

# 直接基礎の設計

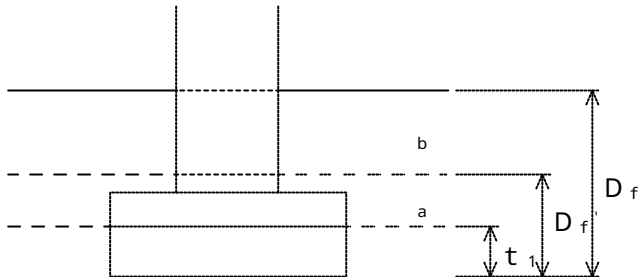
1章 設計条件	1
1.1 検討項目	1
1.2 設計条件	1
1.3 形状および作用力	2
1.4 安定計算安全率	2
1.5 鉛直支持力照査用データ	2
2章 安定計算結果	3
2.1 転倒に対する検討	3
2.2 滑動に対する検討	3
2.3 地盤反力に対する検討	3
3章 許容鉛直支持力	5
3.1 地盤の許容支持力	5
4章 安定計算結果一覧表	6
4.1 転倒に対する検討	6
4.2 滑動に対する検討	6
4.3 最大地盤反力度に対する照査	6
4.4 鉛直支持力に対する照査	6
5章 底版レベル2地震時照査	7
5.1 設計条件	7
5.2 作用荷重	9
5.3 曲げに対する照査	11
5.4 せん断に対する照査	15
6章 基礎バネ計算	19
6.1 地盤反力係数 $K_v$ , $k_s$ 算出	19
6.2 固有周期算定用地盤バネ定数	19

# 1章 設計条件

## 1.1 検討項目

水平地盤の許容鉛直支持力の算出 偏心1方向（道路橋示方書）

## 1.2 設計条件



### (1) 鉛直支持力算出条件

1) 地盤の粘着力	C = 0.00 (kN/m <sup>2</sup> )
2) 地盤の内部摩擦角	= 30.0 (度)
3) 根入れ深さ	t1 = 1.00 (m)
	Df' = 2.00 (m)
	Df = 5.00 (m)
4) 単位重量	(湿潤) (飽和)
	= 19.00 20.00 (kN/m <sup>3</sup> )
	a = 18.00 19.00 (kN/m <sup>3</sup> )
	b = 16.00 17.00 (kN/m <sup>3</sup> )
5) 水の単位重量	w = 10.00 (kN/m <sup>3</sup> )

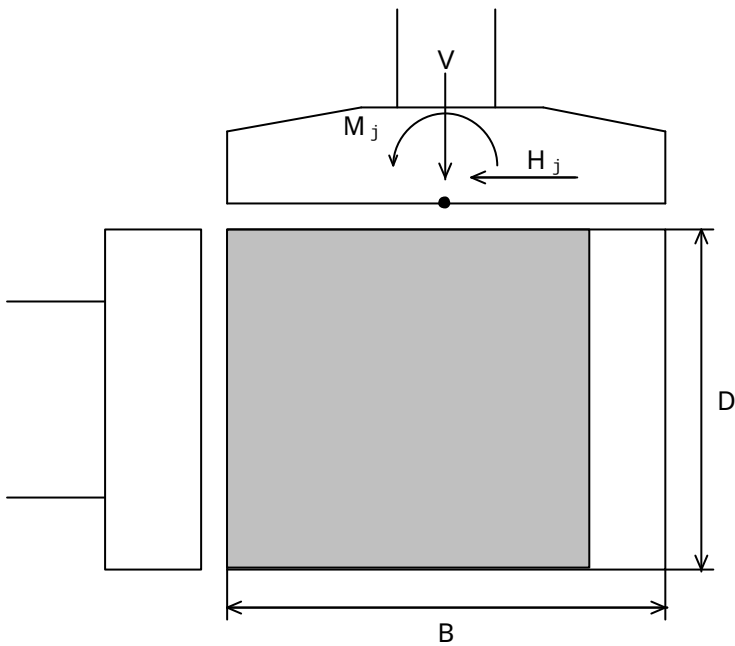
### (2) 許容せん断抵抗力算出条件

1) 付着力	CB = 0.00 (kN/m <sup>2</sup> )
2) 底面摩擦係数	tan B = 0.60

(3) 地震時の地盤反力度の照査 = しない

### 1.3 形状および作用力

#### (1)形状



- 1) 基礎幅  $B = 10.00$  (m)
- 2) 基礎奥行き  $D = 10.00$  (m)

#### (2)作用力

No	荷重名称	荷重状態	作用力			水位 (m)
			V(kN)	H <sub>j</sub> (kN)	M <sub>j</sub> (kN.m)	
1	常時	常時	980.70	100.00	980.70	1.00

### 1.4 安定計算安全率

No	荷重名称	荷重状態	転倒に対する許容偏心量 $e/B$	滑動に対する安全率 $f_a$	最大地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )	鉛直支持力算出時の安全率
1	常時	常時	1 / 6.00	1.50	400.00	3.00

### 1.5 鉛直支持力照査用データ

No	荷重名称	荷重状態	D <sub>f</sub> (m)	D <sub>f</sub> ' (m)	1 (kN/m <sup>3</sup> )	2 (kN/m <sup>3</sup> )
1	常時	常時	5.00	2.00	10.000	15.200

## 2章 安定計算結果

### 2.1 転倒に対する検討

$$e = \frac{MB}{V} \quad ea \quad (m)$$

ここに、e : 基礎中心からの偏心量 (m)

ea : 基礎中心からの許容偏心量 常時 = B / 6.00 (m)

地震時 = B / 3.00 (m)

B : 作用力方向基礎幅 = 10.00 (m)

MB : 基礎中心に作用するモーメント (kN.m)

V : 基礎中心に作用する鉛直力 (kN)

No	荷重名称	荷重状態	MB (kN.m)	V (kN)	e (m)	ea (m)	判定
1	常時	常時	980.70	980.70	1.000	1.667	OK

### 2.2 滑動に対する検討

$$fs = \frac{V \cdot \tan B + CB \cdot Ae}{HB} \quad fa$$

ここに、fs : 滑動に対する安全率

fa : 滑動に対して必要な安全率 常時 = 1.500

地震時 = 1.200

tan B : 摩擦係数 = 0.60

CB : 基礎底面と地盤との間の付着力 = 0.00 (kN/m<sup>2</sup>)

Ae : 有効載荷面積 (m<sup>2</sup>) (= (B - 2e) · D)

D : 作用力直角方向基礎幅 = 10.00 (m)

HB : 基礎中心に作用する水平力 (kN)

No	荷重名称	荷重状態	HB (kN)	Ae (m <sup>2</sup> )	fs	fa	判定
1	常時	常時	100.00	80.000	5.884	1.500	OK

### 2.3 地盤反力に対する検討

(1) 地盤反力の作用幅

$$X = 3 \cdot \left( \frac{B}{2} - e \right)$$

ここに、X : 地盤反力の作用幅 (m)

(2) 三角形分布 (X B)

$$q_{max} = \frac{2 \cdot V}{D \cdot X} \quad qa \quad (kN/m^2)$$

ここに、q<sub>max</sub> : 基礎底面における最大地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

D : 作用力直角方向基礎幅 = 10.000 (m)

(3) 台形分布 ( X > B )

$$q_{\max} = \frac{V}{D \cdot B} + \frac{6 \cdot MB}{D \cdot B^2} \quad q_a \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_{\min} = \frac{V}{D \cdot B} - \frac{6 \cdot MB}{D \cdot B^2} \quad q_a \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、 $q_{\min}$  : 基礎底面における最小地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$MB$  : 基礎中心に作用するモーメント (kN.m)

$q_a$  : 最大地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

(4) 集計

No	荷重名称	荷重状態	X (m)	$q_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	判定
1	常時	常時	12.000	15.691	3.923	400.000	OK

### 3章 許容鉛直支持力

#### 3.1 地盤の許容支持力

$$Q_a = \frac{Q_u}{n} \quad V \quad (\text{kN})$$

$$Q_u = A_e \cdot \left\{ \cdot \cdot C \cdot N_c \cdot S_c + \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot \cdot B_e \cdot N \cdot S \right\} \quad (\text{kN})$$

ここに、 $Q_a$  : 荷重の偏心傾斜を考慮した許容鉛直支持力 (kN)

$n$  : 安全率 常時 = 3.00  
地震時 = 2.00

$Q_u$  : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

$C$  : 地盤の粘着力 = 0.00 (kN/m<sup>2</sup>)

$q$  : 上載荷重 =  $2 \cdot D_f$  (kN/m<sup>2</sup>)

$A_e$  : 有効載荷面積 (m<sup>2</sup>)

1 : 支持地盤の単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)

2 : 根入れ地盤の単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$B_e$  : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m) (=  $B - 2 \cdot e_B$ )

$B$  : 作用力方向の基礎幅 = 10.00 (m)

$D$  : 作用力直角方向の基礎幅 = 10.00 (m)

$e_B$  : 荷重の偏心量 (m) (=  $M_B / V$ )

$M_B$  : 基礎底面に作用するモーメント (kN.m)

$V$  : 基礎底面に作用する鉛直力 (kN)

: 基礎の形状係数 (=  $1 + 0.3 \cdot B_e / D_e$ ) ( $B_e / D_e > 1$ の場合、 $B_e / D_e = 1$ )

: " (=  $1 - 0.4 \cdot B_e / D_e$ ) ( $B_e / D_e > 1$ の場合、 $B_e / D_e = 1$ )

: 根入れ効果に対する割増し係数 (=  $1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e$ )

$D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ = 5.00 (m)

$D_f'$  : 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 = 2.00 (m)

$N_c, N_q, N_r$  : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

地盤のせん断抵抗角 および荷重の傾斜( $\tan$ )から求められる。

$$\tan = HB / V$$

ここに、 $HB$  : 基礎底面に作用する水平力 (kN)

: 地盤のせん断抵抗角 = 30.0 (度)

$S_c, S_q, S_r$  : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

$$S_c = S_q = S_r = 1.0$$

No	MB (kN.m)	eB (m)	Be (m)				HB (kN)	Sq	Sr
1	980.70	1.000	8.000	1.240	0.680	1.075	100.00	1.000	1.000

No	荷重名称	荷重 状態	Nc	Nq	Nr	Qu (kN)	Qa (kN)	V (kN)	判定
1	常時	常時	24.92	15.18	10.53	122148.77	40716.26	980.70	OK

## 4章 安定計算結果一覧表

### 4.1 転倒に対する検討

No	荷重名称	荷重状態	基礎中心の作用力		偏心量 (m)	許容偏心量 (m)	判定
			M(kN.m)	V(kN)			
1	常時	常時	980.70	980.70	1.000	1.667	

### 4.2 滑動に対する検討

No	荷重名称	荷重状態	基礎中心の作用力		滑動 安全率	必要 安全率	判定
			V(kN)	H(kN)			
1	常時	常時	980.70	100.00	5.884	1.500	

### 4.3 最大地盤反力度に対する照査

No	荷重名称	荷重状態	基礎中心の作用力		反力 作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )	最大地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )	判定
			M(kN.m)	V(kN)				
1	常時	常時	980.70	980.70	10.000	15.691	400.000	

### 4.4 鉛直支持力に対する照査

No	荷重名称	荷重状態	基礎中心の作用力		tan = H/V	作用鉛直力 (kN)	許容鉛直力 (kN)	判定
			M(kN.m)	V(kN)				
1	常時	常時	980.70	980.70	0.1020	980.70	40716.26	



## 5章 底版レベル2地震時照査

### 5.1 設計条件

#### 形状寸法

底版 高さ	上側	(m)	0.000
	下側	(m)	3.000
橋軸方向	底版幅 左側	(m)	0.000
	中央	(m)	10.000
	右側	(m)	0.000
橋軸直角方向	底版左端から柱中央までの距離	(m)	5.000
	底版幅 左側	(m)	0.000
	中央	(m)	10.000
	右側	(m)	0.000
	底版左端から柱中央までの距離	(m)	5.000
脚柱形状			矩形
橋軸方向	脚柱幅	b (m)	2.500
橋軸直角方向	脚柱幅	a (m)	8.000
上載土 底版下面からの高さ		(m)	2.000
湿潤重量	t	(kN/m <sup>3</sup> )	18.00
飽和重量	sat	(kN/m <sup>3</sup> )	19.00
水位 底版下面からの高さ		(m)	1.000
水の単位重量	w	(kN/m <sup>3</sup> )	10.00

#### 慣性力の向き

- 正方向 ( ) 橋軸方向  
 正方向 ( ) 橋軸直角方向

#### 作用力

死荷重時上部工反力	Rd =	7100.00 (kN)	
橋脚躯体重量	Wp =	3393.00 (kN)	
底版下面からWp重心位置までの高さ	yp =	8.030 (m)	
底版および上載土重量 (浮力を含む)	WF' =	6350.00 (kN)	
慣性力を考慮する底版および上載土重量	WF =	7350.00 (kN)	
底版下面からWF重心位置までの高さ	yF =	1.500 (m)	
偏心モーメント	Md =	0.00 (kN.m)	橋軸方向
	Md =	0.00 (kN.m)	橋軸直角方向

#### 設計水平震度

減衰定数別補正係数 CD = 1.0

##### (1) 橋軸方向

設計水平震度	khcF ( = CD · Cz · khco ) =	1.00
	CD · khG =	0.75
当該橋脚が支持する上部構造重量	Wu =	4740.00 (kN)
上部構造慣性力作用位置までの高さ	yu =	12.200 (m)

##### (2) 橋軸直角方向

設計水平震度	khcF ( = CD · Cz · khco ) =	1.00
	CD · khG =	1.50
当該橋脚が支持する上部構造重量	Wu =	6330.00 (kN)
上部構造慣性力作用位置までの高さ	yu =	14.700 (m)

底版

コンクリートの設計基準強度  $c_k = 30.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

主鉄筋の降伏点  $y = 345.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

斜引張鉄筋の降伏点  $y = 295.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

主鉄筋

		橋軸方向			橋軸直角方向		
		かぶり (cm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	かぶり (cm)	鉄筋径	ピッチ (mm)
上側	1段目	20.0	D25	150	10.0	D32	100
下側	1段目	21.0	D32	100	11.0	D32	150

スターラップ

	鉄筋径	幅1(m)当たりの 鉄筋本数	間隔 (cm)
橋軸方向	D22	6.00	15.00
橋軸直角方向	D35	5.00	10.00

## 5.2 作用荷重

底版下面の鉛直力

上部工死荷重反力

$$R_d = 7100.00$$

梁・柱重量

$$W_p = 3393.00$$

底版および上載土重量（浮力を含む）

$$W_F' = 6350.00$$

$$V = 16843.00 \text{ (kN)}$$

(1) 橋軸方向

底版下面中心における作用モーメント

1) 浮上りが生じ始めるとき

$$M_o = B \cdot V / 6$$

$$= 28071.67 \text{ (kN.m)}$$

$$B : \text{底版幅} = 10.000 \text{ (m)}$$

2) 設計荷重時

$$M_L = (W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot khcF + W_F \cdot y_F \cdot CD \cdot khG + M_d$$

$$= 93342.54 \text{ (kN.m)}$$

地盤反力度の合力の作用位置

$$eN = \left[ 3 - \frac{12}{4 + \sqrt{6 \left( \frac{M_L}{M_o} \right)^2 - 2}} \right] \cdot \left( \frac{M_o}{V} \right)$$

$$= 3.336 \text{ (m)}$$

地盤反力度の分布幅

$$x = \{ (B / 2) - eN \} \times 3 = 4.991 \text{ (m)}$$

最大地盤反力度

$$q_{\max} = \frac{2 \cdot V}{x \cdot L} = 674.91 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$L : \text{底版奥行き長} = 10.000 \text{ (m)}$$

底版下面から慣性力作用重心位置までの高さ

$$hG = \frac{(W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot khcF + W_f \cdot y_F \cdot CD \cdot khG}{(W_u + W_p) \cdot khcF + W_F \cdot CD \cdot khG}$$

	H(kN)	y(m)	H・y(kN.m)
上部構造 (W <sub>u</sub> ・k <sub>hc</sub> F)	4740.00	12.200	57828.00
梁・柱 (W <sub>p</sub> ・k <sub>hc</sub> F)	3393.00	8.030	27245.79
底版および上載土 (W <sub>F</sub> ・CD・k <sub>h</sub> G)	5512.50	1.500	8268.75
合計	13645.50		93342.54

$$hG = (H \cdot y) / (H) = 6.841 \text{ (m)}$$

底版に作用するせん断地盤反力度

$$HN = \frac{V \cdot eN - Md}{hG} = 8214.69 \text{ (kN)}$$

$$p_{max} = q_{max} \cdot \left( \frac{HN}{V} \right) = 329.17 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(2) 橋軸直角方向

底版下面中心における作用モーメント

1) 浮上りが生じ始めるとき

$$Mo = B \cdot V / 6 = 28071.67 \text{ (kN.m)}$$

B : 底版幅 = 10.000 (m)

2) 設計荷重時

$$ML = (Wu \cdot yu + Wp \cdot yp) \cdot khcF + WF \cdot yF \cdot CD \cdot khG + Md = 136834.29 \text{ (kN.m)}$$

地盤反力度の合力の作用位置

$$eN = \left[ 3 - \frac{12}{4 + \sqrt{6 \left( \frac{ML}{Mo} \right)^2 - 2}} \right] \cdot \left( \frac{Mo}{V} \right) = 3.739 \text{ (m)}$$

地盤反力度の分布幅

$$x = \{ (B / 2) - eN \} \times 3 = 3.784 \text{ (m)}$$

最大地盤反力度

$$q_{max} = \frac{2 \cdot V}{x \cdot L} = 890.20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

L : 底版奥行き長 = 10.000 (m)

底版下面から慣性力作用重心位置までの高さ

$$hG = \frac{(Wu \cdot yu + Wp \cdot yp) \cdot khcF + Wf \cdot yF \cdot CD \cdot khG}{(Wu + Wp) \cdot khcF + WF \cdot CD \cdot khG}$$

	H(kN)	y(m)	H・y(kN.m)
上部構造 (Wu・khcF)	6330.00	14.700	93051.00
梁・柱 (Wp・khcF)	3393.00	8.030	27245.79
底版および上載土 (WF・CD・khG)	11025.00	1.500	16537.50
合計	20748.00		136834.29

$$hG = (H \cdot y) / (H) = 6.595 \text{ (m)}$$

底版に作用するせん断地盤反力度

$$HN = \frac{V \cdot eN - Md}{hG} = 9548.04 \text{ (kN)}$$

$$p_{max} = q_{max} \cdot \left( \frac{HN}{V} \right) = 504.64 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

### 5.3 曲げに対する照査

(1) 橋軸方向

照査位置 押込側底版先端からの距離  $L = 3.750(m)$

柱前面からの距離  $L2 = 0.000(m)$

柱前面は押込側の柱付け根を表す

照査位置形状 (m)

先端高さ	3.000
照査位置高さ	3.000
テーパ部長さ	0.000
水平部長さ	3.750
奥行き方向テーパ部長さ1	0.000
水平部長さ	10.000
テーパ部長さ2	0.000
底版下面からの上載土砂高さ	2.000
底版下面からの水位高さ	1.000

作用曲げモーメント

底版自重	kN.m/m	-516.797	
上載土砂	kN.m/m	0.000	
底版に作用する浮力	kN.m/m	70.313	
上載土砂に作用する浮力	kN.m/m	0.000	
鉛直方向地盤反力	kN.m/m	3557.003	
水平方向せん断地盤反力	kN.m/m	-1156.005	
合計	Mo	kN.m/m	1954.514
有効高	d	mm	2790.0
有効幅の換算係数	—		1.000
曲げモーメント $M = \cdot Mo$	kN.m/m		1954.514
せん断力	S	kN/m	1342.020

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0	
部材高	h(mm)	3000.0	
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm <sup>2</sup> )	1 200 33.780 × 10 <sup>2</sup>
			2 2790 79.420 × 10 <sup>2</sup>
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	7134.51	
判定	M My	OK	

下側引張となるので、全幅有効とする。

ただし、 $b = tc + 2d$  による有効幅が全幅となるので、モーメントの再配分が確実にされるかの照査は不要である。

照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 6.250(m)

柱背面からの距離 L2 = 0.000(m)

柱背面は引抜側の柱付け根を表す

照査位置形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	3.000 3.000
テーパ部長さ 水平部長さ	0.000 3.750
奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 10.000 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	2.000 1.000

作用曲げモーメント

底版自重 上載土砂	kN.m/m kN.m/m	-516.797 0.000
底版に作用する浮力 上載土砂に作用する浮力	kN.m/m kN.m/m	70.313 0.000
鉛直方向地盤反力 水平方向せん断地盤反力	kN.m/m kN.m/m	0.000 0.000
合計	Mo kN.m/m	-446.484
有効高	d mm	2800.0
有効幅の換算係数	—	1.000
曲げモーメント M =	Mo kN.m/m	-446.484
せん断力	S kN/m	-238.125

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0		
部材高	h(mm)	3000.0		
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm <sup>2</sup> )	1 210 2 2800	79.420 × 10 <sup>2</sup> 33.780 × 10 <sup>2</sup>
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	-3119.00		
判定	M My	OK		

(2) 橋軸直角方向

照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 1.000(m)

柱前面からの距離 L2 = 0.000(m)

柱前面は押込側の柱付け根を表す

照査位置形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	3.000 3.000
テーパ部長さ 水平部長さ	0.000 1.000
奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 10.000 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	2.000 1.000

作用曲げモーメント

底版自重 上載土砂	kN.m/m kN.m/m	-36.750 0.000
底版に作用する浮力 上載土砂に作用する浮力	kN.m/m kN.m/m	5.000 0.000
鉛直方向地盤反力 水平方向せん断地盤反力	kN.m/m kN.m/m	405.893 -656.944
合計	Mo kN.m/m	-282.801
有効高	d mm	2900.0
有効幅の換算係数	—	1.460
曲げモーメント M =	Mo kN.m/m	-412.848
せん断力	S kN/m	709.078

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0		
部材高	h(mm)	3000.0		
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm <sup>2</sup> )	1 110 2 2900	52.947 × 10 <sup>2</sup> 79.420 × 10 <sup>2</sup>
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	-7425.59		
判定	M My	OK		

照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 9.000(m)

柱背面からの距離 L2 = 0.000(m)

柱背面は引抜側の柱付け根を表す

照査位置形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	3.000 3.000
テーパ部長さ 水平部長さ	0.000 1.000
奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 10.000 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	2.000 1.000

作用曲げモーメント

底版自重 上載土砂	kN.m/m kN.m/m	-36.750 0.000
底版に作用する浮力 上載土砂に作用する浮力	kN.m/m kN.m/m	5.000 0.000
鉛直方向地盤反力 水平方向せん断地盤反力	kN.m/m kN.m/m	0.000 0.000
合計	Mo kN.m/m	-31.750
有効高	d mm	2900.0
有効幅の換算係数	—	1.460
曲げモーメント M =	Mo	kN.m/m
せん断力	S kN/m	-63.500

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	3000.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm <sup>2</sup> )	1 2	110 2900	52.947 × 10 <sup>2</sup> 79.420 × 10 <sup>2</sup>
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	-7425.59			
判定	M	My	OK		



### 5.4 せん断に対する照査

はりとしての照査

(1) 橋軸方向

照査位置 押込側底版先端からの距離  $L = 2.250(m)$

柱前面からの距離  $L2 = 1.500(m)$

柱前面は押込側の柱付け根を表す

照査位置形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	3.000 3.000
テーパー部長さ 水平部長さ	0.000 2.250
奥行き方向テーパー部長さ1 水平部長さ テーパー部長さ2	0.000 10.000 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	2.000 1.000

せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
底版自重 上載土砂	-165.375 0.000	-186.047 0.000
底版に作用する浮力 上載土砂に作用する浮力	22.500 0.000	25.313 0.000
鉛直方向地盤反力 水平方向せん断地盤反力	1176.272	1451.660 -860.539
$-M/d \cdot \tan( )$	0.000	_____
合計	1033.397	430.387

せん断耐力

部材幅		b	(mm)	1000.0	
部材高		h	(mm)	3000.0	
有効高		d	(mm)	2790.0	
コンクリート	正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	—	1.000	
	有効高に関する補正係数	Ce	—	0.731	
	軸方向引張鉄筋比	pt	(%)	0.285	
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	0.985	
	せん断スパン	a	(mm)	2317.8	
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	—	4.812	
	平均せん断応力度	c	(N/mm <sup>2</sup> )	0.370	
	負担するせん断力	Sc	(kN)	3578.233	
斜引張鉄筋	使用鉄筋量	Aw	(mm <sup>2</sup> )	23.226 × 10 <sup>2</sup>	
	間隔	s	(mm)	150.0	
	せん断スパン比による低減係数	Cds	—	0.332	
	降伏点	sy	(N/mm <sup>2</sup> )	295.0	
	負担するせん断耐力	Ss	(kN)	3518.105	
せん断耐力合計		Ps = Sc + Ss		(kN)	7096.338
判定 (S Ps)			S	Ps	OK

照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 7.750(m)

柱背面からの距離 L2 = 1.500(m)

柱背面は引抜側の柱付け根を表す

照査位置形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	3.000 3.000
テーパー部長さ 水平部長さ	0.000 2.250
奥行き方向テーパー部長さ1 水平部長さ テーパー部長さ2	0.000 10.000 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	2.000 1.000

せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
底版自重 上載土砂	-165.375 0.000	-186.047 0.000
底版に作用する浮力 上載土砂に作用する浮力	22.500 0.000	25.313 0.000
鉛直方向地盤反力 水平方向せん断地盤反力	0.000 _____	0.000 0.000
-M/d · tan( )	0.000	_____
合計	-142.875	-160.734

せん断耐力

部材幅	b	(mm)	1000.0
部材高	h	(mm)	3000.0
有効高	d	(mm)	2800.0
コンクリート	正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	— 1.000
	有効高に関する補正係数	Ce	— 0.730
	軸方向引張鉄筋比	pt	(%) 0.121
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	— 0.741
	せん断スパン	a	(mm) 3125.0
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	— 3.652
	平均せん断応力度	c	(N/mm <sup>2</sup> ) 0.370
	負担するせん断力	Sc	(kN) 2047.262
斜引張鉄筋	使用鉄筋量	Aw	(mm <sup>2</sup> ) 23.226 × 10 <sup>2</sup>
	間隔	s	(mm) 150.0
	せん断スパン比による低減係数	Cds	— 0.446
	降伏点	sy	(N/mm <sup>2</sup> ) 295.0
	負担するせん断耐力	Ss	(kN) 4964.978
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss		(kN) 7012.241
判定 (S Ps)			S Ps OK

(2) 橋軸直角方向

柱または壁前面から底版厚の1/2だけ離れた位置が底版の外側になるためせん断照査を省略する。

## 6章 基礎バネ計算

### 6.1 地盤反力係数 $k_v$ , $k_s$ 算出

(1) 鉛直方向地盤反力係数  $k_v$  ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )

$$k_v = k_{v0} \cdot \left( \frac{B_v}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$= 26569 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

ここに、 $k_{v0}$  : 鉛直方向地盤反力係数の基準値 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot ED = 368580.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$ED$  : 地盤の動的変形係数 =  $110574 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$B_v$  : 基礎の換算載荷幅 (m)

$$B_v = \sqrt{A_v} = 10.000 \text{ (m)}$$

$A_v$  : 鉛直方向の載荷面積 ( $\text{m}^2$ )

$$A_v = B_x \cdot B_y = 100.000 \text{ (m}^2\text{)}$$

$B_x$  : フーチングX方向長さ =  $10.000 \text{ (m)}$

$B_y$  : フーチングY方向長さ =  $10.000 \text{ (m)}$

(2) 水平方向せん断地盤反力係数  $k_s$  ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )

$$k_s = 0.333 \cdot k_v$$

$$= 8847 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

ここに、 $0.333$  : 鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比 =  $0.333$

### 6.2 固有周期算定用地盤バネ定数

$$Ass = k_s \cdot A_v$$

$$Asr = Ars = 0.0$$

$$Arr = k_v \cdot IB$$

ここに、 $IB$  : 断面二次モーメント ( $\text{m}^4$ )

$$IB = \frac{1}{12} \cdot B_x \cdot B_y^3 \quad (\text{橋軸方向})$$

$$IB = \frac{1}{12} \cdot B_y \cdot B_x^3 \quad (\text{橋軸直角方向})$$

	単位	橋軸方向	橋軸直角方向
$IB$	$\text{m}^4$	833.333	833.333
$Ass$	$\text{kN}/\text{m}$	8.847000E+005	8.847000E+005
$Asr$	$\text{kN}/\text{rad}$	0.000000E+000	0.000000E+000
$Ars$	$\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$	0.000000E+000	0.000000E+000
$Arr$	$\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$	2.214083E+007	2.214083E+007

Y方向：橋軸方向  
X方向：橋軸直角方向

