		75.09	0.09	0.50
② D16@250	OK		OK	OK	OK
背面フーチング	2.20		126.16	0.08	0.42
③ D16@250	OK		OK	OK	OK



(地震時)

1) 安定計算結果

照査項目	計算値	許容値	判定
転倒	0.231	1.167	OK
支持力	88.02	343.3	OK
滑動	1.94	1.2	OK

2) 応力計算結果

許容応力度 N/mm <sup>2</sup>	鉄筋コンクリート	無筋コンクリート	鉄筋応力	せん断応力	付着力
	10.50	0.39	270.00	1.05	3.15
たて壁	2.88		125.15	0.13	0.40
① D16@250 D13@250	OK		OK	OK	OK
(中間部)2.00 m	0.98		50.25	0.05	0.28
D16@250	OK		OK	OK	OK
前面フーチング	1.99		114.20	0.14	0.76
② D16@250	OK		OK	OK	OK
背面フーチング	3.51		201.42	0.12	0.62
③ D16@250	OK		OK	OK	OK