

も た れ 擁 壁 計 算 例

壁 高  $H = 5.000 \text{ m}$

平成23年5月29日

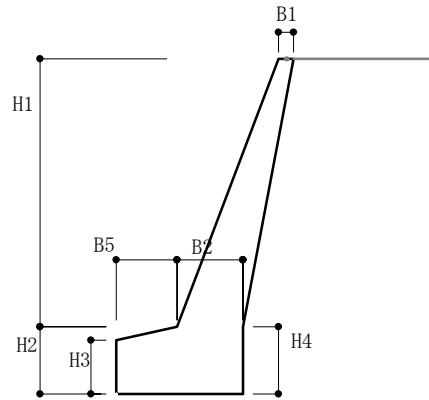
株式会社〇〇〇〇〇〇

# もたれ擁壁計算例

## 1. 設計条件

### (1)形状寸法

壁高	H1 =	4.000 m
フーチング厚	(基部) H2 =	1.000 m
前面フーチング厚	(先端) H3 =	0.800 m
背面フーチング厚	(先端) H4 =	1.000 m
壁厚	(天端) B1 =	0.300 m
壁厚	(基部) B2 =	1.300 m
前面勾配厚	B3 =	2.000 m
フーチング前面長	B5 =	1.200 m



基点：前面つま先

### (2)地震時係数

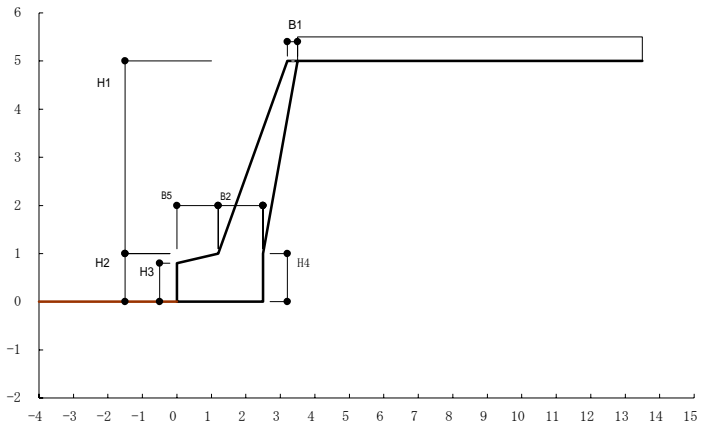
地震水平震度	Kh =	
地震時上載荷重		無し

### (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 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)	$qa =$	168.12 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)	$\delta =$	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	10.000



(5) 任意荷重

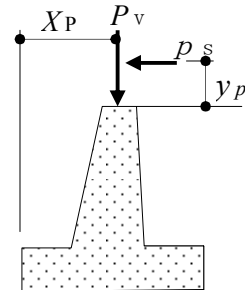
水平荷重名 鉛直荷重名  
 荷重強度  $p_s =$  kN  $p_v =$  kN/m当り  
 作用高さ  $y_p =$  m  $x_p =$  m  
 荷重幅  $b_p =$  m当り

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>



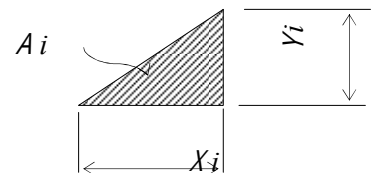
(7) 配筋計画

	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)	無筋					
(中間部)2.00 m	無筋					
前面フーチング	無筋					
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	X <sub>n+1</sub> - X <sub>n-1</sub>	倍面積
1	0.000	0.000	-2.500	0.000
2	0.000	0.800	1.200	0.960
3	1.200	1.000	1.200	1.200
4	1.200	1.000	2.000	2.000
5	3.200	5.000	2.300	11.500
6	3.500	5.000	-0.700	-3.500
7	2.500	1.000	-1.000	-1.000
8	2.500	1.000	0.000	0.000
9	2.500	1.000	0.000	0.000
10	2.500	0.000	-2.500	0.000
倍面積				11.160
擁壁の断面積	$A =$	$11.160 / 2 =$		5.580 m <sup>2</sup>
擁壁の重量	$w = A \cdot \gamma_c =$	$5.580 \times 24.00 =$		133.920 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	133.920	1.953	261.546
合計	133.920		261.546

b) 土圧

土圧の計算は試行くさび法による方法を用いる。

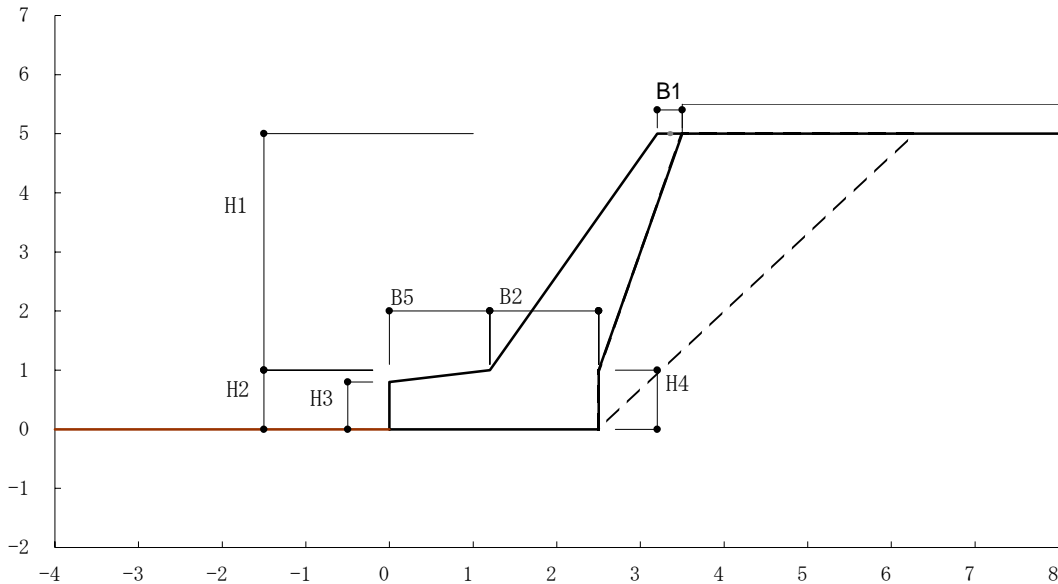
壁面摩擦角  $\delta = 20.000$  (度)  $\beta = 0.000$  (度)  
 背面の勾配  $j = -14.036$  (度)  
 すべり角  $\alpha = 53$  (度)  
 すべり面上の土重  $W = 133.550$  kN

最大土圧力  $Pa = \frac{W \times \sin(\alpha - \phi)}{\cos(\alpha - \phi - \delta - j)} = 54.577$  kN

主働土圧係数  $KA = 2 \times Pa / (\gamma s \cdot h^2) = 0.243$

水平土圧係数  $KH = Ka \times \cos(\delta + j) = 0.242$

鉛直土圧係数  $KV = Ka \times \sin(\delta + j) = 0.025$





## 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=	2.500 m
基礎長	L=	1.000 m

### ■荷重状態

鉛直力	V=	140.80 kN
水平力	HB=	66.55 kN
偏心量	e=	0.119 m

### ■許容支持力

$$Q_a = 1/a \cdot Ae \cdot (\alpha \cdot K \cdot C \cdot N_c \cdot S_c + K \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_2 \cdot \beta \cdot Be \cdot N_r \cdot S_r)$$

$$= 1/3 \times 2.262 \times (1 \times 1.027 \times 20 \times 7.85 \times 0.794 + 1.027 \times 14.4 \times 5.53 \times 0.886$$

$$+ 1/2 \times 18 \times 1 \times 2.262 \times 1.45 \times 0.762)$$

$$= 168 \text{ kN/m}^2$$

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>)

$$Ae = Be \cdot L = 2.262 \text{ (m}^2)$$

Be: 偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$Be = B - 2 \cdot eB = 2.262 \text{ (m)}$$

$\alpha, \beta$ : 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

$$K = 1 + 0.3 \cdot Df1 / Be = 1.027$$

Nc, Nq, Nr: 荷重の偏心を考慮した支持力係数

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

$$N_c = 7.85$$

$$N_q = 5.53$$

$$N_r = 1.45$$

寸法効果の補正係数

$\lambda = \nu = \mu = -1/3$  とする。

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

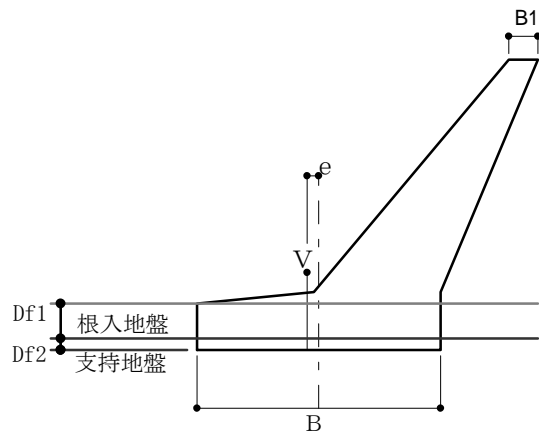
$$S_q = (q')^\nu = 0.886$$

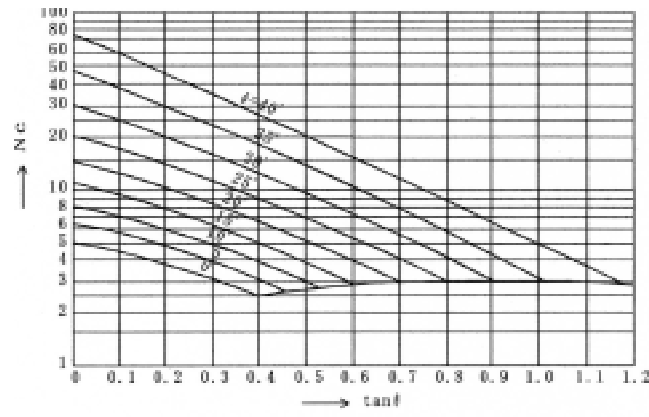
$$S_\gamma = (B')^\mu = 0.762$$

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

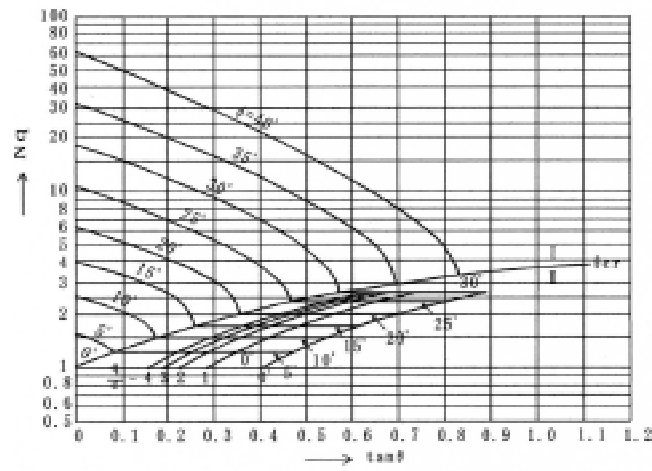
$$q' = q / q_0 = q / 10 = 1.440$$

$$B' = B_e / B_0 = B_e / 1 = 2.262$$

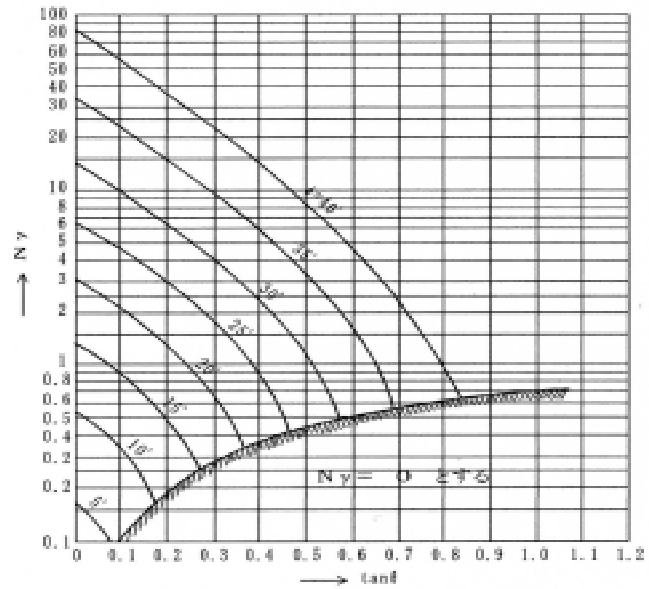




支持力係数  $N_c$



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  $\delta = 20.000$  (度)

背面の勾配  $j = -14.0362$  (度)

すべり角  $\alpha = 50$  (度)

すべり面上の土重  $W = 84.830$  kN

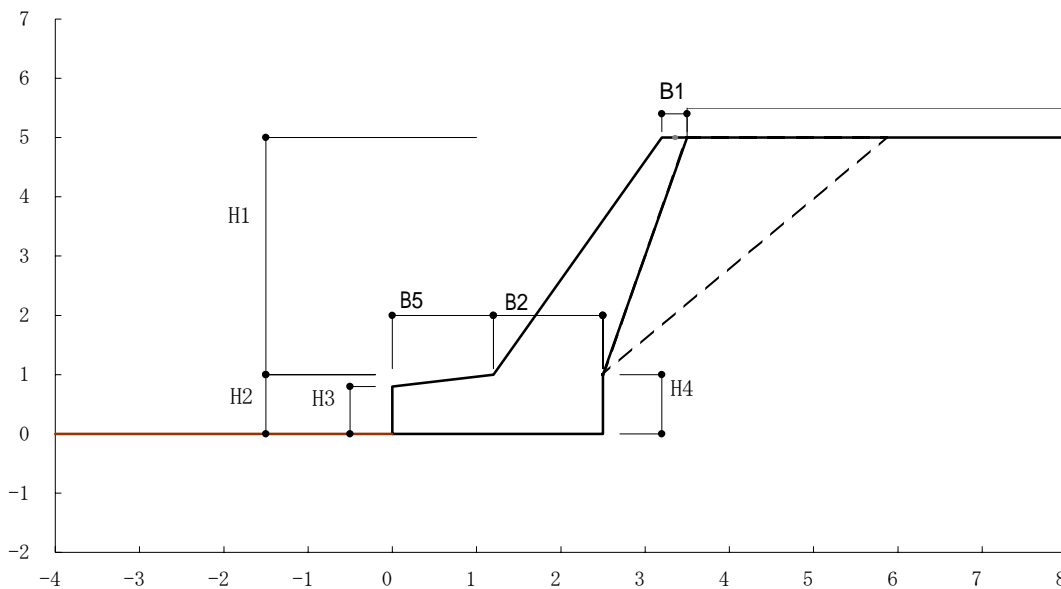
すべり面上の上載荷重  $Q = 0.000$  kN

$$\text{最大土圧力 } Pa = \frac{(W+Q) \times \sin(\alpha - \phi)}{s(\alpha - \phi - \delta)} = \frac{84.830 \times \sin(50 - 20)}{0.583} = 29.907 \text{ kN}$$

$$\text{主働土圧係数 } KA = 2 \times Pa / (\gamma s \cdot h^2) = 0.208$$

$$\text{水平土圧係数 } KH = Ka \times \cos(\delta + j) = 0.207$$

$$\text{鉛直土圧係数 } KV = Ka \times \sin(\delta + j) = 0.022$$



##### b) 任意荷重

	$P = 0.000$	kN
作用高	$y_p = 4.000$	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)

$$\text{曲げモーメント } M = q \cdot H1 \cdot KH \cdot H1/2 + 1/2 \cdot s \cdot H1^2 \cdot KH \cdot H1/3 + Pu \cdot y_p = 56.304 \text{ kNm/m}$$

$$\text{せん断力 } S = q \cdot H1 \cdot KH + 1/2 \cdot s \cdot H1^2 \cdot KH + Pu = 38.088 \text{ kN/m}$$

(中間部) 2.00 m

$$Pa' = Pa \cdot H / H1 = 14.954 \text{ kN}$$

$$\text{曲げモーメント } M = q \cdot H1 \cdot KH \cdot H1/2 + 1/2 \cdot s \cdot H1^2 \cdot KH \cdot H1/3 + Pu \cdot (H + Hp) = 9.108 \text{ kNm/m}$$

$$\text{せん断力 } S = q \cdot H1 \cdot KH + 1/2 \cdot s \cdot H1^2 \cdot KH + Pu = 11.592 \text{ kN/m}$$



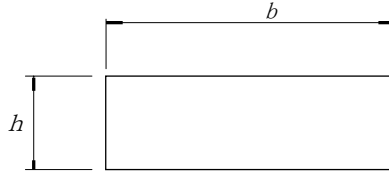
d) 応力度

(基 部)

部材厚さ  $B2=h = 1300 \text{ mm}$

有効幅  $b = 1000 \text{ mm}$

せん断力と曲げモーメントが作用する無筋長方形断面として計算する.



$$\text{断面係数 } Z = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1000 \times 1300}{6} = 281.667 \times 10^6 \text{ m}^3$$

コンクリート引張応力度

$$t = \frac{M}{Z} = 0.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 0.26 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = 0.029 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 0.70 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

(中間部) 2.00 m

部材厚さ  $h = 800 \text{ mm}$

有効幅  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\text{断面係数 } Z = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1000 \times 800}{6} = 106.667 \times 10^6 \text{ m}^3$$

コンクリート引張応力度

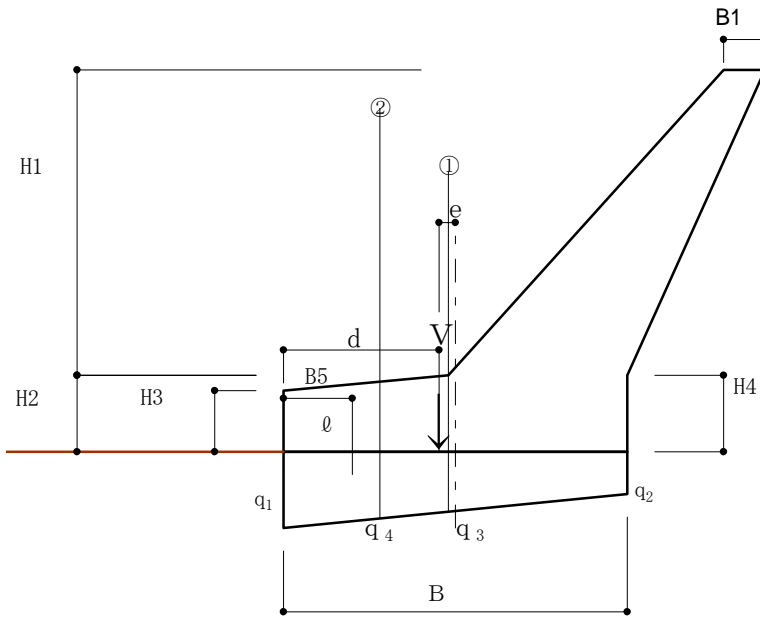
$$t = \frac{M}{Z} = 0.1 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 0.26 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = 0.014 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 0.70 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

(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

$l = 0.500\text{m}$

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

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

各部の寸法

$H3 =$	0.80	m	$H2 =$	1.00	m
$B =$	2.50	m	$HS =$	0.92	m
$l_m = B5 =$	1.20	m	$l_s =$	0.70	m

自重

$$W1 = H3\gamma_c = 19.20 \quad \text{kN/m}^2$$

$$W2 = H2\gamma_c = 24.00 \quad \text{kN/m}^2$$

$$W_3 = W_1 + \frac{(W_2 - W_1)l_s}{B5} = 22.000 \quad \text{kN/m}^2$$

地盤反力

$$q_1 = 72.40 \quad \text{kN/m}^2 \quad q_2 = 40.23 \quad \text{kN/m}^2$$

$$q_3 = 56.96 \quad \text{kN/m}^2 \quad q_4 = 63.39 \quad \text{kN/m}^2$$

b) 断面力

せん断力

$$S = l_s/2 (q_1 + q_4 - W1 - W3) = 33.11 \quad \text{kN/m}$$

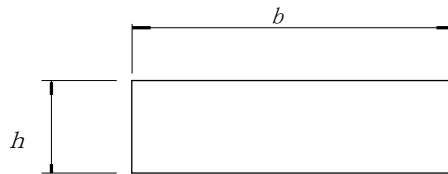
曲げモーメント

$$M = l_m^2/6 \{ 2(q_1 - W1) + q_3 - W2 \} = 33.45 \quad \text{kN} \cdot \text{m/m}$$

d) 応力度

部材厚さ  $B2=h = 1300 \text{ mm}$   
有効幅  $b = 1000 \text{ mm}$

せん断力と曲げモーメントが作用する無筋長方形断面として計算する.



$$\text{断面係数 } Z = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1000 \times 1300}{6} = 281.667 \times 10^6 \text{ m}^3$$

コンクリート引張応力度

$$t = \frac{M}{Z} = 0.12 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 0.26 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

コンクリートの平均せん断応力度

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = 0.025 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 0.70 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

#### 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	0.119	0.417	OK
支持力	72.40	168.1	OK
滑動	2.02	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) 無筋		0.20 OK		0.03 OK	
(中間部)2.00 m 無筋		0.09 OK		0.01 OK	
前面フーチング 無筋		0.12 OK		0.03 OK	
背面フーチング					

