

3. 設計基準

3.1 一般事項

本設計基準は、キャブリングパイル工法（略称：CP 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い。但し、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基礎梁等を介して引抜き力を処理するか、杭頭部に中詰コンクリートと引張定着筋を設け、この鉄筋で引張力の伝達を行う。

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、PRC 杭、SC 杭、鋼管杭等）

杭径 300mm～1200mm

設計基準強度 80N/mm² 以上

※ 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これに類する工法を言う。

3) 本工法以外の杭頭接合工法との併用

同一建物において、本工法と在来一般工法等※との併用は可能である。

(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。

- | | |
|---------------------------|----------------------|
| ・ 2015 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、2015.6 |
| ・ 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、2010.2 |
| ・ 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、2014.1 |

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、多層地盤解析を行う）
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) 杭頭接合部の設計の要点

- 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、短期設計時はすべて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無視し、圧縮側についてPC リングと接合面の支圧にて抵抗させ、引張定着筋がある場合にはさらに引張定着筋の曲げ抵抗力を考慮する。
- 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、杭体からの作用せん断力を上回っていることを確認する。

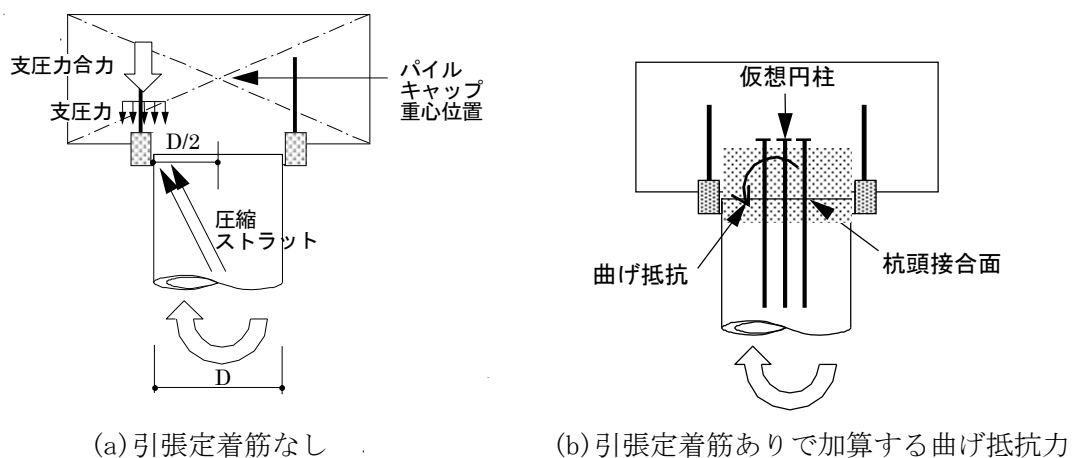


図 3-1 曲げモーメント伝達

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 リングは杭径・必要せん断耐力に応じて選択し、せん断検定を行う。

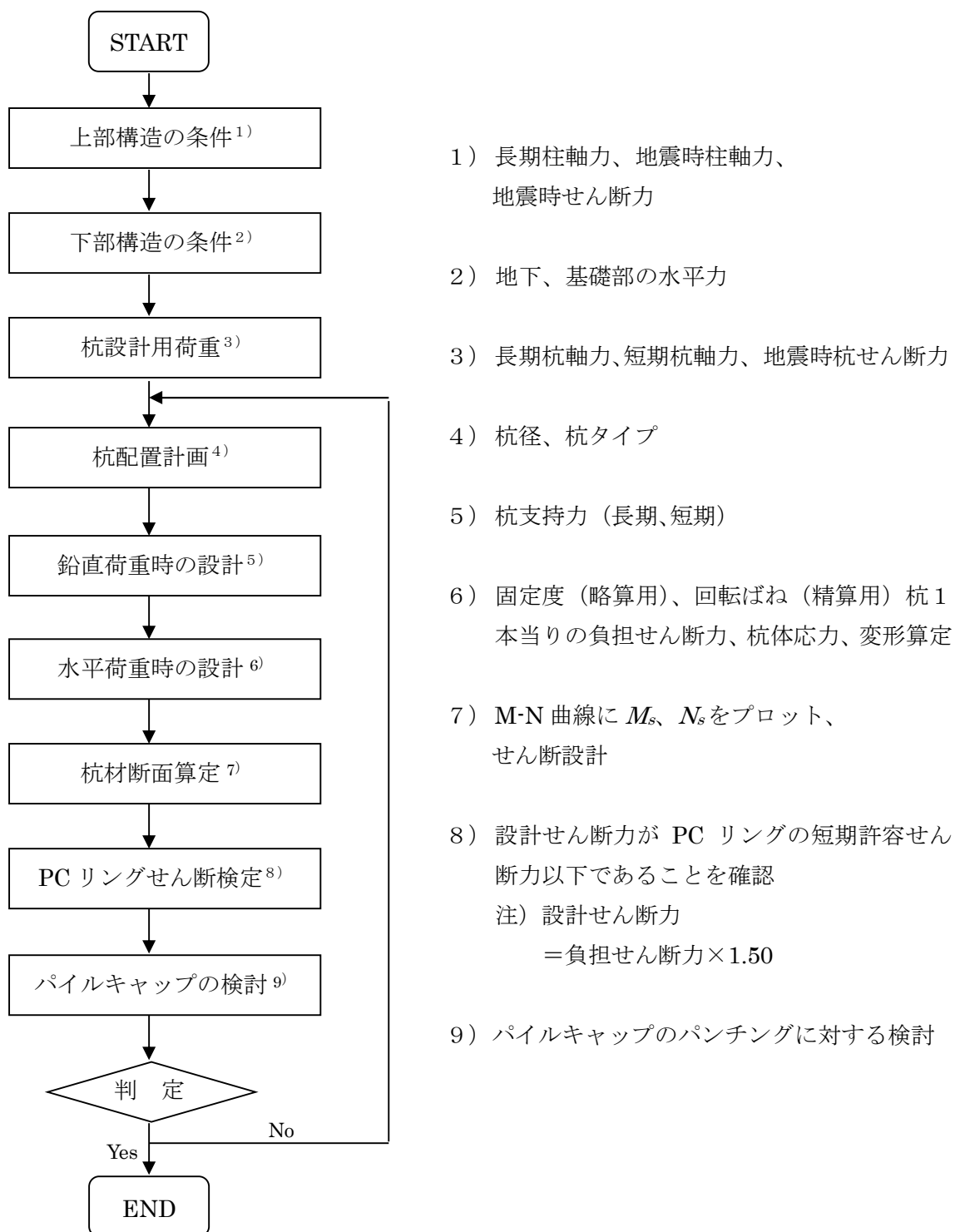


図 3-2 PC リング設計フロー

(2) 略算解析法・精算解析法

略算解析法および精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。

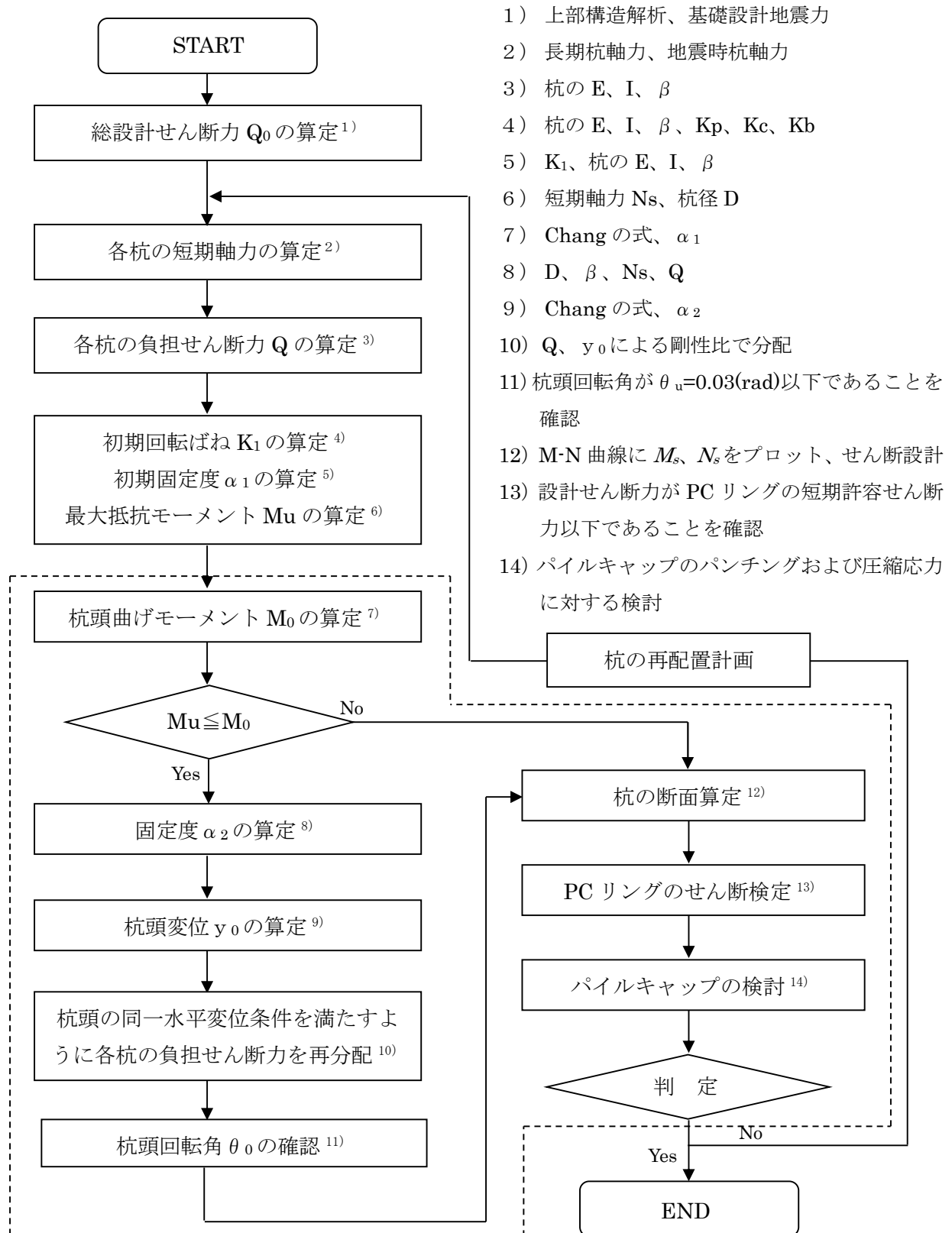


図 3-3 略算解析法の設計フロー

3.4 杭頭接合部の回転ばね評価法

(1) 回転ばねの算定

キャプリングパイル工法による杭頭接合部の回転ばねは、杭頭曲げモーメント 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_i 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。

K_i と M_u は、引張定着筋の有無、軸力の方向（圧縮／引張）に応じて表 3-1 に示す式にまとめられる。以下、軸力 N は圧縮を正とする。

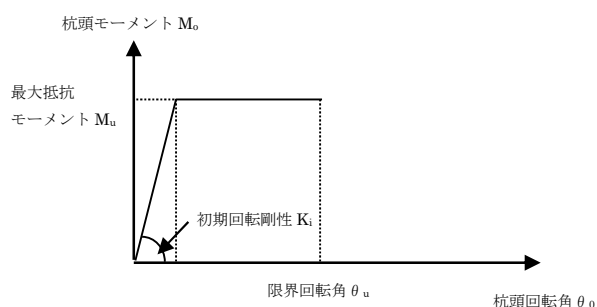


図 3-4 杭頭回転ばねモデル

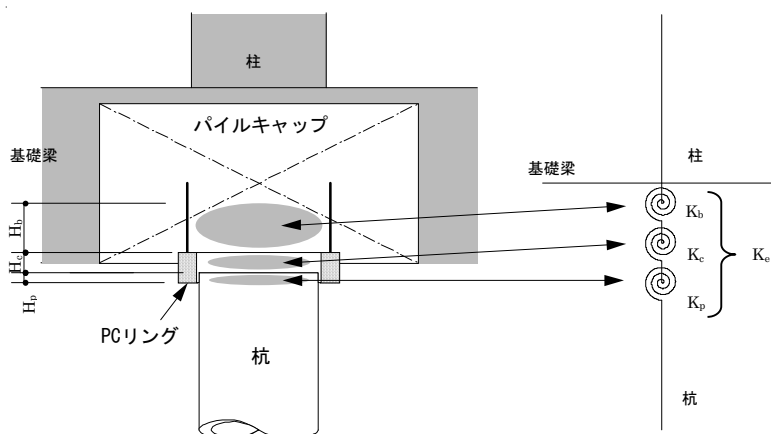


図 3-5 初期回転剛性モデル

1) 杭頭回転ばね評価一覧

表 3-1 杭頭回転ばね評価

引張定着筋	杭頭軸力	杭頭回転ばね (K_i)	最大抵抗モーメント (M_u)
なし	圧縮のみ	$K_i = K_e = \frac{1}{1/K_p + 1/K_c + 1/K_b}$	$M_u = \frac{D}{2} \cdot N$
あり	圧縮		$M_u = \frac{D}{2} \cdot N + M_r$
あり	引張	$\left(\frac{ N - N_{ty}}{N_{ty}} \right)^2 + \left(\frac{K_e - K_i}{K_e - K_{ty}} \right)^2 = 1$ $(0 < N \leq N_{ty})$ $K_i = K_{ty} \quad (N_{ty} < N \leq N_y)$ <p>ここで、</p> $N_{ty} = N_y \left(\frac{D}{D + D_c} \right)$ $N_y = n_s \cdot a_s \cdot \sigma_y$ $K_{ty} = \frac{D_c \cdot Z \cdot E_s}{2 \cdot D}$	$M_u = M_r \left(1 - \frac{ N }{N_y} \right)$

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、軸力の方向によって次の2ケースに区分される。

① 圧縮軸力のケース (引張定着筋なし、あり)

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。初期回転剛性モデルを図 3-5 に示す。

算定式を (3-1) 式に示す。

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

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

$$K_p = E_p \cdot I_p / H_p \quad \text{-----} \quad (3-2)$$

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 ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$)

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

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 ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$)

$$K_b = E_b \cdot I_b / H_b \quad \text{-----} \quad (3-4)$$

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)

$$H_b = D/2 \quad \text{-----} \quad (3-5)$$

D : 杭径 (m)

② 引張軸力のケース（引張定着筋ありの場合のみ）

引張軸力下における初期回転剛性 K_i は、圧縮縁ひずみがゼロかつ引張定着筋が降伏する
図 3-6 に示す応力状態時の曲げモーメントと曲率から求めた回転角で曲げモーメントを除し
て初期回転剛性 K_{ty} を算出する。この K_{ty} を下限として、各軸力における初期回転剛性 K_i を
算定する。

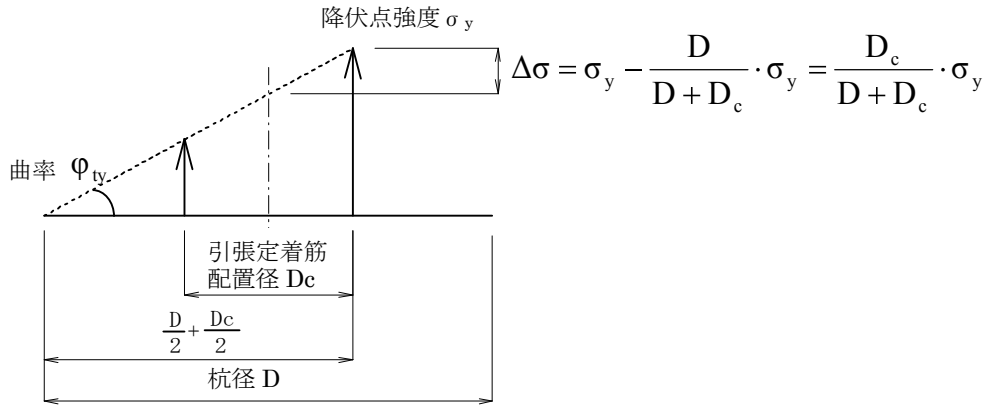


図 3-6 初期回転剛性の下限 K_{ty} 評価時の応力状態

図 3-6 における回転角を次式で算定する。

$$\theta_{ty} = \int_0^D \phi_{ty} \cdot dx = \phi_{ty} \cdot D \quad \text{-----} \quad (3-6)$$

曲率 ϕ_{ty} は次式である。

$$\phi_{ty} = \frac{\sigma_y / E_s}{D/2 + D_c/2} = \frac{2\sigma_y}{E_s(D + D_c)} \quad \text{-----} \quad (3-7)$$

また、モーメント M_{ty} は次式となる。

$$M_{ty} = \frac{\sigma_y \cdot D_c \cdot Z}{D + D_c} \quad \text{-----} \quad (3-8)$$

ただし、 Z は引張定着筋を等価な円環配置と仮定した場合の断面係数であり、次式で計算する。

$$Z = \frac{\pi}{32} \cdot \frac{D_c^4 - (D_c^2 - 4/\pi \cdot n_s \cdot a_s)^2}{D_c} \quad \text{-----} \quad (3-9)$$

ここで、 n_s は引張定着筋本数、 a_s は引張定着筋 1 本の断面積（ mm^2 ）である。

したがって、初期回転剛性の下限値 K_{ty} は（3-10）式で得られる。

$$K_{ty} = \frac{M_{ty}}{\theta_{ty}} = \frac{D_c \cdot Z \cdot E_s}{2 \cdot D} \quad \text{-----} \quad (3-10)$$

以上から、引張軸力を受ける場合の初期回転剛性 K_i は次式にまとめられる。

a. $0 < |N| \leq N_{ty}$ の時

$$\left(\frac{|N| - N_{ty}}{N_{ty}} \right)^2 + \left(\frac{K_e - K_i}{K_e - K_{ty}} \right)^2 = 1 \quad \text{-----} \quad (3-11)$$

b. $N_{ty} < |N| \leq N_y$ の時

$$K_i = K_{ty} \quad \text{-----} \quad (3-12)$$

$$\text{ここで、} \quad N_{ty} = n_s \cdot a_s \cdot \frac{D}{D + D_c} \sigma_y = N_y \left(\frac{D}{D + D_c} \right) \quad \text{-----} \quad (3-13)$$

$$N_y = n_s \cdot a_s \cdot \sigma_y \quad \text{-----} \quad (3-14)$$

(2) 最大抵抗モーメント M_u の算定

杭頭回転ばね評価の回転ばねに対応させ、最大抵抗モーメントの評価を行う。なお、軸力 N は圧縮を正とする。

① 圧縮軸力時

$$M_u = N \cdot \frac{D}{2} \quad \text{-----} \quad (3-15)$$

ただし、引張定着筋がある場合は次式を用いる。

$$M_u = N \cdot \frac{D}{2} + M_r \quad \text{-----} \quad (3-16)$$

$$\text{ここで、} \quad M_r = n_s \cdot a_s \cdot \sigma_y \cdot \frac{7}{8} \cdot \frac{D}{2} \quad \text{-----} \quad (3-17)$$

② 引張軸力時（引張定着筋がある場合のみ）

$$M_u = M_r \left(1 - \frac{|N|}{N_y} \right) \quad \text{-----} \quad (3-18)$$

(3) 固定度の算定

略算解析法の場合に用い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 $M_0 < M_u$ のケースと $M_0 = M_u$ 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。

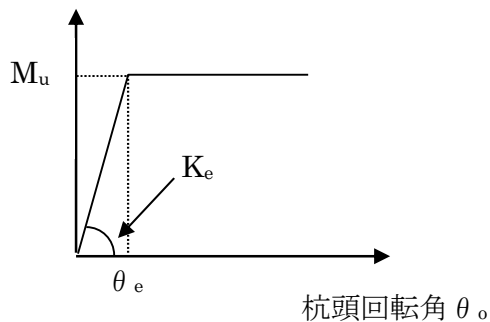
Chang の式に示されている以下の式を用いて求める。

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

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

ここで \bar{K}_e は下図に示す。

杭頭モーメント M_0



1) 圧縮軸力の場合

① 初期固定度

$$\alpha_1 = \frac{K_e}{E_p \cdot I_p \cdot \beta + K_e} \quad \text{----- (3-19)}$$

E_p : 杭体のヤング係数 (kN/m^2)

I_p : 杭体の断面2次モーメント (m^4)

β : 杭の特性値 ($1/\text{m}$)

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

k_h : 水平地盤反力係数 (kN/m^3)

D : 杭径 (m)

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

② 2次固定度

$$\alpha_2 = \frac{2\beta}{Q} \left(N \cdot \frac{D}{2} + M_r \right) \quad \text{-----} \quad (3-20)$$

N : 杭頭軸力 (kN)

$$M_r = n_s \cdot a_s \cdot \sigma_y \cdot \frac{7}{8} \cdot \frac{D}{2} \quad (\text{注：引張定着筋なしの時は } M_r=0 \text{ とする。})$$

2) 引張軸力の場合 (引張定着筋あり)

① 初期固定度

$$\alpha_1 = \frac{K_e}{E_p \cdot I_p \cdot \beta + K_e} \quad \text{-----} \quad (3-21)$$

$$K_e = \begin{cases} K_e - (K_e - K_{ty}) \sqrt{1 - \left(\frac{|N| - N_{ty}}{N_{ty}} \right)^2} & (0 < |N| \leq N_{ty}) \\ K_{ty} & (N_{ty} < |N| \leq N_y) \end{cases}$$

$$K_y = \frac{Dc \cdot Z \cdot Es}{2D} \quad N_{ty} = N_y \frac{D}{D + Dc}$$

② 2次固定度

$$\alpha_2 = \frac{2\beta}{Q} \cdot M_r \left(1 - \frac{N}{N_y} \right) \quad \text{-----} \quad (3-22)$$

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

※ 定着筋仕様は「2. 工法標準仕様」2.3(4) を参照

(4) 引張定着筋の抵抗曲げモーメント M_r

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

表 3-2 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		
D (mm)	300	39											
	350	45											
	400	52										69	
	450	58	78									97	
	500	65	86									108	
	600	78	104	130								156	184
	700	91	121	151								182	214
	800	104	138	173	208	245	306	367					
	900	117	156	195	234	275	344	413	539				
	1000	130	173	216	259	306	382	459	599				
	1100	143	190	238	285	337	421	505	659	791			
	1200	156	208	260	311	367	459	551	719	863	1032		
Dc(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
D (mm)	300										
	350	51									
	400	59	78								
	450	66	88								
	500	73	98	122							
	600	88	117	147	176	208					
	700	103	137	171	205	242					
	800	117	156	196	235	277	346				
	900	132	176	220	264	311	389	467			
	1000	147	196	245	293	346	432	519	678		
	1100	161	215	269	323	380	476	571	745		
	1200	176	235	293	352	415	519	622	813	976	
Dc (mm)		110	180	180	180	230	230	230	300	300	360

※配筋 No における鉄筋仕様は、「2. 工法標準仕様」2.3(4) を参照

3.5 杭体応力・変形算定法

略算解析法または精算解析法による杭体応力・変形算定を以下に示す。

(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。

$$\text{杭頭変位 } y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y0} \quad (\text{m}) \quad \text{-----} \quad (3-23)$$

$$\text{杭頭回転角 } \theta_0 = -\frac{Q}{2EI\beta^2} (1 - \alpha_r) \quad (\text{rad}) \quad \text{-----} \quad (3-24)$$

$$\text{杭頭モーメント } M_0 = \frac{Q}{2\beta} R_{M0} \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \quad \text{-----} \quad (3-25)$$

$$\text{地中部最大曲げモーメント } M_{\max} = -\frac{Q}{2\beta} R_{\max} \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \quad \text{-----} \quad (3-26)$$

$$\text{地中部最大曲げモーメント発生深さ } l_m = -\frac{1}{\beta} R_{lm} \quad (\text{m}) \quad \text{-----} \quad (3-27)$$

但し、

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

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

$$R_{M0} = \alpha_r$$

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

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

ここで、

Q : 杭頭の水平力 (kN)

K_h : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B : 杭径 (m)

E : 杭のヤング係数 (kN/m²)

I : 杭の断面二次モーメント (m⁴)

α_r : 杭頭の固定度(固定のとき 1、ピンのとき 0)

(注) 上記算定式は半無限長の場合に適用でき、有限長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。

精算解析法としては、伝達マトリクス法による解析方法がある。伝達マトリクス法は以下に示す条件下で適用する。

- ① 多層地盤
- ② 杭変位による地盤反力係数の低減を考慮

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。

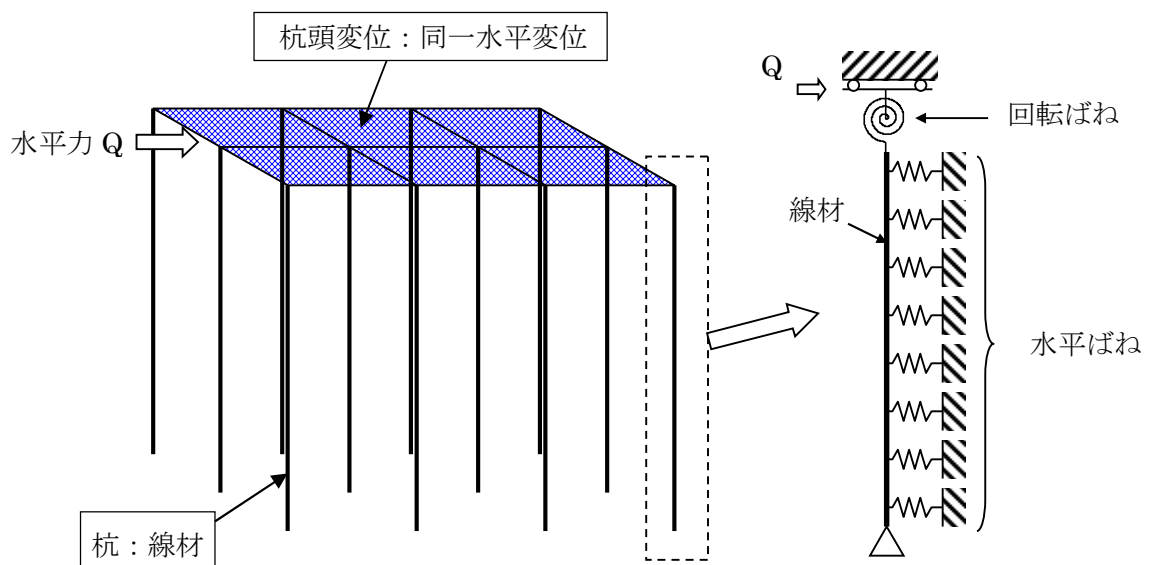


図 3-7 解析モデル

3.6 基礎定着部検討

(1) パンチングに対する検討

パンチングに対する検討は、設計した建物の部材配置状況に応じて検討を行う。代表的な応力について以下に示す。

1) 軸方向の押込み力に対する応力

杭の直上に柱、若しくは基礎梁がない場合は、図 3-8(a)に示す応力に対して検討を行うこと。

2) 複数杭の場合の曲げせん断応力

複数杭で柱直下に杭がない場合は、図 3-8(b)に示す応力に対して検討を行うこと。

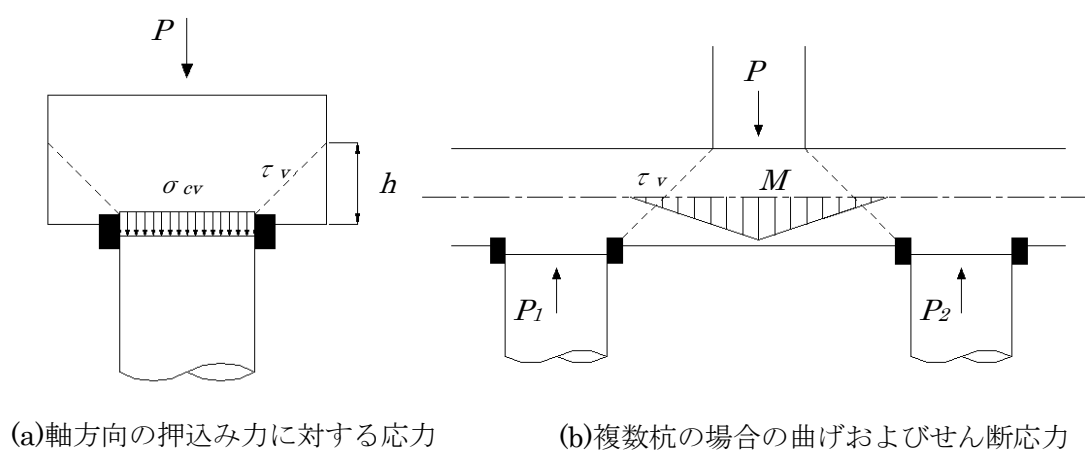


図 3-8 杭頭接合部に発生する各種応力

3.7 設計例

3.7.1 杭頭に引張力が生じない場合

(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A種、800φ、杭実長 20m)

支持層 : 細砂層

(2) 杭配置

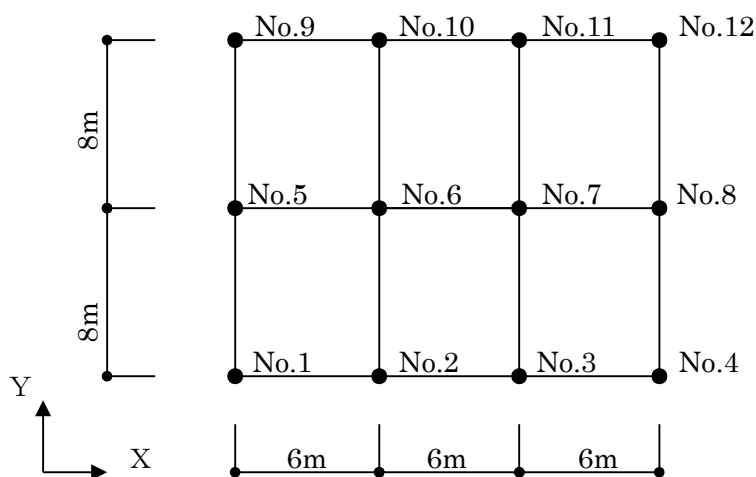


図 3-9 杭配置図

(3) 杭設計用短期軸力

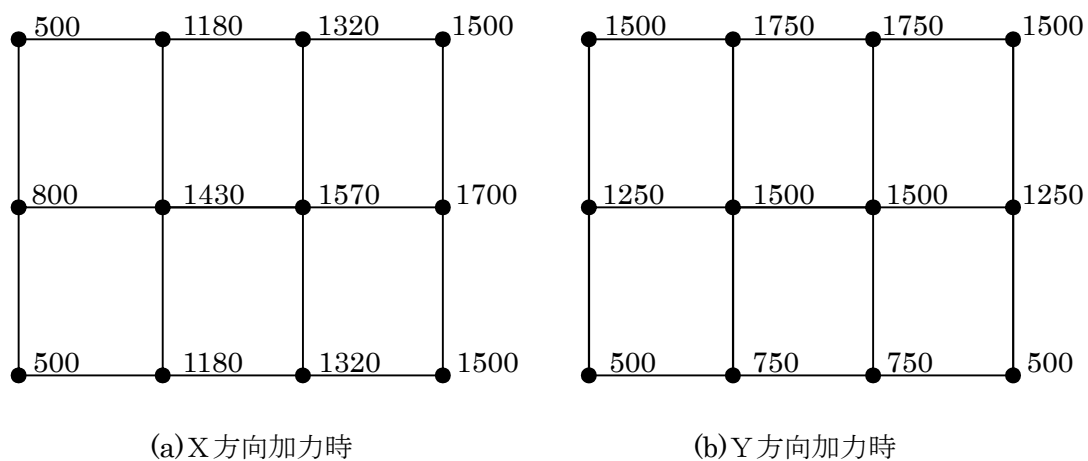


図 3-10 短期軸力(kN)

(4) 設計せん断力

杭全体に作用する設計せん断力 $Q_0 = 2520 \text{ kN}$

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、剛床仮定とし、杭径が同一なので杭1本当たりの負担せん断力は杭全体に作用する設計せん断力 Q_0 を杭本数 n で割った値となる。

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

(5) 初期回転剛性 K_e の算定

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 $H_p = 0.07\text{m}$

$$\therefore K_p = E_p \cdot I_p / H_p = 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} / 0.07 = 8.17 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

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

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 $H_c = 0.15 - 0.07 = 0.08 \text{ m}$

$$\therefore K_c = E_c \cdot I_c / H_c = 2.57 \times 10^7 \times 2.01 \times 10^{-2} / 0.08 = 6.46 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

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

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

$$K_i = K_e = \frac{1}{1/K_p + 1/K_c + 1/K_b} = \frac{1}{1/(8.17 \times 10^6) + 1/(6.46 \times 10^6) + 1/(1.29 \times 10^6)}$$
$$= 9.51 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

(6) 初期固定度 α_1 の算定

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

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

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \cdot D}{4 E_p \cdot I_p}} = \sqrt[4]{\frac{20000 \times 0.8}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2}}} = 0.289 (\text{m}^{-1})$$

$$\therefore \alpha_1 = \frac{K_i}{E_p \cdot I_p \cdot \beta + K_i} = \frac{9.51 \times 10^5}{3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.289 + 9.51 \times 10^5} = 0.85$$

(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 3-3 に示す。

算定式 $M_u = N \cdot D/2$

表 3-3 最大抵抗モーメント M_u の算定結果

X 方向；正加力時

杭 No.	杭径 D(m)	軸力 N (kN)	最大抵抗モーメント M_u (kN・m)
1	0.8	500	200
2	0.8	1180	472
3	0.8	1320	528
4	0.8	1500	600
5	0.8	800	320
6	0.8	1430	572
7	0.8	1570	628
8	0.8	1700	680
9	0.8	500	200
10	0.8	1180	472
11	0.8	1320	528
12	0.8	1500	600

(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

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

$$\beta = 0.289 \text{ m}^{-1}$$

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

$$M_0 = \frac{Q}{2\beta} R_{M0} = \frac{210}{2 \times 0.289} \times 0.85 = 309 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

② 地中部最大曲げモーメント M_{\max} の算定

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

$$= 0.244$$

$$M_{\max} = -\frac{Q}{2\beta} R_{\max} = -\frac{210}{2 \times 0.289} \times 0.244 = -88.7 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

地中部最大曲げモーメント発生深さ

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

$$lm = -\frac{1}{\beta} R_{lm} = -\frac{1}{0.289} \times 1.42 = -4.93(\text{m})$$

③ Mu 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 (算定式； $\alpha_2 = D \cdot \beta \cdot N_0 / Q_0$) を算定して杭頭変位 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.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。

表 3-4 Mu と M_0 の比較

杭 No.	最大抵抗モーメント $M_u(\text{kN} \cdot \text{m})$	判定	杭頭曲げモーメント $M_0(\text{kN} \cdot \text{m})$	
1	200	\leq	309	---→ α_2 の算定
2	472	$>$	309	
3	528	$>$	309	
4	600	$>$	309	
5	320	$>$	309	
6	572	$>$	309	
7	628	$>$	309	
8	680	$>$	309	
9	200	\leq	309	---→ α_2 の算定
10	472	$>$	309	
11	528	$>$	309	
12	600	$>$	309	

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

表 3-5 固定度 α_2 の算定

杭 No	D(m)	N (kN)	β (m ⁻¹)	Qp(kN)	固定度 α_2
1	0.8	500	0.289	210	0.55
9	0.8	500	0.289	210	0.55

④ 杭頭変位の算定

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、No1 と No.9 以外の杭の杭頭変位が以下の値となる。

$$\alpha = \alpha_1 = 0.85$$

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

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

$$\beta = 0.289 \text{ m}^{-1}$$

$$R_{y_0} = 2 - \alpha_r = 2 - 0.85 = 1.15$$

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y_0} = \frac{210}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.289^3} \times 1.15 \times 10^3 = 4.36 (\text{mm})$$

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、No1 と No9 の杭の杭頭変位が以下の値となる。

$$R_{y_0} = 2 - \alpha_r = 2 - 0.55 = 1.45$$

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y_0} = \frac{210}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.289^3} \times 1.45 \times 10^3 = 5.51 (\text{mm})$$

⑤ 各杭の負担せん断力の再分配

設計例では、No.1、No.9 の杭の固定度に変化が生じたため、各杭の負担せん断力の再分配を行う。

尚、負担せん断力の再分配は、杭の水平剛性に応じて行う。

再分配した結果を表 3-6 に示す。

表 3-6 各杭の負担せん断力

杭 No	杭本数	$y_0(\text{mm})$	剛 比	$Q_p(\text{kN})$
No.1、No.9	2	5.51	0.79	172
上記以外	10	4.36	1.00	218
合計	12			$\Sigma Q \doteq 2520$

⑥ 設計応力

③～⑤で行った計算を各杭の杭頭変位の差が小さくなるまで収斂計算を行い、負担せん断力 Q_p と固定度 α を求める。これらの値を元に Chang の式を用いて設計応力を算定する。収斂計算を行った算定結果を表 3-7 に示す。但し、 M_u を超えた杭の設計曲げモーメント M_D は $M_D = M_u$ とする。

表 3-7 算定結果

杭 No	Q_p (kN)	固定度 α	M_0 (kN・m)	y_0 (mm)	θ_0 ($\times 10^{-3}$ rad)
No.1、No.9	181	0.63	199	4.50	0.694
上記以外	216	0.85	318	4.48	0.334

上記算定結果では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 3-9 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 No.1 と No.8 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。

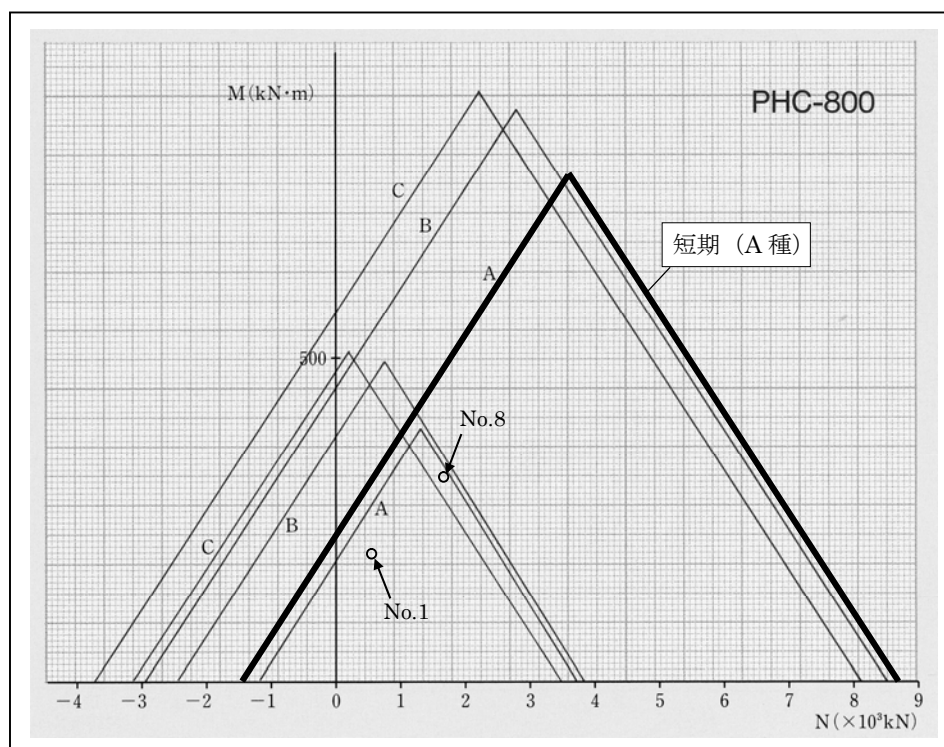


図 3-11 PHC 杭 (800φ) の M-N 曲線

∴ 図 3-11 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.6 にて検定を行う。

- ・ 短期設計せん断力 $sQ_D = 216 \times 1.5 = 324 \text{ kN}$
- ・ 短期許容せん断力 $sQ_a = 326 \text{ kN}$ (表 3-8 による。)

$$\therefore \text{余裕度 } sQ_a / sQ_D = 326 / 324 = 1.01 \geq 1.0 \quad \text{OK}$$

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.6 にて検定を行う。

- ・ PC リング用短期設計せん断力 $sQ_D = 216 \times 1.5 = 324 \text{ kN}$
(2 次設計を行う場合には、 $sQ_D = 216 \text{ kN}$)
- ・ PC リングの短期許容せん断力 $sQ_r = 760 \text{ kN}$ (表 3-9 による)
(既製杭、800 ϕ 用)

$$\therefore \text{余裕度 } sQ_r / sQ_D = 760 / 324 = 2.35 \geq 1.0 \quad \text{OK}$$

3) 基礎のパンチングに対する検討

本設計例では、杭の直上に柱があるので、検討を省略する。

表 3-8 既製杭の短期許容せん断力

D (mm)	t (mm)	S ₀ (cm ³)	I (cm ⁴)	EQ _{p4} (kN)	EQ _{p8} (kN)	EQ _{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	343700	485.0	640.1	705.0

t : 杭厚さ

S₀ : 杭の断面一次モーメント

I : 杭の断面二次モーメント

EQ_{p4} : $\sigma_e=4.0(\text{N/mm}^2)$ 時の短期許容せん断力EQ_{p8} : $\sigma_e=8.0(\text{N/mm}^2)$ 時の短期許容せん断力EQ_{p10} : $\sigma_e=10.0(\text{N/mm}^2)$ 時の短期許容せん断力

表 3-9 PC リング短期許容せん断力

D (mm)	N タイプ		S1 タイプ		S2 タイプ	
	タイプ	sQr(kN)	タイプ	sQr(kN)	タイプ	sQr(kN)
300	300N	280	300S1	340	300S2	470
350	350N	330	350S1	390	350S2	540
400	400N	380	400S1	450	400S2	620
450	450N	410	450S1	520	450S2	710
500	500N	420	500S1	590	500S2	800
600	600N	660	600S1	840	600S2	980
700	700N	710	700S1	1030	700S2	1220
800	800N	760	800S1	1090	800S2	1420
900	900N	810	900S1	1160	900S2	1510
1000	1000N	850	1000S1	1220	1000S2	1600
1100	1100N	1100	1100S1	1680	1100S2	2130
1200	1200N	1150	1200S1	1740	1200S2	2220

※sQr は PC リングの短期許容せん断力

3.7.2 杭頭に引張力が生じる杭がある場合

(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

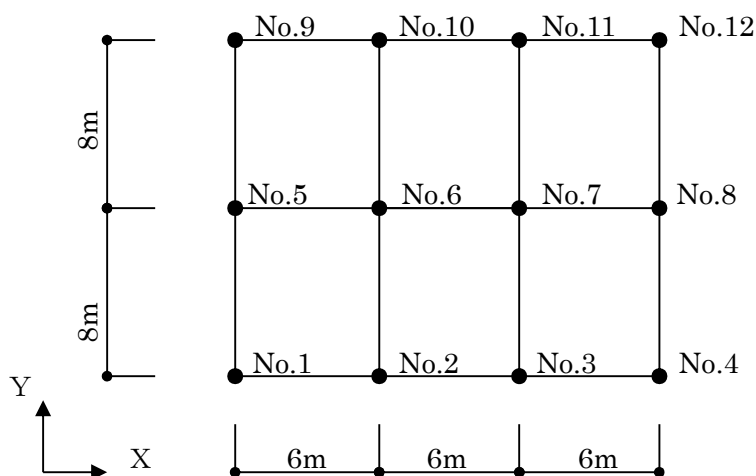


図 3-12 杭配置図

(3) 杭設計用短期軸力

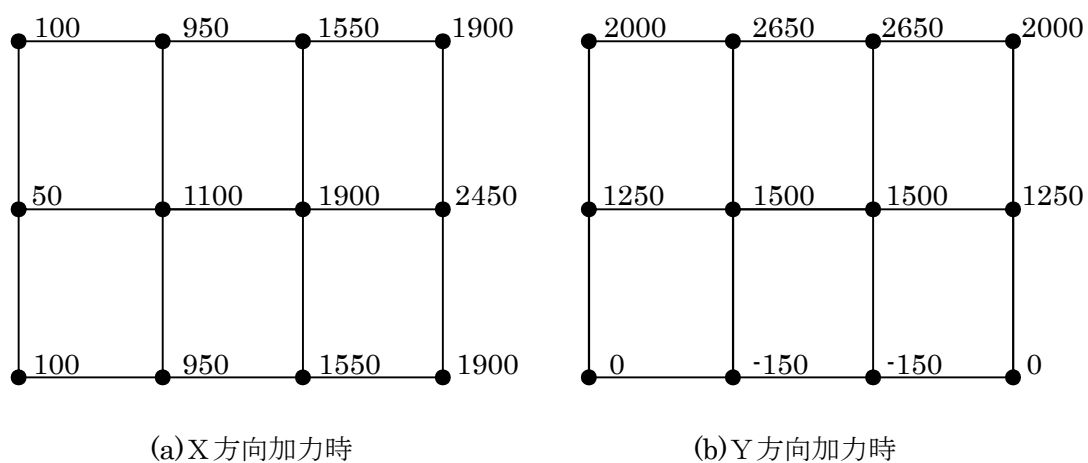


図 3-13 短期軸力(kN)

※ 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 3-10 引張定着筋一覧表 (SD345)

引張定着筋鋼種		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
配置径(mm)		110※	180	180	180	230	230	230	300	300	355
帯筋外径(mm)		150※	220	220	220	280	280	280	360	360	420
定着長さ (mm)	ハイルキャップ側 定着板あり	500	500	500	500	600	600	600	750	750	800
	ハイルキャップ側 定着板なし	800	800	800	800	950	950	950	1200	1200	1450
	杭体側	800	800	800	800	950	950	950	1200	1200	1450
上 : 杭径 下 : 杭内径 (mm)	300 (180)	297									
	350 (230)	297									
	400 (270)	297	395								
	450 (310)	297	395	494							
	500 (340)	297	395	494							
	600 (420)	297	395	494	593	699					
	700 (500)	297	395	494	593	699	874				
	800 (580)	297	395	494	593	699	874	1049			
	900 (660)	297	395	494	593	699	874	1049	1370		
	1000 (740)	297	395	494	593	699	874	1049	1370		
	1100 (820)	297	395	494	593	699	874	1049	1370	1644	
	1200 (900)	297	395	494	593	699	874	1049	1370	1644	1967

(単位 : kN)

注 : No.1 で杭径 400mm 以上の場合には配置径は 180mm、帯筋外径は 220mm とする。

(4) 設計せん断力

杭全体に作用する設計せん断力 $Q_0 = 2520 \text{ kN}$

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全体に作用する設計せん断力 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_i 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 $H_p = 0.07\text{m}$

$$\therefore K_p = E_p \cdot I_p / H_p = 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} / 0.07 = 8.17 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

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

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 $H_c = 0.15 - 0.07 = 0.08 \text{ m}$

$$\therefore K_c = E_c \cdot I_c / H_c = 2.57 \times 10^7 \times 2.01 \times 10^{-2} / 0.08 = 6.46 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

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

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

$$\begin{aligned} K_i = K_e &= \frac{1}{1/K_p + 1/K_c + 1/K_b} = \frac{1}{1/(8.17 \times 10^6) + 1/(6.46 \times 10^6) + 1/(1.29 \times 10^6)} \\ &= 9.51 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m/rad} \end{aligned}$$

(ii) 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

$$D_c = 0.23 \text{ m}$$

$$n_s = 4 \text{ 本、} \quad a_s = 507 \text{ mm}^2 = 5.07 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$n_s \cdot a_s = 2.03 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$N_{ty} = N_y \left(\frac{D}{D + D_c} \right) = 700 \times \left(\frac{0.8}{0.8 + 0.23} \right) = 543 \text{ kN}$$

$0 < |N| \leq N_{ty}$ であるため、

$$\left(\frac{|N| - N_{ty}}{N_{ty}} \right)^2 + \left(\frac{K_e - K_i}{K_e - K_{ty}} \right)^2 = 1 \quad \text{で表される。}$$

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

$$= \frac{\pi}{32 \times 0.23} \left\{ 0.23^4 - \left(0.23^2 - \frac{4}{\pi} 2.03 \times 10^{-3} \right)^2 \right\} = 1.14 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_{ty} = \frac{D_c \cdot E_s \cdot Z}{2D} = \frac{0.23 \times 2.05 \times 10^8 \times 1.14 \times 10^{-4}}{2 \times 0.8} = 3352 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

以上より、

$$K_i = 2.97 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

以上より各杭に対する初期回転剛性を表 3-11、表 3-12 に示す。

表 3-11 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	9.51×10^5

表 3-12 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)
2,3	2.97×10^5
2,3 以外	9.51×10^5

(6) 初期固定度 α_1 の算定

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

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

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kh \cdot D}{4 E_p \cdot I_p}} = \sqrt[4]{\frac{20000 \times 0.8}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2}}} = 0.289 (m^{-1})$$

$$\therefore \alpha_1 = \frac{K_e}{E_p \cdot I_p \cdot \beta + K_e} = \frac{K_e}{3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.289 + K_e}$$

初期固定度 α_1 の算定結果を表 3-13、表 3-14 に示す。

表 3-13 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 3-14 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
2,3	0.64
2,3 以外	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 3-15 に示す。

(i) 圧縮軸力作用時 (軸力零の場合も含む)

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

(ii) 引張軸力作用時(Y 方向加力時、杭 No2、No3)

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

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

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

表 3-15 最大抵抗モーメント M_u の算定結果

X 方向加力時			Y 方向加力時		
杭 No.	軸力 N(kN)	最大抵抗モーメント $M_u(\text{kN} \cdot \text{m})$	杭 No.	軸力 N(kN)	最大抵抗モーメント $M_u(\text{kN} \cdot \text{m})$
1	100	213	1	0	173
2	950	625	2	-150	192
3	1550	865	3	-150	192
4	1900	933	4	0	173
5	50	124	5	1250	604
6	1100	440	6	1500	600
7	1900	760	7	1500	600
8	2450	1084	8	1250	604
9	100	213	9	2000	973
10	950	625	10	2650	1305
11	1550	865	11	2650	1305
12	1900	933	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

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

$$\beta = 0.289 \text{ m}^{-1}$$

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

$$M_0 = \frac{Q}{2\beta} R_{M0} = \frac{210}{2 \times 0.289} \times 0.85 = 309 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

(ii) 引張軸力作用時(Y 方向加力時、杭 no2、no3)

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

$$\beta = 0.289 \text{ m}^{-1}$$

$$R_{M0} = \alpha_r = 0.16$$

$$M_0 = \frac{Q}{2\beta} R_{M0} = \frac{210}{2 \times 0.289} \times 0.64 = 233 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

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

$$R_{\max} = \exp \left[-\tan^{-1} \left(\frac{1}{1-\alpha_r} \right) \right] \sqrt{(1-\alpha_r)^2 + 1} = \exp \left[-\tan^{-1} \left(\frac{1}{1-0.85} \right) \right] \sqrt{(1-0.85)^2 + 1}$$
$$= 0.24$$

$$M_{\max} = -\frac{Q}{2\beta} R_{\max} = -\frac{210}{2 \times 0.289} \times 0.24 = -88.7 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

地中部最大曲げモーメント発生深さ

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

$$\text{lm} = -\frac{1}{\beta} R_{\text{lm}} = -\frac{1}{0.289} \times 1.42 = -4.93(\text{m})$$

(ii) 引張軸力作用時(Y 方向加力時、杭 No2、No3)

$$R_{\max} = \exp\left[-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1-\alpha_r}\right)\right]\sqrt{(1-\alpha_r)^2+1} = \exp\left[-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1-0.64}\right)\right]\sqrt{(1-0.64)^2+1}$$

$$= 0.31$$

$$M_{\max} = -\frac{Q}{2\beta} R_{\max} = -\frac{210}{2 \times 0.289} \times 0.31 = -113 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

地中部最大曲げモーメント発生深さ

$$R_{\text{lm}} = \tan^{-1}\left(\frac{1}{1-\alpha_r}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1}{1-0.64}\right) = 1.23$$

$$\text{lm} = -\frac{1}{\beta} R_{\text{lm}} = -\frac{1}{0.289} \times 1.23 = -4.25(\text{m})$$

③ Mu 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、X 方向加力時の No.1、No.5、No.9 の杭において、Y 方向加力時の No.1～No.4 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 (軸力零の場合も含む)

$$\alpha_2 = \frac{2\beta}{Q} \cdot \left(\frac{DN}{2} + M_r \right)$$

(ii) 引張軸力作用時

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

表 3-16 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 M ₀ (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 3-17 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 M ₀ (kN・m)
1	173	≦	309
2	192	≦	233
3	192	≦	233
4	173	≦	309
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、X方向加力時の No.1、No.5、No.9 の杭について、Y方向加力時の No.1～No.4 の杭について固定度 α_2 を算定する。

表 3-18 固定度 α_2 の算定

杭 No	杭 No	D(m)	N(kN)	β (m ⁻¹)	Qp(kN)	固定度 α_2
X 方向	1,9	0.8	100	0.289	210	0.59
	5	0.8	50	0.289	210	0.34
Y 方向	1,4	0.8	0	0.289	210	0.48
	2,3	0.8	-150	0.289	210	0.53

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。

$$\alpha = \alpha_1 = 0.85$$

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

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

$$\beta = 0.289 \text{ m}^{-1}$$

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

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y0} = \frac{210}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.289^3} \times 1.15 \times 10^3 = 4.36(\text{mm})$$

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。

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

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y0} = \frac{210}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.289^3} \times 1.41 \times 10^3 = 5.37(\text{mm})$$

同様に、No5 の杭の杭頭変位が以下の値となる。

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

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y0} = \frac{210}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.289^3} \times 1.66 \times 10^3 = 6.30(\text{mm})$$

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。

$$\alpha = \alpha_1 = 0.85$$

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

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

$$\beta = 0.289 \text{ m}^{-1}$$

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

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y0} = \frac{210}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.289^3} \times 1.15 \times 10^3 = 4.36(\text{mm})$$

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.4 の杭頭変位は以下の値となる。

$$\alpha = \alpha_2 = 0.48$$

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

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

$$\beta = 0.289 \text{ m}^{-1}$$

$$R_{y0} = 2 - \alpha_r = 2 - 0.48 = 1.52$$

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y0} = \frac{210}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.289^3} \times 1.52 \times 10^3 = 5.79(\text{mm})$$

同様に、No.2、No.3 の杭頭変位は以下の値となる。

$$\alpha = \alpha_2 = 0.53$$

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

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

$$\beta = 0.289 \text{ m}^{-1}$$

$$R_{y0} = 2 - \alpha_r = 2 - 0.53 = 1.47$$

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y0} = \frac{210}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.289^3} \times 1.47 \times 10^3 = 5.59(\text{mm})$$

⑤ 各杭の負担せん断力の再分配

設計例では、X 方向加力時の No.1、No.5、No.9 の杭、Y 方向加力時の No.1~No.4 の杭の固定度に変化が生じたため、各杭の負担せん断力の再分配を行う。

尚、負担せん断力の再分配は、杭の水平剛性に応じて行う。

再分配した結果について X 方向加力時を表 3-19 に、Y 方向加力時を表 3-20 に示す。

表 3-19 各杭の負担せん断力(X 方向加力時)

杭 No	杭本数	$y_0(\text{mm})$	剛 比	$Q_p(\text{kN})$
No.1、No.9	2	5.37	0.813	181
No.5	1	6.30	0.692	154
上記以外	9	4.36	1.000	223
合計	12			$\Sigma Q \div 2520$

表 3-20 各杭の負担せん断力(Y 方向加力時)

杭 No	杭本数	$y_0(\text{mm})$	剛 比	$Q_p(\text{kN})$
No.1、No.4	2	5.79	0.754	172
No.2、No.3	2	5.59	0.781	178
上記以外	8	4.36	1.000	228
合計	12			$\Sigma Q \div 2520$

⑥ 設計応力

③～⑤で行った計算を各杭の杭頭変位の差が小さくなるまで収斂計算を行い、負担せん断力 Q_p と固定度 α を求める。これらの値を元に Chang の式を用いて設計応力を算定する。算定結果を表 3-21、表 3-22 に示す。但し、 M_u を超えた杭の設計曲げモーメント M_D は $M_D = M_u$ とする。

表 3-21 算定結果 (X 方向加力時)

杭 No	Q_p (kN)	α	M_0 (kN・m)	y_0 (mm)	θ_0 ($\times 10^{-3} \text{rad}$)
No.1、No.9	188	0.66	213	4.57	0.68
No.5	162	0.44	124	4.58	0.95
上記以外	220	0.85	324	4.58	0.34

表 3-22 算定結果 (Y 方向加力時)

杭 No	Q_p (kN)	α	M_0 (kN・m)	y_0 (mm)	θ_0 ($\times 10^{-3} \text{rad}$)
No.1、No.4	179	0.56	173	4.66	0.82
No.2、No.3	184	0.60	192	4.66	0.76
上記以外	224	0.85	330	4.66	0.35

上記算定結果では杭頭変位が等しく、杭頭の同一水平変位が成立していると判断でき、表 3-21、表 3-22 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。

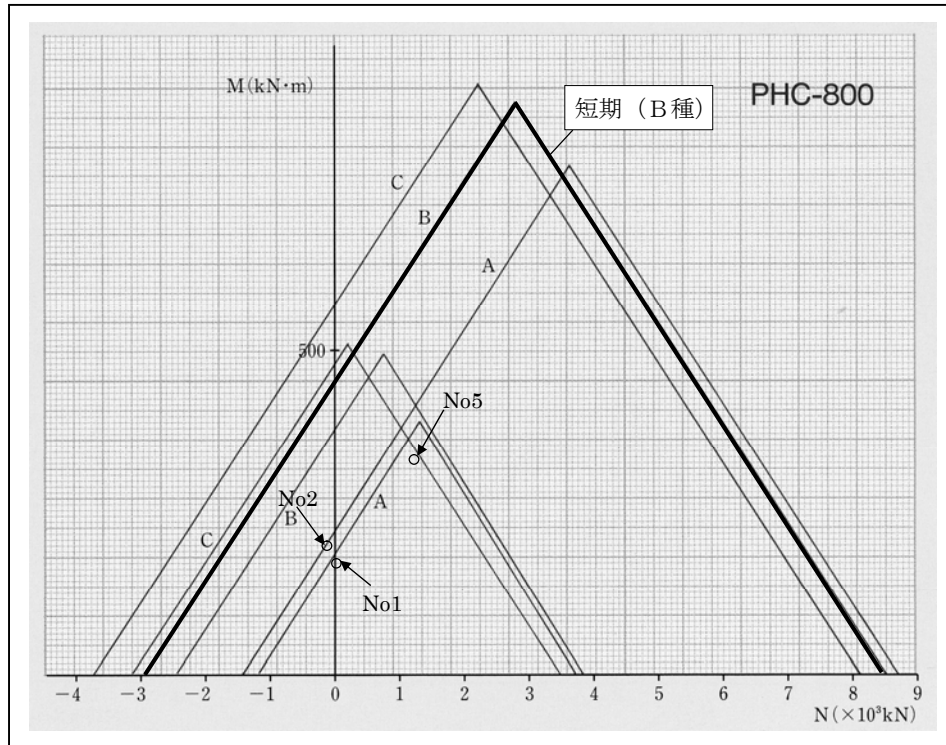


図 3-14 PHC 杭 (800φ) の M-N 曲線

∴ 図 3-14 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 $sQ_D = 224 \times 1.5 = 336 \text{ kN}$

・ 短期許容せん断力 $sQ_a = 430 \text{ kN}$ (表 3-23)

∴ 余裕度 $sQ_a / sQ_D = 430 / 336 = 1.28 \geq 1.0$ 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 $sQ_D = 224 \times 1.5 = 336 \text{ kN}$

・ PC リングの短期許容せん断力 $sQ_r = 760 \text{ kN}$ (タイプ : 800N)
(既製杭、800φ用)

∴ 余裕度 $sQ_r / sQ_D = 760 / 336 = 2.26 \geq 1.5$ OK

尚、引張軸力が生じていない杭は、余裕度 1.0 以上として良い。

表 3-23 既製杭の短期許容せん断力

D (mm)	t (mm)	S ₀ (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	343700	485.0	640.1	705.0

t : 杭厚さ

S₀ : 杭の断面一次モーメント

I : 杭の断面二次モーメント

$E Q_{p4}$: $\sigma_e=4.0(N/mm^2)$ 時の短期許容せん断力

$E Q_{p8}$: $\sigma_e=8.0(N/mm^2)$ 時の短期許容せん断力

$E Q_{p10}$: $\sigma_e=10.0(N/mm^2)$ 時の短期許容せん断力

表 3-24 PC リング短期許容せん断力

D (mm)	N タイプ		S1 タイプ		S2 タイプ	
	タイプ	sQr(kN)	タイプ	sQr(kN)	タイプ	sQr(kN)
300	300N	280	300S1	340	300S2	470
350	350N	330	350S1	390	350S2	540
400	400N	380	400S1	450	400S2	620
450	450N	410	450S1	520	450S2	710
500	500N	420	500S1	590	500S2	800
600	600N	660	600S1	840	600S2	980
700	700N	710	700S1	1030	700S2	1220
800	800N	760	800S1	1090	800S2	1420
900	900N	810	900S1	1160	900S2	1510
1000	1000N	850	1000S1	1220	1000S2	1600
1100	1100N	1100	1100S1	1680	1100S2	2130
1200	1200N	1150	1200S1	1740	1200S2	2220

※sQr は PC リングの短期許容せん断力

3.7.3 杭頭に引張力が生じる杭がある場合（精算解析法）

荷重条件は、3.7.2 と同様とし、精算解析法（キャプリングパイルソフト使用・多層解析）にて検討を行う。

(1) 地盤条件

地盤条件は、図 3-15 にて行う。
地盤は、多層地盤とし 0～5m で N 値 1、6～10m で N 値 5、11～17m で N 値 10、18～22m で N 値 60 と設定した。0～5m の範囲については、一層地盤で使用している $kh=20000\text{kN/m}^3$ から変形係数 $E0=6687\text{kN/m}^2$ を逆算し算出した。

(2) 設計せん断力

杭全体に作用する設計せん断力 $Q_0=2520\text{kN}$

(3) 杭設計用軸力（kN）

杭設計軸力は、3.7.2 と同じ短期軸力とした。表 3-25 に軸力表を示す。

なお、引張定着筋は引き抜きが生じている No2,3 に配置する。

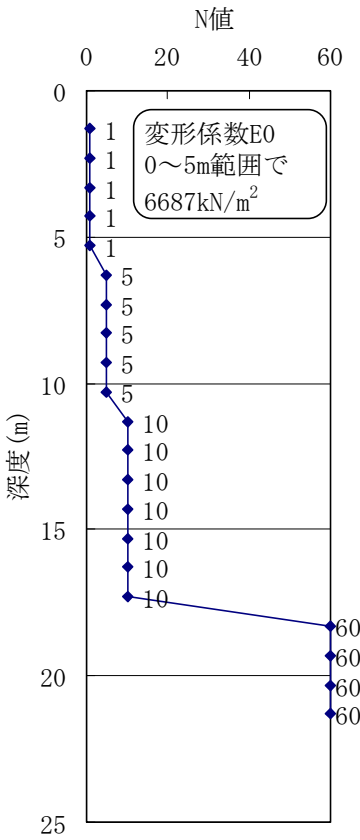


表 3-25 軸力表

図 3-15 bor 図

基礎 No	杭位置	杭径	杭 本数	軸力/基礎毎 (kN)								杭頭軸力/基礎	
				長期	パイルキャ ップ重量	長期 +	地震時 変動軸力				Nmax (kN)	Nmin (kN)	
							X(右→左)	X(左→右)	Y(右→左)	Y(左→右)			
1	X1-Y1	800	1	0	0	0	100	100	0	0	100	0	
2	X2-Y1	800	1	0	0	0	950	950	-150	-150	950	-150	
3	X3-Y1	800	1	0	0	0	1550	1550	-150	-150	1550	-150	
4	X4-Y1	800	1	0	0	0	1900	1900	0	0	1900	0	
5	X1-Y2	800	1	0	0	0	50	50	1250	1250	1250	50	
6	X2-Y2	800	1	0	0	0	1100	1100	1500	1500	1500	1100	
7	X3-Y2	800	1	0	0	0	1900	1900	1500	1500	1900	1500	
8	X4-Y2	800	1	0	0	0	2450	2450	1250	1250	2450	1250	
9	X1-Y3	800	1	0	0	0	100	100	2000	2000	2000	100	
10	X2-Y3	800	1	0	0	0	950	950	2650	2650	2650	950	
11	X3-Y3	800	1	0	0	0	1550	1550	2650	2650	2650	1550	
12	X4-Y3	800	1	0	0	0	1900	1900	2000	2000	2000	1900	

(4) 結果

表 3-26 に杭頭モーメント・杭頭せん断力・杭頭固定度結果を、表 3-27 に PC リングおよび杭頭回転角の照査結果を、表 3-28 に引張定着筋の仕様を示す。図 3-16 に PHC 杭（φ 800）の M-N 曲線を示す。

表 3-26 杭頭モーメント・杭頭せん断力・杭頭固定度

基礎 No	基礎 位置	径 (mm)	X方向						
			杭頭 軸力 (kN)	杭頭 曲げ モーメント (kN・m)	杭頭 変位置 (mm)	概算 杭頭 固定度 α	地中部最大		杭頭せん断力 (kN)
							曲げ モーメント (kN・m)	発生 深度 (m)	
1	X1-Y1	800	100	40.0	5.89	0.15	148.7	3.3	143.7
2	X2-Y1	800	950	375.1	5.89	0.87	94.9	5.1	232.7
3	X3-Y1	800	1550	375.1	5.89	0.87	94.9	5.1	232.7
4	X4-Y1	800	1900	375.1	5.89	0.87	94.9	5.1	232.7
5	X1-Y2	800	50	20.0	5.89	0.08	154.8	3.1	138.4
6	X2-Y2	800	1100	375.1	5.89	0.87	94.9	5.1	232.7
7	X3-Y2	800	1900	375.1	5.89	0.87	94.9	5.1	232.7
8	X4-Y2	800	2450	375.1	5.89	0.87	94.9	5.1	232.7
9	X1-Y3	800	100	40.0	5.89	0.15	148.7	3.3	143.7
10	X2-Y3	800	950	375.1	5.89	0.87	94.9	5.1	232.7
11	X3-Y3	800	1550	375.1	5.89	0.87	94.9	5.1	232.7
12	X4-Y3	800	1900	375.1	5.89	0.87	94.9	5.1	232.7

基礎 No	基礎 位置	径 (mm)	Y方向						
			杭頭 軸力 (kN)	杭頭 曲げ モーメント (kN・m)	杭頭 変位量 (mm)	概算 杭頭 固定度 α	地中部最大		杭頭せん断力 (kN)
							曲げ モーメント (kN・m)	発生 深度 (m)	
1	X1-Y1	800	0	0.0	6.14	0.00	168.1	3.0	138.6
2	X2-Y1	800	-150	51.5	6.14	0.18	152.1	3.4	152.2
3	X3-Y1	800	-150	51.5	6.14	0.18	152.1	3.4	152.2
4	X4-Y1	800	0	0.0	6.14	0.00	168.1	3.0	138.6
5	X1-Y2	800	1250	390.5	6.14	0.87	98.8	5.1	242.3
6	X2-Y2	800	1500	390.5	6.14	0.87	98.8	5.1	242.3
7	X3-Y2	800	1500	390.5	6.14	0.87	98.8	5.1	242.3
8	X4-Y2	800	1250	390.5	6.14	0.87	98.8	5.1	242.3
9	X1-Y3	800	2000	390.5	6.14	0.87	98.8	5.1	242.3
10	X2-Y3	800	2650	390.5	6.14	0.87	98.8	5.1	242.3
11	X3-Y3	800	2650	390.5	6.14	0.87	98.8	5.1	242.3
12	X4-Y3	800	2000	390.5	6.14	0.87	98.8	5.1	242.3

表 3-27 PC リングおよび杭頭回転角の照査

基礎 No	杭 位置	PCリングせん断力		せん断力 (kN)				杭頭回転角 (0.03rad以下)		合・否
		PCリング タイプ	PCリング 許容値 (kN)	X-RL	X-LR	Y-RL	Y-LR	X方向 加力時 (rad)	Y方向 加力時 (rad)	
1	X1-Y1	N	741	143.7	143.7	138.6	138.6	0.001	0.002	合
2	X2-Y1	N	741	232.7	232.7	152.2	152.2	0.000	0.001	合
3	X3-Y1	N	741	232.7	232.7	152.2	152.2	0.000	0.001	合
4	X4-Y1	N	741	232.7	232.7	138.6	138.6	0.000	0.002	合
5	X1-Y2	N	741	138.4	138.4	242.3	242.3	0.002	0.000	合
6	X2-Y2	N	741	232.7	232.7	242.3	242.3	0.000	0.000	合
7	X3-Y2	N	741	232.7	232.7	242.3	242.3	0.000	0.000	合
8	X4-Y2	N	741	232.7	232.7	242.3	242.3	0.000	0.000	合
9	X1-Y3	N	741	143.7	143.7	242.3	242.3	0.001	0.000	合
10	X2-Y3	N	741	232.7	232.7	242.3	242.3	0.000	0.000	合
11	X3-Y3	N	741	232.7	232.7	242.3	242.3	0.000	0.000	合
12	X4-Y3	N	741	232.7	232.7	242.3	242.3	0.000	0.000	合

表 3-28 引張定着筋仕様

引張 定着筋 仕様	鉄筋の 短期 許容 (kN)	引張 定着筋 許容 (kN)	最大 引張 荷重 (kN)
1	413.1	297.0	150.0

引張定着筋仕様は、表 3-10 より 3-D19 となる。

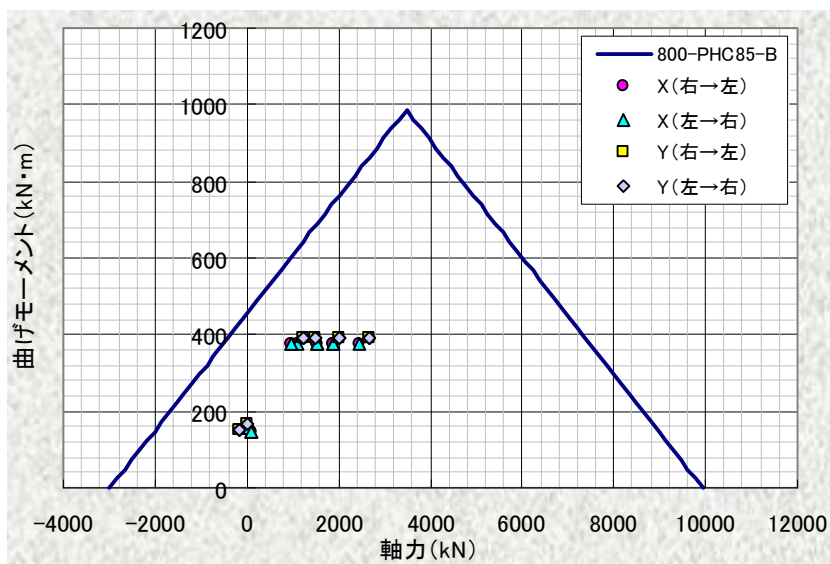


図 3-16 PHC 杭（φ800）の M-N 曲線

3. 引張強度、短期荷重引き張力

3. 引張定着筋の短期計容引張力

(2) 別添表第1号 SD-395 寸法 (単位: mm)										
NO.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
取付径 (mm)	860	1146	1433	1719	2025	2534	3040	3571	4765	5700
取付穴径 (mm)	110	180	230	230	230	300	300	300	355	420
取付穴径 (mm)	150	220	220	220	280	360	360	360	380	420
取付穴径 (mm)	200	280	280	280	360	450	450	450	480	500
取付穴径 (mm)	250	350	350	350	450	550	550	550	580	600
取付穴径 (mm)	300	400	400	400	500	600	600	600	650	750
取付穴径 (mm)	350	450	450	450	550	650	650	650	700	800
取付穴径 (mm)	400	500	500	500	600	700	700	700	750	850
取付穴径 (mm)	450	550	550	550	650	750	750	750	800	900
取付穴径 (mm)	500	600	600	600	700	800	800	800	850	950
取付穴径 (mm)	550	650	650	650	750	850	850	850	900	1000
取付穴径 (mm)	600	700	700	700	800	900	900	900	950	1050
取付穴径 (mm)	650	750	750	750	850	950	950	950	1000	1100
取付穴径 (mm)	700	800	800	800	900	1000	1000	1000	1050	1150
取付穴径 (mm)	750	850	850	850	950	1050	1050	1050	1100	1200
取付穴径 (mm)	800	900	900	900	1000	1100	1100	1100	1150	1250
取付穴径 (mm)	850	950	950	950	1050	1150	1150	1150	1200	1300
取付穴径 (mm)	900	1000	1000	1000	1100	1200	1200	1200	1250	1350
取付穴径 (mm)	950	1050	1050	1050	1150	1250	1250	1250	1300	1400
取付穴径 (mm)	1000	1100	1100	1100	1200	1300	1300	1300	1350	1450
取付穴径 (mm)	1050	1150	1150	1150	1250	1350	1350	1350	1400	1500
取付穴径 (mm)	1100	1200	1200	1200	1300	1400	1400	1400	1450	1550
取付穴径 (mm)	1150	1250	1250	1250	1350	1450	1450	1450	1500	1600
取付穴径 (mm)	1200	1300	1300	1300	1400	1500	1500	1500	1550	1650
取付穴径 (mm)	1250	1350	1350	1350	1450	1550	1550	1550	1600	1700
取付穴径 (mm)	1300	1400	1400	1400	1500	1600	1600	1600	1650	1750
取付穴径 (mm)	1350	1450	1450	1450	1550	1650	1650	1650	1700	1800
取付穴径 (mm)	1400	1500	1500	1500	1600	1700	1700	1700	1750	1850
取付穴径 (mm)	1450	1550	1550	1550	1650	1750	1750	1750	1800	1900
取付穴径 (mm)	1500	1600	1600	1600	1700	1800	1800	1800	1850	1950
取付穴径 (mm)	1550	1650	1650	1650	1750	1850	1850	1850	1900	2000
取付穴径 (mm)	1600	1700	1700	1700	1800	1900	1900	1900	1950	2050
取付穴径 (mm)	1650	1750	1750	1750	1850	1950	1950	1950	2000	2100
取付穴径 (mm)	1700	1800	1800	1800	1900	2000	2000	2000	2050	2150
取付穴径 (mm)	1750	1850	1850	1850	1950	2050	2050	2050	2100	2200
取付穴径 (mm)	1800	1900	1900	1900	2000	2100	2100	2100	2150	2250
取付穴径 (mm)	1850	1950	1950	1950	2050	2150	2150	2150	2200	2300
取付穴径 (mm)	1900	2000	2000	2000	2100	2200	2200	2200	2250	2350
取付穴径 (mm)	1950	2050	2050	2050	2150	2250	2250	2250	2300	2400
取付穴径 (mm)	2000	2100	2100	2100	2200	2300	2300	2300	2350	2450
取付穴径 (mm)	2050	2150	2150	2150	2250	2350	2350	2350	2400	2500
取付穴径 (mm)	2100	2200	2200	2200	2300	2400	2400	2400	2450	2550
取付穴径 (mm)	2150	2250	2250	2250	2350	2450	2450	2450	2500	2600
取付穴径 (mm)	2200	2300	2300	2300	2400	2500	2500	2500	2550	2650
取付穴径 (mm)	2250	2350	2350	2350	2450	2550	2550	2550	2600	2700
取付穴径 (mm)	2300	2400	2400	2400	2500	2600	2600	2600	2650	2750
取付穴径 (mm)	2350	2450	2450	2450	2550	2650	2650	2650	2700	2800
取付穴径 (mm)	2400	2500	2500	2500	2600	2700	2700	2700	2750	2850
取付穴径 (mm)	2450	2550	2550	2550	2650	2750	2750	2750	2800	2900
取付穴径 (mm)	2500	2600	2600	2600	2700	2800	2800	2800	2850	2950
取付穴径 (mm)	2550	2650	2650	2650	2750	2850	2850	2850	2900	3000
取付穴径 (mm)	2600	2700	2700	2700	2800	2900	2900	2900	2950	3050
取付穴径 (mm)	2650	2750	2750	2750	2850	2950	2950	2950	3000	3100
取付穴径 (mm)	2700	2800	2800	2800	2900	3000	3000	3000	3050	3150
取付穴径 (mm)	2750	2850	2850	2850	2950	3050	3050	3050	3100	3200
取付穴径 (mm)	2800	2900	2900	2900	3000	3100	3100	3100	3150	3250
取付穴径 (mm)	2850	2950	2950	2950	3050	3150	3150	3150	3200	3300
取付穴径 (mm)	2900	3000	3000	3000	3100	3200	3200	3200	3250	3350
取付穴径 (mm)	2950	3050	3050	3050	3150	3250	3250	3250	3300	3400
取付穴径 (mm)	3000	3100	3100	3100	3200	3300	3300	3300	3350	3450
取付穴径 (mm)	3050	3150	3150	3150	3250	3350	3350	3350	3400	3500
取付穴径 (mm)	3100	3200	3200	3200	3300	3400	3400	3400	3450	3550
取付穴径 (mm)	3150	3250	3250	3250	3350	3450	3450	3450	3500	3600
取付穴径 (mm)	3200	3300	3300	3300	3400	3500	3500	3500	3550	3650
取付穴径 (mm)	3250	3350	3350	3350	3450	3550	3550	3550	3600	3700
取付穴径 (mm)	3300	3400	3400	3400	3500	3600	3600	3600	3650	3750
取付穴径 (mm)	3350	3450	3450	3450	3550	3650	3650	3650	3700	3800
取付穴径 (mm)	3400	3500	3500	3500	3600	3700	3700	3700	3750	3850
取付穴径 (mm)	3450	3550	3550	3550	3650	3750	3750	3750	3800	3900
取付穴径 (mm)	3500	3600	3600	3600	3700	3800	3800	3800	3850	3950
取付穴径 (mm)	3550	3650	3650	3650	3750	3850	3850	3850	3900	4000
取付穴径 (mm)	3600	3700	3700	3700	3800	3900	3900	3900	3950	4050
取付穴径 (mm)	3650	3750	3750	3750	3850	3950	3950	3950	4000	4100
取付穴径 (mm)	3700	3800	3800	3800	3900	4000	4000	4000	4050	4150
取付穴径 (mm)	3750	3850	3850	3850	3950	4050	4050	4050	4100	4200
取付穴径 (mm)	3800	3900	3900	3900	4000	4100	4100	4100	4150	4250
取付穴径 (mm)	3850	3950	3950	3950	4050	4150	4150	4150	4200	4300
取付穴径 (mm)	3900	4000	4000	4000	4100	4200	4200	4200	4250	4350
取付穴径 (mm)	3950	4050	4050	4050	4150	4250	4250	4250	4300	4400
取付穴径 (mm)	4000	4100	4100	4100	4200	4300	4300	4300	4350	4450
取付穴径 (mm)	4050	4150	4150	4150	4250	4350	4350	4350	4400	4500
取付穴径 (mm)	4100	4200	4200	4200	4300	4400	4400	4400	4450	4550
取付穴径 (mm)	4150	4250	4250	4250	4350	4450	4450	4450	4500	4600
取付穴径 (mm)	4200	4300	4300	4300	4400	4500	4500	4500	4550	4650
取付穴径 (mm)	4250	4350	4350	4350	4450	4550	4550	4550	4600	4700
取付穴径 (mm)	4300	4400	4400	4400	4500	4600	4600	4600	4650	4750
取付穴径 (mm)	4350	4450	4450	4450	4550	4650	4650	4650	4700	4800
取付穴径 (mm)	4400	4500	4500	4500	4600	4700	4700	4700	4750	4850
取付穴径 (mm)	4450	4550	4550	4550	4650	4750	4750	4750	4800	4900
取付穴径 (mm)	4500	4600	4600	4600	4700	4800	4800	4800	4850	4950
取付穴径 (mm)	4550	4650	4650	4650	4750	4850	4850	4850	4900	5000
取付穴径 (mm)	4600	4700	4700	4700	4800	4900	4900	4900	4950	5050
取付穴径 (mm)	4650	4750	4750	4750	4850	4950	4950	4950	5000	5100
取付穴径 (mm)	4700	4800	4800	4800	4900	5000	5000	5000	5050	5150
取付穴径 (mm)	4750	4850	4850	4850	4950	5050	5050	5050	5100	5200
取付穴径 (mm)	4800	4900	4900	4900	5000	5100	5100	5100	5150	5250
取付穴径 (mm)	4850	4950	4950	4950	5050	5150	5150	5150	5200	5300
取付穴径 (mm)	4900	5000	5000	5000	5100	5200	5200	5200	5250	5350
取付穴径 (mm)	4950	5050	5050	5050	5150	5250	5250	5250	5300	5400
取付穴径 (mm)	5000	5100	5100	5100	5200	5300	5300	5300	5350	5450
取付穴径 (mm)	5050	5150	5150	5150	5250	5350	5350	5350	5400	5500
取付穴径 (mm)	5100	5200	5200	5200	5300	5400	5400	5400	5450	5550
取付穴径 (mm)	5150	5250	5250	5250	5350	5450	5450	5450	5500	5600
取付穴径 (mm)	5200	5300	5300	5300	5400	5500	5500	5500	5550	5650
取付穴径 (mm)	5250	5350	5350	5350	5450	5550	5550	5550	5600	5700
取付穴径 (mm)	5300	5400	5400	5400	5500	5600	5600	5600	5650	5750
取付穴径 (mm)	5350	5450	5450	5450	5550	5650	5650	5650	5700	5800
取付穴径 (mm)	5400	5500	5500	5500	5600	5700	5700	5700	5750	5850
取付穴径 (mm)	5450	5550	5550	5550	5650	5750	5750	5750	5800	5900
取付穴径 (mm)	5500	5600	5600	5600	5700	5800	5800	5800	5850	5950
取付穴径 (mm)	5550	5650	5650	5650	5750	5850	5850	5850	5900	6000
取付穴径 (mm)	5600	5700	5700	5700	5800	5900	5900	5900	5950	6050
取付穴径 (mm)	5650	5750	5750	5750	5850	5950	5950	5950	6000	6100
取付穴径 (mm)	5700	5800	5800	5800	5900	6000	6000	6000	6050	6150
取付穴径 (mm)	5750	5850	5850	5850	5950	6050	6050	6050	6100	6200
取付穴径 (mm)	5800	5900	5900	5900	6000	6100	6100			

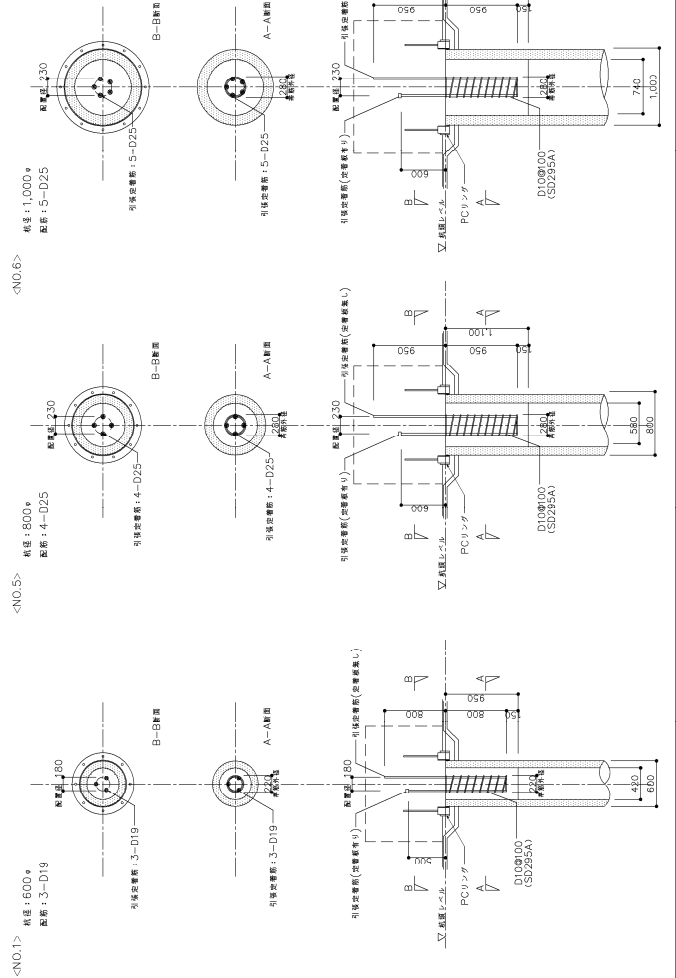
註) NO₂で乾留後150mm以上の層厚には炭素量150mm、酸素分圧2.20mmとする。

註) バイオキャップ側の乾留床底(上—1)は乾留層厚の場合、乾留床底(上—2)は乾留層厚りの場合である。

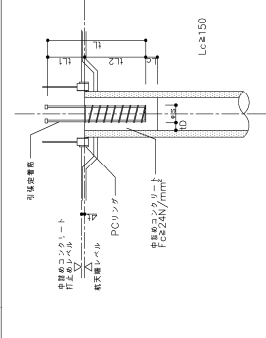
註) 引込受配管は、引込配管がバイオキャップの足場が計算により確保できていれば、土曜以外の仕掛とすることである。

1. 引張定着開始より図 (44)

1. 引張定着筋納まり図 (例)

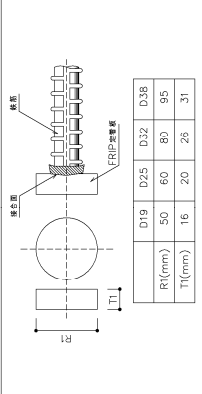


10. 引張定着筋の施工精度管理



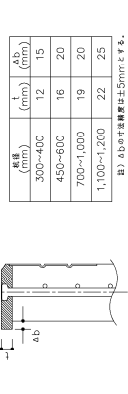
項目	精度(mm)
1. 検査機種のあたり: LC	0~+50
2. 検査機を寸法: 製造業者: tL	±20
3. 検査機を寸法: 製造業者: s	±10
4. 検査機を寸法: 製造業者: d	±20
5. 検査機種の公差: tL	±20
6. 検査機種の公差: s, d	0~+20

12.FRP定着板形状（オブション）



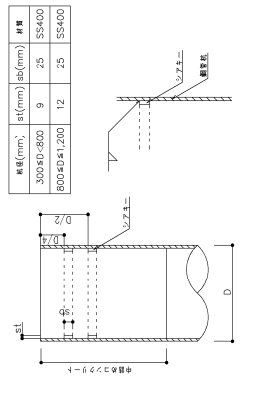
13. シアブレート仕繕 (オブション)

材質：SM400A
SM400B

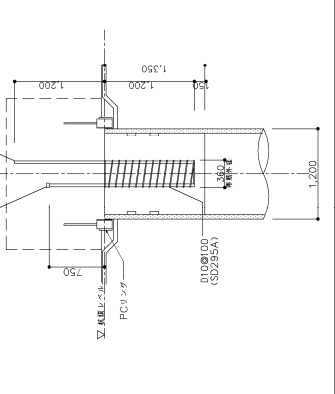


14. 杭内面シアキー仕様(鋼管杭のみ)

- (1) 中核コンクリートと外核の強度差を考慮したため、 $\lambda/\pi = 0.6$ とする。
- (2) λ/π の値は、断面に記入する。

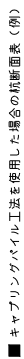


＜NO.9＞ 関宿のケース



キャブリングパイプ工法基準図 (既製杭用サイトPCリング構成部材仕様及び施工要領)

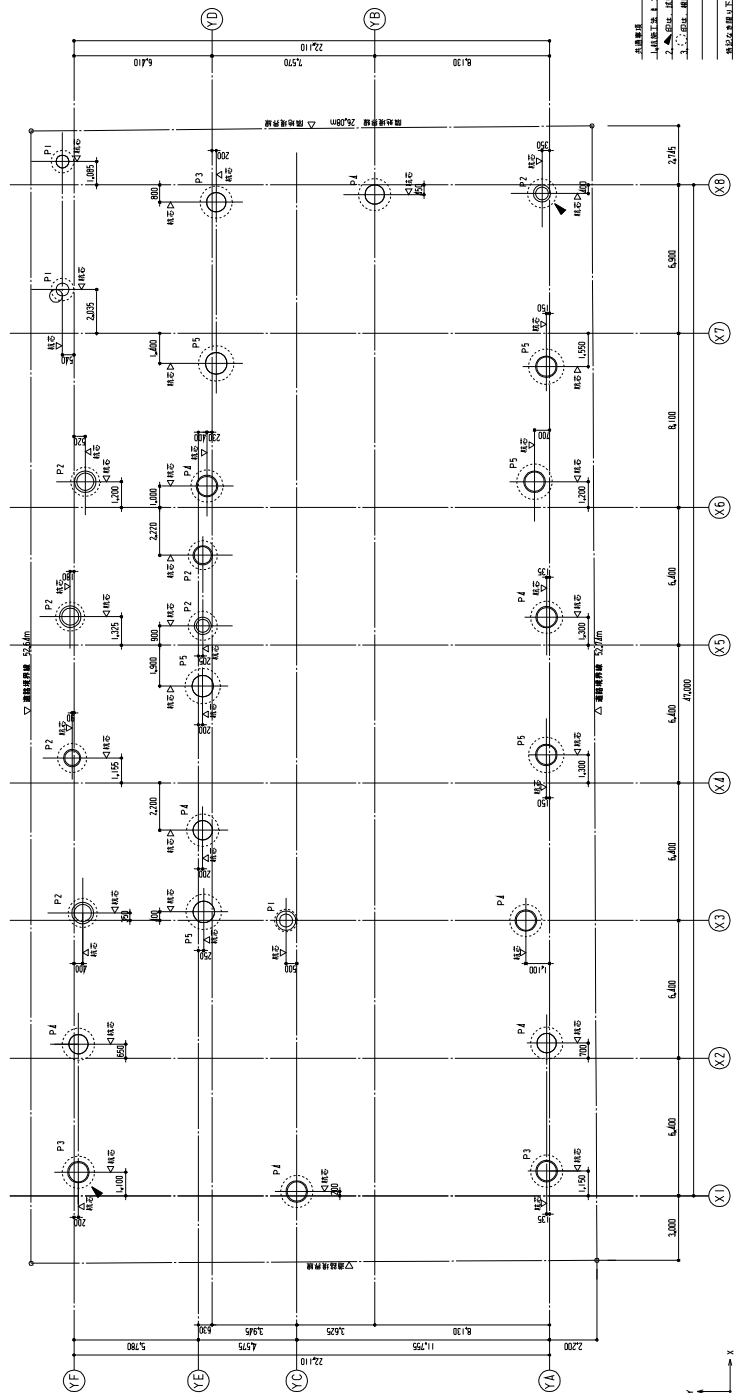
サイトPCリング構成部材部品図 (例: 600N)					薄鋼板格型リング及び鋼板リングの組立手順				
① 鋼板リング					② 薄鋼板格型リング				
名 称	板厚	内径	幅	コンクリート厚さ	板厚	外径	幅	材質	長さ
300N	300N	320	320	320	508	508	320	SS400	6
350N	350N	370	370	370	558	558	370	SS400	6
400N	400N	420	420	420	608	608	420	SS400	6
450N	450N	470	470	470	658	658	470	SS400	6
500N	500N	520	520	520	708	708	520	SS400	8
550N	550N	570	570	570	758	758	570	SS400	8
600N	600N	620	620	620	808	808	620	SS400	10
650N	650N	670	670	670	858	858	670	SS400	10
700N	700N	720	720	720	908	908	720	SS400	10
750N	750N	770	770	770	958	958	770	SS400	10
800N	800N	820	820	820	1008	1008	820	SS400	10
850N	850N	870	870	870	1058	1058	870	SS400	10
900N	900N	920	920	920	1108	1108	920	SS400	10
950N	950N	970	970	970	1158	1158	970	SS400	10
1000N	1000N	1020	1020	1020	1208	1208	1020	SS400	10
1050N	1050N	1070	1070	1070	1258	1258	1070	SS400	10
1100N	1100N	1120	1120	1120	1308	1308	1120	SS400	10
1150N	1150N	1170	1170	1170	1358	1358	1170	SS400	10
1200N	1200N	1220	1220	1220	1408	1408	1220	SS400	10
1250N	1250N	1270	1270	1270	1458	1458	1270	SS400	10
1300N	1300N	1320	1320	1320	1508	1508	1320	SS400	10
1350N	1350N	1370	1370	1370	1558	1558	1370	SS400	10
1400N	1400N	1420	1420	1420	1608	1608	1420	SS400	10
1450N	1450N	1470	1470	1470	1658	1658	1470	SS400	10
1500N	1500N	1520	1520	1520	1708	1708	1520	SS400	10
1550N	1550N	1570	1570	1570	1758	1758	1570	SS400	10
1600N	1600N	1620	1620	1620	1808	1808	1620	SS400	10
1650N	1650N	1670	1670	1670	1858	1858	1670	SS400	10
1700N	1700N	1720	1720	1720	1908	1908	1720	SS400	10
1750N	1750N	1770	1770	1770	1958	1958	1770	SS400	10
1800N	1800N	1820	1820	1820	2008	2008	1820	SS400	10
1850N	1850N	1870	1870	1870	2058	2058	1870	SS400	10
1900N	1900N	1920	1920	1920	2108	2108	1920	SS400	10
1950N	1950N	1970	1970	1970	2158	2158	1970	SS400	10
2000N	2000N	2020	2020	2020	2208	2208	2020	SS400	10
2050N	2050N	2070	2070	2070	2258	2258	2070	SS400	10
2100N	2100N	2120	2120	2120	2308	2308	2120	SS400	10
2150N	2150N	2170	2170	2170	2358	2358	2170	SS400	10
2200N	2200N	2220	2220	2220	2408	2408	2220	SS400	10
2250N	2250N	2270	2270	2270	2458	2458	2270	SS400	10
2300N	2300N	2320	2320	2320	2508	2508	2320	SS400	10
2350N	2350N	2370	2370	2370	2558	2558	2370	SS400	10
2400N	2400N	2420	2420	2420	2608	2608	2420	SS400	10
2450N	2450N	2470	2470	2470	2658	2658	2470	SS400	10
2500N	2500N	2520	2520	2520	2708	2708	2520	SS400	10
2550N	2550N	2570	2570	2570	2758	2758	2570	SS400	10
2600N	2600N	2620	2620	2620	2808	2808	2620	SS400	10
2650N	2650N	2670	2670	2670	2858	2858	2670	SS400	10
2700N	2700N	2720	2720	2720	2908	2908	2720	SS400	10
2750N	2750N	2770	2770	2770	2958	2958	2770	SS400	10
2800N	2800N	2820	2820	2820	3008	3008	2820	SS400	10
2850N	2850N	2870	2870	2870	3058	3058	2870	SS400	10
2900N	2900N	2920	2920	2920	3108	3108	2920	SS400	10
2950N	2950N	2970	2970	2970	3158	3158	2970	SS400	10
3000N	3000N	3020	3020	3020	3208	3208	3020	SS400	10
3050N	3050N	3070	3070	3070	3258	3258	3070	SS400	10
3100N	3100N	3120	3120	3120	3308	3308	3120	SS400	10
3150N	3150N	3170	3170	3170	3358	3358	3170	SS400	10
3200N	3200N	3220	3220	3220	3408	3408	3220	SS400	10
3250N	3250N	3270	3270	3270	3458	3458	3270	SS400	10
3300N	3300N	3320	3320	3320	3508	3508	3320	SS400	10
3350N	3350N	3370	3370	3370	3558	3558	3370	SS400	10
3400N	3400N	3420	3420	3420	3608	3608	3420	SS400	10
3450N	3450N	3470	3470	3470	3658	3658	3470	SS400	10
3500N	3500N	3520	3520	3520	3708	3708	3520	SS400	10
3550N	3550N	3570	3570	3570	3758	3758	3570	SS400	10
3600N	3600N	3620	3620	3620	3808	3808	3620	SS400	10
3650N	3650N	3670	3670	3670	3858	3858	3670	SS400	10
3700N	3700N	3720	3720	3720	3908	3908	3720	SS400	10
3750N	3750N	3770	3770	3770	3958	3958	3770	SS400	10
3800N	3800N	3820	3820	3820	4008	4008	3820	SS400	10
3850N	3850N	3870	3870	3870	4058	4058	3870	SS400	10
3900N	3900N	3920	3920	3920	4108	4108	3920	SS400	10
3950N	3950N	3970	3970	3970	4158	4158	3970	SS400	10
4000N	4000N	4020	4020	4020	4208	4208	4020	SS400	10
4050N	4050N	4070	4070	4070	4258	4258	4070	SS400	10
4100N	4100N	4120	4120	4120	4308	4308	4120	SS400	10
4150N	4150N	4170	4170	4170	4358	4358	4170	SS400	10
4200N	4200N	4220	4220	4220	4408	4408	4220	SS400	10
4250N	4250N	4270	4270	4270	4458	4458	4270	SS400	10
4300N	4300N	4320	4320	4320	4508	4508	4320	SS400	10
4350N	4350N	4370	4370	4370	4558	4558	4370	SS400	10
4400N	4400N	4420	4420	4420	4608	4608	4420	SS400	10
4450N	4450N	4470	4470	4470	4658	4658	4470	SS400	10
4500N	4500N	4520	4520	4520	4708	4708	4520	SS400	10
4550N	4550N	4570	4570	4570	4758	4758	4570	SS400	10
4600N	4600N	4620	4620	4620	4808	4808	4620	SS400	10
4650N	4650N	4670	4670	4670	4858	4858	4670	SS400	10
4700N	4700N	4720	4720	4720	4908	4908	4720	SS400	10
4750N	4750N	4770	4770	4770	4958	4958	4770	SS400	10
4800N	4800N	4820	4820	4820	5008	5008	4820	SS400	10
4850N	4850N	4870	4870	4870	5058	5058	4870	SS400	10
4900N	4900N	4920	4920	4920	5108	5108	4920	SS400	10
4950N	4950N	4970	4970	4970	5158	5158	4970	SS400	10
5000N	5000N	5020	5020	5020	5208	5208	5020	SS400	10
5050N	5050N	5070	5070	5070	5258	5258	5070	SS400	10
5100N	5100N	5120	5120	5120	5308	5308	5120	SS400	10
5150N	5150N	5170	5170	5170	5358	5358	5170	SS400	10
5200N	5200N	5220	5220	5220	5408	5408	5220	SS400	10
5250N	5250N	5270	5270	5270	5458	5458	5270	SS400	10
5300N	5300N	5320	5320	5320	5508	5508	5320	SS400	10
5350N	5350N	5370	5370	5370	5558	5558	5370	SS400	10
5400N	5400N	5420	5420	5420	5608	5608	5420	SS400	10
5450N	5450N	5470	5470	5470	5658	5658	5470	SS400	10
5500N	5500N	5520	5520	5520	5708	5708	5520	SS400	10
5550N	5550N	5570	5570	5570	5758	5758	5570	SS400	10
5600N	5600N	5620	5620	5620	5808	5808	5620	SS400	10
5650N	5650N	5670	5670	5670	5858	5858	5670	SS400	10
5700N	5700N	5720	5720	5720	5908	5908	5720	SS400	10
5750N	5750N	5770	5770	5770	5958	5958	5770	SS400	10
5800N	5800N	5820	5820	5820	6008	6008	5820	SS400	10
5850N	5850N	5870	5870	5870	6058	6058	5870	SS400	10
5900N	5900N	5920	5920	5920	6108	6108	5920	SS400	10
5950N	5950N	5970	5970	5970	6158	6158	5970	SS400	10
6000N	6000N	6020	6020	6020	6208	6208	6020	SS400	10
6050N	6050N	6070	6070	6070	6258	6258	6070	SS400	10
6100N	6100N	6120	6120	6120	6308	6308	6120	SS400	10
6150N	6150N	6170	6170	6170	6358	6358	6170	SS400	10
6200N	6200N	6220	6220	6220	6408	6408	6220	SS400	10
6250N	6250N	6270	6270	6270	6458	6458	6270	SS400	10
6300N	6300N	6320	6320	6320	6508	6508	6320	SS400	10
6350N	6350N	6370	6370	6370	6558	6558	6370	SS400	10
6400N	6400N	6420	6420	6420	6608	6608	6420	SS400	10
6450N	6450N	6470	6470	6470	6658	6658	6470	SS400	10
6500N	6500N	6520	6520	6520	6708	6708	6520	SS400	10
6550N	6550N	6570	6570	6570	6758	6758	6		



■ キャブリングパイル工法を使用した場合の杭断面表(例)

項目別年表						
	P1	P2	P3	P4	P5	
経常利益	4500	5000	5000	5000	5000	10000
経常利益率	70%	80%	100%	100%	100%	100%
経常費用	1500	1500	1500	1500	1500	1500
上柱	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
下柱	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
上柱	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm
	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm
合計	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm
	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m
下柱	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m
	7	7	7	7	7	7
経常利益率	3.33	5.00	6.70	8.00	10.00	10.00
経常利益率	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1
経常費用	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1
上柱	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
下柱	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
上柱	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm
	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm
合計	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm
	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m
下柱	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m
	7	7	7	7	7	7
経常利益率	3.33	5.00	6.70	8.00	10.00	10.00
経常利益率	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1
経常費用	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1
上柱	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
下柱	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
上柱	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm
	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm
合計	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm
	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m
下柱	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m
	7	7	7	7	7	7
経常利益率	3.33	5.00	6.70	8.00	10.00	10.00
経常利益率	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1
経常費用	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1
上柱	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
下柱	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
上柱	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm
	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm
合計	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm
	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m
下柱	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m
	7	7	7	7	7	7
経常利益率	3.33	5.00	6.70	8.00	10.00	10.00
経常利益率	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1
経常費用	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1
上柱	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
下柱	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
上柱	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm
	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm
合計	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm
	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m
下柱	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m
	7	7	7	7	7	7
経常利益率	3.33	5.00	6.70	8.00	10.00	10.00
経常利益率	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1
経常費用	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1
上柱	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
下柱	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
上柱	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm
	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm
合計	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm
	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m
下柱	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m
	7	7	7	7	7	7
経常利益率	3.33	5.00	6.70	8.00	10.00	10.00
経常利益率	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1
経常費用	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1
上柱	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
下柱	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
上柱	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm
	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm
合計	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm
	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m
下柱	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m
	7	7	7	7	7	7
経常利益率	3.33	5.00	6.70	8.00	10.00	10.00
経常利益率	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1
経常費用	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1
上柱	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
下柱	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
上柱	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm
	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm
合計	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm
	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m
下柱	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m
	7	7	7	7	7	7
経常利益率	3.33	5.00	6.70	8.00	10.00	10.00
経常利益率	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1
経常費用	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1
上柱	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
下柱	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
上柱	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm
	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm
合計	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm
	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m
下柱	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m
	7	7	7	7	7	7
経常利益率	3.33	5.00	6.70	8.00	10.00	10.00
経常利益率	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1
経常費用	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1
上柱	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
下柱	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
上柱	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm
	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm
合計	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm
	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m
下柱	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m
	7	7	7	7	7	7
経常利益率	3.33	5.00	6.70	8.00	10.00	10.00
経常利益率	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1
経常費用	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1
上柱	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
下柱	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
上柱	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm
	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm
合計	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm
	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m
下柱	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m
	7	7	7	7	7	7
経常利益率	3.33	5.00	6.70	8.00	10.00	10.00
経常利益率	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1
経常費用	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1
上柱	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
下柱	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
上柱	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm
	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm
合計	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm
	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m
下柱	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m
	7	7	7	7	7	7
経常利益率	3.33	5.00	6.70	8.00	10.00	10.00
経常利益率	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1
経常費用	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1
上柱	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
下柱	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
上柱	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm
	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm
合計	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm
	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m
下柱	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m
	7	7	7	7	7	7
経常利益率	3.33	5.00	6.70	8.00	10.00	10.00
経常利益率	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1
経常費用	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1
上柱	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
下柱	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
上柱	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm
	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm
合計	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm
	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m
下柱	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m
	7	7	7	7	7	7
経常利益率	3.33	5.00	6.70	8.00	10.00	10.00
経常利益率	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1
経常費用	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1
上柱	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
下柱	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
上柱	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm
	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm	13cm
合計	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm	21cm
	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m	61-3.19m
下柱	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m	61-2.15m
	7	7	7	7	7	7
経常利益率	3.33	5.00	6.70	8.00	10.00	10.00
経常利益率	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1	CP1
経常費用	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1	SC1
上柱	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
下柱	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1	PHC1
	1-1	1-1	1-1	1-1	1-1	PHC1
上柱	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm	8cm
	13cm	13cm				

(注) CP工法はキャブリングダブル工法



英語書写

上林地下鉄と、プルボーリング協会の工場。

② 印は、ばねを示す。

③ ④ 印は、根の重を示す。

情なき娘の下記とする。

上林地下鉄は、正に「1501」説を以て、1501とする。

抗伏圖 編尺=1:100(A1) 1:200(A3)