

基礎の設計サンプルデータ

詳細出力例

Stability_1

水平地盤の許容鉛直支持力の算出
(偏心 1 方向)
サンプルデータ

目次

1章 設計条件	1
1.1 一般事項	1
1.2 検討項目	1
1.3 設計条件	1
1.4 形状および作用力	2
1.5 安定計算安全率	2
1.6 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 形状寸法図	9
5.3 作用荷重	10
5.4 照査位置	12
5.5 断面力算出	13
5.6 曲げに対する照査	22
5.7 せん断に対する照査	26
6章 基礎バネ計算	29
6.1 地盤反力係数 K_v , k_s 算出	29
6.2 固有周期算定用地盤バネ定数	29
7章 予備計算	31
7.1 地盤の単位重量	31

1章 設計条件

1.1 一般事項

データファイル名 : Stability_1.F8F

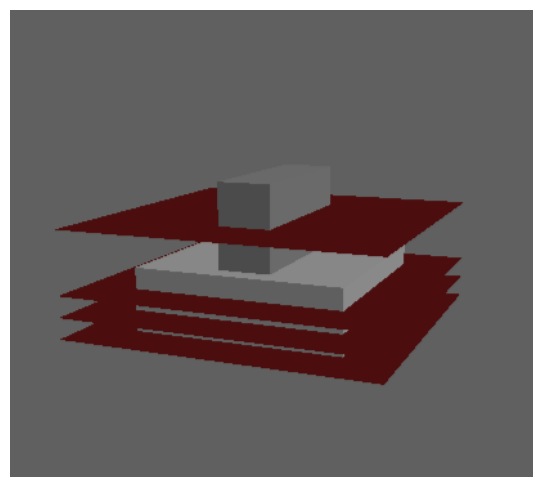
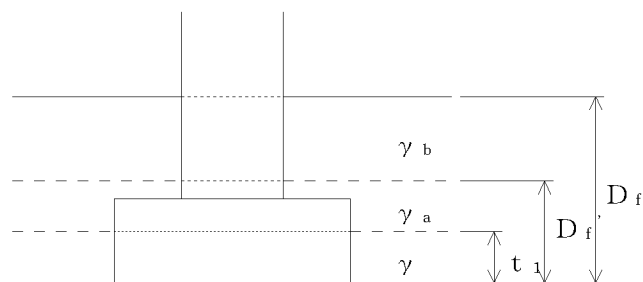
タイトル :

コメント :

1.2 検討項目

- ・検討項目 : 水平地盤の許容鉛直支持力の算出 (偏心1方向)
- ・適用基準 : 道路橋示方書・同解説 下部構造編 (平成14年3月) 社団法人日本道路協会

1.3 設計条件



(1)鉛直支持力算出条件

- | | | |
|------------|-----------|----------------------------------|
| 1)基礎底面の形状 | = | 長方形 |
| 2)地盤の粘着力 | C = | 0.00 (kN/m ²) |
| 3)地盤の内部摩擦角 | = | 30.0 (度) |
| 4)根入れ深さ | t1 = | 1.00 (m) |
| | Df' = | 2.00 (m) |
| | Df = | 5.00 (m) |
| 5)単位重量 | (湿潤) (飽和) | |
| | = | 19.00 20.00 (kN/m ³) |
| | a = | 18.00 19.00 (kN/m ³) |
| | b = | 16.00 17.00 (kN/m ³) |
| 6)水の単位重量 | w = | 10.00 (kN/m ³) |

(2)許容せん断抵抗力算出条件

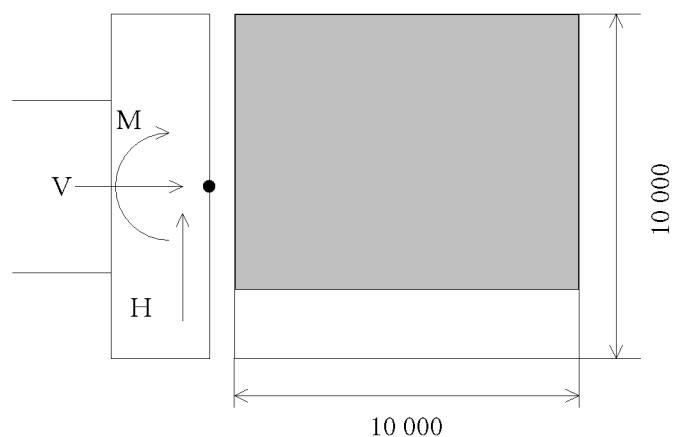
- | | | |
|----------|---------|---------------------------|
| 1)付着力 | CB = | 0.00 (kN/m ²) |
| 2)底面摩擦係数 | tan B = | 0.60 |

(3)地震時の地盤反力度の照査

= しない

1.4 形状および作用力

1) 橋軸方向



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

水平力H, モーメントMの符号は安定計算に影響しないため絶対値で計算する。

1.5 安定計算安全率

1) 橋軸方向

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 ²)	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

1.6 鉛直支持力照査用データ

1) 橋軸方向

No	荷重名称	荷重状態	Df (m)	Df' (m)	1 (kN/m ³)	2 (kN/m ³)
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

$$e = \frac{MB}{V} \leq e_a \quad (\text{m})$$

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 (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)

(1)橋軸方向 (B = 10.00 (m))

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

$$f_s = \frac{V \cdot \tan \phi + CB \cdot Ae}{HB} \geq f_a$$

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 φ : 摩擦係数 = 0.60

CB : 基礎底面と地盤との間の付着力 = 0.00 (kN/m²)

Ae : 有効載荷面積 (m²) (= (B - 2e) · D)

D : 作用力直角方向基礎幅 (m)

HB : 基礎中心に作用する水平力 (kN)

1)橋軸方向 (B = 10.00 (m)、 D = 10.00 (m))

No	荷重名称	荷重状態	HB (kN)	Ae (m ²)	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)

B : 作用力方向基礎幅 (m)

(2) 三角形分布 (X ≤ B)

$$q_{\max} = \frac{2 \cdot V}{D \cdot X} \leq q_a \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、 q_{\max} : 基礎底面における最大地盤反力度 (kN/m²)

D : 作用力直角方向基礎幅 (m)

(3) 台形分布 (X > B)

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

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

ここに、 q_{\min} : 基礎底面における最小地盤反力度 (kN/m²)

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/m²)

(4) 集計

1) 橋軸方向 (B = 10.00 (m)、D = 10.00 (m))

No	荷重名称	荷重状態	X (m)	q_{\max} (kN/m ²)	q_{\min} (kN/m ²)	q_a (kN/m ²)	判定
1	常時	常時	————	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

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

$$Q_u = A_e \cdot \left\{ \alpha \cdot \kappa \cdot C \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \right\} \quad (\text{kN})$$

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/m²)

q : 上載荷重 = 2 · D_f (kN/m²)

A_e : 有効載荷面積 (m²) (= $B_e \cdot D$)

1 : 支持地盤の単位重量 (kN/m³)

2 : 根入れ地盤の単位重量 (kN/m³)

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 (m)

D : 作用力直角方向の基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m) (= MB / V)

MB : 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

$$S_c = S_q = S_r = 1.0$$

(1)橋軸方向 ($B = 10.00$ (m)、 $D = 10.00$ (m))

No	MB (kN.m)	e_B (m)	B_e (m)				HB (kN)	S_q	S_r
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	N_c	N_q	N_r	Q_u (kN)	Q_a (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

(1)橋軸方向

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

(1)橋軸方向

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

(1)橋軸方向

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 ²)	最大地盤反力度 (kN/m ²)	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

(1)橋軸方向

No	荷重名称	荷重状態	基礎中心の作用力			作用鉛直力 (kN)	許容鉛直力 (kN)	判定
			M(kN.m)	V(kN)	H(kN)			
1	常時	常時	980.70	980.70	100.00	980.70	40716.26	

5章 底版レベル2地震時照査

5.1 設計条件

検討対象

	浮力無視	浮力考慮
地震動タイプI	—	—
地震動タイプII	—	—

慣性力の向き 正方向 () 橋軸方向
 正方向 () 橋軸直角方向

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 ³)	18.00
飽和重量	sat (kN/m ³)	19.00
水の単位重量	w (kN/m ³)	10.00

作用力

死荷重時上部工反力 $R_d = 7100.00$ (kN)
 橋脚躯体重量 $W_p = 3393.00$ (kN)
 底版下面から W_p 重心位置までの高さ $y_p = 8.030$ (m)
 慣性力を考慮する底版および上載土重量 $W_F = 7350.00$ (kN)
 底版下面から W_F 重心位置までの高さ $y_F = 1.500$ (m)
 底版下面から水位までの高さ $h_w = 1.000$ (m)
 底版および上載土重量 (浮力を含む) $W_F' = 6350.00$ (kN)
 偏心モーメント $M_d = 0.00$ (kN.m) 橋軸方向
 $M_d = 0.00$ (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 $k_{hc}F (= CD \cdot C_z \cdot k_{hco}) = 1.00$

$CD \cdot k_{hG} = 0.75$

当該橋脚が支持する上部構造重量 $W_u = 4740.00(kN)$

上部構造慣性力作用位置までの高さ $y_u = 12.200(m)$

(2) 橋軸直角方向

設計水平震度 $k_{hc}F (= CD \cdot C_z \cdot k_{hco}) = 1.00$

$CD \cdot k_{hG} = 1.50$

当該橋脚が支持する上部構造重量 $W_u = 6330.00(kN)$

上部構造慣性力作用位置までの高さ $y_u = 14.700(m)$

底板

コンクリートの設計基準強度 $c_k = 30.00 (N/mm^2)$

主鉄筋の降伏点 $y = 345.00 (N/mm^2)$

斜引張鉄筋の降伏点 $y = 295.00 (N/mm^2)$

主鉄筋

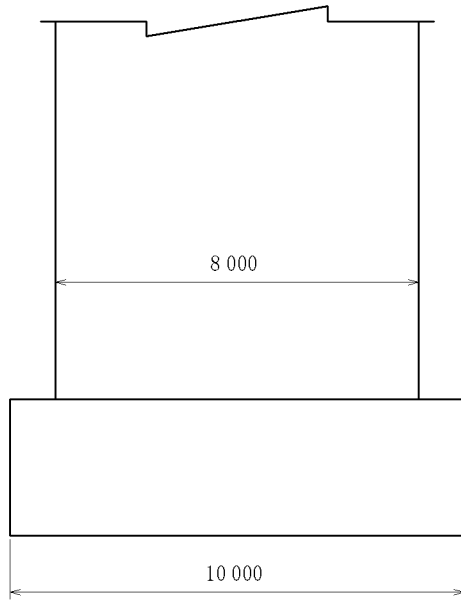
		橋軸方向			橋軸直角方向		
		かぶり (cm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	かぶり (cm)	鉄筋径	ピッチ (mm)
上側	1段目	20.0	D25	150	10.0	D32	100
下側	1段目	21.0	D32	100	11.0	D32	150

スターラップ

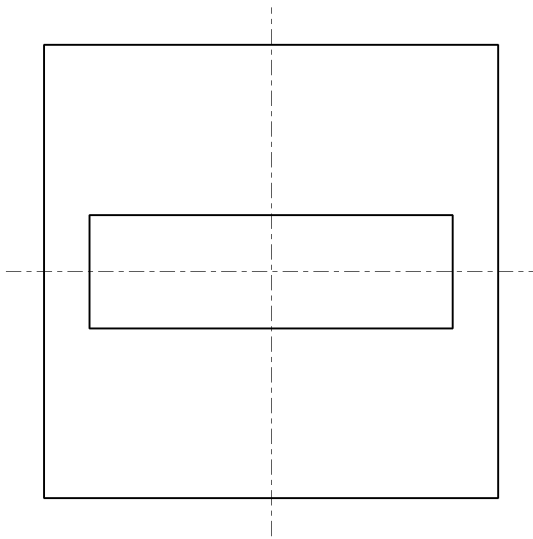
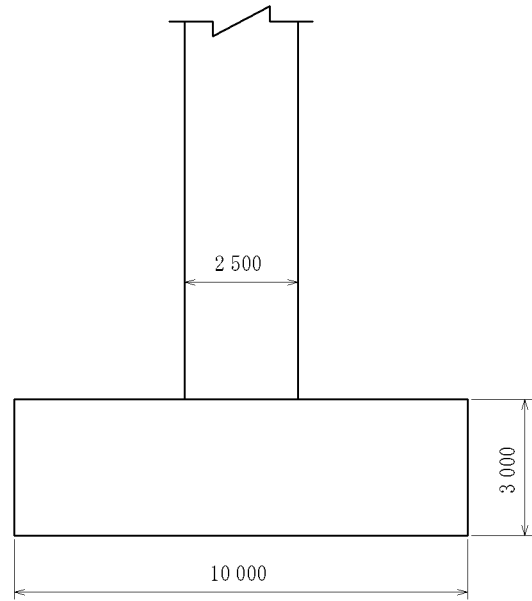
	鉄筋径	幅1(m)当たりの 鉄筋本数	間隔 (cm)
橋軸方向	D22	6.000	15.00
橋軸直角方向	D35	5.000	10.00

5.2 形状寸法図

橋軸直角方向



橋軸方向



5.3 作用荷重

底版下面の鉛直力

上部工死荷重反力	Rd = 7100.00
梁・柱重量	Wp = 3393.00
底版および上載土重量（浮力を含む）	WF' = 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

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

B : 底版幅 = 10.000 (m)

2) 設計荷重時

$$ML = (Wu \cdot yu + Wp \cdot yp) \cdot khcF + WF \cdot yF \cdot CD \cdot khG + Md = 93342.54 \text{ (kN.m)}$$

地盤反力度の合力の作用位置

$$eN = \left[3 - \frac{12}{4 + \sqrt{6 \left(\frac{ML}{Mo} \right)^2 - 2}} \right] \cdot \left(\frac{Mo}{V} \right) = 3.336 \text{ (m)}$$

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 : 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)	4740.00	12.200	57828.00
梁・柱 (Wp・khcF)	3393.00	8.030	27245.79
底版および上載土 (WF・CD・khG)	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

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

B :底版幅 = 10.000 (m)

2)設計荷重時

$$ML = (W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot khcF + W_f \cdot y_f \cdot CD \cdot khG + Md = 136834.29 \text{ (kN.m)}$$

地盤反力度の合力の作用位置

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

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

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

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

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

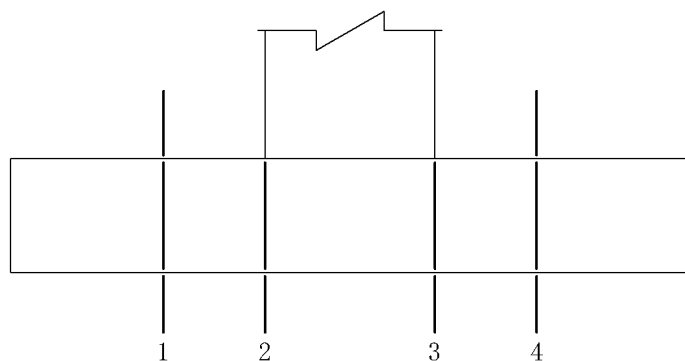
底版に作用するせん断地盤反力度

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

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

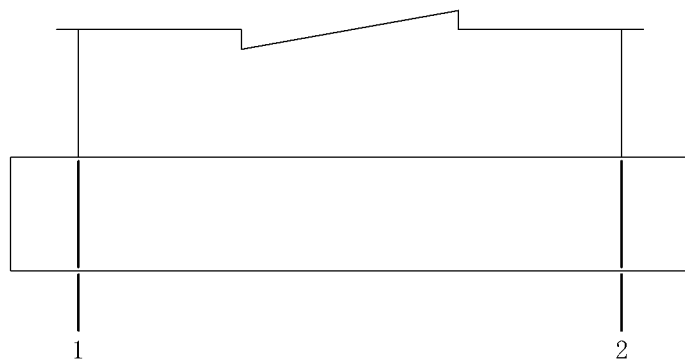
5.4 照査位置

橋軸方向



No	照査位置	: 照査対象
1	h / 2	: せん断照査
2	柱前面	: 曲げ照査
3	柱前面	: 曲げ照査
4	h / 2	: せん断照査

橋軸直角方向

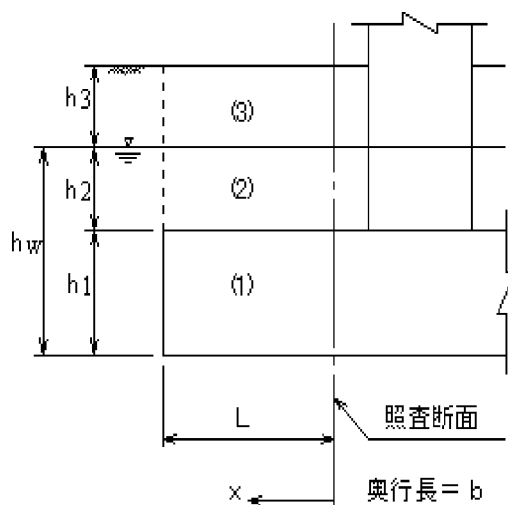


No	照査位置	: 照査対象
1	柱前面	: 曲げ照査
2	柱前面	: 曲げ照査

5.5 断面力算出

(1) 橋軸方向

a) フーチング自重および上載土重量



(1) フーチング

$$W1 = L \cdot h1 \cdot b \cdot c$$

$$x1 = L / 2$$

(2) 水位より下の上載土

$$W2 = L \cdot h2 \cdot b \cdot \text{sat}$$

$$x2 = L / 2$$

(3) 水位より上の上載土

$$W3 = L \cdot h3 \cdot b \cdot t$$

$$x3 = L / 2$$

(4) 浮力

$$W4 = -L \cdot hw' \cdot b \cdot w$$

$$x4 = L / 2$$

ここに、b : 奥行き長 = 10.000(m)

h1 : フーチング厚 = 3.000(m)

c : フーチング単位重量 = 24.50(kN/m³)

sat : 上載土の飽和重量 = 19.00(kN/m³)

t : 上載土の湿潤重量 = 18.00(kN/m³)

hw' : (h1 + h2)とhwのうち小さい方の値(m)

w : 水の単位重量 = 10.00(kN/m³)

1) 照査位置 : L = 2.250(m) (h / 2)

$$W1 = 1653.75(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.125(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
0.000	0.000	1.000	0.00	0.00	-225.00	1428.75	1607.34

2) 照査位置 : $L = 3.750(\text{m})$ (柱前面)

$$W1 = 2756.25(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.875(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
0.000	0.000	1.000	0.00	0.00	-375.00	2381.25	4464.84

3) 照査位置 : $L = 6.250(\text{m})$ (柱前面)

$$W1 = 2756.25(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.875(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
0.000	0.000	1.000	0.00	0.00	-375.00	2381.25	4464.84

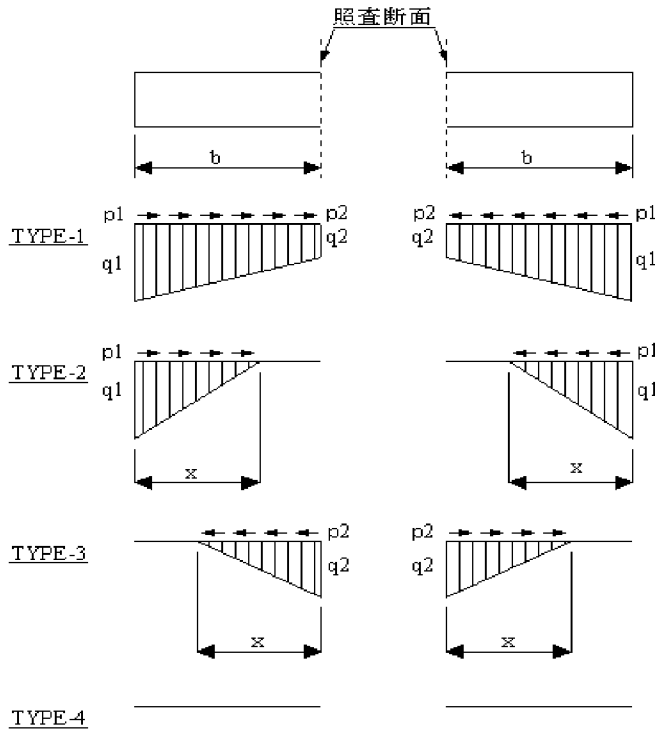
4) 照査位置 : $L = 7.750(\text{m})$ ($h/2$)

$$W1 = 1653.75(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.125(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
0.000	0.000	1.000	0.00	0.00	-225.00	1428.75	1607.34

b)地盤反力



TYPE-1

$$S_q = 1/2 \cdot (q_1 + q_2) \cdot b \cdot L$$

$$M_q = 1/6 \cdot (2 \cdot q_1 + q_2) \cdot b^2 \cdot L$$

$$M_p = 1/2 \cdot (q_1 + q_2) \cdot h_N \cdot b \cdot L \cdot h_g$$

TYPE-2

$$S_q = 1/2 \cdot q_1 \cdot x \cdot L$$

$$M_q = S_q \cdot (b - x/3)$$

$$M_p = 1/2 \cdot q_1 \cdot h_N \cdot x \cdot L \cdot h_g$$

TYPE-3

$$S_q = 1/2 \cdot q_2 \cdot x \cdot L$$

$$M_q = 1/6 \cdot q_2 \cdot x^2 \cdot L$$

$$M_p = 1/2 \cdot q_2 \cdot h_N \cdot x \cdot L \cdot h_g$$

TYPE-4

$$S_q = 0.0$$

$$M_q = 0.0$$

$$M_p = 0.0$$

- ここに、 S_q : 照査位置における鉛直方向地盤反力によるせん断力(kN)
 M_q : 照査位置における鉛直方向地盤反力による曲げモーメント(kN.m)
 M_p : 照査位置における水平方向せん断地盤反力による曲げモーメント(kN.m)
 q_1, q_2 : 鉛直方向地盤反力度(kN/m²)
 p_1, p_2 : 水平方向せん断地盤反力度(kN/m²)
 h_N : 基礎底面に作用する水平方向せん断地盤反力 = 0.488(kN)
 $h_N = H_N / V, H_N = 8214.69(kN), V = 16843.00(kN)$
 b : フーチング張出し長(m)
 L : フーチング奥行き長(m)
 h_g : フーチング厚の1/2(m)

ただし、テーパ付きの場合、断面下縁から図心位置までの高さとする

1)照査位置 : L = 2.250(m) (h / 2)

b = 2.250(m) , L = 10.000(m) , hg = 1.500(m)

TYPE	q1(kN/m ²)	q2(kN/m ²)	x(m)	Sq(kN)	Mq(kN.m)	Mp(kN.m)
4	—	—	—	0.00	0.00	0.00

2)照査位置 : L = 3.750(m) (柱前面)

b = 3.750(m) , L = 10.000(m) , hg = 1.500(m)

TYPE	q1(kN/m ²)	q2(kN/m ²)	x(m)	Sq(kN)	Mq(kN.m)	Mp(kN.m)
4	—	—	—	0.00	0.00	0.00

3)照査位置 : L = 6.250(m) (柱前面)

b = 3.750(m) , L = 10.000(m) , hg = 1.500(m)

TYPE	q1(kN/m ²)	q2(kN/m ²)	x(m)	Sq(kN)	Mq(kN.m)	Mp(kN.m)
1	674.911	167.833	—	15801.45	35570.03	-11560.05

4)照査位置 : L = 7.750(m) (h / 2)

b = 2.250(m) , L = 10.000(m) , hg = 1.500(m)

TYPE	q1(kN/m ²)	q2(kN/m ²)	x(m)	Sq(kN)	Mq(kN.m)	Mp(kN.m)
1	674.911	370.664	—	11762.72	14516.60	-8605.39

c)設計断面力

設計曲げモーメント

曲げに対する照査は単位幅(1m)あたりの計算を行う。

よって、有効幅の換算係数 α により、有効幅1mあたりに換算して設計曲げモーメントを求める。

$$M = \alpha \cdot Mo$$

$$Mo = \{ Mq + Mp - (W \cdot x) \} / B$$

ここに、M : 設計曲げモーメント(kN.m/m)

α : 有効幅の換算係数

$$\alpha = \frac{B \text{ (底版全幅)}}{b \text{ (有効幅)}}$$

Mo : 作用曲げモーメント(kN.m/m)

Mq : 鉛直方向地盤反力による曲げモーメント(kN.m)

Mp : 水平方向せん断地盤反力による曲げモーメント(kN.m)

W : 底版自重, 上載土重量, および浮力(kN)

x : 照査断面からWの重心位置までの距離(m)

b : 有効幅(m)

下側引張 $b = B$

上側引張 $b = tc + 1.5d$ B

B : 底版全幅 = 10.000(m)

tc : 橋脚の躯体幅 = 8.000(m)

d : 底版の有効高(m)

1) 照査位置 : L = 3.750(m) (柱前面)

Mq (kN.m)	Mp (kN.m)	Wx (kN.m)	Mo (kN.m/m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
0.00	0.00	4464.84	-446.48	10.000	2.800	1.000	-446.48

2) 照査位置 : L = 6.250(m) (柱前面)

Mq (kN.m)	Mp (kN.m)	Wx (kN.m)	Mo (kN.m/m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
35570.03	-11560.05	4464.84	1954.51	10.000	2.790	1.000	1954.51

設計せん断力

せん断照査に用いる設計せん断力は次のように求める。

$$S = S_o + S_h'$$

$$S_o = \{ S_q - W \} / B$$

ここに、S : 設計せん断力(kN)

Sq : 地盤反力によるせん断力(kN)

W : 底版自重, 上載土重量, および浮力(kN)

B : 底版全幅 = 10.000(m)

Sh' : 部材の有効高の変化の影響によるせん断力(kN)

ただし、せん断スパン比によるせん断耐力の補正を行う場合には、部材の有効高の変化の影響を考慮しない。

(1)せん断力と曲げモーメントの符号が同じとき

$$S_h' = - \frac{|M|}{d} \cdot \tan(+\gamma)$$

(2)せん断力と曲げモーメントの符号が異なるとき

$$S_h' = - \frac{|M|}{d} \cdot \tan(-\gamma)$$

M : 部材断面に作用する曲げモーメント(kN.m/m)

d : 底版の有効高(m)

: 引張鋼材が部材軸方向となす角度(度)

1) 照査位置 : L = 2.250(m) (h/2)

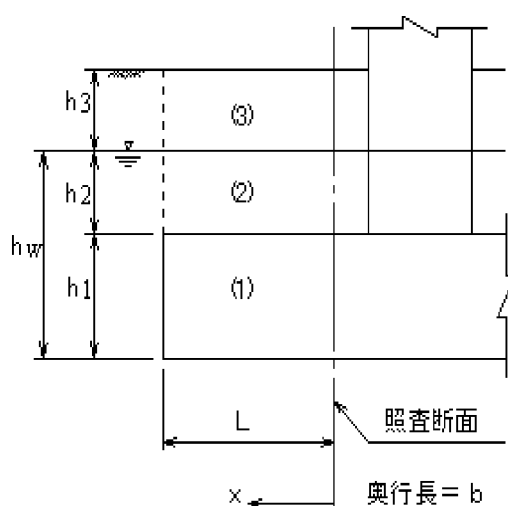
Sq (kN)	W (kN)	So (kN)	M (kN.m/m)	d (m)	Sh' (kN/m)	S (kN/m)
0.00	1428.75	-142.88	-160.73	2.800	0.00	-142.88

2) 照査位置 : L = 7.750(m) (h/2)

Sq (kN)	W (kN)	So (kN)	M (kN.m/m)	d (m)	Sh' (kN/m)	S (kN/m)
11762.72	1428.75	1033.40	430.39	2.790	0.00	1033.40

(2)橋軸直角方向

a)フーチング自重および上載土重量



(1)フーチング

$$W1 = L \cdot h1 \cdot b \cdot c$$

$$x1 = L / 2$$

(2)水位より下の上載土

$$W2 = L \cdot h2 \cdot b \cdot sat$$

$$x2 = L / 2$$

(3)水位より上の上載土

$$W3 = L \cdot h3 \cdot b \cdot t$$

$$x3 = L / 2$$

(4)浮力

$$W4 = -L \cdot hw' \cdot b \cdot w$$

$$x4 = L / 2$$

ここに、b : 奥行き長 = 10.000(m)

h1 : フーチング厚 = 3.000(m)

c : フーチング単位重量 = 24.50(kN/m³)

sat : 上載土の飽和重量 = 19.00(kN/m³)

t : 上載土の湿潤重量 = 18.00(kN/m³)

hw' : (h1 + h2)とhwのうち小さい方の値(m)

w : 水の単位重量 = 10.00(kN/m³)

1) 照査位置 : L = 1.000(m) (柱前面)

$$W1 = 735.00(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.500(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
0.000	0.000	1.000	0.00	0.00	-100.00	635.00	317.50

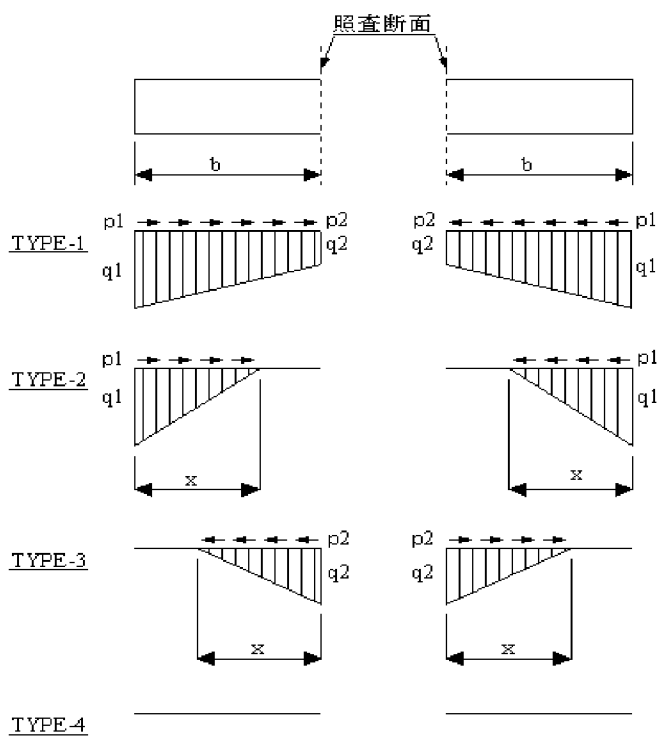
2) 照査位置 : L = 9.000(m) (柱前面)

$W1 = 735.00(\text{kN})$

$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.500(\text{m})$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN.m)
0.000	0.000	1.000	0.00	0.00	-100.00	635.00	317.50

b) 地盤反力



TYPE-1

$Sq = 1/2 \cdot (q1 + q2) \cdot b \cdot L$

$Mq = 1/6 \cdot (2 \cdot q1 + q2) \cdot b^2 \cdot L$

$Mp = 1/2 \cdot (q1 + q2) \cdot hN \cdot b \cdot L \cdot hg$

TYPE-2

$Sq = 1/2 \cdot q1 \cdot x \cdot L$

$Mq = Sq \cdot (b - x/3)$

$Mp = 1/2 \cdot q1 \cdot hN \cdot x \cdot L \cdot hg$

TYPE-3

$Sq = 1/2 \cdot q2 \cdot x \cdot L$

$Mq = 1/6 \cdot q2 \cdot x^2 \cdot L$

$Mp = 1/2 \cdot q2 \cdot hN \cdot x \cdot L \cdot hg$

TYPE-4

$Sq = 0.0$

$Mq = 0.0$

$Mp = 0.0$

ここに、 S_q : 照査位置における鉛直方向地盤反力によるせん断力(kN)
 M_q : 照査位置における鉛直方向地盤反力による曲げモーメント(kN.m)
 M_p : 照査位置における水平方向せん断地盤反力による曲げモーメント(kN.m)
 q_1, q_2 : 鉛直方向地盤反力度(kN/m²)
 p_1, p_2 : 水平方向せん断地盤反力度(kN/m²)
 h_N : 基礎底面に作用する水平方向せん断地盤反力 = 0.567(kN)
 $h_N = H_N / V, H_N = 9548.04(kN), V = 16843.00(kN)$
 b : フーチング張出し長(m)
 L : フーチング奥行き長(m)
 h_g : フーチング厚の1/2(m)
 ただし、テーパ付きの場合、断面下縁から図心位置までの高さとする

1)照査位置 : $L = 1.000(m)$ (柱前面)
 $b = 1.000(m), L = 10.000(m), h_g = 1.500(m)$

TYPE	q1(kN/m ²)	q2(kN/m ²)	x(m)	Sq(kN)	Mq(kN.m)	Mp(kN.m)
4	—	—	—	0.00	0.00	0.00

2)照査位置 : $L = 9.000(m)$ (柱前面)
 $b = 1.000(m), L = 10.000(m), h_g = 1.500(m)$

TYPE	q1(kN/m ²)	q2(kN/m ²)	x(m)	Sq(kN)	Mq(kN.m)	Mp(kN.m)
1	890.203	654.954	—	7725.78	4058.93	-6569.44

c)設計断面力

設計曲げモーメント

曲げに対する照査は単位幅(1m)あたりの計算を行う。

よって、有効幅の換算係数 α により、有効幅1mあたりに換算して設計曲げモーメントを求める。

$$M = \alpha \cdot M_o$$

$$M_o = \{ M_q + M_p - (W \cdot x) \} / B$$

ここに、 M : 設計曲げモーメント(kN.m/m)

α : 有効幅の換算係数

$$\alpha = \frac{B \text{ (底版全幅)}}{b \text{ (有効幅)}}$$

M_o : 作用曲げモーメント(kN.m/m)

M_q : 鉛直方向地盤反力による曲げモーメント(kN.m)

M_p : 水平方向せん断地盤反力による曲げモーメント(kN.m)

W : 底版自重, 上載土重量, および浮力(kN)

x : 照査断面から W の重心位置までの距離(m)

b : 有効幅(m)

下側引張 $b = B$

上側引張 $b = t_c + 1.5d$ B

B : 底版全幅 = 10.000(m)

t_c : 橋脚の躯体幅 = 2.500(m)

d : 底版の有効高(m)

1) 照査位置 : L = 1.000(m) (柱前面)

Mq (kN.m)	Mp (kN.m)	Wx (kN.m)	Mo (kN.m/m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
0.00	0.00	317.50	-31.75	6.850	2.900	1.460	-46.35

2) 照査位置 : L = 9.000(m) (柱前面)

Mq (kN.m)	Mp (kN.m)	Wx (kN.m)	Mo (kN.m/m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
4058.93	-6569.44	317.50	-282.80	6.850	2.900	1.460	-412.85

5.6 曲げに対する照査

(1) 橋軸方向

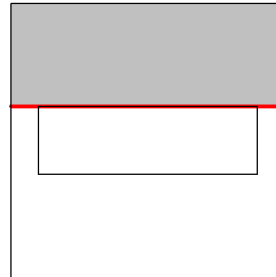
照査位置 押込側底版先端からの距離 $L = 3.750(m)$

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 ²)	1 200 33.780 × 10 ²
			2 2790 79.420 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	7134.51	
判定	M My	OK	
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)	576.012 × 10 ²	

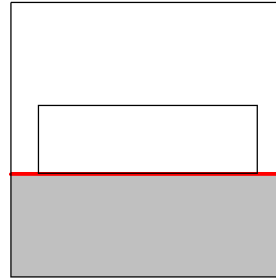
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 6.250(m)

柱背面からの距離 L2 = 0.000(m)

柱背面は浮上り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 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 3.750 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 ²)	1 210 79.420 × 10 ² 2 2800 33.780 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	-3119.00	
判定	M My	OK	
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)	600.836 × 10 ²	

(2)橋軸直角方向

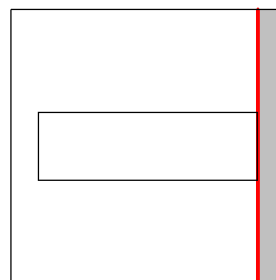
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 1.000(m)

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	3.000
照査位置高さ	3.000
テーパ部長さ	0.000
水平部長さ	1.000
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	-36.750	
上載土砂	kN.m/m	0.000	
底版に作用する浮力	kN.m/m	5.000	
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	405.893	
水平方向せん断地盤反力	kN.m/m	-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 ²)	1	110	52.947 × 10 ²
			2	2900	79.420 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	-7425.59			
判定		M	My	OK	
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)	607.640 × 10 ²			

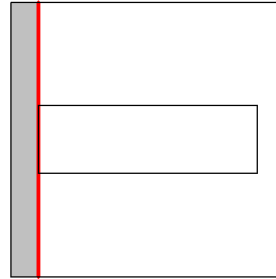
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 9.000(m)

柱背面からの距離 L2 = 0.000(m)

柱背面は浮上り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	1.000
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	-36.750	
上載土砂	kN.m/m	0.000	
底版に作用する浮力	kN.m/m	5.000	
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	0.000	
水平方向せん断地盤反力	kN.m/m	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	-46.350
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 ²)	1	110	52.947 × 10 ²
			2	2900	79.420 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)				-7425.59
判定			M	My	OK
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)				607.640 × 10 ²

5.7 せん断に対する照査

(1) 橋軸方向

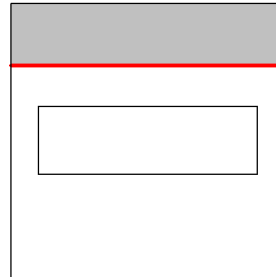
照査位置 押込側底版先端からの距離 $L = 2.250(m)$

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
テーパ部長さ 水平部長さ	0.000 2.250
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



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 ²) 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 ²) 23.226 × 10 ²
	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 ²) 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

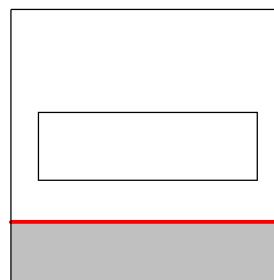
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 7.750(m)

柱背面からの距離 L2 = 1.500(m)

柱背面は浮上り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	2.250
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



せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
底版自重	-165.375	-186.047
上載土砂	0.000	0.000
底版に作用する浮力	22.500	25.313
上載土砂に作用する浮力	0.000	0.000
鉛直方向地盤反力	0.000	0.000
水平方向せん断地盤反力	0.000	0.000
-M/d · tan()	0.000	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 ²) 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 ²) 23.226 × 10 ²
	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 ²) 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 Kv, ks 算出

(1) 鉛直方向地盤反力係数 kv (kN/m³)

$$kv = kvo \cdot \left(\frac{Bv}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

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

ここに、kvo：鉛直方向地盤反力係数の基準値 (kN/m³)

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

ED：地盤の動的変形係数 = 110574 (kN/m²)

Bv：基礎の換算載荷幅 (m)

$$Bv = \sqrt{Av} = 10.000 \text{ (m)}$$

Av：鉛直方向の載荷面積 (m²)

$$Av = Bx \cdot By = 100.000 \text{ (m}^2\text{)}$$

Bx：フーチングX方向長さ = 10.000 (m)

By：フーチングY方向長さ = 10.000 (m)

(2) 水平方向せん断地盤反力係数 ks (kN/m³)

$$ks = \quad \cdot kv$$

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

ここに、 \quad ：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

$$Ass = ks \cdot Av$$

$$Asr = Ars = 0.0$$

$$Arr = kv \cdot IB$$

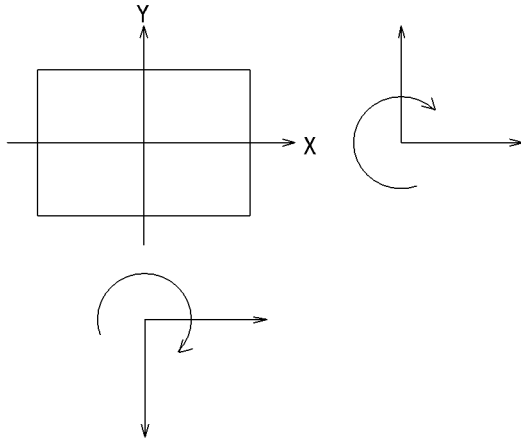
ここに、IB：断面二次モーメント (m⁴)

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

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

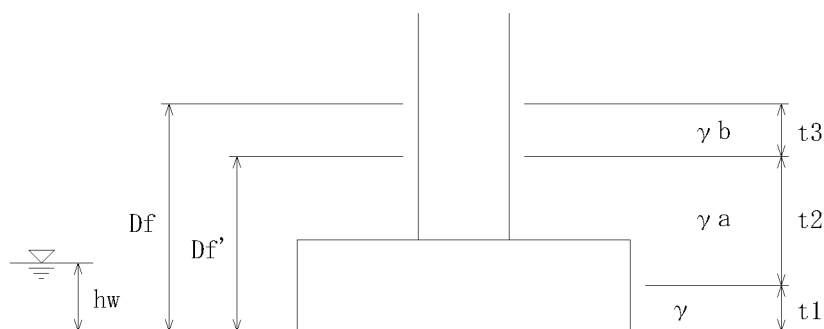
	単位	橋軸方向	橋軸直角方向
IB	m ⁴	833.333	833.333
Ass	kN/m	8.847000E+005	8.847000E+005
Asr	kN/rad	0.000000E+000	0.000000E+000
Ars	kN.m/m	0.000000E+000	0.000000E+000
Arr	kN.m/rad	2.214083E+007	2.214083E+007

Y方向：橋軸方向
X方向：橋軸直角方向



7章 予備計算

7.1 地盤の単位重量



1) 根入深さ

Df	(m)	5.00
Df'	(m)	2.00
t3	(m)	3.00
t2	(m)	1.00
t1	(m)	1.00

2) 単位重量

	湿潤	飽和
b (kN/m ³)	16.00	17.00
a (kN/m ³)	18.00	19.00
(kN/m ³)	19.00	20.00
w (kN/m ³)	10.00	

：支持地盤の単位重量

a：支持地盤と同程度良質な地盤の単位重量

b：有効根入れ深さ上層の地盤の単位重量

w：水の単位重量

3) 地盤の単位重量

支持地盤の単位重量 1

a. 水位が基礎底面より下方にある場合

$$1 =$$

b. それ以外の場合

$$1 = \quad - \quad w$$

根入れ地盤の単位重量 2

a. 水位が基礎底面より下方にある場合

$$2 = (\quad \cdot t1 + a \cdot t2 + b \cdot t3) / Df$$

b. 水位がt1以下の場合

$$2 = \{ (\quad - w) \cdot hw + \quad \cdot (t1 - hw) + a \cdot t2 + b \cdot t3 \} / Df$$

c. 水位が t_1 より高く、 Df' 以下の場合

$$2 = \{ (\quad - w) \cdot t_1 + (a - w) \cdot (hw - t_1) + a \cdot (Df' - hw) + b \cdot t_3 \} / Df$$

d. 水位が Df' より高く、 Df 以下の場合

$$2 = \{ (\quad - w) \cdot t_1 + (a - w) \cdot t_2 + (b - w) \cdot (hw - Df') + b \cdot (Df - hw) \} / Df$$

e. 水位が Df より高い場合

$$2 = \{ (\quad - w) \cdot t_1 + (a - w) \cdot t_2 + (b - w) \cdot t_3 \} / Df$$

橋軸方向

case	荷重名称	水位(m)	1 (kN/m ³)	2 (kN/m ³)
1	常時	1.000	(b) 10.000	(b) 15.200