

逆 L 型 擁 壁 計 算 例

壁 高  $H = 1.700 \text{ m}$

平成23年5月29日

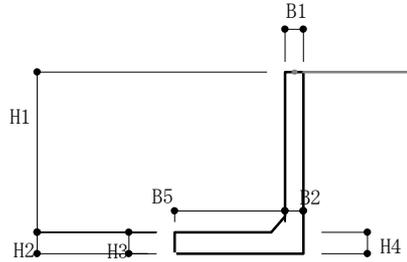
株式会社〇〇〇〇〇〇

# 逆L型擁壁計算例

## 1. 設計条件

### (1)形状寸法

壁 高	H1 =	1.500 m
フーチング厚	(基部) H2 =	0.200 m
前面フーチング厚	(先端) H3 =	0.200 m
背面フーチング厚	(先端) H4 =	0.200 m
壁 厚	(天端) B1 =	0.200 m
壁 厚	(基部) B2 =	0.200 m
前面勾配厚	B3 =	0.000 m
フーチング 前面長	B5 =	1.200 m
前面ハンチ高	H5 =	0.150 m
前面ハンチ幅	B7 =	0.150 m



基点：前面つま先

### (2)地震時係数

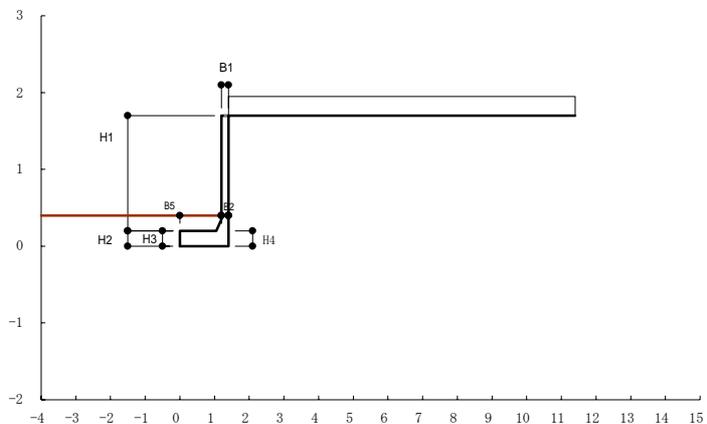
地震水平震度	Kh =	
地震時上乗荷重		無し

### (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	$\phi =$	30.0 度
滑動摩擦係数	$\tan \phi_B =$	0.60 岩盤
地盤許容支持力(常時)	$qa =$	50.79 kN/m <sup>2</sup>
地盤の粘着力	$C =$	0.0 kN/m <sup>2</sup>
壁 常時(土と土)	$\delta =$	20.000
面 常時(土とコンクリート)	$\delta =$	20.000
摩 地震時(土と土)	$\delta =$	15.000
擦 地震時(土とコンクリート)	$\delta =$	15.000

### (4)背面形状

X(m)	Y(m)	q(kN/m <sup>2</sup> )
10.000	0.000	5.000



(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

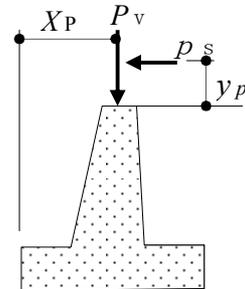
$p_v =$  kN/m当り  
 $x_p =$  m

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>



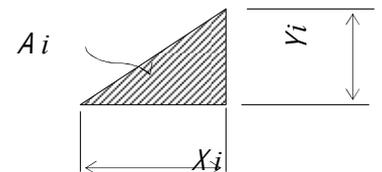
(7) 配筋計画

	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 As (mm <sup>2</sup> )	周長 U(mm)
たて壁(基部)	10		250	60	285	120
(中間部)0.00 m	10		250	60	285	120
前面フーチング	10		250	60	285	120
背面フーチング	無筋					

(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	Xn+1 - Xn-1	倍面積
1	0.000	0.000	-1.400	0.000
2	0.000	0.200	1.050	0.210
3	1.050	0.200	1.200	0.240
4	1.200	0.350	0.150	0.053
5	1.200	1.700	0.200	0.340
6	1.400	1.700	0.200	0.340
7	1.400	0.200	0.000	0.000
8	1.400	0.200	0.000	0.000
9	1.400	0.200	0.000	0.000
10	1.400	0.000	-1.400	0.000
倍面積				1.183
擁壁の断面積	$A =$	$1.183 / 2 =$		0.592 m <sup>2</sup>
擁壁の重量	$w = A \cdot \gamma_c =$	$0.592 \times 24.50 =$		14.504 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	14.486	1.013	14.674
載荷重 1	0.000	1.400	0.000
合計	14.486		14.674

### b) 土圧

土圧の計算は試行くさび法による方法を用いる。

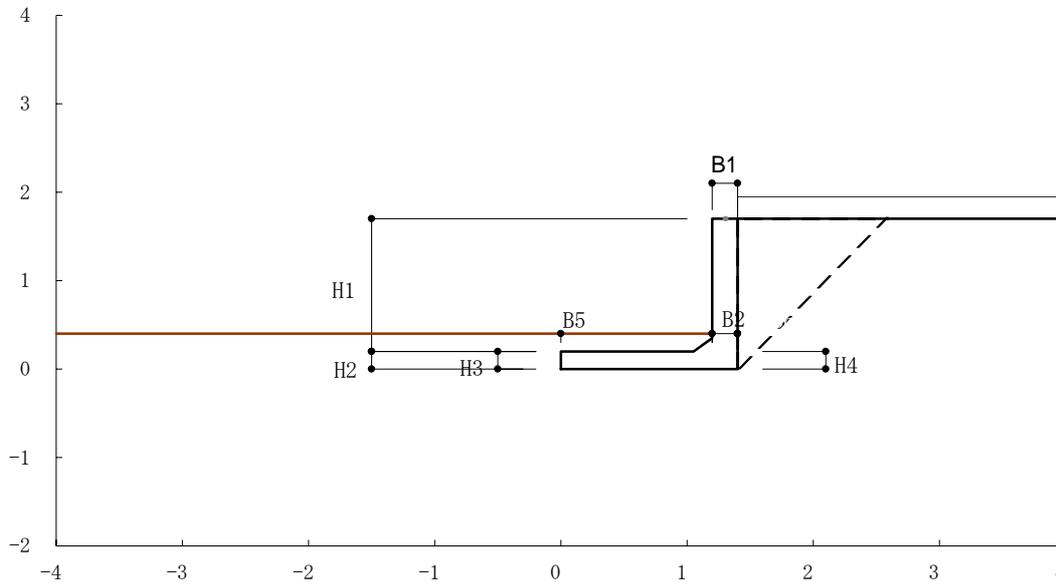
壁面摩擦角	$\delta =$	20.000 (度)	$\beta =$	0.000 (度)
背面の勾配	$j =$	0.000 (度)		
すべり角	$\alpha =$	55 (度)		
すべり面上の土重	$W =$	18.212 kN		

$$\text{最大土圧力 } Pa = \frac{W \times \sin(\alpha - \phi)}{\cos(\alpha - \phi - \delta - j)} = 7.726 \text{ kN}$$

$$\text{主働土圧係数 } KA = 2 \times Pa / (\gamma_s \cdot h^2) = 0.297$$

$$\text{水平土圧係数 } KH = Ka \times \cos(\delta + j) = 0.279$$

$$\text{鉛直土圧係数 } KV = Ka \times \sin(\delta + j) = 0.102$$



土 圧 (kN)	作用距離(m)	モーメント (kN・m)
$PH=1/2 \times h^2 \times \gamma_s \times KH$	7.257	$My=PH \times Y$ 4.115
$PV=1/2 \times h^2 \times \gamma_s \times KV$	2.653	$Mx=PV \times X$ 3.714
$QwH=Qw \times h \times KH$	2.372	$My=QwH \times Y$ 2.016
$QwV=Qw \times h \times KV$	0.867	$Mx=QwV \times X$ 1.214

但し h : 土圧高 1.700 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 + 前面土

鉛直力の合計  $\Sigma V = 18.006 + 4.1180 = 22.124 \text{ kN}$

水平力の合計  $\Sigma H = 9.629 \text{ kN}$

モーメント  $M = 13.471 + 2.395 = 15.866 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(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

$$e = B/2 - M/N = \frac{1.400}{2} - \frac{15.866}{22.124} = -0.017 \text{ m}$$

ただし、B : フーチング長

$$\text{従って } |e| < B/6 = 0.233 \text{ m} \dots \text{OK}$$

(3) 滑動に対する検討

■ 突起を付けない場合

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

$$Fs = \frac{N \cdot \mu + C \cdot B}{H} = \frac{22.124 \times 0.60 + 0.000}{9.629} = 1.379 < 1.5 \dots \text{NO}$$

(4) 地盤支持力の検討

$$d = B/2 - e = 0.717 \text{ m}$$

作用幅

$$x = B = 1.400 \text{ m}$$

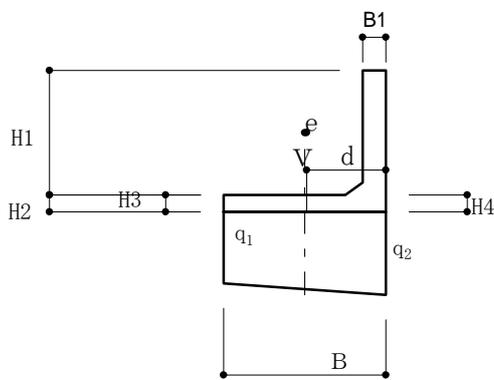
底面反力

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

$$q_1 = 14.652 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 16.954 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{許容支持力 } qa = 50.79 \text{ kN/m}^2 \text{ より小さい ---- OK}$$



## 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	$c$ =	0.0 kN/m <sup>2</sup>

### ■基礎寸法

基礎幅	B=	1.400 m
基礎長	L=	1.000 m

### ■荷重状態

鉛直力	V=	22.12 kN
水平力	HB=	9.63 kN
偏心量	$e$ =	-0.017 m

### ■許容支持力

$$\begin{aligned}
 Q_a &= 1/a \cdot Ae \cdot (\alpha \cdot K \cdot C \cdot Nc \cdot Sc + K \cdot q \cdot Nq \cdot Sq + 1/2 \cdot \gamma_2 \cdot \beta \cdot Be \cdot Nr \cdot Sr) \\
 &= 1/3 \times 1.434 \times (1 \times 1.042 \times 0 \times 9.25 \times 1 + 1.042 \times 14.4 \times 6.34 \times 0.886 \\
 &\quad + 1/2 \times 18 \times 1 \times 1.434 \times 1.92 \times 0.887) \\
 &= 51 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

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>)

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

Ae: 有効載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$$Ae = Be \cdot L = 1.434 \text{ (m}^2\text{)}$$

Be: 偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$Be = B - 2 \cdot eB = 1.434 \text{ (m)}$$

$\alpha, \beta$ : 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

$$K = 1 + 0.3 \cdot Df1 / Be = 1.042$$

Nc, Nq, Nr: 荷重の偏心を考慮した支持力係数

$$\tan \theta = HB / V = 0.435$$

$$Nc = 9.25$$

$$Nq = 6.34$$

$$Nr = 1.92$$

寸法効果の補正係数

$\lambda = \nu = \mu = -1/3$  とする。

$$Sc = (C')^\lambda = 1.000$$

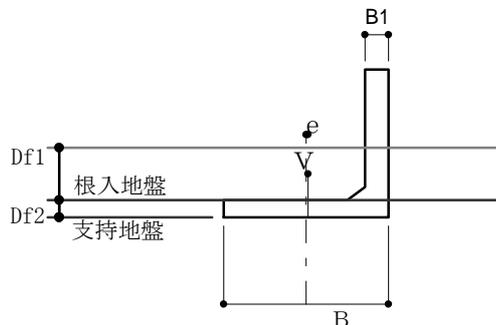
$$Sq = (q')^\nu = 0.886$$

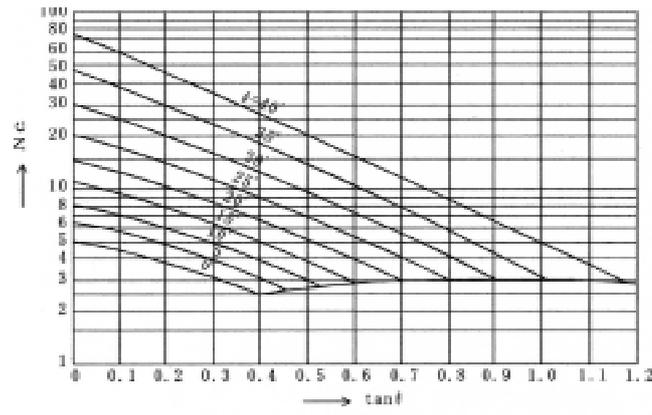
$$S\gamma = (B')^\mu = 0.887$$

$$C' = C / C\theta = C / 10 = 0.000$$

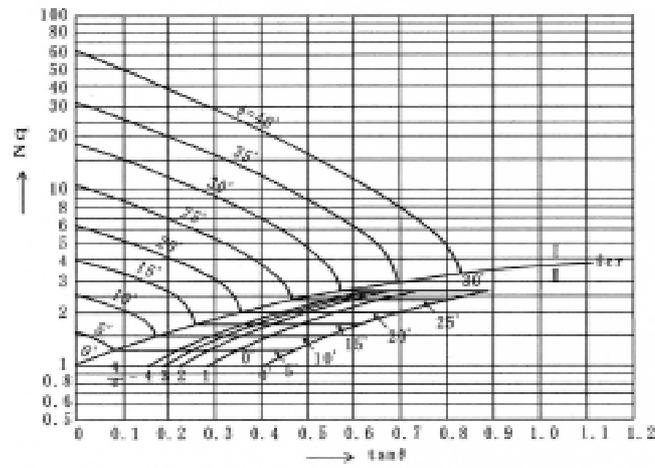
$$q' = q / q\theta = q / 10 = 1.440$$

$$B' = B e / B\theta = B e / 1 = 1.434$$

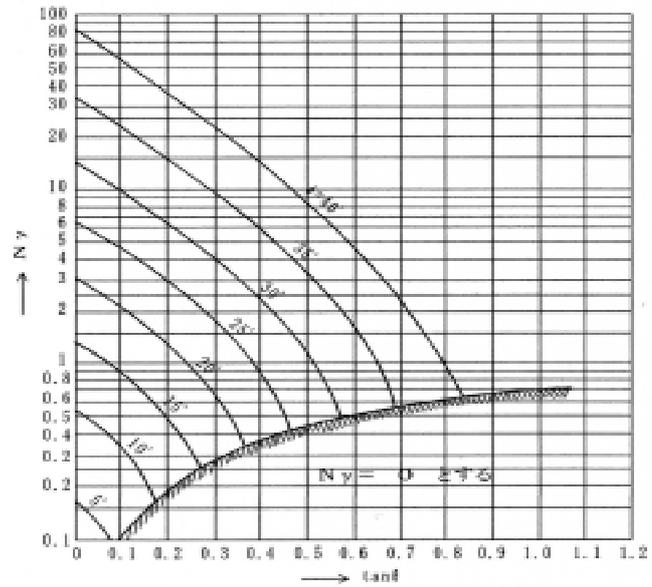




支持力係数  $N_c$



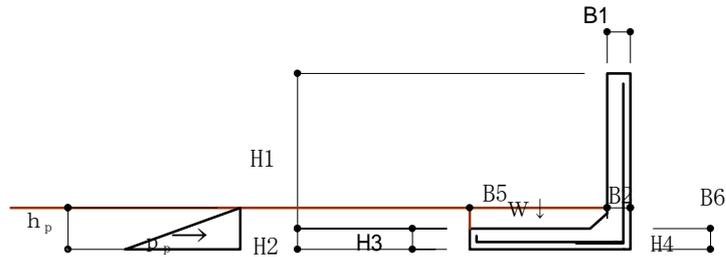
支持力係数  $N_q$



支持力係数  $N_r$

(5) 前面受働土圧の検討

受働土圧が発揮できる高さ	$h_p = 0.40 \text{ m}$
地盤の単位体積重量	$\gamma_s = 18.00 \text{ kN/m}^3$
受働土圧の壁面摩擦角	$\delta = 0.00 \text{ (度)}$
基礎底面と地盤との粘着力	$C = 0.00 \text{ kN/m}^2$
滑動摩擦係数	$\mu = 0.60$



受働土圧

$$K_p = \frac{\cos^2(j-i) \cdot \cos(j-i)}{\cos \delta \cdot \cos^2 j \cdot \cos(j-\delta)} \left[ 1 - \frac{\sin(j-\delta) \cdot \sin(j-i)}{\cos(j-i) \cdot \cos(j-\delta)} \right]^2$$

$$= 3.000$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_s \cdot h^2 \cdot K_p = \frac{1}{2} \times 18.0 \times 0.40^2 \times 3.000 = 4.320 \text{ kN}$$

$$Hk = N \cdot \mu + C \cdot B = 22.124 \times 0.6 + 0.000 = 13.274$$

■受働土圧を考慮した場合の滑動安全率

$$F_s = \frac{0.5 P_p + Hk}{H} = \frac{0.500 \times 4.320 + 13.274}{9.629} = 1.603 \geq 1.5 \dots \text{OK}$$

### 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  $\delta = 20.000$  (度)

背面の勾配  $j = 0.0000$  (度)

すべり角  $\alpha = 55$  (度)

すべり面上の土重  $W = 14.179$  kN

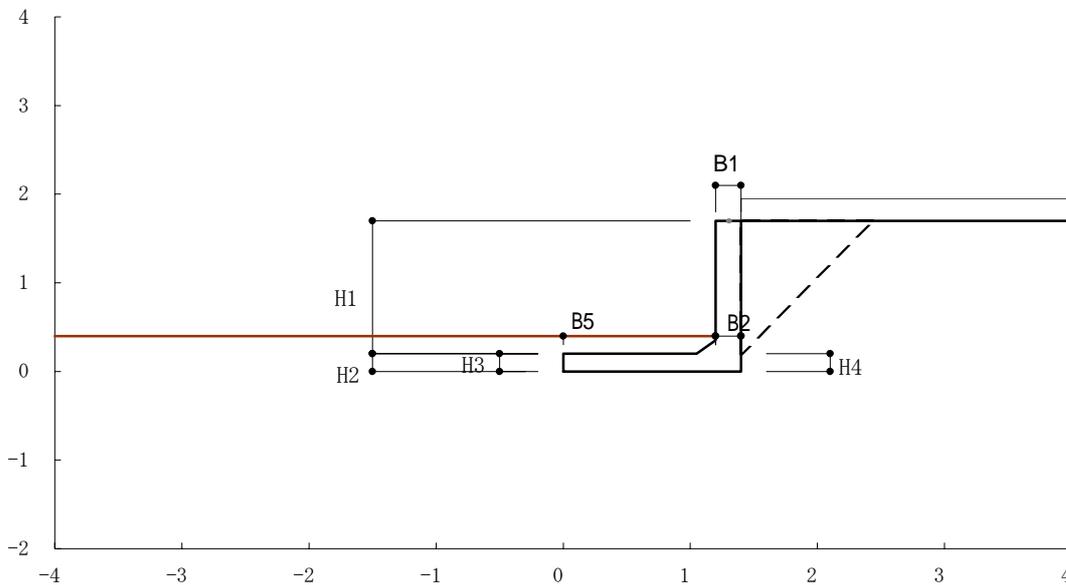
すべり面上の上載荷重  $Q = 0.000$  kN

$$\text{最大土圧力 } Pa = \frac{(W+Q) \times \sin(\alpha - \phi)}{s(\alpha - \phi - \delta)} = \frac{14.179 \times \sin(55 - 20)}{0.583} = 6.015 \text{ kN}$$

$$\text{主働土圧係数 } KA = 2 \times Pa / (\gamma s \cdot h^2) = 0.297$$

$$\text{水平土圧係数 } KH = Ka \times \cos(\delta + j) = 0.279$$

$$\text{鉛直土圧係数 } KV = Ka \times \sin(\delta + j) = 0.102$$



##### b) 任意荷重

	$P = 0.000$	kN
作用高	$y_p = 1.500$	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)

$$\text{曲げモーメント } M = q \cdot H1 \cdot KH \cdot H1/2 + 1/2 \cdot s \cdot H1^2 \cdot KH \cdot H1/3 + Pu \cdot y_p = 4.394 \text{ kNm/m}$$

$$\text{せん断力 } S = q \cdot H1 \cdot KH + 1/2 \cdot s \cdot H1^2 \cdot KH + Pu = 7.742 \text{ kN/m}$$

(中間部) 0.00 m

$$Pa' = Pa \cdot H / H1 = 0.000 \text{ kN}$$

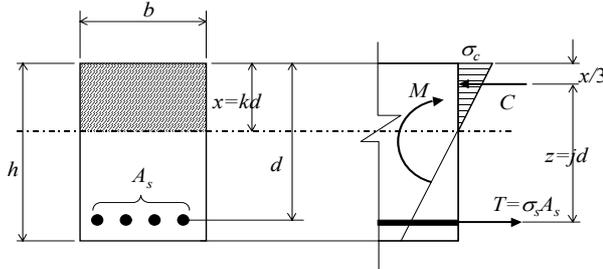
$$\text{曲げモーメント } M = q \cdot H1 \cdot KH \cdot H1/2 + 1/2 \cdot s \cdot H1^2 \cdot KH \cdot H1/3 + Pu \cdot (H + Hp) = 0.000 \text{ kNm/m}$$

$$\text{せん断力 } S = q \cdot H1 \cdot KH + 1/2 \cdot s \cdot H1^2 \cdot KH + Pu = 0.000 \text{ kN/m}$$

d) 応力度  
(基部)

配筋	D10@250	
部材厚さ	$B2 =$	200 mm
有効幅	$b =$	1000 mm
鉄筋かぶり	$i =$	60 mm
有効高	$d =$	140 mm
鉄筋量	$A_s =$	285 mm <sup>2</sup>
周長	$U =$	120 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	$np = n \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.03054$
	$k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np = 0.218$		$j = 1 - \frac{k}{3} = 0.927$

曲げモーメント	$M = 4.39E+06$	N・mm
せん断力	$S = 7.74E+03$	N

コンクリートの曲げ圧縮応力度

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

鉄筋の引張応力度

$$s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 118.8 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 180.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断応力度

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

付着応力度

$$ct = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.497 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 2.10 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

(中間部) 0.00 m

	$d =$	140 mm	配筋	D10@250
曲げモーメント	$M =$	0.00E+00 N・mm	$A_s =$	285 mm <sup>2</sup>
せん断力	$S =$	0.00E+00 N	$U =$	120 mm
コンクリートの曲げ圧縮応力度	$K =$	0.218	$j =$	0.927

$$c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 0.0 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

鉄筋の引張応力度

$$s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 0.0 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 180.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断応力度

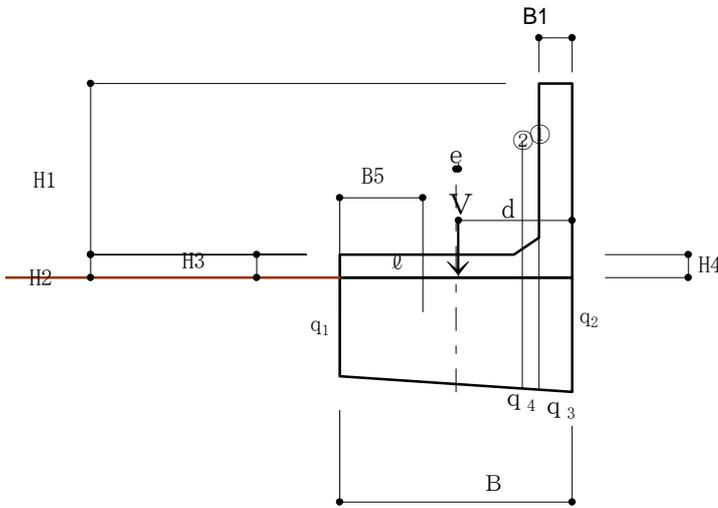
$$c = \frac{S}{b \cdot d} = 0.000 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 0.70 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

付着応力度

$$ct = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.000 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 2.10 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

(2) 前面フーチングの計算

a) 荷重



曲げモーメント照査位置

せん断力照査位置図

つけねより  $l = H2/2$  の位置

$l = 0.100\text{m}$

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

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

各部の寸法

$H3 =$	0.20	m	$H2 =$	0.20	m
$B =$	1.40	m	$HS =$	0.20	m
$l_m = B5 =$	1.20	m	$l_s =$	1.10	m

自重 + 前面土砂

$$W1 = H3\gamma_c + (hp - H3)\gamma_s = 4.90 + 3.60 = 8.50 \text{ kN/m}^2$$

$$W2 = H2\gamma_c + (hp - H2)\gamma_s = 4.90 + 3.60 = 8.50 \text{ kN/m}^2$$

$$W_3 = W_1 + \frac{(W_2 - W_1)l_s}{B5} = 4.900 + 3.6 = 8.50 \text{ kN/m}^2$$

地盤反力

$q_1 =$	14.65	kN/m <sup>2</sup>	$q_2 =$	16.95	kN/m <sup>2</sup>
$q_3 =$	16.63	kN/m <sup>2</sup>	$q_4 =$	16.46	kN/m <sup>2</sup>

b) 断面力

せん断力

$$S = ls/2 (q_1 + q_4 - W1 - W3) = 7.76 \text{ kN/m}$$

曲げモーメント

$$M = l m^2 / 6 \{ 2 (q_1 - W1) + q_3 - W2 \} = 4.90 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

c) 応力度

配筋		D10@250		
位置		①	②	単位
部材厚さ	$T=$	200	200	mm
有効幅	$b=$	1000	1000	mm
鉄筋かぶり	$i=$	60	60	mm
有効高	$d=$	140	140	mm
鉄筋量	$A_s=$	285	285	mm <sup>2</sup>
周長	$U=$	120	120	mm

$$\text{ヤング係数比} \quad n = \frac{E_s}{E_c} = 15 \qquad \text{鉄筋比} \quad np = n \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.03054$$

断面に関する係数

$$k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np = 0.218 \qquad j = 1 - \frac{k}{3} = 0.927$$

曲げモーメント  $M= 4.90E+06 \text{ N}\cdot\text{mm}$

せん断力  $S= 7.76E+03 \text{ N}$

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 2.5 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

鉄筋の引張応力度

$$s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 132.5 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 180.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断応力度  $d= 140 \text{ mm}$

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

付着応力度

$$ct = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.498 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 2.10 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

#### 4. 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	-0.017	0.233	OK
支持力	16.95	50.8	OK
滑動	1.38	1.50	NO
受働土圧考慮	1.60	1.5	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)	2.21		118.78	0.06	0.50
① D10@250	OK		OK	OK	OK
(中間部)0.00 m	0.00		0.00	0.00	0.00
D10@250	OK		OK	OK	OK
前面フーチング	2.47		132.53	0.06	0.50
② D10@250	OK		OK	OK	OK
背面フーチング					

