

3. 設計基準

3.1 一般事項

本設計基準は、テンキャップパイル工法（略称：TCP工法）を用いて設計を行う場合の設計基準を示す。

(1) 設計条件

- ① 建物の用途、規模、構造形式などに対する制限は無いが、杭頭曲げを処理できることが条件である。
- ② 杭種は既製杭を対象とする。
- ③ 本設計基準は許容応力度設計を行う際の基礎構造の検討に適用する。

(2) 適用範囲

1) 対象とする建物

建物規模、形状および構造種別等についての制限は特になく、杭頭曲げ、引抜き等の処理については以下の条件を満足するものとする。

- ① 地震時における杭の水平抵抗によって杭頭固定度に応じた杭頭曲げが発生するため、杭の曲げ戻しモーメントの処理として基礎梁あるいはこれに類する抵抗部材を配置する。
- ② 杭頭部に引抜き力が発生する杭については、杭頭部とパイルキャップ部に定着させる引張定着筋を設置し、引張力の伝達を図る。

2) 対象とする杭工法

対象とする杭工法は既製杭工法とする。

本工法で対象とする杭径は下記の通りである。

既製杭（PHC 杭，SC 杭，鋼管杭等）

杭径 300mm～1200mm

※ 在来一般工法とは、杭頭鉄筋等をパイルキャップへ定着させた杭頭接合法及びその他の杭頭半固定接合法を言う。

3) 本工法以外の杭頭接合法との併用

同一建物において、本工法と在来一般工法等*との併用は可能とする。

(3) 準拠規準

本設計基準に記載の無い事項については、以下の規準および指針等に準拠すること。

- ・2001 年版 建築物の構造関係技術規準解説書 国土交通省住宅局建築指導課，2001.3
- ・地震力に対する建築物の基礎の設計指針 付・設計例題 日本建築センター，1989.11
- ・建築基礎構造設計指針 日本建築学会，2001.10
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 日本建築学会，1999.11
- ・鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 日本建築学会，2001.1

3.2 設計方針

(1) 設計法

- ① 基礎・杭・杭頭接合部の設計は、許容応力度設計とする。
- ② 外力は長期・短期を設定し、それぞれ各部位が許容応力度以内であることを確認する。
- ③ 杭体の応力・変形の算出方法は次の2ケースとし、各々の設計条件に応じ選択する。
 - ・ 略算解析法（固定度を考慮した Chang の方法を用いる）
地盤がほぼ均一であり、十分長い杭（ $\beta L \geq 3.0$ ）の場合に用いる。
 - ・ 精算解析法（杭頭回転ばね、杭、地盤を線材又はばねにモデル化し、FEM にて非線形解析を行う）
地盤が不均一で、水平地盤反力係数が著しく変化している場合及び、短杭（ $\beta L < 3.0$ ）の場合に用いる。
- ④ PC リング以外の部材(杭、パイルキャップ、基礎梁等)についての材料強度及び許容応力度は、前述の準拠基準による。

(2) 設計の要点

- ① 上部構造から杭に伝達される力及び杭頭からパイルキャップ、基礎梁へ戻される力の処理の方法は以下とする。
 - ・ 軸力：圧縮力の場合はパイルキャップから杭頭接合面を介して杭へ直接伝達される。引張力の場合には、引張定着筋によりパイルキャップへ伝達される。
 - ・ せん断力：接合面摩擦によって直接杭に伝達される成分もあるが、設計上はすべて PC リングにせん断力を負担させる。
 - ・ 杭頭曲げ：引張定着筋がない場合には、引張側の杭体と PC リングとの摩擦抵抗は期待せず、圧縮側について PC リングの水平抵抗と接合面支圧にて抵抗させ、引張定着筋がある場合には引張定着筋の曲げ抵抗力による。
- ② 杭体と PC リングのせん断力の検定
PC リングの許容せん断力が、杭体の設計せん断力を上回っていることを確認する。
もし満足していない場合には、鋼板リングの厚さをアップさせる。

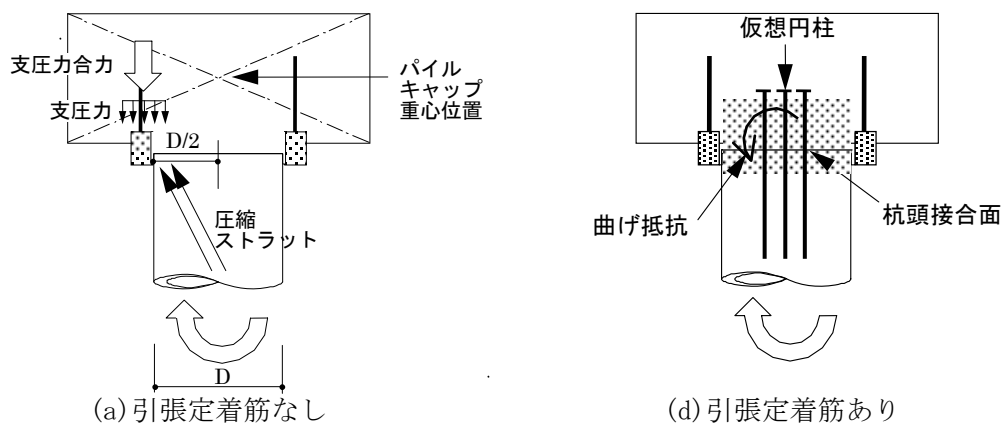


図 3-1 モーメント伝達

3.3 設計フロー

(1) 全体フロー

一般的な設計フローとして図 3-2 に示す。PC リングは杭種・杭径に応じて選択し、せん断検定を行う。

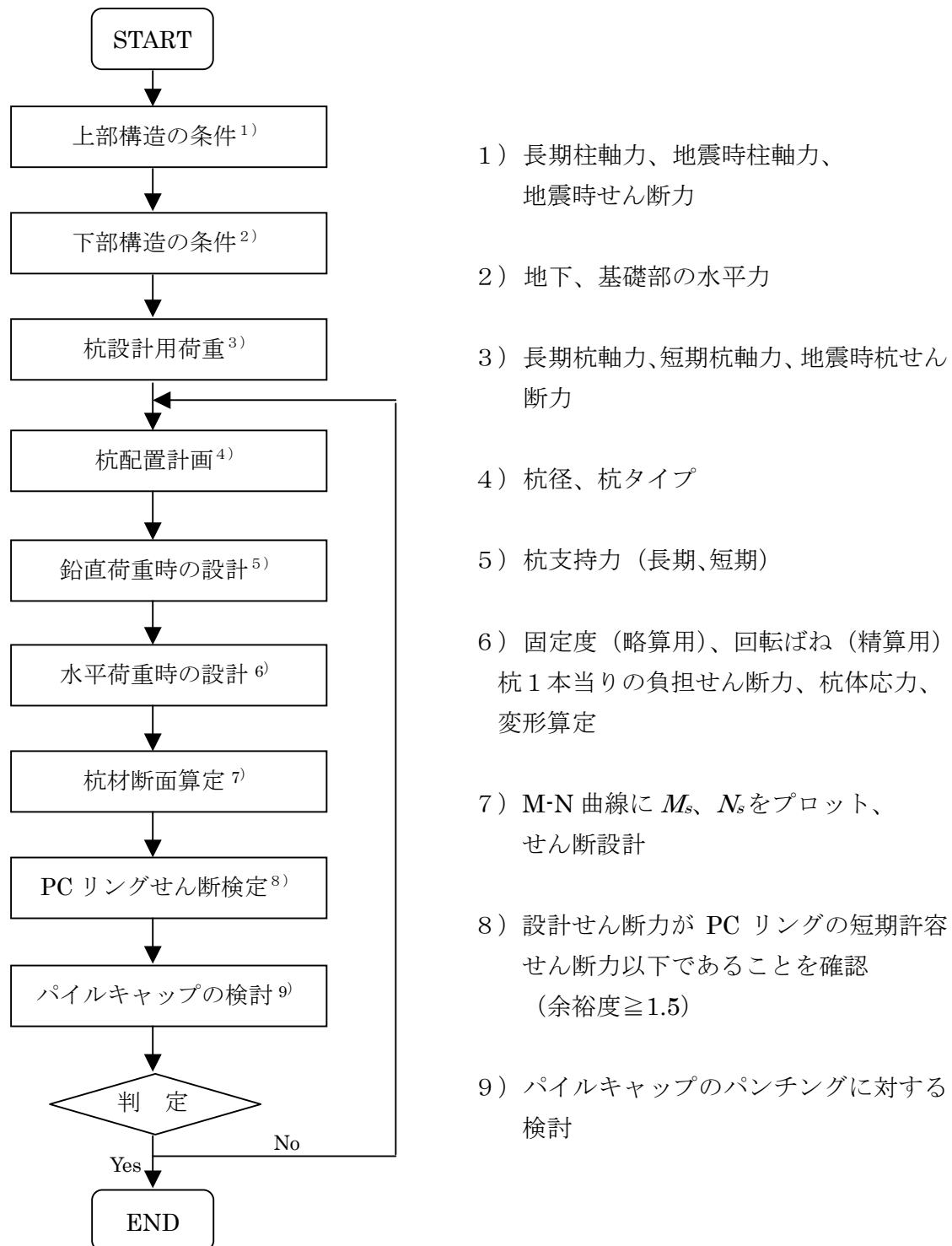


図 3-2 PC リング設計フロー

(2) 略算解析法

略算解析法の応力解析と断面算定についてのフローを図 3-3 に示す。

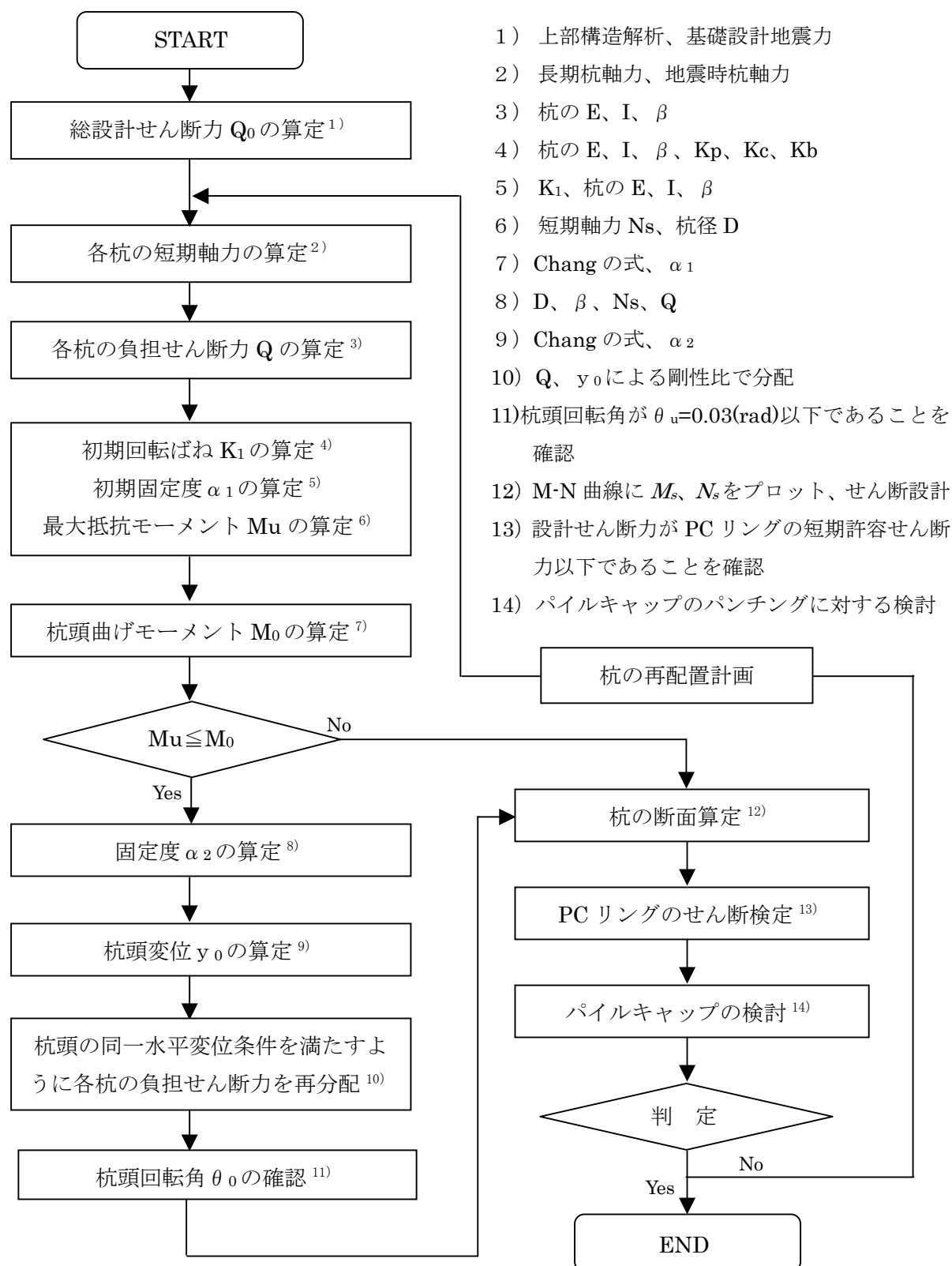


図 3-3 略算解析法的设计フロー

3.4 杭頭固定度評価法

設計で用いる杭頭固定度評価法は、既評定（C P 工法）時に行った評価法の拡張とし、実験結果も反映させ以下の通りとする。

杭頭回転ばね評価として、算定した初期回転剛性（ K_e ）と最大抵抗モーメント（ M_u ）で規定されるバイリニアモデルをベースとし、杭頭モーメント（ M_0 ）が $M_0 \leq M_u$ のケースと $M_0 > M_u$ （この時は $M_0 = M_u$ とする）のケースについてそれぞれ α_1 （初期固定度）、 α_2 （2次固定度）を算定する。

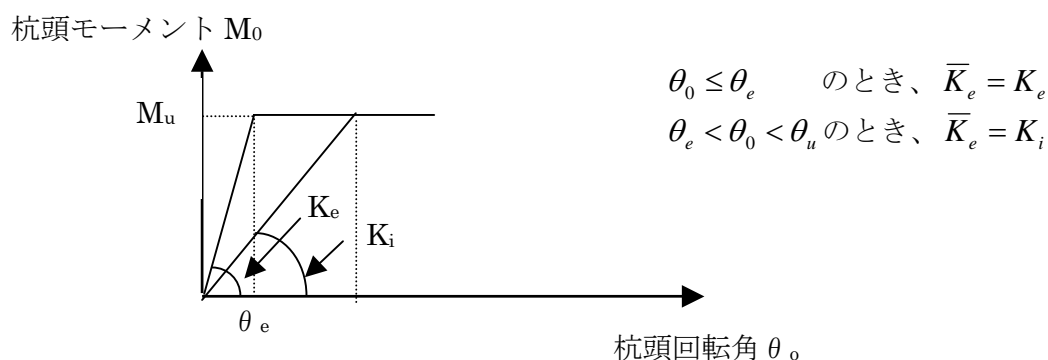
(1) 固定度の算定

Chang の式に示されている以下の式を用いて求める。

$$\theta_0 = \frac{M_0}{\bar{K}_e} = \frac{Q}{2EI\beta^2}(1-\alpha)$$

$$M_0 = \frac{Q}{2\beta}\alpha$$

ここで \bar{K}_e は下図に示す。



1) 圧縮軸力の場合

① 初期固定度

$$\alpha_1 = \frac{K_e}{E_p \cdot I_p \cdot \beta + K_e} \quad \text{-----} \quad (3-1)$$

E_p : 杭体のヤング係数 (kN/m²)

I_p : 杭体の断面 2 次モーメント (m⁴)

β : 杭の特性値 (1/m)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kh \cdot D}{4 E_p \cdot I_p}}$$

k_h : 水平地盤反力係数 (kN/m³)

D : 杭径 (m)

$$K_e = \frac{1}{1/K_p + 1/K_c + 1/K_b}$$

② 2次固定度

$$\alpha_2 = \frac{2\beta}{Q} \left(N \cdot \frac{D}{2} + M_r \right) \text{-----} \quad (3-2)$$

N : 杭頭軸力 (kN)

$$M_r = n_s \cdot a_s \cdot \sigma_y \cdot \frac{7}{8} \cdot \frac{D}{2}$$

2) 軸力零の場合

① 初期固定度

$$\alpha_1 = \frac{K_0}{E_p \cdot I_p \cdot \beta + K_0} \text{-----} \quad (3-3)$$

$$K_0 = \frac{1}{8} n_s \cdot a_s \cdot E_s \cdot D$$

② 2次固定度

$$\alpha_2 = \frac{2\beta}{Q} \cdot M_r \text{-----} \quad (3-4)$$

3) 引張軸力の場合

③ 初期固定度

$$\alpha_1 = \frac{K_e}{E_p \cdot I_p \cdot \beta + K_e} \text{-----} \quad (3-5)$$

$$K_e = \begin{cases} K_0 - (K_0 - K_y) \frac{N}{N_{ty}} & (0 < N \leq N_{ty}) \\ K_y & (N_{ty} < N \leq N_y) \end{cases}$$

④ 2次固定度

$$\alpha_2 = \frac{2\beta}{Q} \cdot M_r \left(1 - \frac{N}{N_y} \right) \text{-----} \quad (3-6)$$

$$N_y = n_s \cdot a_s \cdot \sigma_y$$

(2) 杭頭接合部の回転ばねの算定

テンキャップパイル工法による杭頭接合部の回転ばねは、杭頭モーメント M_0 と杭頭回転角 θ_0 との関係で表す。 $M_0 - \theta_0$ 関係は、図 3-4 に示すようにバイリニアでモデル化する。初期回転剛性 K_e 及び最大抵抗モーメント M_u は以下に示す方法で算定する。なお、限界回転角 θ_u は実験結果及び設計許容範囲等を考慮し、 0.03rad とする。

引張定着筋の有無、軸力が圧縮か引張か等により、以下の 4 ケースに区分され、 K_e と M_u を表 3-1 に示す。

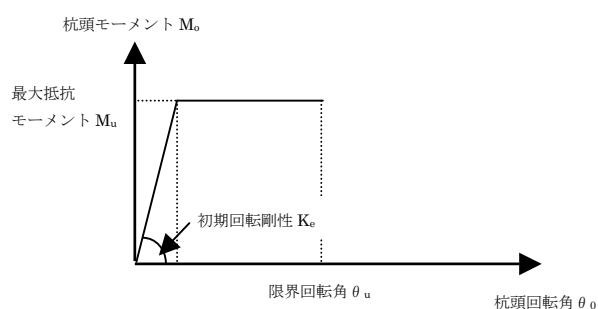


図 3-4 杭頭回転ばねモデル

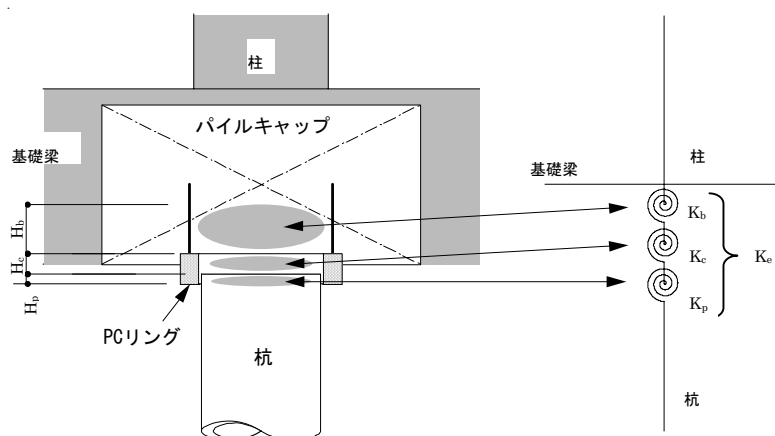


図 3-5 初期回転剛性モデル

1) 杭頭回転ばね評価一覧

表 3-1 杭頭回転ばね評価

項目 No	工法	引張定着筋	杭頭軸力	杭頭回転ばね (K_e)	最大抵抗モーメント (M_u)
0	C P	なし	圧縮	$K_e = \frac{1}{1/K_p + 1/K_c + 1/K_b}$	$M_u = \frac{D}{2} \cdot N$
1	T C P	あり	圧縮	$K_e = \frac{1}{1/K_p + 1/K_c + 1/K_b}$	$M_u = \frac{D}{2} \cdot N + M_r$
2	T C P	あり	0	$K_e = K_0 = \frac{1}{8} \cdot n_s \cdot a_s \cdot E_s \cdot D$	$M_u = M_r$
3	T C P	あり	引張	$K_e = K_0 - (K_0 - K_y) \frac{N}{N_{ty}} \quad (0 < N \leq N_{ty})$ $K_e = K_y \quad (N_{ty} < N < N_y)$	$M_u = M_r \left(1 - \frac{N}{N_y}\right)$

2) 初期回転剛性 (K_e) の算定

杭頭接合部の初期回転剛性の評価は軸力タイプによって、次の3ケースに区分される。

① 圧縮軸力のケース

PCリング内の杭体部、コンクリート及びパイルキャップ部コンクリートの各回転ばねを直列に繋いだ剛性で評価する。

算定式を(3-7)式に示す。

$$K_e = \frac{1}{1/K_p + 1/K_c + 1/K_b} \quad \text{-----} \quad (3-7)$$

K_p : 杭体部分の回転剛性 ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$)

$$K_p = E_p \cdot I_p / H_p \quad \text{-----} \quad (3-8)$$

E_p : 杭体のヤング係数 (kN/m^2)

I_p : 杭体の断面二次モーメント (m^4)

H_p : 杭体とPCリングとの重なり長さ (m)

K_c : PCリング内コンクリート部分の回転剛性 ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$)

$$K_c = E_c \cdot I_c / H_c \quad \text{-----} \quad (3-9)$$

E_c : PCリングに囲まれたパイルキャップコンクリートのヤング係数 (kN/m^2)

I_c : PCリング内側コンクリートの断面二次モーメント (m^4)

H_c : 杭頭接合面からPCリング上端までの長さ (m)

K_b : パイルキャップ部分で杭頭回転に寄与する仮想円柱の回転剛性 ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$)

$$K_b = E_b \cdot I_b / H_b \quad \text{-----} \quad (3-10)$$

E_b : パイルキャップコンクリートのヤング係数 (kN/m^2)、 $E_b = E_c$ とする。

I_b : 仮想円柱の断面二次モーメント (m^4) $I_b = I_c$ とする。

H_b : 仮想円柱の高さ (m)

$$H_b = D/2 \quad \text{-----} \quad (3-11)$$

D : 杭径 (m)

② 軸力零のケース

軸力が0の時の断面の応力釣合いを仮定し、引張定着筋が降伏する時の降伏時曲げモーメントを算出する。合せて、降伏時の曲率を求め、これを杭径の範囲で積分し、降伏時回転角を計算する。初期回転剛性は、降伏時曲げモーメントを降伏時回転角で除して求めることができる。

・ 初期回転剛性

$$K_e = \frac{M_y}{\theta_y} = \frac{n_s \cdot a_s \cdot \left(\frac{5 \cdot D}{5 \cdot D + 8 \cdot D_c} \cdot \sigma_y \right) \cdot \left(\frac{7}{8} \cdot \frac{D}{2} \right)}{\frac{\sigma_y / E_s}{\frac{1}{16} \cdot (5 \cdot D + 8 \cdot D_c)} \cdot D} = \frac{35}{256} \cdot n_s \cdot a_s \cdot E_s \cdot D \doteq \frac{1}{8} n_s \cdot a_s \cdot E_s \cdot D = K_0 \quad (3-12)$$

ここで、 D ：杭径

n_s ：引張定着筋本数

a_s ：鉄筋1本当たりの断面積

D_c ：引張定着筋配置径

E_s ：鉄筋のヤング係数

σ_y ：引張定着筋の規格降伏点強度

$$\theta_y = \phi_y \cdot D, \quad \phi_y = \frac{\sigma_y / E_s}{\frac{5}{8} \cdot \frac{D}{2} + \frac{D_c}{2}} \quad \text{とする。}$$

③ 引張軸力のケース

引張軸力下における初期回転剛性は、圧縮縁ひずみがゼロかつ引張定着筋が降伏する時の応力状態を仮定した下限値として求める。この時の曲げモーメントと曲率から求めた回転角により軸力零のケースと同様に、曲げモーメントを回転角で除して初期回転剛性を算出する。

・ 初期回転剛性の下限値

$$K_y = \frac{M_{ty}}{\theta_{ty}} = \frac{D_c \cdot Z \cdot E_s}{2 \cdot D} \quad (3-13)$$

$$\text{ここで、} \quad \theta_{ty} = \frac{2 \cdot \sigma_y / E_s}{D + D_c}, \quad M_{ty} = \frac{\sigma_y \cdot D_c \cdot Z}{D + D_c} \quad \text{とする。}$$

・引張軸力の範囲により次の 2 ケースになる。

a. $0 < |N| \leq N_{ty}$ の時

$$K_e = K_0 - (K_0 - K_y) \frac{N}{N_{ty}} \quad \text{-----} \quad (3-14)$$

$$K_0 = \frac{1}{8} n_s \cdot a_s \cdot E_s \cdot D$$

b. $N_{ty} < |N| \leq N_y$ の時

$$K_e = K_y \quad \text{-----} \quad (3-15)$$

ここで、 $N_{ty} = n_s \cdot a_s \cdot \frac{D}{D + D_c} \sigma_y = N_y \left(\frac{D}{D + D_c} \right) \quad \text{-----} \quad (3-16)$

$$N_y = n_s \cdot a_s \cdot \sigma_y \quad \text{-----} \quad (3-17)$$

(3) 引張定着筋一覧

SD345										
No	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
配筋	3-D19	4-D19	5-D19	6-D19	4-D25	5-D25	6-D25	5-D32	6-D32	5-D38
断面積	860	1146	1433	1719	2027	2534	3040	3971	4765	5700
帯筋外径	150	220	220	220	280	280	280	360	360	420
定着長さ(上)	500	500	500	500	600	600	600	750	750	800
定着長さ(下)	800	800	800	800	950	950	950	1200	1200	1450
上+下	1300	1300	1300	1300	1550	1550	1550	1950	1950	2250
300 (180)	297									
350 (230)	297									
400 (270)	297									
450 (310)	297									
500 (340)	297									
600 (420)	297	395	494	593	699	874	1049	1370	1644	1964
700 (500)	297	395	494							
800 (580)	297	395	494							
900 (660)	297	395	494							
1000 (740)	297	395	494							
1100 (820)	297	395	494	593	699	874	1049	1370	1644	
1200 (900)	297	395	494	593	699	874	1049	1370	1644	1964

SD390										
No	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
配筋	3-D19	4-D19	5-D19	6-D19	4-D25	5-D25	6-D25	5-D32	6-D32	5-D38
断面積	860	1146	1433	1719	2027	2534	3040	3971	4765	5700
帯筋外径	150	220	220	220	280	280	280	360	360	420
定着長さ(上)	500	500	500	500	600	600	600	750	750	800
定着長さ(下)	800	800	800	800	950	950	950	1200	1200	1450
上+下	1300	1300	1300	1300	1550	1550	1550	1950	1950	2250
300 (180)	335	447	559	670	791	988	1186	1549	1858	
350 (230)										
400 (270)										
450 (310)										
500 (340)										
600 (420)	335	447	559	670	791	988	1186	1549		
700 (500)	335	447	559	670	791					
800 (580)	335	447	559	670	791					
900 (660)	335	447	559	670	791					
1000 (740)	335	447	559	670	791					
1100 (820)	335	447	559	670	791	988	1186	1549		
1200 (900)	335	447	559	670	791	988	1186	1549	1858	

(4) 引張定着筋の抵抗曲げモーメント M_r

$$\text{抵抗曲げモーメント} : M_r = \frac{7D}{16} n_s \cdot a_s \cdot \sigma_y$$

抵抗曲げモーメント一覧(kN・m)

SD345										
配筋 No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
杭径 (mm)	300	39								
	350	45								
	400	52								
	450	58								
	500	65								
	600	78	104	130	156	184				
	700	91	121	151	182	214				
	800	104	138	173	208	245				
	900	117	156	195	234	275				
	1000	130	173	216	259	306				
	1100	143	190	238	285	337				
	1200	156	208	260	311	367	459	551	719	863
配置径(mm)	110	180	180	180	230	230	230	300	300	360

SD390										
配筋 No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
杭径 (mm)	300									
	350									
	400									
	450									
	500									
	600	88	117	147	176	208				
	700	103	137	171	205	242				
	800	117	156	196	235	277				
	900	132	176	220	264	311				
	1000	147	196	245	293	346				
	1100	161	215	269	323	380				
	1200	176	235	293	352	415	519	622	813	976
配置径(mm)	110	180	180	180	230	230	230	300	300	360

3.5 杭体応力・変形算定法

杭体応力・変形算定は、以下に示す略算解析法または精算解析法のいずれかにて行う。

(1) 略算解析法

Chang の式を用いて杭体応力および杭頭変位を算定する。各杭の固定度は水平力に応じて変化するため、設計例に示すような応力再分配が必要となる。

$$\text{杭頭変位} \quad y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y0} \quad (m) \quad \text{-----} \quad (3-18)$$

$$\text{杭頭回転角} \quad \theta_0 = -\frac{Q}{2EI\beta^2} (1 - \alpha_r) \quad (rad) \quad \text{-----} \quad (3-19)$$

$$\text{杭頭モーメント} \quad M_0 = \frac{Q}{2\beta} R_{M0} \quad (kN \cdot m) \quad \text{-----} \quad (3-20)$$

$$\text{地中部最大曲げモーメント} \quad M_{\max} = -\frac{Q}{2\beta} R_{\max} \quad (kN \cdot m) \quad \text{-----} \quad (3-21)$$

$$\text{地中部最大曲げモーメント発生深さ} \quad lm = -\frac{1}{\beta} R_{lm} \quad (m) \quad \text{-----} \quad (3-22)$$

但し、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h B}{4EI}} \quad (m^{-1})$$

$$R_{y0} = 2 - \alpha_r$$

$$R_{M0} = \alpha_r$$

$$R_{\max} = \exp \left[-\tan^{-1} \left(\frac{1}{1 - \alpha_r} \right) \right] \sqrt{(1 - \alpha_r)^2 + 1}$$

$$R_{lm} = \tan^{-1} \left(\frac{1}{1 - \alpha_r} \right)$$

ここで、

Q : 杭頭の水平力 (kN)

K_h : 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

B : 杭径 (m)

E : 杭のヤング係数 (kN/m^2)

I : 杭の断面二次モーメント (m^4)

α_r : 杭頭の固定度(固定のとき 1、ピンのとき 0)

(注) 上記算定式は杭長 L に関して $\beta L \geq 3.0$ の条件を満たす必要があり、 $\beta L < 3.0$ の場合は別途短杭としての計算による。

(2) 精算解析法

杭、地盤、杭頭ばねをモデル化した解析モデルにて荷重増分解析を行い、杭体応力および杭頭変位を算定する。

1) 解析モデル

杭を線材、地盤を水平ばねに置換し、杭頭ばねを非線形回転ばねとする。

解析モデルは、地震力を負担する全ての杭をモデル化し、杭頭変位が同一水平変位になるように設定する。

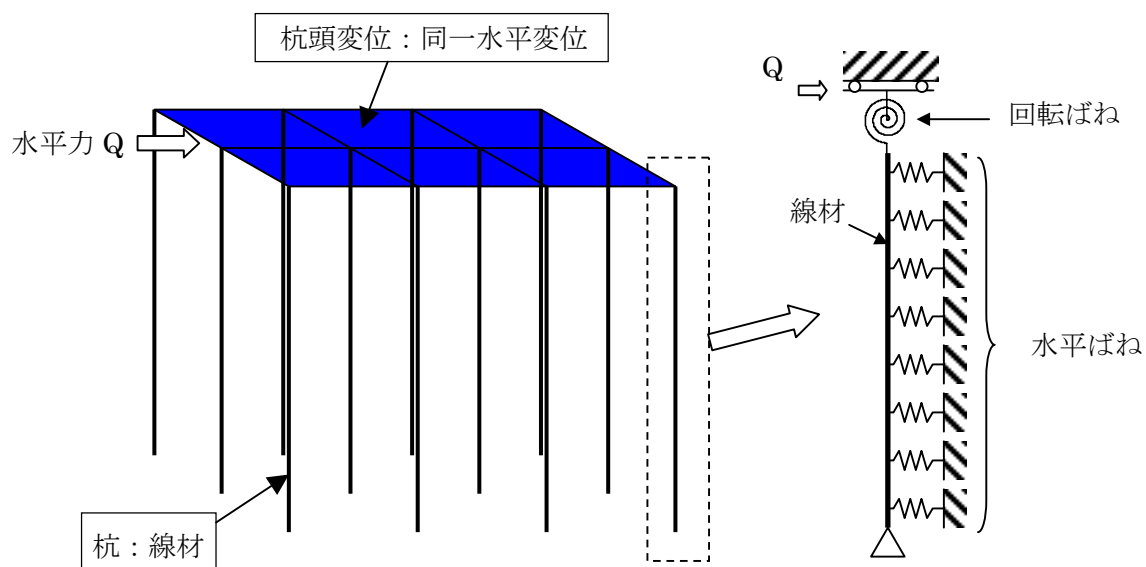


図 10-1 解析モデル

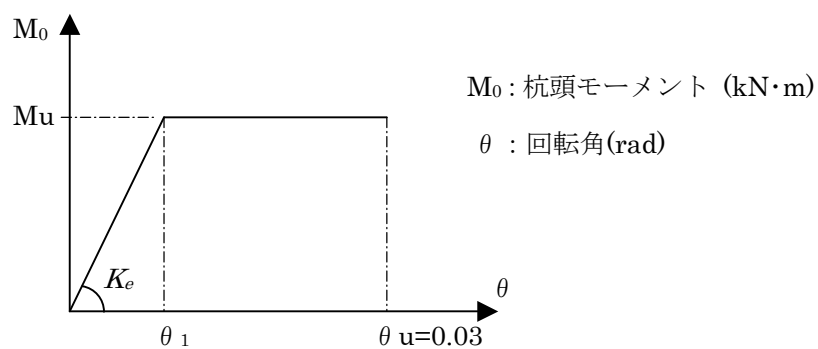


図 3-6 回転ばねの復元力特性

3.6 設計例

略算解析法の場合について以下に設計例を示す。

(1) 建物概要

用 途 : 事務所ビル

階 数 : 地上3階、地下なし

スパン : 長辺方向 6m×3 スパン、短辺方向 8m×2 スパン

構造種別 : 鉄筋コンクリート造

構造形式 : 純ラーメン構造

基礎構法 : 杭基礎

杭 : 既製杭 (PHC 杭B種、800φ、杭実長 20m)

支持層 : 細砂層

(2) 杭配置

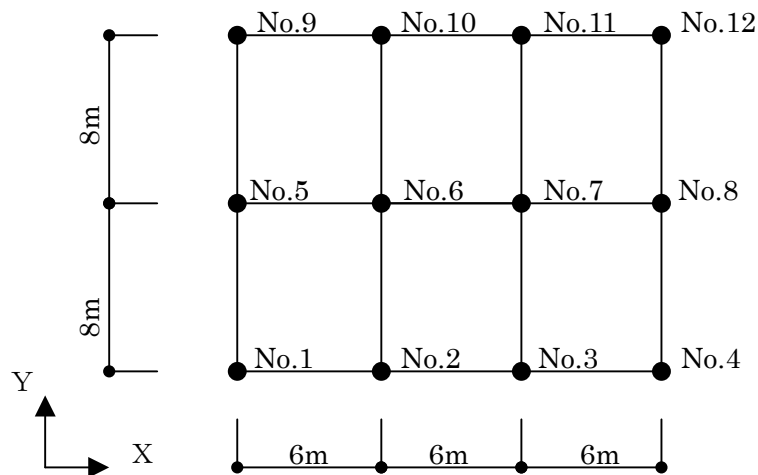


図 3-7 杭配置図

※引張定着筋の配筋は以下の通りとする。

杭 No.1 : 配筋 no.3	杭 No.7 : 配筋なし
杭 No.2 : 配筋 no.5	杭 No.8 : 配筋 no.1
杭 No.3 : 配筋 no.5	杭 No.9 : 配筋 no.3
杭 No.4 : 配筋 no.3	杭 No.10 : 配筋 no.5
杭 No.5 : 配筋 no.1	杭 No.11 : 配筋 no.5
杭 No.6 : 配筋なし	杭 No.12 : 配筋 no.3

表 3-2 引張定着筋一覧表

SD345										
No	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
配筋	3-D19	4-D19	5-D19	6-D19	4-D25	5-D25	6-D25	5-D32	6-D32	5-D38
断面積	860	1146	1433	1719	2027	2534	3040	3971	4765	5700
帯筋外径	150	220	220	220	280	280	280	360	360	420
定着長さ(上)	500	500	500	500	600	600	600	750	750	800
定着長さ(下)	800	800	800	800	950	950	950	1200	1200	1450
上+下	1300	1300	1300	1300	1550	1550	1550	1950	1950	2250
300 (180)	297									
350 (230)	297									
400 (270)	297	395								
450 (310)	297	395								
500 (340)	297	395	494							
600 (420)	297	395	494							
700 (500)	297	395	494	593	699	874				
800 (580)	297	395	494	593	699	874				
900 (660)	297	395	494	593	699	874	1049			
1000 (740)	297	395	494	593	699	874	1049			
1100 (820)	297	395	494	593	699	874	1049	1370	1644	
1200 (900)	297	395	494	593	699	874	1049	1370	1644	

(3) 杭設計用短期軸力 (kN)

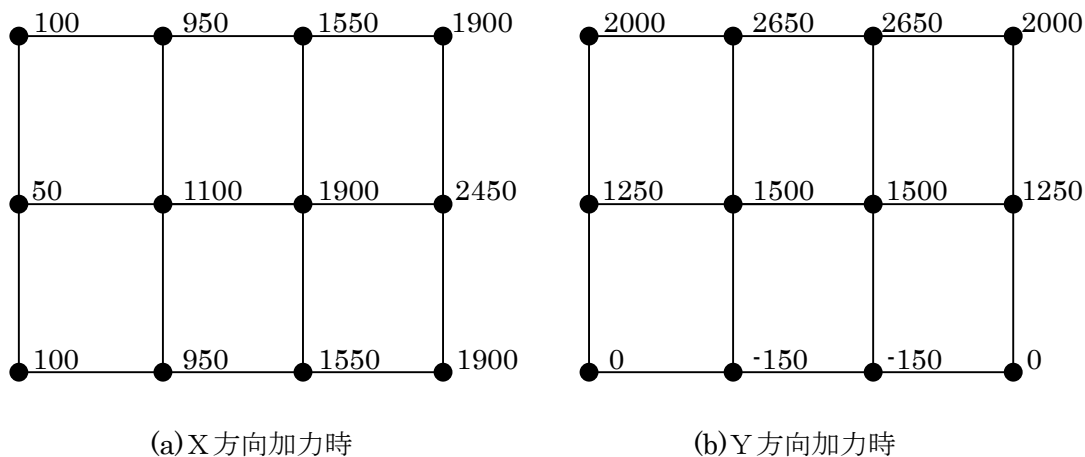


図 3-8 短期軸力

(4) 設計せん断力

杭に作用する総せん断力 $Q_0 = 2520 \text{ kN}$

基礎の根入れ低減 $D_f = 1.60\text{m} \leq 2.0\text{m}$ なので根入れ効果による低減を行わない。

設計例では、杭径が同一なので杭 1 本当りの負担せん断力は杭に作用する総せん断力 Q_0 を杭本数 n で割った値となる。

杭 1 本当りの負担せん断力 $Q_p = 2520/12 = 210 \text{ kN}$

(5) 初期回転剛性 K_e の算定

(i) 圧縮軸力作用時

杭体のヤング係数

$$E_p = 39200 \text{ N/mm}^2 = 3.92 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

杭体の断面二次モーメント

$$I_p = 1.46 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

杭体と PC リングの重なり長さ

$$H_p = 0.05\text{m}$$

$$\therefore K_p = E_p \cdot I_p / H_p = 3.92 \times 10^7 \times 1.49 \times 10^{-2} / 0.05 = 1.14 \times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

パイルキャップコンクリートのヤング係数 $E_c = 25700 \text{ N/mm}^2 = 2.57 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$

PC リング内側コンクリートの断面二次モーメント $I_c = 2.01 \times 10^{-2} \text{ m}^4$

杭頭接合面から PC リング上端までの長さ $H_c = 0.15 - 0.05 = 0.10 \text{ m}$

$$\therefore K_c = E_c \cdot I_c / H_c = 2.57 \times 10^7 \times 2.01 \times 10^{-2} / 0.10 = 5.17 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

パイルキャップコンクリートのヤング係数

$$E_b = 25700 \text{ N/mm}^2 = 2.57 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

仮想円柱の断面二次モーメント

$$I_b = 2.01 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

仮想円柱の高さ

$$H_b = D/2 = 0.4\text{m}$$

$$\therefore K_b = E_b \cdot I_b / H_b = 2.57 \times 10^7 \times 2.01 \times 10^{-2} / 0.4 = 1.29 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$K_e = \frac{1}{1/K_p + 1/K_c + 1/K_b} = \frac{1}{1/(1.14 \times 10^7) + 1/(5.17 \times 10^6) + 1/(1.29 \times 10^6)}$$

$$= 9.48 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

(ii)軸力 0 (Y 方向加力時、杭 no1、no4)

鉄筋のヤング係数 $E_s = 205000 \text{ N/mm}^2 = 2.05 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$

引張定着筋本数 $n_s = 5 \text{ 本}$

鉄筋 1 本当たりの断面積 $a_s = 287 \text{ mm}^2 = 2.87 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

$$\therefore K_0 = 1/8 \cdot n_s \cdot a_s \cdot E_s \cdot D = 1/8 \times 1.43 \times 10^{-3} \times 2.05 \times 10^8 \times 0.8 = 2.94 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$= K_e$$

(iii)引張軸力作用時(Y 方向加力時、杭 no2、no3)

初期回転剛性は、引張軸力下では軸力に依存した値となる。

鉄筋配置径 $D_c = 0.23 \text{ mm}$

$$\therefore Z = \frac{\pi}{32D_c} \left\{ D_c^4 - \left(D_c^2 - \frac{4}{\pi} n_s \cdot a_s \right)^2 \right\}$$

$$= \frac{\pi}{32 \times 0.11} \left\{ 0.23^4 - \left(0.23^2 - \frac{4}{\pi} 1.4 \times 10^{-3} \right)^2 \right\} = 6.27 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\therefore K_y = \frac{D_c \cdot E_s \cdot Z}{2D} = \frac{0.23 \times 2.05 \times 10^8 \times 6.27 \times 10^{-5}}{2 \times 0.8} = 335 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$\therefore K_e = K_0 - (K_0 - K_y) \frac{N}{N_{ty}} = (335 - 4.16 \times 10^4) \frac{N}{543} = 5.21 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

以上より各杭に対する初期回転剛性を表 3-3、表 3-4 に示す。

表 3-3 初期回転剛性 K_e の算定結果(X 方向加力時)

杭 no.	初期回転剛性 K_e (kN・m/rad)
1~12	9.48×10^5

表 3-4 初期回転剛性 K_e の算定結果(Y 方向加力時)

杭 no.	初期回転剛性 K_e (kN・m/rad)
1,4	2.94×10^4
2,3	3.10×10^4
5~12	9.48×10^5

(6) 初期固定度 α_1 の算定

この設計例では地盤反力係数 $kh=20000 \text{ kN/m}^3$ ($\approx 2.0\text{kg/cm}^3$) として算定する。

$$kh = 20000 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kh \cdot D}{4 E_p \cdot I_p}} = \sqrt[4]{\frac{20000 \times 0.8}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.49 \times 10^{-2}}} = 0.288(m^{-1})$$

$$\therefore \alpha_1 = \frac{K_e}{E_p \cdot I_p \cdot \beta + K_e} = \frac{K_e}{3.92 \times 10^7 \times 1.49 \times 10^{-2} \times 0.288 + K_e}$$

初期固定度 α_1 の算定結果を表 3-5、表 3-6 に示す。

表 3-5 初期固定度 α_1 の算定結果(X 方向加力時)

杭 no.	初期固定度 α_1
1~12	0.85

表 3-6 初期固定度 α_1 の算定結果(Y 方向加力時)

杭 no.	初期固定度 α_1
1,4	0.15
2,3	0.16
5~12	0.85

(7) 最大抵抗モーメント M_u の算定

最大抵抗モーメント M_u の算定結果を表 3-7、8 に示す。

(i) 圧縮軸力作用時

$$\text{算定式 } M_u = N \cdot D/2 + M_r$$

(ii) 軸力 0 (Y 方向加力時、杭 no1、no4)

$$\text{算定式 } M_u = M_r$$

(iii) 引張軸力作用時(Y 方向加力時、杭 no2、no3)

$$\text{算定式 } M_u = M_r \times (1 - N/N_y)$$

$$\text{ここで、} \quad M_r = n_s \cdot a_s \cdot \sigma_y \cdot \frac{7}{8} \cdot \frac{D}{2}$$

$$N_y = n_s \cdot a_s \cdot \sigma_y$$

表 3-7 最大抵抗モーメント M_u の算定結果(X方向加力時)

杭 no.	軸力 N (kN)	最大抵抗モーメント $M_u(kN \cdot m)$
1	100	213
2	950	625
3	1550	865
4	1900	933
5	50	124
6	1100	440
7	1900	760
8	2450	1084
9	100	213
10	950	625
11	1550	865
12	1900	933

表 3-8 最大抵抗モーメント M_u の算定結果(Y方向加力時)

杭 no.	軸力 N (kN)	最大抵抗モーメント $M_u(kN \cdot m)$
1	0	173
2	-150	192
3	-150	192
4	0	173
5	1250	604
6	1500	600
7	1500	600
8	1250	604
9	2000	973
10	2650	1350
11	2650	1350
12	2000	973

(8) 杭体応力・変位算定

設計例では、略算解析法を用いて杭体応力・変位を算定する。

①杭頭モーメント M_0 の算定

(i) 圧縮軸力作用時

$$Q = 210 \text{ kN}$$

$$\beta = 0.288 \text{ m}^{-1}$$

$$R_{M0} = \alpha_r = 0.85$$

$$M_0 = \frac{Q}{2\beta} R_{M0} = \frac{210}{2 \times 0.288} \times 0.84 = 309 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

(ii) 軸力 0 (Y 方向加力時、杭 no1、no4)

$$Q = 210 \text{ kN}$$

$$\beta = 0.288 \text{ m}^{-1}$$

$$R_{M0} = \alpha_r = 0.15$$

$$M_0 = \frac{Q}{2\beta} R_{M0} = \frac{210}{2 \times 0.288} \times 0.15 = 55 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

(iii) 引張軸力作用時 (Y 方向加力時、杭 no2、no3)

$$Q = 210 \text{ kN}$$

$$\beta = 0.288 \text{ m}^{-1}$$

$$R_{M0} = \alpha_r = 0.088$$

$$M_0 = \frac{Q}{2\beta} R_{M0} = \frac{210}{2 \times 0.288} \times 0.24 = 87 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

②地中部最大曲げモーメント M_{\max} の算定

(i) 圧縮軸力作用時

$$R_{\max} = \exp \left[-\tan^{-1} \left(\frac{1}{1 - \alpha_r} \right) \right] \sqrt{(1 - \alpha_r)^2 + 1} = \exp \left[-\tan^{-1} \left(\frac{1}{1 - 0.85} \right) \right] \sqrt{(1 - 0.85)^2 + 1}$$

$$= 0.24$$

$$M_{\max} = -\frac{Q}{2\beta} R_{\max} = -\frac{210}{2 \times 0.288} \times 0.24 = -88 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

地中部最大曲げモーメント発生深さ

$$R_{lm} = \tan^{-1} \left(\frac{1}{1 - \alpha_r} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1}{1 - 0.85} \right) = 1.42$$

$$lm = -\frac{1}{\beta} R_{lm} = -\frac{1}{0.288} \times 1.42 = -4.92 (\text{m})$$

(ii)軸力 0 (Y 方向加力時、杭 no1、no4)

$$\begin{aligned}
 R_{Max} &= \exp\left[-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1-\alpha_r}\right)\right]\sqrt{(1-\alpha_r)^2+1} = \exp\left[-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1-0.15}\right)\right]\sqrt{(1-0.15)^2+1} \\
 &= 0.55 \\
 M_{max} &= -\frac{Q}{2\beta}R_{Max} = -\frac{210}{2\times 0.288}\times 0.55 = -200 \quad (kN\cdot m)
 \end{aligned}$$

地中部最大曲げモーメント発生深さ

$$\begin{aligned}
 R_{lm} &= \tan^{-1}\left(\frac{1}{1-\alpha_r}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1}{1-0.15}\right) = 0.87 \\
 lm &= -\frac{1}{\beta}R_{lm} = -\frac{1}{0.288}\times 0.87 = -3.00(m)
 \end{aligned}$$

(iii)引張軸力作用時(Y 方向加力時、杭 no2、no3)

$$\begin{aligned}
 R_{Max} &= \exp\left[-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1-\alpha_r}\right)\right]\sqrt{(1-\alpha_r)^2+1} = \exp\left[-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1-0.16}\right)\right]\sqrt{(1-0.16)^2+1} \\
 &= 0.55 \\
 M_{max} &= -\frac{Q}{2\beta}R_{Max} = -\frac{210}{2\times 0.288}\times 0.55 = -199 \quad (kN\cdot m)
 \end{aligned}$$

地中部最大曲げモーメント発生深さ

$$\begin{aligned}
 R_{lm} &= \tan^{-1}\left(\frac{1}{1-\alpha_r}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1}{1-0.16}\right) = 0.87 \\
 lm &= -\frac{1}{\beta}R_{lm} = -\frac{1}{0.288}\times 0.87 = -3.01(m)
 \end{aligned}$$

③Mu との比較と固定度 α_2 の算定

杭頭曲げモーメント M_0 と最大抵抗モーメント M_u との比較を行い、 M_0 が M_u を超えている場合は、固定度 α_2 を以下の算定式により算定して杭頭変位 y_0 を求め、杭頭変位が同一となるように各杭の負担せん断力の算定を行う。

設計例では、No.1、No.5、No.9 の杭において、 $M_0 \geq M_u$ の関係にあるので固定度 α_2 を算定し、杭頭変位 y_0 を求めて応力再分配を行った上で設計応力を算定する。

算定式

(i) 圧縮軸力作用時
$$\alpha_2 = \frac{2\beta}{Q} \cdot \left(\frac{DN}{2} + M_r \right)$$

(ii) 軸力 0
$$\alpha_2 = \frac{2\beta}{Q} \cdot M_r$$

(iii) 引張軸力作用時
$$\alpha_2 = \frac{2\beta}{Q} \cdot M_r \left(1 - \frac{N}{N_y} \right)$$

表 3-9 Mu と M₀ の比較(X方向加力時)

杭 no.	最大抵抗モーメント Mu(kN・m)	判定	杭頭曲げモーメント M0(kN・m)
1	213	<	309
2	625	>	309
3	865	>	309
4	933	>	309
5	124	<	309
6	440	>	309
7	760	>	309
8	1084	>	309
9	213	<	309
10	625	>	309
11	865	>	309
12	933	>	309

表 3-10 Mu と M₀ の比較(Y方向加力時)

杭 no.	最大抵抗モーメント Mu(kN・m)	判定	杭頭曲げモーメント M0(kN・m)
1	173	>	55
2	192	>	55
3	192	>	55
4	173	>	55
5	604	>	309
6	600	>	309
7	600	>	309
8	604	>	309
9	973	>	309
10	1350	>	309
11	1350	>	309
12	973	>	309

→上記算定結果より、No.1、No.5、No.9 の杭について固定度 α_2 を算定する。

表 3-11 固定度 α_2 の算定

杭 No	杭径(m)	軸力(kN)	β (m ⁻¹)	せん断力(kN)	固定度 α_2
1	0.8	100	0.288	210	0.59
5	0.8	50	0.288	210	0.34
9	0.8	100	0.288	210	0.59

④杭頭変位の算定

i) X方向加力時

a) Mu を超えない杭

固定度 α_1 を用いて、Chang の式により算定する。

設計例では、No.1、No.5、No.9 以外の杭の杭頭変位が以下の値となる。

$$\alpha = \alpha_1 = 0.85$$

$$E_p = 39200 \text{ N/mm}^2 = 3.92 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$I_p = 1.46 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$\beta = 0.288 \text{ m}^{-1}$$

$$R_{y0} = 2 - \alpha_r = 2 - 0.85 = 1.15$$

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y0} = \frac{210}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.288^3} \times 1.15 \times 10^3 = 4.36(\text{mm})$$

b) Mu を超えた杭

固定度 α_2 を用いて、Chang の式により算定する。

設計例では、No.1、No.9 の杭の杭頭変位が以下の値となる。

$$R_{y0} = 2 - \alpha_r = 2 - 0.59 = 1.41$$

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y0} = \frac{210}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.288^3} \times 1.41 \times 10^3 = 5.37(\text{mm})$$

同様に、No.5 の杭の杭頭変位が以下の値となる。

$$R_{y0} = 2 - \alpha_r = 2 - 0.34 = 1.66$$

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y0} = \frac{210}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.288^3} \times 1.66 \times 10^3 = 6.30(\text{mm})$$

ii)Y 方向加力時

a)Mu を超えない杭

固定度 α_1 を用いて、Chang の式により算定する。

設計例では、No.5~12 の杭の杭頭変位が以下の値となる。

$$\alpha = \alpha_1 = 0.85$$

$$E_p = 39200 \text{ N/mm}^2 = 3.92 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$I_p = 1.46 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$\beta = 0.288 \text{ m}^{-1}$$

$$R_{y0} = 2 - \alpha_r = 2 - 0.85 = 1.15$$

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y0} = \frac{210}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.288^3} \times 1.15 \times 10^3 = 4.36(\text{mm})$$

同様に、No.1、No.4 の杭頭変位は以下の値となる。

$$\alpha = \alpha_1 = 0.15$$

$$E_p = 39200 \text{ N/mm}^2 = 3.92 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$I_p = 1.46 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$\beta = 0.288 \text{ m}^{-1}$$

$$R_{y0} = 2 - \alpha_r = 2 - 0.15 = 1.85$$

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y0} = \frac{210}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.288^3} \times 1.85 \times 10^3 = 7.02(\text{mm})$$

同様に、No.2、No.3 の杭頭変位は以下の値となる。

$$\alpha = \alpha_1 = 0.16$$

$$E_p = 39200 \text{ N/mm}^2 = 3.92 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$I_p = 1.46 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$\beta = 0.288 \text{ m}^{-1}$$

$$R_{y0} = 2 - \alpha_r = 2 - 0.16 = 1.84$$

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y0} = \frac{210}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.288^3} \times 1.84 \times 10^3 = 7.00(\text{mm})$$

⑤各杭の負担せん断力の再分配

上記で求めた杭頭変位 y_0 の値により同一水平変位が成立するように各杭に負担せん断力を分配する。

設計例では、X 方向加力時の No.1、No.5、No.9 の杭の固定度に変化が生じたので各杭の負担せん断力の再分配を行う。再分配した結果を表 3-12 に、Y 方向加力時を表 3-13 に示す。

表 3-12 各杭の負担せん断力(X 方向加力時)

杭 No	杭本数	杭頭変位 Y0	剛 比	負担せん断力(kN)
No.1、No.9	2	5.37	0.81	181
No.5	1	6.30	0.69	154
上記以外	9	4.36	1.000	223
合計	12			$\Sigma Q=2520$

表 3-13 各杭の負担せん断力(Y 方向加力時)

杭 No	杭本数	杭頭変位 Y0	剛 比	負担せん断力(kN)
No.1、No.4	2	7.02	0.62	148
No.2、No.3	2	6.68	0.65	156
上記以外	8	4.36	1.000	239
合計	12			$\Sigma Q=2520$

⑥設計応力

ここまでに求めた負担せん断力 Q_p と固定度 α により Chang の式を用いて設計応力を算定する。算定結果を表 3-14、表 3-15 に示す。但し、X 方向加力時の No.1、No.5、No.9 の杭については、 $M_D=M_u$ とする。

表 3-14 設計応力(X 方向加力時)

杭 No	負担せん断力(kN)	α	杭頭曲げモーメント (kN・m)	杭頭変位 y 0(mm)	θ_0 ($\times 10^{-3}$ rad)
No.1、No.9	181	0.59	213	4.62	0.78
No.5	154	0.34	124	4.62	1.06
上記以外	223	0.85	328	4.62	0.35

表 3-15 設計応力(Y 方向加力時)

杭 No	負担せん断力(kN)	α	杭頭曲げモーメント (kN・m)	杭頭変位 y 0(mm)	θ_0 ($\times 10^{-3}$ rad)
No.1、No.4	149	0.15	39	4.99	1.33
No.2、No.3	150	0.16	41	4.99	1.32
上記以外	240	0.85	354	4.99	0.37

各杭の負担せん断力の分配後に算定した杭頭変位がほぼ等しく、杭頭の同一水平変位が成立していると判断でき、表 3-14、表 3-15 の応力を設計応力とする。

尚、杭頭回転角 θ_0 が $\theta_u(=3.0 \times 10^{-2} \text{ rad})$ 以下であることも確認した。

(9) 断面算定

1) 杭の断面検定

杭の断面算定は、曲げ・軸力およびせん断について行う。

設計例では、代表例として Y 方向加力時の No.1、No.2、No.5 の杭について以下に示す。

① 曲げモーメントと軸力に対する断面検定

M-N 曲線にて、設計応力が許容応力以内であることを確認する。

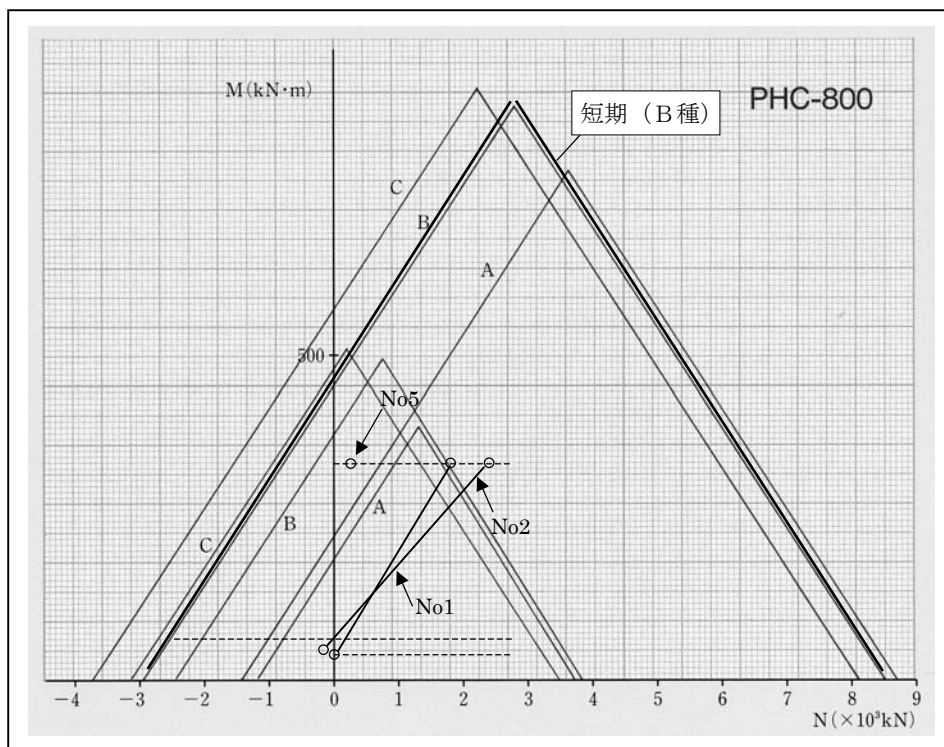


図 3-9 PHC 杭 (800φ) の M-N 曲線

∴ 図 3-9 より、杭の設計応力が短期許容応力以内であることが確認できる。

② せん断力に対する断面検定

短期設計せん断力が杭の短期許容せん断力以下であることを確認する。

設計例では、No.5 にて検定を行う。

・ 短期設計せん断力 $sQ_D = 240 \times 1.5 = 360 \text{ kN}$

・ 短期許容せん断力 $sQ_a = 430 \text{ kN}$ (表 3-16)

∴ 余裕度 $sQ_a / sQ_D = 430 / 360 = 1.20 \geq 1.0$ OK

2) PC リングのせん断力に対する断面検定

短期設計せん断力が PC リングの短期許容せん断力以下であることを確認する。

設計例では、No.5 にて検定を行う。

・ PC リング用短期設計せん断力 $sQ_D = 240 \times 1.5 = 360 \text{ kN}$

・ PC リングの短期許容せん断力 $sQ_r = 647 \text{ kN}$ (表 3-17)

(既製杭、800φ用)

∴ 余裕度 $sQ_r / sQ_D = 647 / 360 = 1.80 \geq 1.5$ OK → 注意) 引張軸力が生じない杭では、余裕度を 1.0 以上として良い。

表 3-16 既製杭の短期許容せん断力

杭径 mm	t mm	S_o cm ³	I cm ⁴	${}_E Q_{p4}$ kN	${}_E Q_{p8}$ kN	${}_E Q_{p10}$ kN
300	60	1764	34610	63.3	83.6	92.1
350	60	2559	59930	75.6	99.8	109.9
400	65	3693	99580	94.3	124.4	137.1
450	70	5111	156000	114.9	151.7	167.1
500	80	7141	241200	145.4	191.9	211.3
600	90	11830	483400	197.9	261.1	287.6
700	100	18170	871800	258.1	340.7	375.2
800	110	26410	1455000	326.0	430.3	473.9
900	120	36790	2289000	401.7	530.1	583.9
1000	130	49560	3437000	485.0	640.1	705.0

 t : 杭厚さ S_o : 杭の断面一次モーメント I : 杭の断面二次モーメント ${}_E Q_{p4}$: $\sigma_e = 4.0$ (N/mm²) 時の短期許容せん断力 ${}_E Q_{p8}$: $\sigma_e = 8.0$ (N/mm²) 時の短期許容せん断力 ${}_E Q_{p10}$: $\sigma_e = 10.0$ (N/mm²) 時の短期許容せん断力

表 3-17 PC リング短期許容せん断力

※ sQrはPCリングの短期許容せん断力

NO.	杭径 (mm)	Nタイプ		SIタイプ		S2タイプ	
		タイプ	sQr (kN)	タイプ	sQr (kN)	タイプ	sQr (kN)
1	300	A	231	ASI	363	AS2	549
2	350	A	259	ASI	392	AS2	578
3	400	A	332	ASI	517	AS2	703
4	450	A	369	ASI	554	AS2	740
5	500	A	443	ASI	646	AS2	925
6	600	B	594	BSI	740	BS2	1019
7	700	B	647	BSI	943	BS2	1408
8	800	B	647	BSI	1070	BS2	1535
9	900	B	663	BSI	1152	BS2	1814
10	1000	B	663	BSI	1152	BS2	1821
41	1100	F	1112	FSI	1700	FS2	1932
42	1200	G	1271	GSI	1841	GS2	2175

テンキヤップパイル工法基準図(2)

6. 引張筋力一覧

(1) 引張筋力(kN) - SD345-

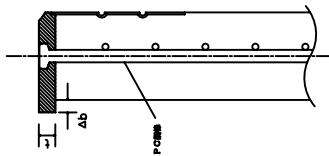
NO.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
3-D19	4-D19	5-D19	6-D19	4-D25	5-D25	6-D25	5-D32	6-D32	5-D38	6-D38
標準	860	1146	1433	1719	2027	2534	3040	3971	4765	5700
標準外径	150	220	220	220	280	280	280	360	360	420
標準長さ(上)	500	500	500	500	600	600	600	750	750	800
標準長さ(下)	800	800	800	800	950	950	1200	1200	1450	1450
上+下	1300	1300	1300	1300	1550	1550	1950	1950	2250	2250
標準コイル長さ	950	950	950	1100	1100	1100	1350	1350	1600	1600
標準重量	180	297	297	297	395	395	494	494	644	644
標準重量(上)	297	395	395	395	494	494	644	644	800	800
標準重量(下)	494	644	644	644	800	800	1000	1000	1200	1200
標準重量(上+下)	800	1000	1000	1000	1200	1200	1600	1600	2000	2000
標準重量(上+下+コイル)	1300	1550	1550	1550	1950	1950	2550	2550	3200	3200

(2) 引張筋力(kN) - SD390-

NO.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
3-D19	4-D19	5-D19	6-D19	4-D25	5-D25	6-D25	5-D32	6-D32	5-D38	6-D38
標準	860	1146	1433	1719	2027	2534	3040	3971	4765	5700
標準外径	150	220	220	220	280	280	280	360	360	420
標準長さ(上)	500	500	500	500	600	600	600	750	750	800
標準長さ(下)	800	800	800	800	950	950	1200	1200	1450	1450
上+下	1300	1300	1300	1300	1550	1550	1950	1950	2250	2250
標準コイル長さ	950	950	950	1100	1100	1100	1350	1350	1600	1600
標準重量	180	297	297	297	395	395	494	494	644	644
標準重量(上)	297	395	395	395	494	494	644	644	800	800
標準重量(下)	494	644	644	644	800	800	1000	1000	1200	1200
標準重量(上+下)	800	1000	1000	1000	1200	1200	1600	1600	2000	2000
標準重量(上+下+コイル)	1300	1550	1550	1550	1950	1950	2550	2550	3200	3200

7. シアプレート仕様

材質: SM400

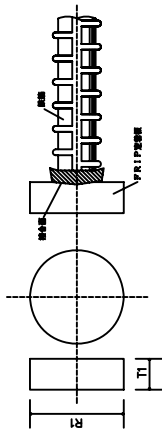


規格 (mm)	長さ (mm)	厚さ (mm)	Ab (mm)
300	12	15	15
350	12	15	15
400	12	15	15
450	16	20	20
500	16	20	20
600	16	20	20
700	19	20	20
800	19	20	20
900	19	20	20
1000	19	20	20
1100	22	25	25
1200	22	25	25

注) Abの付加量は±5mmとする。

(例: Ab = 15±5)

8. FRP定着板形状



	D19	D25	D32	D38
R(mm)	50	60	80	95
T(mm)	16	20	26	31

9. 引張定着筋力まり図 (代表例)

<N0.3>

規格: 600

配置: 5-D19

引張定着筋力: 5-D19

規格: 180

配置: 5-D19

引張定着筋力: 5-D19

規格: 180

配置: 5-D19

引張定着筋力: 5-D19

規格: 180

配置: 5-D19

引張定着筋力: 5-D19

規格: 180

配置: 5-D19

引張定着筋力: 5-D19

規格: 180

配置: 5-D19

引張定着筋力: 5-D19

規格: 180

配置: 5-D19

引張定着筋力: 5-D19

規格: 180

配置: 5-D19

引張定着筋力: 5-D19

規格: 180

配置: 5-D19

引張定着筋力: 5-D19

規格: 180

配置: 5-D19

引張定着筋力: 5-D19

規格: 180

配置: 5-D19

引張定着筋力: 5-D19

規格: 180

配置: 5-D19

引張定着筋力: 5-D19

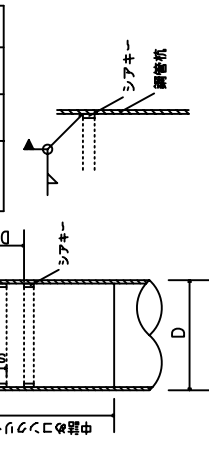
10. 杭内面シアキー仕様(鋼管杭のみ)

注) 鋼管杭のみに適用する。

(1) 鋼管コンクリート管と鋼管杭との間には必ずしも鋼管杭を配置するとは限らず、シアキーを配置する。

(2) シアキーの形状・寸法は図に示す。

規格(mm)	長さ(mm)	厚さ(mm)	材質
300±10	9	25	SS400
800±10	12	25	SS400



<N0.9> 鋼管杭のケース

