

1. 設計条件

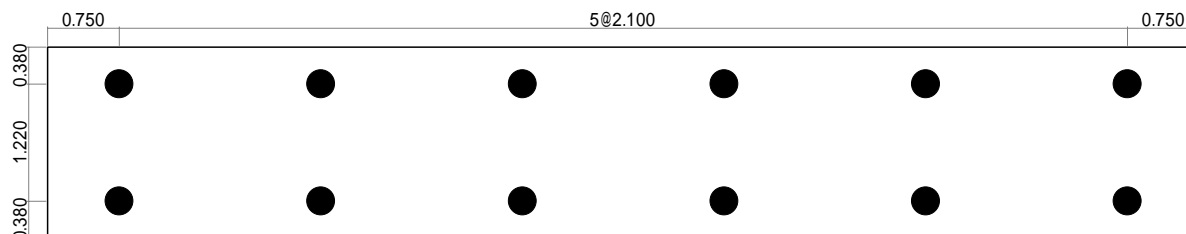
1.1 基礎スラブ条件

項目	記号	値	単位	備考
躯体単位体積重量		24.500	kN/m ³	
基礎スラブ幅	B _s	1.980	m	
基礎スラブ延長	L _s	12.000	m	
基礎スラブ厚	T _s	0.350	m	
杭の貫入深	T _p	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 _a	244.310	kN/本	
杭 外 径	D	300.0	mm	
杭列数(幅方向)	B _{Num}	2	本	
杭行数(延長方向)	L _{Num}	6	本	
杭の配置条件		等間隔配置		任意間隔配置
項目	記号	値	単位	備考
幅方向杭ピッチ	B _{Pit}	1.220	m	
延長方向杭ピッチ	L _{Pit}	2.100	m	

1.3 杭配置図

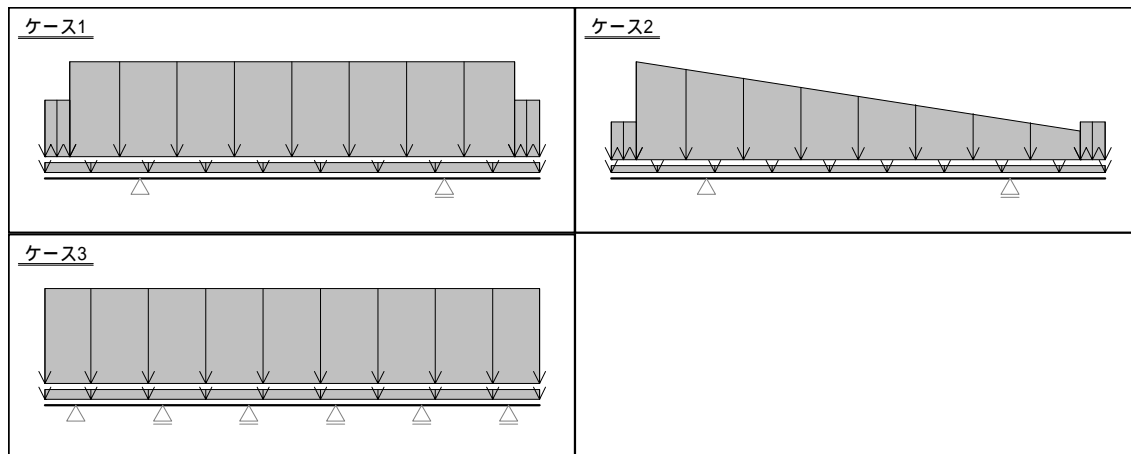


2. 荷重条件

2.1 荷重設定

荷重設定条件		簡易設定			詳細設定		
荷重No	荷重名称	上載荷重(kN/m)	荷重強度(kN/m ²)		作用範囲(m)		偏心距離(m)
			左	右	左から	右から	
1	輪荷重頂版中央時		84.930	84.930	0.100	0.100	
2	輪荷重頂版端部時		131.661	38.199	0.100	0.100	
3	左側載荷重		50.455	50.455	0.000	1.880	
4	右側載荷重		50.455	50.455	1.880	0.000	
5	延長方向全重	979.909			0.000	0.000	0.000
No	荷重ケース名称				検討方向		
1	ケース1				幅方向		
2	ケース2				幅方向		
3	ケース3				鉛直方向		
荷重名称		1	2	3			
検討の方向		幅	幅	延長			
スラブ自重							
輪荷重頂版中央時			-	-			
輪荷重頂版端部時		-		-			
左側載荷重				-			
右側載荷重				-			
延長方向全重		-	-				

2.2 荷重ケース図



2.3 基礎スラブ自重の算出

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

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

2.4 荷重強度の算出

- ・ 輪荷重頂版中央時(幅方向)

$$\text{荷重の作用幅 } B_{T1} = B_s - 0.100 - 0.100 = 1.980 - 0.100 - 0.100 = 1.780 \text{ (m)}$$

$$\text{荷重強度 } q_{L1} = 84.930 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{荷重強度 } q_{R1} = 84.930 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{上載荷重 } Q_1 = (q_{L1} + q_{R1}) \times B_s / 2 = (84.930 + 84.930) \times 1.780 / 2 = 151.175 \text{ (kN/m)}$$

- ・ 輪荷重頂版端部時(幅方向)

$$\text{荷重の作用幅 } B_{T2} = B_s - 0.100 - 0.100 = 1.980 - 0.100 - 0.100 = 1.780 \text{ (m)}$$

$$\text{荷重強度 } q_{L2} = 131.661 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{荷重強度 } q_{R2} = 38.199 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{上載荷重 } Q_2 = (q_{L2} + q_{R2}) \times B_s / 2 = (131.661 + 38.199) \times 1.780 / 2 = 151.175 \text{ (kN/m)}$$

- ・ 左側載荷重(幅方向)

$$\text{荷重の作用幅 } B_{T3} = B_s - 0.000 - 1.880 = 1.980 - 0.000 - 1.880 = 0.100 \text{ (m)}$$

$$\text{荷重強度 } q_{L3} = 50.455 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{荷重強度 } q_{R3} = 50.455 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{上載荷重 } Q_3 = (q_{L3} + q_{R3}) \times B_s / 2 = (50.455 + 50.455) \times 0.100 / 2 = 5.046 \text{ (kN/m)}$$

- ・ 右側載荷重(幅方向)

$$\text{荷重の作用幅 } B_{T4} = B_s - 1.880 - 0.000 = 1.980 - 1.880 - 0.000 = 0.100 \text{ (m)}$$

$$\text{荷重強度 } q_{L4} = 50.455 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{荷重強度 } q_{R4} = 50.455 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{上載荷重 } Q_4 = (q_{L4} + q_{R4}) \times B_s / 2 = (50.455 + 50.455) \times 0.100 / 2 = 5.046 \text{ (kN/m)}$$

- ・ 延長方向全重(延長方向)

$$\text{荷重の作用幅 } B_{T5} = L_s - 0.000 - 0.000 = 12.000 - 0.000 - 0.000 = 12.000 \text{ (m)}$$

偏心距離(0.000) = 0であるため等分布。

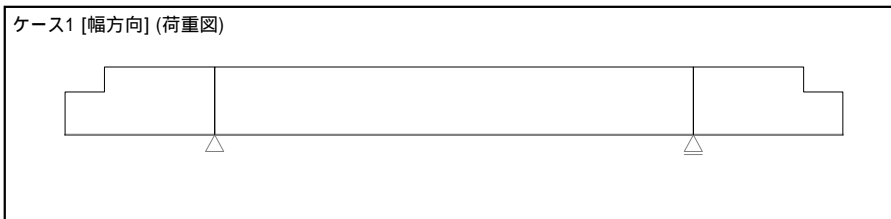
$$\text{荷重強度 } q_5 = Q_5 / L_s = 979.909 / 12.000 = 81.659 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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。

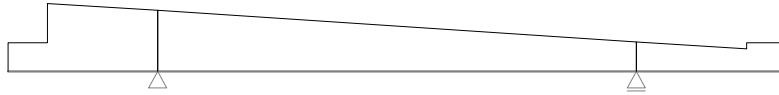
なお、3連モーメント式にて用いるモーメント荷重図は、50mmとスパン長の1/200のいずれか大きい値をピッチとしてモーメントを算出し作成している。

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。



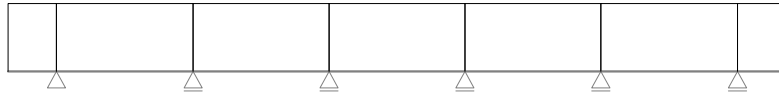
スパンNo	1	スパン長 L (m)	0.380	荷重構成点数	6
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.000	0.000	2	0.000	59.030
3	0.100	59.030	4	0.100	93.505
5	0.380	93.505	6	0.380	0.000
図心	G _x (m)	0.205	荷重[面積] F (kN/m)	32.084	
スパンNo	2	スパン長 L (m)	1.220	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.380	0.000	2	0.380	93.505
3	1.600	93.505	4	1.600	0.000
図心	G _x (m)	0.990	荷重[面積] F (kN/m)	114.076	
スパンNo	3	スパン長 L (m)	0.380	荷重構成点数	6
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	1.600	0.000	2	1.600	93.505
3	1.880	93.505	4	1.880	59.030
5	1.980	59.030	6	1.980	0.000
図心	G _x (m)	1.775	荷重[面積] F (kN/m)	32.084	

ケース2 [幅方向] (荷重図)



スパンNo	1	スパン長 L (m)	0.380	荷重構成点数	6
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.000	0.000	2	0.000	59.030
3	0.100	59.030	4	0.100	140.236
5	0.380	125.534	6	0.380	0.000
図心	G _x (m)	0.212	荷重[面積]	F (kN/m)	43.111
スパンNo	2	スパン長 L (m)	1.220	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.380	0.000	2	0.380	125.534
3	1.600	61.476	4	1.600	0.000
図心	G _x (m)	0.920	荷重[面積]	F (kN/m)	114.076
スパンNo	3	スパン長 L (m)	0.380	荷重構成点数	6
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	1.600	0.000	2	1.600	61.476
3	1.880	46.774	4	1.880	59.030
5	1.980	59.030	6	1.980	0.000
図心	G _x (m)	1.789	荷重[面積]	F (kN/m)	21.058

ケース3 [延長方向] (荷重図)



スパンNo	1	スパン長 L (m)	0.750	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.000	0.000	2	0.000	90.234
3	0.750	90.234	4	0.750	0.000
図心	G _x (m)	0.375	荷重[面積]	F (kN/m)	67.676
スパンNo	2	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.750	0.000	2	0.750	90.234
3	2.850	90.234	4	2.850	0.000
図心	G _x (m)	1.800	荷重[面積]	F (kN/m)	189.492
スパンNo	3	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	2.850	0.000	2	2.850	90.234
3	4.950	90.234	4	4.950	0.000
図心	G _x (m)	3.900	荷重[面積]	F (kN/m)	189.492
スパンNo	4	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	4.950	0.000	2	4.950	90.234
3	7.050	90.234	4	7.050	0.000
図心	G _x (m)	6.000	荷重[面積]	F (kN/m)	189.492
スパンNo	5	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	7.050	0.000	2	7.050	90.234
3	9.150	90.234	4	9.150	0.000
図心	G _x (m)	8.100	荷重[面積]	F (kN/m)	189.492
スパンNo	6	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	9.150	0.000	2	9.150	90.234
3	11.250	90.234	4	11.250	0.000
図心	G _x (m)	10.200	荷重[面積]	F (kN/m)	189.492
スパンNo	7	スパン長 L (m)	0.750	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	11.250	0.000	2	11.250	90.234
3	12.000	90.234	4	12.000	0.000
図心	G _x (m)	11.625	荷重[面積]	F (kN/m)	67.676

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。

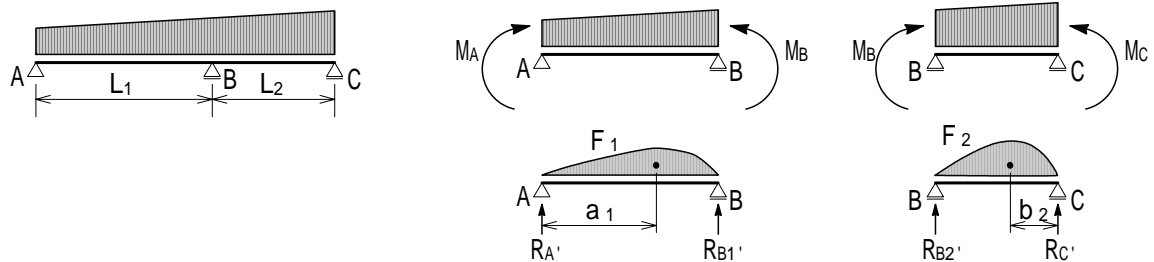
連続梁の計算は「3連モーメント公式」を用いて中央部支点の曲げモーメントを算出し、さらに各区間を端部に曲げモーメントが生じる単純梁として計算を行う。

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

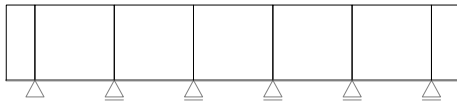
a_1 、 b_2 : 支点からモーメント荷重図図心までの距離

3.2 張出し部の計算（片持ち梁）

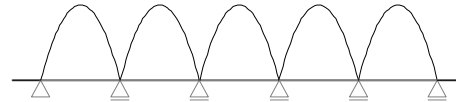
Case No	検討方向	スパンNo	スパン長 L (m)	荷重 F (kN)	図心位置 G _x (m)	アーム長 a (m)	モーメント M (kN・m)	備考
1	幅	1	0.380	32.084	0.205	0.175	-5.615	M = -32.084 × 0.175
1	幅	3	0.380	32.084	1.775	0.175	-5.615	M = -32.084 × 0.175
2	幅	1	0.380	43.111	0.212	0.168	-7.243	M = -43.111 × 0.168
2	幅	3	0.380	21.058	1.789	0.189	-3.980	M = -21.058 × 0.189
3	延長	1	0.750	67.676	0.375	0.375	-25.379	M = -67.676 × 0.375
3	延長	7	0.750	67.676	11.625	0.375	-25.379	M = -67.676 × 0.375

3.3 3連モーメント計算

ケース3 [延長方向] (荷重図)



ケース3 [延長方向] (モーメント荷重図)



スパンNo	スパン長 L (m)	荷重図				モーメント荷重図			
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	支点反力 R _a (kN)	支点反力 R _b (kN)	面積 F (kN・m ²)	図心位置 a (m)	支点反力 R _A (kN・m ²)	支点反力 R _B (kN・m ²)
2	2.100	189.492	1.050	-90.076	-99.416	69.599	1.050	34.800	34.800
3	2.100	189.492	1.050	-95.913	-93.579	69.599	1.050	34.800	34.800
4	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
5	2.100	189.492	1.050	-93.579	-95.913	69.599	1.050	34.800	34.800
6	2.100	189.492	1.050	-99.416	-90.076	69.599	1.050	34.800	34.800

$$-25.379 \times 2.100 + 2 \times M_2 \times (2.100 + 2.100) + M_3 \times 2.100 = -6 \times (34.800 + 34.800)$$

$$M_2 \times 2.100 + 2 \times M_3 \times (2.100 + 2.100) + M_4 \times 2.100 = -6 \times (34.800 + 34.800)$$

$$M_3 \times 2.100 + 2 \times M_4 \times (2.100 + 2.100) + M_5 \times 2.100 = -6 \times (34.800 + 34.800)$$

$$M_4 \times 2.100 + 2 \times M_5 \times (2.100 + 2.100) + (-25.379) \times 2.100 = -6 \times (34.800 + 34.800)$$

上記連立方程式の既知の値をまとめた式を以下に記す。

$$M_2 \times 8.400 + M_3 \times 2.100 = -364.304$$

$$M_2 \times 2.100 + M_3 \times 8.400 + M_4 \times 2.100 = -417.600$$

$$M_3 \times 2.100 + M_4 \times 8.400 + M_5 \times 2.100 = -417.600$$

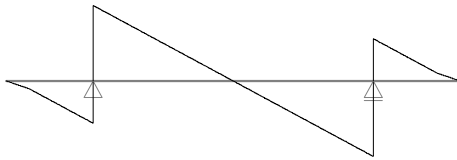
$$M_4 \times 2.100 + M_5 \times 8.400 = -364.304$$

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。

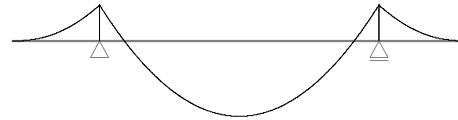
支点No	1	2	3	4	5	6
モーメント	-25.379	-35.186	-32.734	-32.734	-35.186	-25.379

3.4 せん断力・曲げモーメント

ケース1 [幅方向] (せん断力図)

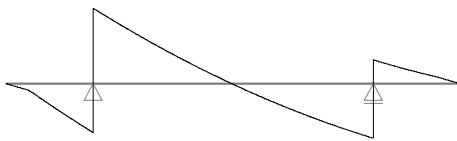


ケース1 [幅方向] (曲げモーメント図)

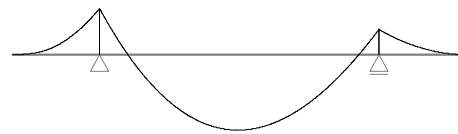


スパン No	基準位置 SP(m)	スパン長 L (m)	最大曲げモーメント			最小曲げモーメント		
			位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
1	0.000	0.380	0.000	0.000	0.000	0.380	-5.615	32.084
2	0.380	1.220	0.990	11.782	0.000	1.600	-5.615	57.038
3	1.600	0.380	1.980	0.000	0.000	1.600	-5.615	32.084
採用値			0.990	11.782	0.000	1.600	-5.615	57.038

ケース2 [幅方向] (せん断力図)

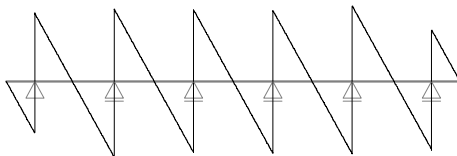


ケース2 [幅方向] (曲げモーメント図)

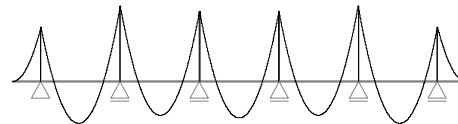


スパン No	基準位置 SP(m)	スパン長 L (m)	最大曲げモーメント			最小曲げモーメント		
			位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
1	0.000	0.380	0.000	0.000	0.000	0.380	-7.243	43.111
2	0.380	1.220	0.984	11.806	0.000	0.380	-7.243	66.258
3	1.600	0.380	1.980	0.000	0.000	1.600	-3.980	21.058
採用値			0.984	11.806	0.000	0.380	-7.243	66.258

ケース3 [延長方向] (せん断力図)



ケース3 [延長方向] (曲げモーメント図)



スパン No	基準位置 SP(m)	スパン長 L (m)	最大曲げモーメント			最小曲げモーメント		
			位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
1	0.000	0.750	0.000	0.000	0.000	0.750	-25.378	67.676
2	0.750	2.100	1.748	19.580	0.000	2.850	-35.186	99.416
3	2.850	2.100	3.913	15.789	0.000	2.850	-35.186	95.913
4	4.950	2.100	6.000	17.008	0.000	4.950	-32.734	94.746
5	7.050	2.100	8.087	15.789	0.000	9.150	-35.186	95.913
6	9.150	2.100	10.252	19.580	0.000	9.150	-35.186	99.416
7	11.250	0.750	12.000	0.000	0.000	11.250	-25.379	67.676
採用値			10.252	19.580	0.000	2.850	-35.186	99.416

3.5 応力集計表

荷重ケース名称	最大曲げモーメント			最小曲げモーメント		
	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
ケース1 [幅方向]	0.990	11.782	0.000	1.600	-5.615	57.038
ケース2 [幅方向]	0.984	11.806	0.000	0.380	-7.243	66.258
ケース3 [延長方向]	10.252	19.580	0.000	2.850	-35.186	99.416

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	ca	8.00	N/mm ²	
許容せん断応力度	a	0.42	N/mm ²	
許容付着応力度	0a	1.50	N/mm ²	
許容支圧応力度	ba	6.30	N/mm ²	
押抜きせん断応力度	a1'	0.85	N/mm ²	
容許容引張応力度	sa	157.0	N/mm ²	
容許容圧縮応力度	sa'	176.0	N/mm ²	
ヤング係数比	n	15.0		
せん断力の算出方法		平均せん断力		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	奥外・幅内	幅外・奥内
計算方法		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 200
	下 面	幅方向	250	延長方向 200
かぶりの指定方法		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

$$\text{断面係数 } Z = b \cdot h^2 / 6$$

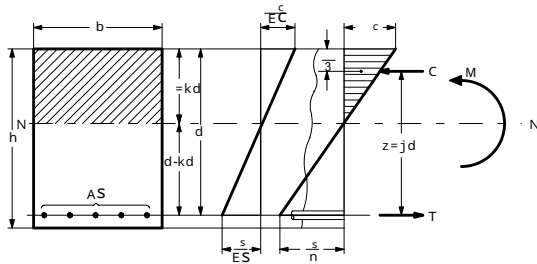
$$\text{部材断面積 } A = b \cdot h$$

応力度算定式

$$\text{曲げ引張応力度 } c = M / Z$$

$$\text{せん断応力度 } = S / A$$

5.2 単鉄筋公式



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

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

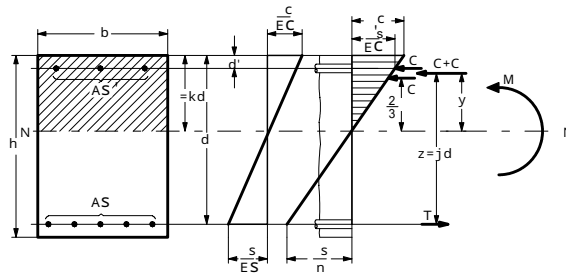
$$j = 1 - \frac{k}{3} = \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力})$$

$$c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad (\text{最大せん断力})$$

$$s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} \quad 0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

長方形梁応力分布図と応力計算公式

5.3 複鉄筋公式



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

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

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

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

$$c = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot L_c} \quad s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} \quad = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad = \frac{S}{b \cdot d} \quad 0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

長方形梁応力分布図と応力計算公式

5.4 応力検討

			許容値	ケース1 [幅方向]		ケース2 [幅方向]		ケース3 [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		11.782	-5.615	11.806	-7.243	19.580	-35.186
	せん断力	S kN		0.000	32.084	0.013	66.258	0.022	99.416
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@200	D16@200
	圧縮側 鉄筋・ピッチ								
データ	引張側 鉄筋断面積	A _s mm ²		794	794	794	794	993	993
	圧縮側 鉄筋断面積	A _s ' mm ²							
	鉄筋周長	U mm		200	200	200	200	250	250
	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	0.00497	0.00342
	圧縮鉄筋比	p'							
	中立軸比	k		0.30070	0.25465	0.30070	0.25465	0.31872	0.27309
	応力軸比	j		0.89977	0.91512	0.89977	0.91512	0.89376	0.90897
		L _c							
	中立軸の位置	mm		55.359	69.800	55.359	69.800	63.744	79.196
計算結果	曲げ圧縮応力度	c N/mm ²	8.00	2.570	0.641	2.575	0.827	3.437	3.371
	引張応力度	s N/mm ²	157.00	89.577	28.192	89.767	36.367	110.310	134.423
	圧縮応力度	s' N/mm ²	176.00						
	せん断応力度	N/mm ²	0.42	0.000	0.128	0.000	0.264	0.000	0.377
	付着応力度	o N/mm ²	1.50	0.000	0.640	0.000	1.321	0.000	1.509
判定				OK	OK	OK	OK	OK	OUT
計算式				単鉄筋計算					

6. 基礎杭の検討

6.1 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。

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

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_a：杭の許容支持力 (kN/本)

杭の許容支持力 R_a = 244.310 (kN/本)

6.2 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)		89.122
支点No	1	2					
支点反力 R (kN/m)	89.122	89.122					

$$P = (89.122 \times 12.000) \div 6 = 178.244 \text{ (kN/本)} \quad R_a = 244.310 \text{ (kN/本)}$$

OK

ケース名称	ケース2 [幅方向]				最大反力 R (kN/m)		109.369
支点No	1	2					
支点反力 R (kN/m)	109.369	68.876					

$$P = (109.369 \times 12.000) \div 6 = 218.738 \text{ (kN/本)} \quad R_a = 244.310 \text{ (kN/本)}$$

OK

ケース名称	ケース3 [延長方向]						最大反力 R (kN/m)		195.329
支点No	1	2	3	4	5	6			
支点反力 R (kN/m)	157.752	195.329	188.325	188.325	195.329	157.752			

$$P = (195.329 \times 1.980) \div 2 = 193.376 \text{ (kN/本)} \quad R_a = 244.310 \text{ (kN/本)}$$

OK

6.3 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

$$c_v = P / (\pi \cdot D^2 / 4) \quad c_{va}$$

ここに、c_v：コンクリートの垂直支圧応力度 (N/mm²)

P：杭の最大押し込み力 (N)

D：杭の外径 = 300.0 (mm)

c_{va}：コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm²)

許容支圧応力度 c_{va} = 6.30 (N/mm²)

$$c_v = 218,738 \div (\pi \times 300.0^2 \div 4) = 3.095 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_{va} = 6.300 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{OK}$$

(b) 底版コンクリートの押抜きせん断応力度

$$v = P / (\pi \cdot h (D + h)) \quad a$$

ここに、v：コンクリートの押抜きせん断応力度 (N/mm²)

h：押抜きせん断に抵抗する底版の有効厚さ = 250.0 (mm)

a：コンクリートの許容押抜きせん断応力度 (N/mm²)

許容押抜きせん断応力度 a = 0.85 (N/mm²)

$$v = 218,738 \div (\pi \times 250.0 \times (300.0 + 250.0)) = 0.506 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a = 0.850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{OK}$$