

# 杭基礎スラブの検討システム Ver 1.0 (出力例)

荷重条件：簡易設定

杭配置：任意スパン

簡易荷重とは、全重量と偏心位置の入力より基礎スラブ全体に等分布荷重又は等変分布荷重のいずれかを載荷した状態で計算を行います。  
最大5ケースまで設定が可能です。

# 1. 設計条件

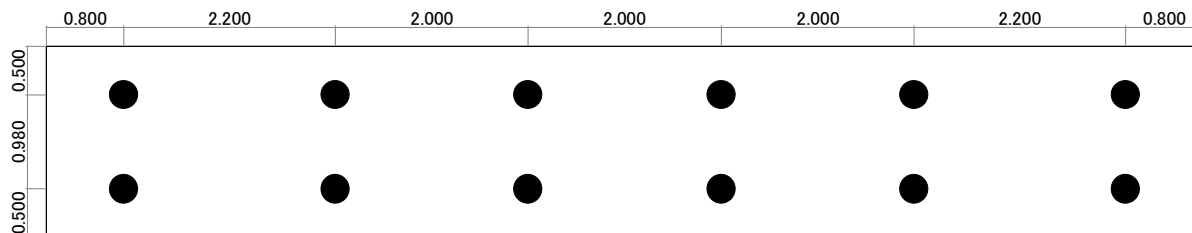
## 1.1 基礎スラブ条件

項目	記号	値	単位	備考
躯体単位体積重量	$\gamma$	24.500	kN/m <sup>3</sup>	
基礎スラブ幅	B <sub>s</sub>	1.980	m	
基礎スラブ延長	L <sub>s</sub>	12.000	m	
基礎スラブ厚	T <sub>s</sub>	0.350	m	
杭の貫入深	T <sub>p</sub>	0.100	m	

## 1.2 杭条件

項目	記号	値	単位	備考	
杭の許容支持力	R <sub>a</sub>	244.310	kN/本		
杭 外 径	D	300.0	mm		
杭列数(幅方向)	B <sub>Num</sub>	2	本		
杭行数(延長方向)	L <sub>Num</sub>	6	本		
杭の配置条件		等間隔配置	<input type="radio"/>	任意間隔配置	
項目	杭配置位置 (m)				
幅方向	0.500	1.480			
延長方向	0.800	3.000	5.000	7.000	9.000
	11.200				

## 1.3 杭配置図

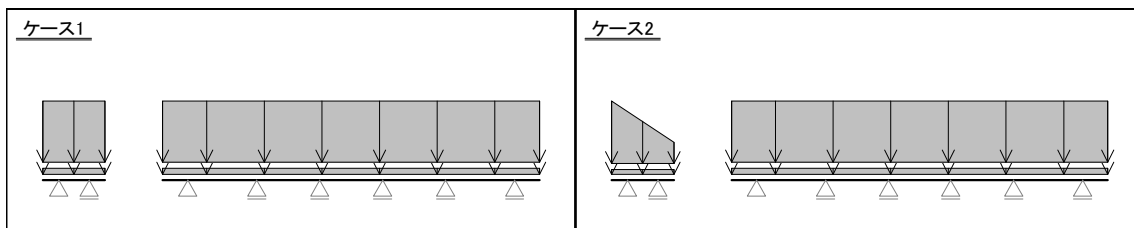


## 2. 荷重条件

### 2.1 荷重設定

荷重設定条件	○	簡易設定	詳細設定
荷重ケース名称		ケース1	ケース2
自重の考慮		○	○
全上載荷重 $W$ (kN)		1940.220	1940.220
幅方向偏心距離 $E_B$ (m)		0.000	-0.163
延長方向偏心距離 $E_L$ (m)		0.000	0.000

### 2.2 荷重ケース図



### 2.3 基礎スラブ自重の算出

$$\text{基礎スラブ自重 } W_s = B_s \cdot L_s \cdot T_s \cdot \gamma = 1.980 \times 12.000 \times 0.350 \times 24.500 = 203.742 \text{ (kN)}$$

$$\text{自重による荷重強度 } q_s = T_s \cdot \gamma = 0.350 \times 24.500 = 8.575 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

### 2.4 荷重強度の算出

#### ・ケース1(幅方向)

$$\text{単位m当り重量 } Q_1 = W_1 / L_s = 1940.220 / 12.000 = 161.685 \text{ (kN/m)}$$

偏心距離(0.000)=0であるため等分布。

$$\text{荷重強度 } q_{1} = Q_1 / B_s = 161.685 / 1.980 = 81.659 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

#### ・ケース2(幅方向)

$$\text{単位m当り重量 } Q_2 = W_2 / L_s = 1940.220 / 12.000 = 161.685 \text{ (kN/m)}$$

幅(1.980)/6  $\geq$  |偏心距離(-0.163)| であるため台形形状。

$$\text{荷重強度 } q_{L2} = Q_2(1 - 6E_B / B_s) / B_s = 161.685 \times (1 - 6 \times (-0.163) / 1.980) / 1.980 = 121.994 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{荷重強度 } q_{R2} = Q_2(1 + 6E_B / B_s) / B_s = 161.685 \times (1 + 6 \times (-0.163) / 1.980) / 1.980 = 41.324 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

#### ・ケース1(延長方向)

$$\text{単位m当り重量 } Q_3 = W_1 / B_s = 1940.220 / 1.980 = 979.909 \text{ (kN/m)}$$

偏心距離(0.000)=0であるため等分布。

$$\text{荷重強度 } q_3 = Q_3 / L_s = 979.909 / 12.000 = 81.659 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

#### ・ケース2(延長方向)

$$\text{単位m当り重量 } Q_4 = W_2 / B_s = 1940.220 / 1.980 = 979.909 \text{ (kN/m)}$$

偏心距離(0.000)=0であるため等分布。

$$\text{荷重強度 } q_4 = Q_4 / L_s = 979.909 / 12.000 = 81.659 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

### 2.5 荷重図

本計算では、各スパン(杭で分けられた区間)毎の荷重は、座標法により面積(荷重強度と区間による面積)として算出し、図心位置も座標法により算出している。

なお、3連モーメント式にて用いるモーメント荷重図は、50mmとスパン長の1/200のいずれか大きい値をピッチとしてモーメントを算出し作成している。

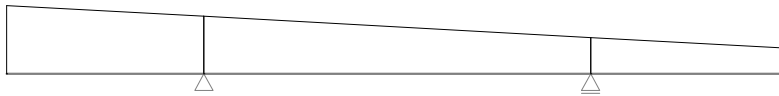
モーメント荷重図から算出する、面積や図心位置も全て座標法により算出している。

ケース1 [幅方向] (荷重図)



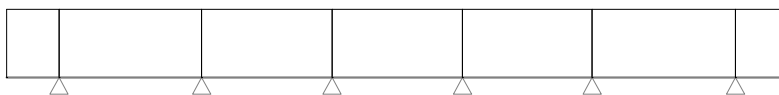
スパンNo	1	スパン長 L (m)	0.500	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )	No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000	0.000	2	0.000	90.234
3	0.500	90.234	4	0.500	0.000
図心 G <sub>x</sub> (m)		0.250	荷重[面積] F (kN/m)		45.117
No	2	スパン長 L (m)	0.980		4
No.	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	No.	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )
1	0.500	0.000	2	0.500	90.234
3	1.480	90.234	4	1.480	0.000
x (m)		0.990	荷重[面積] F (kN/m)		88.429
No	3	スパン長 L (m)	0.500		4
No.	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	No.	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )
1	1.480	0.000	2	1.480	90.234
3	1.980	90.234	4	1.980	0.000
x (m)		1.730	荷重[面積] F (kN/m)		45.117

ケース2 [幅方向] (荷重図)



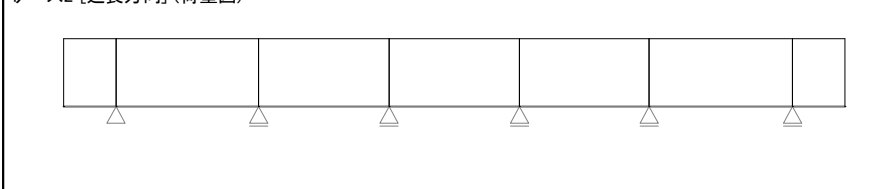
スパンNo	1	スパン長 L (m)	0.500	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )	No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000	0.000	2	0.000	130.569
3	0.500	110.198	4	0.500	0.000
図心 G <sub>x</sub> (m)		0.243	荷重[面積] F (kN/m)		60.192
No	2	スパン長 L (m)	0.980		4
No.	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	No.	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )
1	0.500	0.000	2	0.500	110.198
3	1.480	70.270	4	1.480	0.000
x (m)		0.954	荷重[面積] F (kN/m)		88.429
No	3	スパン長 L (m)	0.500		4
No.	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	No.	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )
1	1.480	0.000	2	1.480	70.270
3	1.980	49.899	4	1.980	0.000
x (m)		1.716	荷重[面積] F (kN/m)		30.042

ケース1 [延長方向] (荷重図)



スパンNo	1	スパン長 L (m)	0.800	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )	No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000	0.000	2	0.000	90.234
3	0.800	90.234	4	0.800	0.000
図心	G <sub>x</sub> (m)	0.400	荷重[面積]	F (kN/m)	72.187
スパンNo	2	スパン長 L (m)	2.200	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )	No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.800	0.000	2	0.800	90.234
3	3.000	90.234	4	3.000	0.000
図心	G <sub>x</sub> (m)	1.900	荷重[面積]	F (kN/m)	198.515
スパンNo	3	スパン長 L (m)	2.000	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )	No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )
1	3.000	0.000	2	3.000	90.234
3	5.000	90.234	4	5.000	0.000
図心	G <sub>x</sub> (m)	4.000	荷重[面積]	F (kN/m)	180.468
スパンNo	4	スパン長 L (m)	2.000	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )	No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )
1	5.000	0.000	2	5.000	90.234
3	7.000	90.234	4	7.000	0.000
図心	G <sub>x</sub> (m)	6.000	荷重[面積]	F (kN/m)	180.468
スパンNo	5	スパン長 L (m)	2.000	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )	No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )
1	7.000	0.000	2	7.000	90.234
3	9.000	90.234	4	9.000	0.000
図心	G <sub>x</sub> (m)	8.000	荷重[面積]	F (kN/m)	180.468
スパンNo	6	スパン長 L (m)	2.200	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )	No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )
1	9.000	0.000	2	9.000	90.234
3	11.200	90.234	4	11.200	0.000
図心	G <sub>x</sub> (m)	10.100	荷重[面積]	F (kN/m)	198.515
スパンNo	7	スパン長 L (m)	0.800	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )	No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )
1	11.200	0.000	2	11.200	90.234
3	12.000	90.234	4	12.000	0.000
図心	G <sub>x</sub> (m)	11.600	荷重[面積]	F (kN/m)	72.187

ケース2 [延長方向] (荷重図)



スパンNo	1	スパン長 L (m)	0.800	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )	No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000	0.000	2	0.000	90.234
3	0.800	90.234	4	0.800	0.000
図心	G <sub>x</sub> (m)	0.400	荷重[面積]	F (kN/m)	72.187
No	2	スパン長 L (m)	2.200		4
No.	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	No.	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )
1	0.800	0.000	2	0.800	90.234
3	3.000	90.234	4	3.000	0.000
	x (m)	1.900	荷重[面積]	F (kN/m)	198.515

スパンNo	3	スパン長 L (m)	2.000	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )	No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )
1	3.000	0.000	2	3.000	90.234
3	5.000	90.234	4	5.000	0.000
図心	G <sub>x</sub> (m)	4.000	荷重[面積]	F (kN/m)	180.468
スパンNo	4	スパン長 L (m)	2.000	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )	No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )
1	5.000	0.000	2	5.000	90.234
3	7.000	90.234	4	7.000	0.000
図心	G <sub>x</sub> (m)	6.000	荷重[面積]	F (kN/m)	180.468
スパンNo	5	スパン長 L (m)	2.000	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )	No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )
1	7.000	0.000	2	7.000	90.234
3	9.000	90.234	4	9.000	0.000
図心	G <sub>x</sub> (m)	8.000	荷重[面積]	F (kN/m)	180.468
スパンNo	6	スパン長 L (m)	2.200	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )	No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )
1	9.000	0.000	2	9.000	90.234
3	11.200	90.234	4	11.200	0.000
図心	G <sub>x</sub> (m)	10.100	荷重[面積]	F (kN/m)	198.515
スパンNo	7	スパン長 L (m)	0.800	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )	No.	X (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )
1	11.200	0.000	2	11.200	90.234
3	12.000	90.234	4	12.000	0.000
図心	G <sub>x</sub> (m)	11.600	荷重[面積]	F (kN/m)	72.187

### 3. 応力計算

#### 3.1 応力計算について

張り出し部に関しては「片持ち梁」として計算し、中央部は端部に曲げモーメントが生じる「単純梁」か「連続梁」として計算を行う。

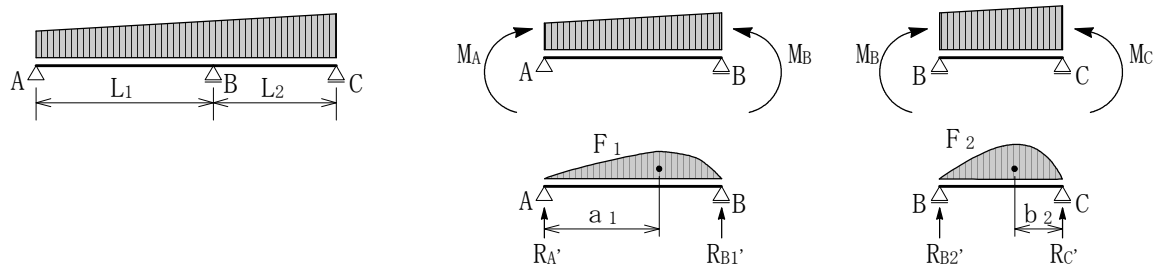
連続梁の計算は「3連モーメント公式」を用いて中央部支点の曲げモーメントを算出し、さらに各区間を端部に曲げモーメントが生じる単純梁として計算を行う。

本計算では、基礎スラブの断面形状や材質が、どの区間においても同一であることから断面二次モーメントは全て同じとして一般の3連モーメント公式を変化させたものを用いる。

以下に3連モーメント公式と、本計算で用いている式を記す。

なお、下図右側は左図をA～B間とB～C間の2つに分けた図であり、さらにその右下図は分布荷重から求めた曲げモーメントで表される「モーメント荷重図」である。

3連モーメント公式は、このモーメント荷重図を基に計算する。



分布荷重が作用する連続梁

・ 3連モーメント公式

$$M_A \frac{L_1}{I_1} + 2M_B \left( \frac{L_1}{I_1} + \frac{L_2}{I_2} \right) + M_C \frac{L_2}{I_2} = -6 \left( \frac{R_{B1'}}{I_1} + \frac{R_{B2'}}{I_2} \right)$$

ただし、 $R_{B1'} = F_1 \cdot a_1 / L_1$  …… A～B間の外力のモーメント荷重図から求めたB点の反力

$R_{B2'} = F_2 \cdot b_2 / L_2$  …… B～C間の外力のモーメント荷重図から求めたB点の反力

・ 断面二次モーメントが同一時の変化式

$$M_A \cdot L_1 + 2M_B(L_1 + L_2) + M_C \cdot L_2 = -6(R_{B1'} + R_{B2'})$$

ここに、 $L_1$ 、 $L_2$  : 各杭間の距離

$M_A$ 、 $M_B$ 、 $M_C$  : 各支点(杭)に生じる曲げモーメント

$F_1$ 、 $F_2$  : モーメント荷重図の面積

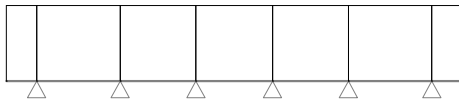
$a_1$ 、 $b_2$  : 支点からモーメント荷重図図心までの距離

### 3.2 張出し部の計算（片持ち梁）

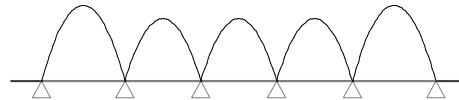
Case No	検討方向	スパンNo	スパン長 L (m)	荷重 F (kN)	図心位置 G <sub>x</sub> (m)	アーム長 a (m)	モーメント M (kN・m)	備考
1	幅	1	0.500	45.117	0.250	0.250	-11.279	M=-45.117×0.250
1	幅	3	0.500	45.117	1.730	0.250	-11.279	M=-45.117×0.250
2	幅	1	0.500	60.192	0.243	0.257	-15.469	M=-60.192×0.257
2	幅	3	0.500	30.042	1.716	0.236	-7.090	M=-30.042×0.236
1	延長	1	0.800	72.187	0.400	0.400	-28.875	M=-72.187×0.400
1	延長	7	0.800	72.187	11.600	0.400	-28.875	M=-72.187×0.400
2	延長	1	0.800	72.187	0.400	0.400	-28.875	M=-72.187×0.400
2	延長	7	0.800	72.187	11.600	0.400	-28.875	M=-72.187×0.400

### 3.3 3連モーメント計算

ケース1 [延長方向] (荷重図)



ケース1 [延長方向] (モーメント荷重図)



スパンNo	(m)	荷重図				モーメント荷重図			
		面積 F (kN)	(m)	a (kN)	b (kN)	(kN・m <sup>2</sup> )	(m)	A' (kN・m <sup>2</sup> )	B' (kN・m <sup>2</sup> )
2	2.200	198.515	1.100	-99.258	-99.258	80.028	1.100	40.014	40.014
3	2.000	180.468	1.000	-90.234	-90.234	60.118	1.000	30.059	30.059
4	2.000	180.468	1.000	-90.234	-90.234	60.118	1.000	30.059	30.059
5	2.000	180.468	1.000	-90.234	-90.234	60.118	1.000	30.059	30.059
6	2.200	198.515	1.100	-99.258	-99.258	80.028	1.100	40.014	40.014

$$-28.875 \times 2.200 + 2 \times M_2 \times (2.200 + 2.000) + M_3 \times 2.000 = -6 \times (40.014 + 30.059)$$

$$M_2 \times 2.000 + 2 \times M_3 \times (2.000 + 2.000) + M_4 \times 2.000 = -6 \times (30.059 + 30.059)$$

$$M_3 \times 2.000 + 2 \times M_4 \times (2.000 + 2.000) + M_5 \times 2.000 = -6 \times (30.059 + 30.059)$$

$$M_4 \times 2.000 + 2 \times M_5 \times (2.000 + 2.200) + (-28.875) \times 2.200 = -6 \times (30.059 + 40.014)$$

上記連立方程式の既知の値をまとめた式を以下に記す。

$$M_2 \times 8.400 + M_3 \times 2.000 = -356.913$$

$$M_2 \times 2.000 + M_3 \times 8.000 + M_4 \times 2.000 = -360.708$$

$$M_3 \times 2.000 + M_4 \times 8.000 + M_5 \times 2.000 = -360.708$$

$$M_4 \times 2.000 + M_5 \times 8.400 = -356.913$$

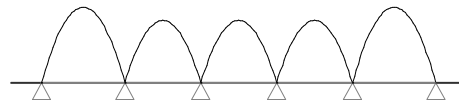
上記連立方程式を解くことにより各支点の曲げモーメントを導き出す。

支点No	1	2	3	4	5	6
モーメント	-28.875	-35.596	-28.952	-28.952	-35.596	-28.875

ケース2 [延長方向] (荷重図)



ケース2 [延長方向] (モーメント荷重図)



スパンNo	(m)	荷重図				モーメント荷重図			
		面積 F (kN)	(m)	a (kN)	b (kN)	(kN・m <sup>2</sup> )	(m)	A' (kN・m <sup>2</sup> )	B' (kN・m <sup>2</sup> )
2	2.200	198.515	1.100	-99.258	-99.258	80.028	1.100	40.014	40.014
3	2.000	180.468	1.000	-90.234	-90.234	60.118	1.000	30.059	30.059
4	2.000	180.468	1.000	-90.234	-90.234	60.118	1.000	30.059	30.059
5	2.000	180.468	1.000	-90.234	-90.234	60.118	1.000	30.059	30.059
6	2.200	198.515	1.100	-99.258	-99.258	80.028	1.100	40.014	40.014



$$-28.875 \times 2.200 + 2 \times M_2 \times (2.200 + 2.000) + M_3 \times 2.000 = -6 \times (40.014 + 30.059)$$

$$M_2 \times 2.000 + 2 \times M_3 \times (2.000 + 2.000) + M_4 \times 2.000 = -6 \times (30.059 + 30.059)$$

$$M_3 \times 2.000 + 2 \times M_4 \times (2.000 + 2.000) + M_5 \times 2.000 = -6 \times (30.059 + 30.059)$$

$$M_4 \times 2.000 + 2 \times M_5 \times (2.000 + 2.200) + (-28.875) \times 2.200 = -6 \times (30.059 + 40.014)$$

上記連立方程式の既知の値をまとめた式を以下に記す。

$$M_2 \times 8.400 + M_3 \times 2.000 = -356.913$$

$$M_2 \times 2.000 + M_3 \times 8.000 + M_4 \times 2.000 = -360.708$$

$$M_3 \times 2.000 + M_4 \times 8.000 + M_5 \times 2.000 = -360.708$$

$$M_4 \times 2.000 + M_5 \times 8.400 = -356.913$$

上記連立方程式を解くことにより各支点の曲げモーメントを導き出す。

支点No	1	2	3	4	5	6
モーメント	-28.875	-35.596	-28.952	-28.952	-35.596	-28.875

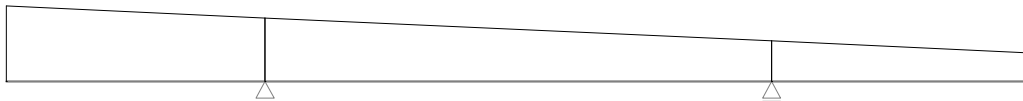
### 3.4 単純梁

ケース1 [幅方向] (荷重図)



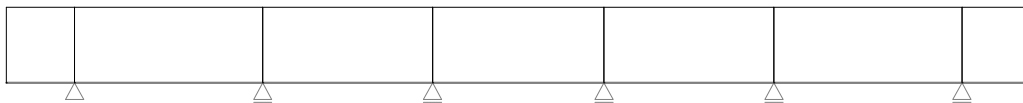
No	(m)						
		(kN)	(m)	$a$ (kN)	$b$ (kN)	$(\text{kN} \cdot \text{m})^L$	$(\text{kN} \cdot \text{m})^R$
2	0.980	88.429	0.490	-44.215	-44.215	-11.279	-11.279

ケース2 [幅方向] (荷重図)



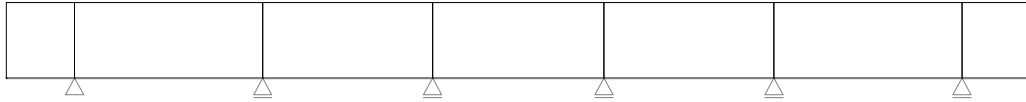
No	(m)						
		(kN)	(m)	$a$ (kN)	$b$ (kN)	$(\text{kN} \cdot \text{m})^L$	$(\text{kN} \cdot \text{m})^R$
2	0.980	88.429	0.454	-47.463	-40.966	-15.469	-7.090

ケース1 [延長方向] (荷重図)



No	(m)						
		(kN)	(m)	$a$ (kN)	$b$ (kN)	$(\text{kN} \cdot \text{m})^L$	$(\text{kN} \cdot \text{m})^R$
2	2.200	198.515	1.100	-99.258	-99.258	-28.875	-35.596
3	2.000	180.468	1.000	-90.234	-90.234	-35.596	-28.952
4	2.000	180.468	1.000	-90.234	-90.234	-28.952	-28.952
5	2.000	180.468	1.000	-90.234	-90.234	-28.952	-35.596
6	2.200	198.515	1.100	-99.258	-99.258	-35.596	-28.875

ケース2 [延長方向] (荷重図)



スパン No	(m)	荷重図				部材端曲げモーメント	
		(kN)	(m)	$a$ (kN)	支点反力 $R_b$ (kN)	$M_L$ (kN・m)	$M_R$ (kN・m)
2	2.200	198.515	1.100	-99.258	-99.258	-28.875	-35.596
3	2.000	180.468	1.000	-90.234	-90.234	-35.596	-28.952
4	2.000	180.468	1.000	-90.234	-90.234	-28.952	-28.952
5	2.000	180.468	1.000	-90.234	-90.234	-28.952	-35.596
6	2.200	198.515	1.100	-99.258	-99.258	-35.596	-28.875

3.5 支点反力

各スパン毎の支点反力は、下記に示す基本公式に基づき算出する。  
また杭の支点反力は、その杭に対する左右スパンの該当側支点反力の合計になる。

- ・片持ち梁

$$R = -F$$

- ・単純梁

$$R_L = \{-F \cdot (L - a) + M_L - M_R\} / L$$

$$R_R = \{-F \cdot a - M_L + M_R\} / L$$

- ・杭の支点反力

$$R_n = R_{Rn} + R_{L(n+1)}$$

ここに、 $R, R_L, R_R$  : 支点反力 ( $R_L, R_R$ は左右) (kN)  
 $F$  : スパン上の全荷重(荷重図面積) (kN)  
 $a$  : スパン上の全荷重の図心位置 (m)  
 $L$  : スパン長 (m)  
 $M_L, M_R$  : 左右端の曲げモーメント (kN・m)  
 $R_n$  : n番目の杭の支点反力 (kN)  
 $R_{Rn}$  : n番目のスパンの右側支点反力 (kN)  
 $R_{L(n+1)}$  : n+1番目のスパンの左側支点反力 (kN)

ケース1 [幅方向]

スパン No	スパン長 L (m)	荷重図		部材端曲げモーメント		支点反力		
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	$M_L$ (kN・m)	$M_R$ (kN・m)	左側支点 $R_L$ (kN)	右側支点 $R_R$ (kN)	杭 R (kN)
1	0.500	45.117	0.250	——	-11.279	——	-45.117	-89.332
2	0.980	88.429	0.490	-11.279	-11.279	-44.215	-44.215	-89.332
3	0.500	45.117	0.250	-11.279	——	-45.117	——	——

ケース2 [幅方向]

スパン No	スパン長 L (m)	荷重図		部材端曲げモーメント		支点反力		
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	$M_L$ (kN・m)	$M_R$ (kN・m)	左側支点 $R_L$ (kN)	右側支点 $R_R$ (kN)	杭 R (kN)
1	0.500	60.192	0.243	——	-15.469	——	-60.192	-116.205
2	0.980	88.429	0.454	-15.469	-7.090	-56.013	-32.416	-62.458
3	0.500	30.042	0.236	-7.090	——	-30.042	——	——

ケース1 [延長方向]

スパン No	スパン長 L (m)	荷重図		部材端曲げモーメント		支点反力		
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	$M_L$ (kN・m)	$M_R$ (kN・m)	左側支点 $R_L$ (kN)	右側支点 $R_R$ (kN)	杭 R (kN)
1	0.800	72.187	0.400	——	-28.875	——	-72.187	-168.389
2	2.200	198.515	1.100	-28.875	-35.596	-96.202	-102.313	-195.869
3	2.000	180.468	1.000	-35.596	-28.952	-93.556	-86.912	-177.146

ケース1 [延長方向]

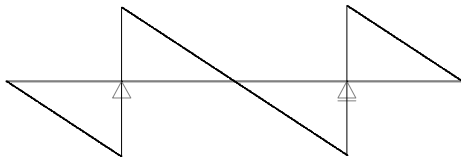
スパンNo	スパン長 L (m)	荷重図		部材端曲げモーメント		支点反力		
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	M <sub>L</sub> (kN・m)	M <sub>R</sub> (kN・m)	左側支点 R <sub>L</sub> (kN)	右側支点 R <sub>R</sub> (kN)	杭 R (kN)
4	2.000	180.468	1.000	-28.952	-28.952	-90.234	-90.234	-177.146
5	2.000	180.468	1.000	-28.952	-35.596	-86.912	-93.556	-195.869
6	2.200	198.515	1.100	-35.596	-28.875	-102.313	-96.202	-168.389
7	0.800	72.187	0.400	-28.875	——	-72.187	——	——

ケース2 [延長方向]

スパンNo	スパン長 L (m)	荷重図		部材端曲げモーメント		支点反力		
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	M <sub>L</sub> (kN・m)	M <sub>R</sub> (kN・m)	左側支点 R <sub>L</sub> (kN)	右側支点 R <sub>R</sub> (kN)	杭 R (kN)
1	0.800	72.187	0.400	——	-28.875	——	-72.187	-168.389
2	2.200	198.515	1.100	-28.875	-35.596	-96.202	-102.313	-195.869
3	2.000	180.468	1.000	-35.596	-28.952	-93.556	-86.912	-177.146
4	2.000	180.468	1.000	-28.952	-28.952	-90.234	-90.234	-177.146
5	2.000	180.468	1.000	-28.952	-35.596	-86.912	-93.556	-195.869
6	2.200	198.515	1.100	-35.596	-28.875	-102.313	-96.202	-168.389
7	0.800	72.187	0.400	-28.875	——	-72.187	——	——

3.6 せん断力・曲げモーメント

ケース1 [幅方向] (せん断力図)

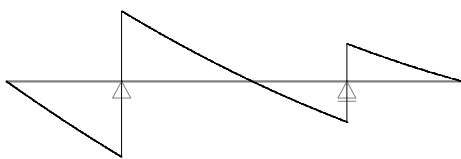


ケース1 [幅方向] (曲げモーメント図)



スパンNo	SP (m)	(m)	最大曲げモーメント			(m)	(kN・m)	(kN)
			位置 X (m)	(kN・m)	(kN)			
1	0.000	0.500	0.000	0.000	0.500	-11.279	45.117	
2	0.500	0.980	0.990	-0.446	0.500	-11.279	44.215	
3	1.480	0.500	1.980	0.000	1.480	-11.279	45.117	
			0.000	0.000	0.500	-11.279	45.117	

ケース2 [幅方向] (せん断力図)

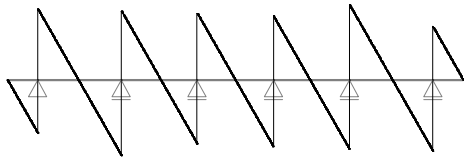


ケース2 [幅方向] (曲げモーメント図)

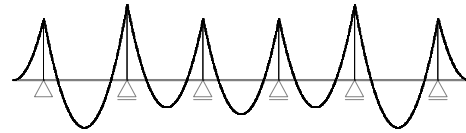


スパンNo	SP (m)	(m)	最大曲げモーメント			(m)	(kN・m)	(kN)
			位置 X (m)	(kN・m)	(kN)			
1	0.000	0.500	0.000	0.000	0.500	-15.469	60.192	
2	0.500	0.980	1.068	-0.185	0.500	-15.469	56.013	
3	1.480	0.500	1.980	0.000	1.480	-7.090	30.042	
			0.000	0.000	0.500	-15.469	60.192	

ケース1 [延長方向] (せん断力図)

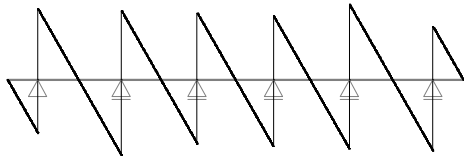


ケース1 [延長方向] (曲げモーメント図)

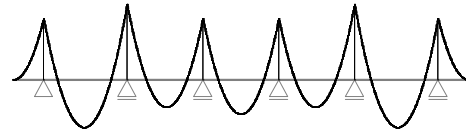


No	SP (m)	(m)	最大曲げモーメント			最大曲げモーメント		
			位置 X (m)	(kN m)	(kN)	(m)	(kN m)	(kN)
1	0.000	0.800	0.000	0.000		0.800	-28.875	72.187
2	0.800	2.200	1.866	22.408		3.000	-35.595	102.312
3	3.000	2.000	4.037	12.904		3.000	-35.596	93.556
4	5.000	2.000	6.000	16.165		7.000	-28.952	90.234
5	7.000	2.000	7.963	12.904		9.000	-35.597	93.557
6	9.000	2.200	10.134	22.408		9.000	-35.596	102.313
7	11.200	0.800	12.000	0.000		11.200	-28.875	72.187
			10.134	22.408		9.000	-35.597	102.313

ケース2 [延長方向] (せん断力図)



ケース2 [延長方向] (曲げモーメント図)



スパン No	SP (m)	(m)	最大曲げモーメント			最大曲げモーメント		
			位置 X (m)	(kN m)	(kN)	(m)	(kN m)	(kN)
1	0.000	0.800	0.000	0.000		0.800	-28.875	72.187
2	0.800	2.200	1.866	22.408		3.000	-35.595	102.312
3	3.000	2.000	4.037	12.904		3.000	-35.596	93.556
4	5.000	2.000	6.000	16.165		7.000	-28.952	90.234
5	7.000	2.000	7.963	12.904		9.000	-35.597	93.557
6	9.000	2.200	10.134	22.408		9.000	-35.596	102.313
7	11.200	0.800	12.000	0.000		11.200	-28.875	72.187
			10.134	22.408		9.000	-35.597	102.313

### 3.7 応力集計表

荷重ケース名称	最大曲げモーメント			最大曲げモーメント		
	位置 X (m)	(kN m)	(kN)	(m)	(kN m)	(kN)
ケース1 [幅方向]	0.000	0.000		0.500	-11.279	45.117
ケース2 [幅方向]	0.000	0.000		0.500	-15.469	60.192
ケース1 [延長方向]	10.134	22.408		9.000	-35.597	102.313
ケース2 [延長方向]	10.134	22.408		9.000	-35.597	102.313

## 4 部材計算

### 4.1 部材条件

部 材	鉄筋コンクリート			無筋コンクリート
項 目	記号	値	単位	備 考
許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	8.00	N/mm <sup>2</sup>	
許容せん断応力度	$\tau_a$	0.30	N/mm <sup>2</sup>	
許容付着応力度	$\tau_{0a}$	1.50	N/mm <sup>2</sup>	
許容支圧応力度	$\sigma_{ba}$	6.30	N/mm <sup>2</sup>	
押抜きせん断応力度	$\tau_{a1'}$	0.85	N/mm <sup>2</sup>	
容許容引張応力度	$\sigma_{sa}$	176.0	N/mm <sup>2</sup>	
容許容圧縮応力度	$\sigma_{sa'}$	176.0	N/mm <sup>2</sup>	
ヤング係数比	n	15.0		
せん断力の算出方法		平均せん断力		<input type="radio"/> 最大せん断力
その他の条件		付着応力度を無視できる。		

### 4.2 配筋条件

配筋方法	単鉄筋	全指定		奥外・幅内	幅外・奥内
	複鉄筋	全指定	<input type="radio"/>	奥外・幅内	幅外・奥内
計算方法	<input type="radio"/>	単鉄筋計算			複鉄筋計算
鉄筋かぶり (mm)	上 面	幅方向	76	延長方向	60
	下 面	幅方向	166	延長方向	150
鉄筋呼び径	上 面	幅方向	D16	延長方向	D16
	下 面	幅方向	D16	延長方向	D16
鉄筋ピッチ (mm)	上 面	幅方向	250	延長方向	250
	下 面	幅方向	250	延長方向	250
かぶりの指定方法	<input type="radio"/>	鉄筋中心まで			鉄筋表面まで

## 5 応力計算公式

### 5.1 無筋公式

断面係数算定式

$$\text{断面係数 } Z = b \cdot h^2 / 6$$

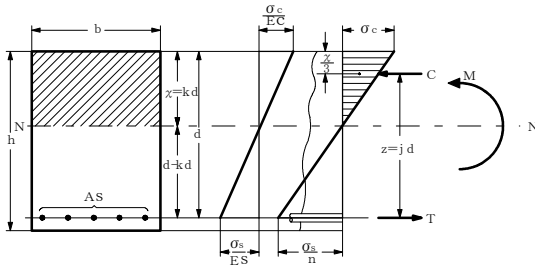
$$\text{部材断面積 } A = b \cdot h$$

応力度算定式

$$\text{曲げ引張応力度 } \sigma_c = M / Z$$

$$\text{せん断応力度 } \tau = S / A$$

### 5.2 単鉄筋公式



$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

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

$$\tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力})$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2}$$

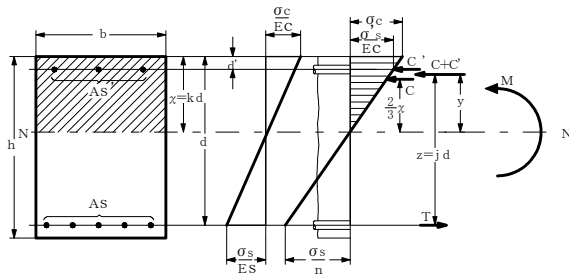
$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad (\text{最大せん断力})$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d}$$

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

長方形梁応力分布図と応力計算公式

### 5.3 複鉄筋公式



$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad p' = \frac{A_s'}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{2n \left( p + p' \frac{d'}{d} \right) + n^2 (p + p')^2} - n (p + p')$$

$$j = \frac{k^2 \left( 1 - \frac{k}{3} \right) + 2n p' \left( k - \frac{d'}{d} \right) \left( 1 - \frac{d'}{d} \right)}{k^2 + 2n p' \left( k - \frac{d'}{d} \right)}$$

$$L_c = \frac{k}{2} \left( 1 - \frac{k}{3} \right) + \frac{n p'}{k} \left( k - \frac{d'}{d} \right) \left( 1 - \frac{d'}{d} \right)$$

$$\sigma_c = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot L_c} \quad \sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} \quad \tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad \tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad \tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

(最大せん断力)

(平均せん断力)

長方形梁応力分布図と応力計算公式

## 5.4 応力検討

			許容値	ケース1 [幅方向]		ケース2 [幅方向]		ケース1 [延長方向]	
				下面引張	上面引張	下面引張	上面引張	下面引張	上面引張
断面力	曲げモーメント	M kN・m		0.000	-11.279	0.000	-15.469	22.408	-35.596
	せん断力	S kN		—	45.117	—	60.192	—	102.313
部材	単位部材幅	b mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h mm		350	350	350	350	350	350
配筋計画	引張側 かぶり	c mm		166	76	166	76	150	60
	圧縮側 かぶり	c' mm							
	引張側 鉄筋・ピッチ			D16@250	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ								
データ	引張側 鉄筋断面積	A <sub>s</sub> mm <sup>2</sup>		794	794	794	794	794	794
	圧縮側 鉄筋断面積	A <sub>s</sub> ' mm <sup>2</sup>							
	鉄筋 周 長	U mm		200	200	200	200	200	200
	有効部材厚	d mm		184	274	184	274	200	290
	圧縮側 かぶり	d' mm							
係数	ヤング係数比	n		15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比	p		0.00431	0.00290	0.00431	0.00290	0.00397	0.00274
	圧縮鉄筋比	p'							
	中立軸比	k		0.30070	0.25465	0.30070	0.25465	0.29066	0.24854
	応力軸比	j		0.89977	0.91512	0.89977	0.91512	0.90311	0.91715
		L <sub>c</sub>							
	中立軸の位置	χ mm		55.359	69.800	55.359	69.800	58.132	72.077
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ <sub>c</sub> N/mm <sup>2</sup>	8.00	0.000	1.288	0.000	1.767	4.268	3.714
	引張応力度	σ <sub>s</sub> N/mm <sup>2</sup>	176.00	0.000	56.632	0.000	77.670	156.248	168.557
	圧縮応力度	σ <sub>s</sub> ' N/mm <sup>2</sup>	176.00						
	せん断応力度	τ N/mm <sup>2</sup>	0.30	—	0.180	—	0.240	—	0.385
	付着応力度	τ <sub>0</sub> N/mm <sup>2</sup>	1.50	—	0.899	—	1.200	—	1.923
判 定				OK	OK	OK	OK	OK	OUT
計 算 式				単鉄筋計算					

			許容値	ケース2 [延長方向]	
				下面引張	上面引張
断面力	曲げモーメント	M kN・m		22.408	-35.596
	せん断力	S kN		—	102.313
部材	単位部材幅	b mm		1000	1000
	部材厚	h mm		350	350
配筋計画	引張側 かぶり	c mm		150	60
	圧縮側 かぶり	c' mm			
	引張側 鉄筋・ピッチ			D16@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ				
データ	引張側 鉄筋断面積	A <sub>s</sub> mm <sup>2</sup>		794	794
	圧縮側 鉄筋断面積	A <sub>s'</sub> mm <sup>2</sup>			
	鉄筋周長	U mm		200	200
	有効部材厚	d mm		200	290
	圧縮側 かぶり	d' mm			
係数	ヤング係数比	n		15.00	15.00
	引張鉄筋比	p		0.00397	0.00274
	圧縮鉄筋比	p'			
	中立軸比	k		0.29066	0.24854
	応力軸比	j		0.90311	0.91715
		L <sub>c</sub>			
	中立軸の位置	χ mm		58.132	72.077
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ <sub>c</sub> N/mm <sup>2</sup>	8.00	4.268	3.714
	引張応力度	σ <sub>s</sub> N/mm <sup>2</sup>	176.00	156.248	168.557
	圧縮応力度	σ <sub>s'</sub> N/mm <sup>2</sup>	176.00		
	せん断応力度	τ N/mm <sup>2</sup>	0.30	—	0.385
	付着応力度	τ <sub>0</sub> N/mm <sup>2</sup>	1.50	—	1.923
判定				OK	OUT
計算式				単鉄筋計算	



## 6 スターラップの計算

### 6.1 配筋条件

スターラップを検討する		○
鉄筋ピッチ (mm)	幅方向	500
	延長方向	500
鉄筋呼び径		D16

### 6.2 スターラップ算出公式

$$A_w = 1.15 S_{h'} \cdot P / (\sigma_{sa} \cdot d)$$

$$S_{h'} = S - S_{ca}$$

$$S_{ca} = \tau_{a1} \cdot b \cdot j \cdot d$$

ここに、 $A_w$  : スターラップ鉄筋の必要断面積(必要鉄筋量) ( $\text{mm}^2$ )

$S_{h'}$  : スターラップ鉄筋が負担するせん断力 (N)

$S$  : 部材に作用するせん断力 (N)

$S_{ca}$  : コンクリートが負担するせん断力 (N)

$\tau_{a1}$  : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$b$  : 部材断面幅 (mm) [単位m当たりでの計算のため1000]

$d$  : 部材断面の有効高 (mm)

$\sigma_{sa}$  : 鉄筋の許容引張応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$P$  : スターラップ鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)

$j$  : 応力軸比 [ $\tau_{a1}$ の値が平均せん断応力度の時は考慮しない( $j=1$ )]

### 6.3 スターラップ検討

ケース名称		ケース1 [延長方向] (上面引張)	ケース2 [延長方向] (上面引張)
部材断面に作用するせん断力	S kN	102.313	102.313
部材断面の有効高	d mm	290	290
部材断面幅	b mm	1000	1000
コンクリートの許容せん断応力度	$\tau_{a1}$ $\text{N}/\text{mm}^2$	0.30	0.30
鉄筋許容引張り応力度	$\sigma_{sa}$ $\text{N}/\text{mm}^2$	176.00	176.00
応力軸比(最大せん断応力時のみ)	j	0.91715	0.91715
コンクリートが負担するせん断力	$S_{ca}$ kN	79.792	79.792
スターラップが負担するせん断力	$S_{h'}$ kN	22.521	22.521
スターラップ部材軸方向の間隔	P mm	500	500
スターラップ 鉄筋@ピッチ		D16@500	D16@500
スターラップ 鉄筋断面積	$A_s$ $\text{mm}^2$	397	397
スターラップ 必要鉄筋量	$A_w$ $\text{mm}^2$	254	254
判定		OK	OK

## 7. 基礎杭の検討

### 7.1 基礎杭の支持力照査

杭の支持力照査は下記式を満足しているかで判定を行う。

$$P = (R \times L) / N \leq R_a$$

ここに、P : 杭の押し込み力 (kN/本)

R : 支点反力 (kN/m)

L : 作用幅・作用長 (m)

N : 杭の本数 (本)

R<sub>a</sub> : 杭の許容支持力 (kN/本)

杭の許容支持力 R<sub>a</sub> = 244.310 (kN/本)

### 7.2 支点反力の集計と支持力照査

ケース名称	ケース1 [幅方向]				最大反力 R (kN/m)		89.332
支点No	1	2					
支点反力 R (kN/m)	89.332	89.332					

$$P = (89.332 \times 12.000) \div 6 = 178.664 \text{ (kN/本)} \leq R_a = 244.310 \text{ (kN/本)}$$

OK

ケース名称	ケース2 [幅方向]				最大反力 R (kN/m)		116.205
支点No	1	2					
支点反力 R (kN/m)	116.205	62.458					

$$P = (116.205 \times 12.000) \div 6 = 232.410 \text{ (kN/本)} \leq R_a = 244.310 \text{ (kN/本)}$$

OK

ケース名称	ケース1 [延長方向]				最大反力 R (kN/m)		195.869
支点No	1	2	3	4	5	6	
支点反力 R (kN/m)	168.389	195.869	177.146	177.146	195.869	168.389	

$$P = (195.869 \times 1.980) \div 2 = 193.910 \text{ (kN/本)} \leq R_a = 244.310 \text{ (kN/本)}$$

OK

ケース名称	ケース2 [延長方向]				最大反力 R (kN/m)		195.869
支点No	1	2	3	4	5	6	
支点反力 R (kN/m)	168.389	195.869	177.146	177.146	195.869	168.389	

$$P = (195.869 \times 1.980) \div 2 = 193.910 \text{ (kN/本)} \leq R_a = 244.310 \text{ (kN/本)}$$

OK

### 7.3 杭と底版結合部の応力照査

(a) 底版コンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = P / (\pi \cdot D^2 / 4) \leq \sigma_{cva}$$

ここに、σ<sub>cv</sub> : コンクリートの垂直支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

P : 杭の最大押し込み力 (N)

D : 杭の外径 = 300.0 (mm)

σ<sub>cva</sub> : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

許容支圧応力度 σ<sub>cva</sub> = 6.30 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{cv} = 232,410 \div (\pi \times 300.0^2 \div 4) = 3.288 \text{ (N/mm}^2) \leq \sigma_{cva} = 6.300 \text{ (N/mm}^2) \dots\dots\dots \text{OK}$$

(b) 底版コンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = P / (\pi \cdot h (D + h)) \leq \tau_a$$

ここに、 $\tau_v$  : コンクリートの押抜きせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$h$  : 押抜きせん断に抵抗する底版の有効厚さ = 250.0 (mm)

$\tau_a$  : コンクリートの許容押抜きせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

許容押抜きせん断応力度  $\tau_a = 0.85$  (N/mm<sup>2</sup>)

$$\tau_v = 232,410 \div (\pi \times 250.0 \times (300.0 + 250.0)) = 0.538 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_a = 0.850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{OK}$$