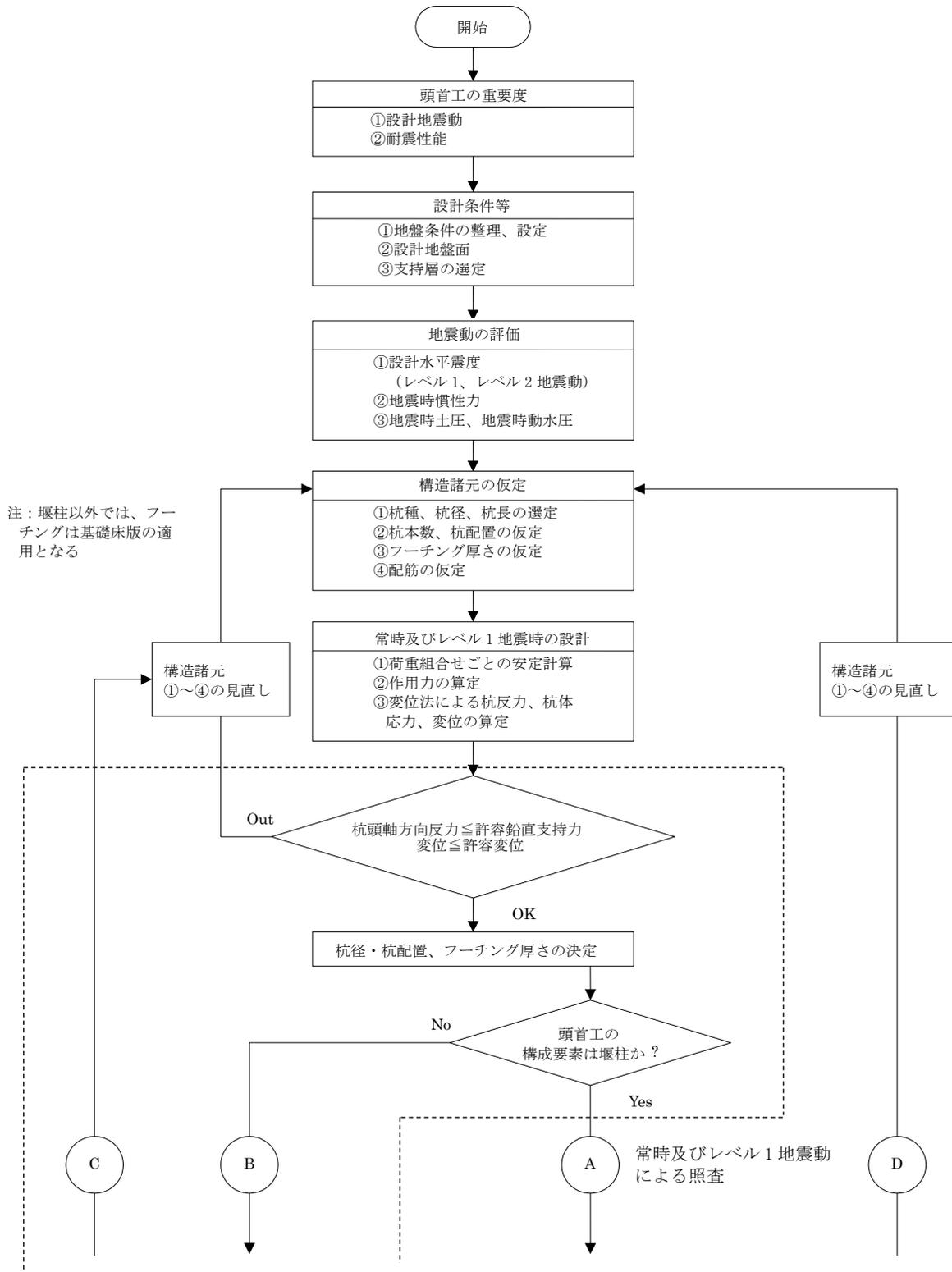


18.7.2 杭基礎設計の手順

杭基礎の一般的な設計は、図-18.7-1により設計する。



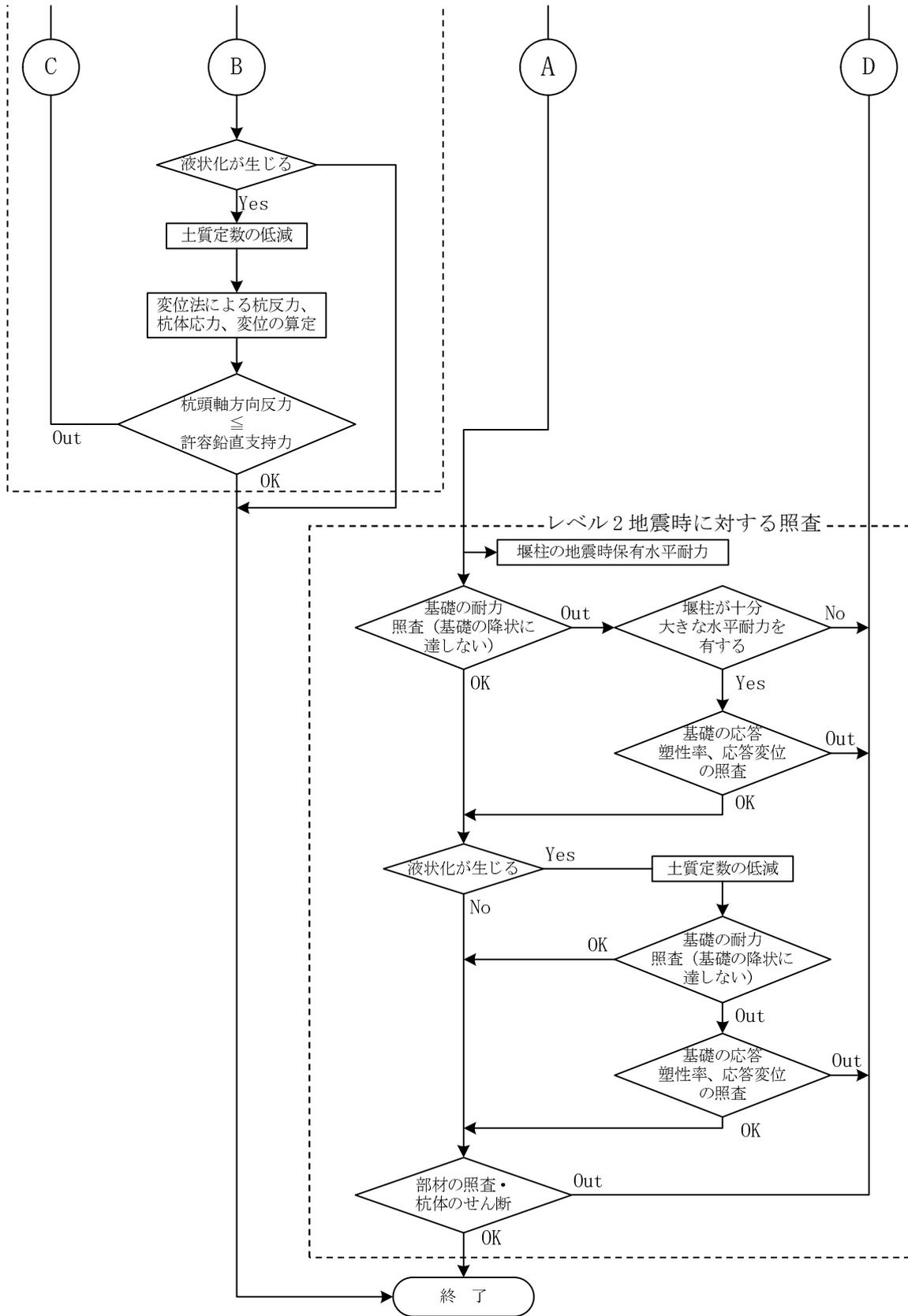


図-18.7-1 杭基礎の設計計算フロー

18.7.3 杭基礎の設計方針

杭基礎の設計方針は次のとおりとする。

(1) 常時及びレベル1地震時

- ア 杭基礎は地形及び地盤条件、上部構造の特性、環境・施工条件、基礎の施工に要する工期と経済性、その他を考慮しその種類を選定する。
- イ 杭基礎に作用する荷重は杭の許容耐力以下とする。
- ウ 杭基礎の鉛直方向許容支持力は、杭の支持力のみによると考え、基礎底面の地盤の支持力を杭の支持力に加えない。
- エ 荷重の偏心、水平力、引抜き力等を受ける基礎杭は、地盤の抵抗力、及び杭材に発生する応力についてその安全性を検討する。また、施工上考えられる衝撃力に対しても杭材の安全性等を検討する。
- オ 地震時に液状化のおそれのある地盤については、この影響を考慮して杭基礎の耐震設計を行う。
- カ 一体構造物に対する杭基礎設計に当たっては、支持杭と摩擦杭の混用、摩擦杭でも長さの極端に異なる杭の同時使用は、有害な不同沈下を発生するおそれがあるので注意を要する。
- キ 杭基礎の許容変位量は、構造物に支障を及ぼす場合やゲート・機械設備などへの必要な機能を保持する必要がある場合においては、別途、制限値を定めるものとするが、一般的な頭首工における堰柱の杭頭許容変位量は、18.3.5 許容変位量と残留変位量の規定に示すように杭径1,500 mm までの場合は15 mm とする。
- ク 施工後に圧密沈下を生じる地盤に杭基礎を用いる場合は、負の摩擦力など、地盤の沈下が基礎に及ぼす影響について検討を行う。

(2) レベル2地震時

レベル2地震時の地震時保有水平耐力法による杭基礎の耐震設計は、以下による。

- ア 堰柱基礎に死荷重及び各設計水平震度に相当する慣性力が作用した場合に、基礎が降伏に達しないように設計する。
- イ 固有周期を考慮する震度法により設計した堰柱基礎が堰柱躯体の終局耐力と同等以上の水平耐力を有するとともに、十分な変形性能を有するように設計する。
- ウ 堰柱躯体の終局耐力相当の設計水平震度が、地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度を上回る場合には、地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度に同等以上の水平耐力を有するように設計を行う。
- エ 流心方向における壁式堰柱の場合や地震時に液状化が生じ、かつ堰柱の保有水平耐力に余裕がある場合で、基礎に主たる塑性化（非線形性）が生じる場合には、基礎の応答塑性率を算定し、塑性率の制限値以下となるように設計する。また、杭基礎の許容塑性率は4程度を目安としてよい。
- オ 基礎に生じる変位により、ゲートや機械設備に影響がなく堰柱の安全性が損なわれないことを照査する。
- カ 地震時に不安定となる地盤がある場合の耐震設計は、土層の不安定が生じないとした場合の設計も行い、いずれか厳しい方の結果を用いる。
- キ 管理橋橋台基礎の設計では、地震時保有水平耐力法による耐震設計の対象としない。ただし、以下の条件にある管理橋橋台では、地震時保有水平耐力法によるレベル2地震時に対する照査

を検討する。

- (7) 管理橋橋台に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある管理橋橋台基礎。
- (イ) 水平方向分散支承を用いるなど管理橋の地震時水平力の分担が大きい橋
- (ウ) 管理橋橋台であっても背面土等がない特殊な形式等で堰柱と同じような振動特性を有する場合。

18.7.4 レベル1地震時

レベル1地震時の杭基礎の照査は、堰柱などの上部構造からの荷重を構成する杭（杭群）に作用させ下記の項目について照査する。

- ① 各杭頭部の軸方向反力は、杭の許容支持力以下とする。
- ② 杭頭変位は、許容変位量以下とする。
- ③ 杭基礎の各部材に生じる応力度は、杭体の許容応力度以下とする。

また、上記の照査を行うに当たり必要となる許容支持力は、18.7.4(1)に、変位量の算出に必要な杭のバネ定数は、18.7.4(2)に示す。

本基準書のレベル1地震時の照査方法は、基本事項のみを示すが、詳細部分や特殊な設計手法については、設計基準「ポンプ場」などを参照にする。

杭基礎は、場所打ち杭、プレボーリング杭工法を用いる例は一般には少ないこともあり、ここでは、打込み杭、中掘り杭、鋼管ソイルセメント杭について示す。

(1) 許容支持力及び極限支持力

ア 杭の軸方向許容押し込み支持力

1本の杭の軸方向押し込み力に対する許容支持力は、杭の自重を考慮する場合は式(18.7-1)、打込み杭のように自重が小さく考慮しない場合は式(18.7-2)により計算する。

$$R_a = \frac{\gamma}{n} \cdot (R_u - W_s) + W_s - W \quad \dots\dots\dots (18.7-1)$$

$$R_a = \frac{\gamma}{n} \cdot R_u \quad \dots\dots\dots (18.7-2)$$

ここに、 R_a : 杭頭における杭の軸方向許容押し込み支持力 (kN)
 n : 安全率

表-18.7-5 安全率

	支持杭	摩擦杭
常時	3.0	4.0
地震時 (レベル1)	2.0	3.0

γ : 安全率の補正係数 (支持力推定式の場合 : $\gamma = 1.0$)

R_u : 地盤から決まる極限支持力 (kN)

W_s : 杭で置き換えられる部分の土の有効重量 (kN)

W : 杭及び杭内部の土砂の有効重量 (kN)

支持力推定式による場合の極限支持力 R_u

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \sum \ell_i \cdot f_i \dots\dots\dots (18.7-3)$$

- ここに、 R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)
- A : 杭先端面積 (m²)
- q_d : 杭先端で支持する単位面積当たりの極限支持力度 (kN/m²)
- U : 杭の周長 (m)
- ℓ_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)
- f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

(7) 杭先端での極限支持力度 q_d の推定

a 打込み杭

打込み杭（打撃工法及びバイブロハンマ工法）の場合、杭先端の極限支持力度 q_d は図-18.7-2による。杭先端地盤の設計 N 値及び支持層への根入れ深さは、図-18.7-3によって求める。

なお、図-18.7-3は、杭先端地盤が、礫・砂・粘性土地盤に適用されるもので、岩・軟岩注)の場合は対象外である。また、杭先端の設計 N 値は、支持力算定上40を上限とする。

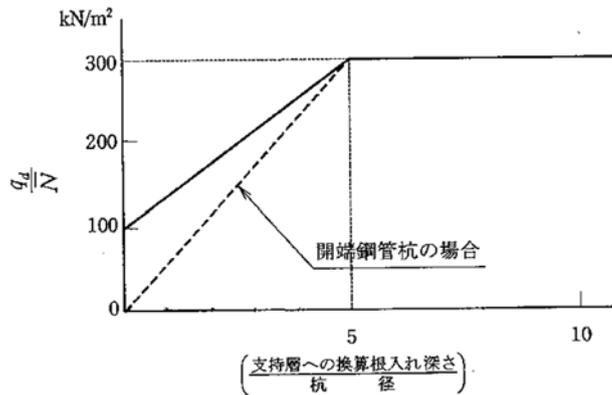


図-18.7-2 杭先端地盤の極限支持力度 q_d の算定図

(a) 支持層が明確とみなせる場合		(b) 中間層と支持層が明確でない場合	
		<p>①杭先端地盤の設計用 N 値 \bar{N} を求める。 $\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} (\bar{N} \leq 40)$ N_1 : 杭先端位置の N 値 N_2 : 杭先端から上方へ $4D$ の範囲における平均 N 値</p> <p>②地盤の N 値分布曲線と \bar{N} との線で囲む部分の面積(図の斜線部分)が等しくなる点から杭先端までの距離を換算根入れ深さとする。</p>	
備考	支持層への換算根入れ深さの決定にあたっては、単に N 値の分布のみでなく柱状図における土質性状をよく検討して上図の(a)、(b)選択を行わなければならない。		

図-18.7-3 支持層への換算根入れ深さの決定法

注) 杭先端地盤が岩・軟岩の場合は、別途「道路橋示方書・同解説IV下部構造編(社)日本道路協会」の参考資料10を参照のこと。

b 中掘り杭工法

中掘り杭工法が適用されるPHC、SC及び鋼管の杭先端極限支持力度は、その先端処理法に最終打撃方式、セメントミルク噴射攪拌方式（ただし、砂質系地盤のみに適用）、コンクリート打設方式のいずれかを採用する。（表-18.7-6 参照）

表-18.7-6 中掘り杭工法による杭先端の極限支持力度 q_d

先端処理方法	杭先端の極限支持力度の算定法
最終打撃方式	打込み杭の算定法を適用する。
セメントミルク噴射攪拌方式 ^{注1)} (砂質地盤のみに適用)	極限支持力度 (kN/m ²) $q_d = \begin{cases} 150N (\leq 7,500) & \text{砂層} \\ 200N (\leq 10,000) & \text{砂礫層} \end{cases}$ ここに、 N : 杭先端地盤の N 値
コンクリート打設方式 ^{注2)}	場所打ち杭の極限支持力度を適用する。 ^{注3)}

注1) 支持層には杭径程度以上根入れさせるものとし、設計径は杭径とする。

注2) コンクリート打設方式は、杭外径以上を支持層に貫入させ、杭内径の4倍以上の先端部分をコンクリートで閉塞させる方法である。

注3) 場所打ち杭の極限支持力度については、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編(社)日本道路協会」を参照されたい。

c 鋼管ソイルセメント杭

鋼管ソイルセメント杭工法による杭先端の極限支持力度は、表-18.7-7 に示す値とする。なお、式(18.7-3)における杭先端面積 A は、ソイルセメント柱の断面積とする。

表-18.7-7 鋼管ソイルセメント杭工法による杭先端の極限支持力度 q_d

地盤種類	杭先端の極限支持力度 (kN/m ²)
砂層	150 N ($\leq 7,500$)
砂礫層	200 N ($\leq 10,000$)

ただし、 N は杭先地盤における標準貫入試験の N 値

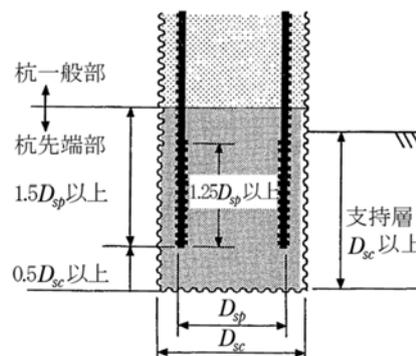


図-18.7-4 鋼管ソイルセメント杭の杭先端部の例

(イ) 杭周面に働く最大周面摩擦力度 f_i の算定

杭周面に働く最大周面摩擦力度は表-18.7-8による。ただし、 N 値が5未満の軟弱層では、粘着力を N 値により推定することは困難なため、別途土質試験により粘着力を求め、最大周面摩擦力を推定してよい。

表-18.7-8 最大周面摩擦力度 (kN/m²)

施工方法	地盤の種類	
	砂質土	粘性土
打込み杭工法 (打撃工法、パイプロハンマ工法)	$2N(\leq 100)$	C 又は $10N (\leq 150)$
中掘り杭工法	$2N(\leq 100)$	$0.8C$ 又は $8N (\leq 100)$
鋼管ソイルセメント杭工法	$10N(\leq 200)$	C 又は $10N (\leq 200)$

注) ただし、 C は地盤の粘着力 (kN/m²)、 N は標準貫入試験の N 値

イ 杭の軸方向許容引抜き力

(ア) 1本の杭の軸方向許容引抜き力は、式(18.7-4)により算出する。

$$P_a = \frac{1}{n} \cdot P_u + W \dots\dots\dots (18.7-4)$$

表-18.7-9 安全率

常 時	地 震 時(レベル1)
6	3

ここに、 P_a : 杭頭における杭の軸方向許容引抜き力 (kN)
 n : 安全率 (表-18.7-9 参照)
 P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き力 (kN)
 W : 杭の有効重量 (kN)

(イ) 地盤から決まる杭の極限引抜き力は、地盤調査結果に基づいて推定した各層の最大周面摩擦力の和として計算するか、あるいは引抜き試験を行って求める。

ウ 負の周面摩擦力

圧密沈下を生じるおそれのある地盤中に杭を打設する場合には、杭体の損傷を防ぎ、構造物の機能を確保するために、杭の鉛直支持力、杭体応力度及び杭頭沈下量について、負の周面摩擦力による影響を考慮して検討を行う。

なお、負の周面摩擦力の検討に用いる荷重は死荷重とし、地震時には負の周面摩擦力を考慮する必要はない。

(ア) 中立点の位置

負の周面摩擦力が作用する部分としては、中立点より上を考えればよい(図-18.7-5 参照)が、その位置は先端支持地盤の硬さによって変化し、一律に与えることはできない。これまでの測定結果によると、中立点の深さは圧密層の深さの75~95%程度となっている。特にデータがない場合は、中立点の位置は、圧密層の下端と仮定してよい。

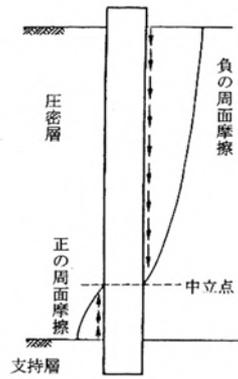


図-18.7-5 負の周面摩擦力と中立点

(イ) 鉛直支持力の検討

負の周面摩擦力を考慮した許容支持力は、式(18.7-5)により求める。

$$R_a' = \frac{1}{1.5} \cdot (R_u' - W_s') + W_s' - (R_{nf} + W) \quad \dots\dots\dots (18.7-5)$$

ここに、 R_a' : 負の周面摩擦力を考慮した許容支持力 (kN)

R_u' : 中立点より下にある地盤による杭の極限支持力 (kN)。すなわち、中立点の下層から杭先端までの最大周面摩擦力と杭先端の極限支持力(摩擦杭の場合は無視)の和であり、式(18.7-3)に準じて計算する。

R_{nf} : 負の周面摩擦力 (kN)。すなわち、中立点より上にある層の最大周面摩擦力の和。最大周面摩擦力は表-18.7-8に準じて計算するが、この場合は $N \leq 2$ の軟弱層であっても無視してはならない。

W_s' : 中立点より下方の杭で置き換えられる部分の土の有効重量 (kN)

W : 杭及び杭内部の土砂の有効重量 (kN)

(ウ) 杭体応力度の検討

負の周面摩擦力により生じる杭体応力度の安全性は、式(18.7-6)により照査する。

$$1.2 \cdot (P_0 + R_{nf} + W') \leq \sigma_y \cdot A_p \quad \dots\dots\dots (18.7-6)$$

ここに、 P_0 : 杭頭に加えられた死荷重による杭頭荷重 (kN)

R_{nf} : 負の周面摩擦力 (kN)

W' : 中立点より上方の部分の杭の有効重量 (kN)

σ_y : 杭材料の降伏強度 (kN/m²)

A_p : 照査断面での杭の純断面積 (m²)

杭材料の降伏強度は、以下のとおりとしてよい。

鋼管杭 : $\sigma_y = 235\text{N/mm}^2$ (235,000kN/m²) (SKK400) (SC杭、鋼管ソイルセメント杭を含む)

既製コンクリート杭 : 設計基準強度を1.3で除した値

$\sigma_y = 30\text{N/mm}^2$ (30,000kN/m²) (RC杭)

$\sigma_y = 61\text{N/mm}^2$ (61,000kN/m²) (PHC杭)

(エ) 杭頭沈下量の検討

支持杭の杭頭沈下量は杭先端地盤の弾性沈下量と杭体の収縮量の和からなる弾性沈下量から求める。

(2) 杭のバネ定数

ア 杭の軸方向バネ定数

杭の軸方向バネ定数 k_v は、杭頭において単位量の杭軸方向の変位を生じさせる杭軸方向力として定義される。この値は、杭反力の算定に用いられるほか、杭基礎の弾性沈下量を推定するのに用いられる。

k_v は、杭の鉛直載荷試験による杭頭荷重－杭頭沈下量曲線から求めることが望ましいが、一般的な杭基礎の設計に当たっては、支持力と同様、推定式によって求めてよい。

(イ) 既往の載荷試験に基づく推定法は、多数の載荷試験における実測 k_v から式(18.7-7)の a を逆算し、施工法別に根入れ比 L/D との関係に着目したもので、式(18.7-9)にその推定式を示す。

$$k_v = a \frac{A_p E_p}{L} \dots\dots\dots (18.7-7)$$

- ここに、 k_v : 杭の軸方向バネ定数 (kN/m)
- A_p : 杭の純断面積 (mm²)
- E_p : 杭のヤング係数 (kN/mm²)
- L : 杭長 (m)

なお、鋼管ソイルセメント杭の場合は、式(18.7-8)により推定するものとする。

$$k_v = a \frac{A_{sp} E_{sp} + A_{sc} E_{sc}}{L} \dots\dots\dots (18.7-8)$$

- ここに、 A_{sp} : 鋼管の純断面積 (mm²)
- E_{sp} : 鋼管のヤング係数 (kN/mm²)
- A_{sc} : ソイルセメント柱の純断面積 (mm²)
- E_{sc} : ソイルセメントの変形係数 (kN/mm²)
- $E_{sc} = 500q_u$
- q_u : ソイルセメントの一軸圧縮強度 (kN/mm²)
- L : 杭長 (m)

a は、式(18.7-9)により算定する。

打込み杭(打撃工法)	$a = 0.014(L/D) + 0.72$	} (18.7-9)
打込み杭(バイブロハンマ工法)	$a = 0.017(L/D) - 0.014$		
中掘り杭	$a = 0.010(L/D) + 0.36$		
鋼管ソイルセメント杭	$a = 0.040(L/D) + 0.15$		

イ 杭の軸直角方向バネ定数

1 本の杭の軸直角方向バネ定数は、水平方向地盤反力係数を用いて弾性床上の梁の理論に基づき算出する。

1 本の杭の軸直角方向バネ定数 $K_1 \sim K_4$ は以下に示すように定義される。

K_1 、 K_3 : 杭頭部に回転を生じないようにして、杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させるとき、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力 (kN/m) 及び曲げモーメント (kN・m/m)

K_2 、 K_4 : 杭頭部に移動を生じないようにして、杭頭部を単位量だけ回転させるとき、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力 (kN/rad) 及び曲げモーメント (kN・m/rad)

(7) 半無限長 ($\beta L_e \geq 3$) の杭の場合

水平方向地盤反力係数が深さによらず一定で、杭の根入れの深さが十分に長い場合には、林-Chang の考え方に基づき表-18.7-10 により算出する。

表-18.7-10 杭の軸直角方向バネ定数

	杭頭剛結合		杭頭ヒンジ結合	
	$h \neq 0$	$h = 0$	$h \neq 0$	$h = 0$
K_1	$\frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+2}$	$4EI\beta^3$	$\frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+0.5}$	$2EI\beta^3$
K_2 、 K_3	$K_1 \frac{\lambda}{2}$	$2EI\beta^2$	0	0
K_4	$\frac{4EI\beta^3}{1+\beta h} \frac{(1+\beta h)^3+0.5}{(1+\beta h)^3+2}$	$2EI\beta$	0	0

ここに、 β : 杭の特性値 $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$ (m^{-1})

λ : $h + \frac{1}{\beta}$ (m)

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

D : 杭径 (m)

鋼管ソイルセメント杭の場合は、ソイルセメント柱径とする。

EI : 杭の曲げ剛性 (kN・m²)

鋼管ソイルセメント杭の曲げ剛性は、ソイルセメントの一軸圧縮強度が 1N/mm² 程度の場合にはその寄与度がわずかなため、鋼管のみの曲げ剛性としてよい。

h : 設計上の地盤面から上の杭の杭軸方向の長さ (m)

(イ) 有限長 ($1 < \beta L_e < 3$)

詳細については、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」を参照する。

(3) 杭基礎設計手法

杭基礎の設計手法には、フーチングを剛体として仮定し杭基礎全体の変位(フーチングの変位)を杭頭部のマトリックスを介して杭基礎全体(杭群)に作用する水平力・鉛直力・回転モーメントに釣り合わせた式を解く変位法と、杭頭部をフーチングと結合し杭が弾性床上に支持された梁として解くラーメンモデルの方法がある。

変位法は、杭基礎全体(杭群)に作用する水平力・鉛直力・回転モーメントに釣り合わせた式にて、杭全体を1つの杭群に変換して変位を及び軸方向力を算出する。杭体の設計は、水平力がすべての杭にて負担すると考え、1本の杭を弾性床上梁と仮定し行うものである。

ラーメンモデルは、すべてのフーチング及び杭体を地盤バネを考慮したフレーム構造として、FEM解析や微小変形解析などの骨組み解析手法を用い、断面力・変位及び軸方向力を算出するものである。

ここでは、基本的な変位法を示す。

ア 変位法における計算上の仮定

変位法における杭反力及びフーチング変位の計算上の仮定は次のとおりである。

- (ア) 杭基礎は2次元構造物とする。
- (イ) 杭は、押込み・引抜き・曲げともに線形弾性体であるとし、杭頭における軸方向及び軸直角方向のバネ定数はそれぞれ荷重によらず一定とする。また、押込み及び引抜きとも同じバネ定数を用いる。
- (ウ) フーチングは剛体とし杭群の図心を中心として回転する。

イ 変位法の計算法

変位法による計算方法は、**図-18.7-6**に示す座標系によりフーチングの任意の1点0を原点として0点の座標軸方向の変位 δ_x 、 δ_y 及び回転 α を合わせる。

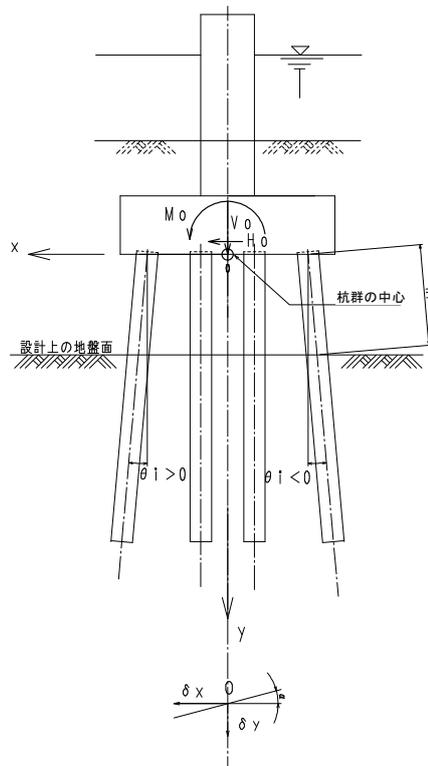


図-18.7-6 変位法における計算座標

原点 0 は、任意の位置に選んで差し支えないが、通常フーチング下面の杭群の図心に合致させる方が計算過程が容易になる。

このときの、原点の変位は式(18.7-10)の3元連立方程式を解いて求められる。

$$\left. \begin{aligned} A_{xx}\delta_x + A_{xy}\delta_y + A_{x\alpha}\alpha &= H_0 \\ A_{yx}\delta_x + A_{yy}\delta_y + A_{y\alpha}\alpha &= V_0 \\ A_{\alpha x}\delta_x + A_{\alpha y}\delta_y + A_{\alpha\alpha}\alpha &= M_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18.7-10)$$

上記の係数は、フーチング底面を水平とすれば式(18.7-11)のようになる。

$$\left. \begin{aligned} A_{xx} &= \sum(K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i) \\ A_{xy} = A_{yx} &= \sum(K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i \\ A_{x\alpha} = A_{\alpha x} &= \sum\{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i - K_2 \cos \theta_i\} \\ A_{yy} &= \sum(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i) \\ A_{y\alpha} = A_{\alpha y} &= \sum\{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\} \\ A_{\alpha\alpha} &= \sum\{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\} \end{aligned} \right\} \dots (18.7-11)$$

ここに、 H_0 : フーチング底面より上に作用する水平荷重 (kN)

V_0 : フーチング底面より上に作用する鉛直荷重 (kN)

M_0 : 原点 0 まわりの外力モーメント (kN・m)

δ_x : 原点 0 の水平変位 (m)

δ_y : 原点 0 の鉛直変位 (m)

α : フーチングの回転角 (rad)

x_i : i 番目の杭の杭頭の x 座標 (m)

θ_i : i 番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度 (°)

K_1 : 杭頭部に回転を生じないようにして杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させるとき杭頭部に作用させるべき軸直角方向力 (kN/m)

K_2 : 杭頭部に移動を生じないようにして杭頭部を単位量だけ回転させるとき杭頭部に作用させるべき軸直角方向力 (kN/rad)

K_3 : 杭頭部に回転を生じないようにして杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させるとき杭頭部に作用させるべき軸直角曲げモーメント (kN・m/m)

K_4 : 杭頭部に移動を生じないようにして杭頭部を単位量だけ回転させるとき杭頭部に作用させるべき軸直角曲げモーメント (kN・m/rad)

K_v : 杭の軸方向バネ定数 (kN/m)

変位法に用いる杭群の考え方は、多数の杭を骨組みフレームにて解析することが困難な時代に3元連立方程式を解くだけで正確に杭の挙動を把握できる計算手法である。

また、このモデルは、前述したように多数の杭を杭群が、あたかも1つの基礎とした等価バネ定数として取り扱える。

そこで、式(18.7-11)の A_{xx} 、 $A_{y\alpha}$ 、 $A_{\alpha y}$ 、 $A_{\alpha\alpha}$ 及び A_v は1基の基礎の等価バネとして下記のとおり定義できる。

表 18.7-11 杭頭部の等価バネを組むマトリックス

等価バネ バネの種類	記号
水平バネ	A_{xx}
鉛直バネ	A_v
回転バネ	$A_{\alpha\alpha}$
連成バネ	$A_{x\alpha} = A_{\alpha x}$

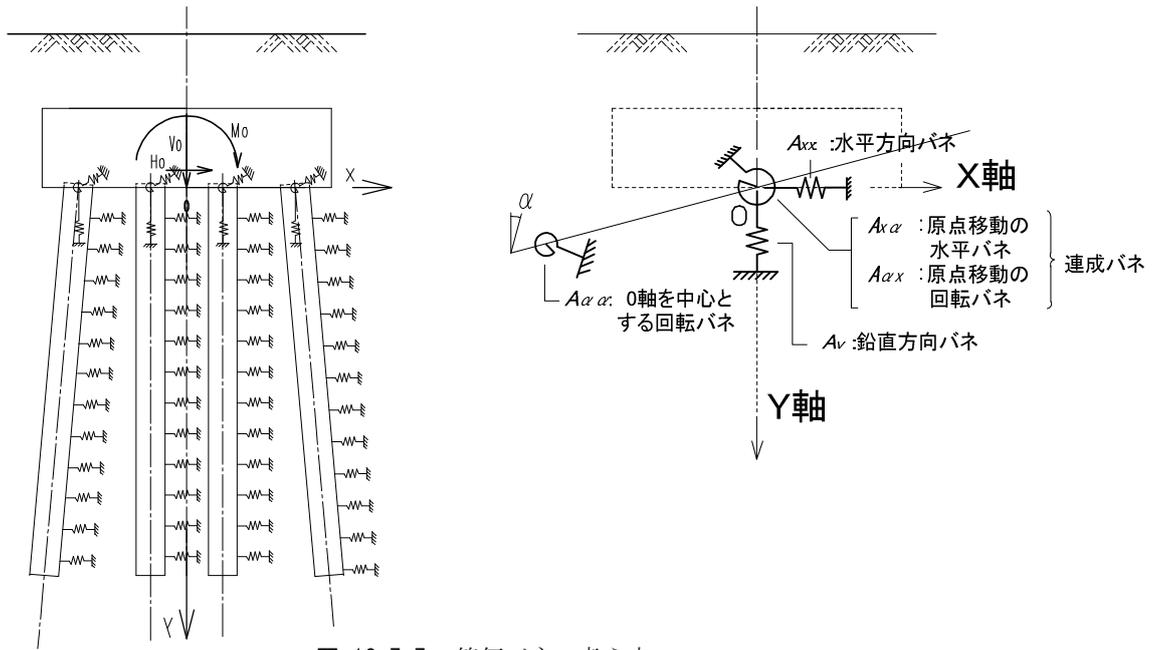


図-18.7-7 等価バネの考え方

ウ 杭頭へ作用する断面力

以上の計算の結果より求められたフーチング原点における変位 (δ_x 、 δ_y 、 α) により、各杭頭に作用する杭軸方向力 P_{Ni} 、杭軸直角方向力 P_{Hi} 及びモーメント M_{ii} は式(18.7-12)にて求める。

$$\left. \begin{aligned}
 P_{Ni} &= K_v \delta_{yi}' \\
 P_{Hi} &= K_1 \delta_{xi}' - K_2 \alpha \\
 M_{ii} &= -K_3 \delta_{xi}' + K_4 \alpha \\
 \delta_{xi}' &= \delta_x \cos \theta_i - (\delta_y + \alpha_i) \sin \theta_i \\
 \delta_{yi}' &= \delta_x \sin \theta_i + (\delta_y + \alpha_i) \cos \theta_i
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18.7-12)$$

- ここに、
- δ_{xi}' : i 番目の杭の杭頭の軸直角方向変位 (m)
 - δ_{yi}' : i 番目の杭の杭頭の軸方向変位 (m)
 - x_i : i 番目の杭の杭頭の x 座標 (m)
 - θ_i : i 番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度 ($^\circ$)
 - P_{Ni} : i 番目の杭の杭軸方向力 (kN)
 - P_{Hi} : i 番目の杭の杭軸直角方向力 (kN)
 - M_{ii} : i 番目の杭頭に作用する外力としてのモーメント (kN・m)

エ 杭体の照査

杭体の照査は、式(18.7-12)の作用力を杭頭へ作用させ弾性床の梁により杭体応力を算出する。その手法は、設計基準「ポンプ場」など関連する技術基準を参考する。

(4) 軟弱粘性土地盤上に設置させる堰柱基礎の設計

ア 軟弱粘性土地盤上で許容変位量の緩和に用いる地盤反力の考え方

従来の地盤反力係数の考え方は、18.3.6 地盤反力係数に示すとおり、杭の変形量を小さい変位で抑えその範囲内では地盤反力度は、杭の変位量に比例すると仮定した線形弾性地盤反力法にて着目する変位量 y と地盤反力度 p の割線勾配 p/y と定義している。ここで、着目する変位量は杭頭における基準変位で杭径（鋼管ソイルセメント杭であればソイルセメントの杭径）1%（杭径が1.5m以下の場合は15mm）である。

しかしながら、地盤は、完全な弾性体でないので、実際は図-18.7-8に示すように荷重と変位量曲線は非線形の関係となる。

このことから、基礎地盤の非線形性を考慮する場合には、水平方向地盤反力係数が着目する変位量が増加するとともに k_h は低下する(kH のひずみ依存性)から、許容限界として定めた変位量に対する kH を設定し、計算した変位量が許容限界としての変位量以下となるようにする。

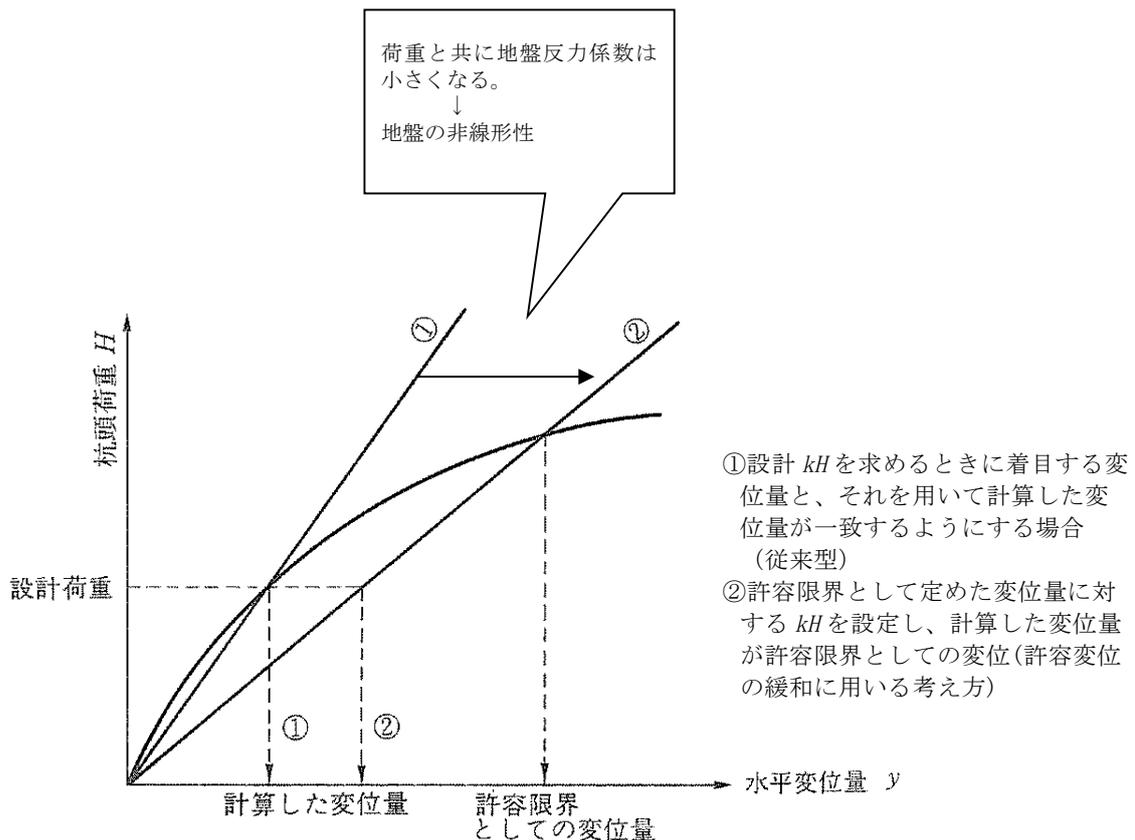


図-18.7-8 杭頭位置における水平方向の荷重-変位曲線

イ 許容変位量の緩和を行う時の手順

従来からの弾性解析法によって基礎の水平変位に大きく影響する深度に軟弱な地盤があり、このことが水平変位に大きく寄与する場合は、従来の許容変位を満足するために基礎の剛性を確保すると杭頭反力や杭体の応力が小さくなり杭頭変位とのバランスを欠く設計となる場合がある。

そこで、特に軟弱な沖積粘性土地盤（ N 値が5未満の粘性土を想定）に計画される堰柱の杭基礎の常時、暴風時及びレベル1地震時の設計は、以下の手順により行うのがよい。

- (7) 基礎の水平変位に大きく影響を与えると考えられる深度（一般には杭頭から $1/\beta$ 程度）において沖積粘性土層の層厚の合計が砂質土層の層厚の合計より大きい場合には、十分な地盤調査を実施する。例えば、詳細調査においては、標準貫入試験のみならず、乱さない試料を用いた三軸圧縮試験（若しくは一軸圧縮試験でもよい）や孔内水平載荷試験などにより沖積粘性土の調査を行うのがよい。
- (イ) 三軸圧縮試験結果や孔内水平載荷試験結果などに基づき、より適切に水平方向地盤反力係数の評価を行った上で、常時、暴風時及びレベル1地震時などの部材の健全性を保つケースの設計を行う。
- (ロ) (イ)によっても、基礎に発生する水平変位が決定要因となる一方で、部材応力度や杭頭反力が小さくバランスを著しく欠く結果となる場合には、水平変位の制限を緩和する杭基礎としての設計を検討する。

ここで、注意しなければならないのは、水平変位の緩和を行うには、従来より許容応力度法の安全率を低く見積もることとなるので、正確に地盤の状況を把握することが必要である。標準貫入試験の N 値にのみ基づき評価した地盤の剛性を条件として設計した結果だけから(3)のような設計の必要性は論じられない。(1)による水平方向地盤反力係数の推定や、 N 値が5未満の粘性土では、粘着力を N 値により推定することは信頼性が乏しいので、そのような土層における杭の周面摩擦力は別途土質試験により粘着力を求めることが推奨される。

ウ 許容変位量の緩和の解析法

水平変位の制限を緩和する杭基礎の設計を行う場合は、地盤抵抗の非線形性を考慮した解析法を用いて照査する。ここでいう地盤抵抗の非線形性を考慮した解析法は、着目する変位量を基準とした、式(18.7-13)に示す水平方向地盤反力係数を用いた変位法を基本とする。

$$k_H' = k_H \left(\frac{y'}{Y} \right)^{-1/2} \dots\dots\dots (18.7-13)$$

- ここに、 k_H' : 着目する変位量を基準とした水平方向地盤反力係数 (kN/m³)
- k_H : 基準変位量 y に対する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)
- y' : 着目する変位量(mm)。ただし、杭径(鋼管ソイルセメント杭の場合は、ソイルセメント柱径)の3.5%以下(≦50mm)とする。
- Y : 基準変位量(mm)で杭径(鋼管ソイルセメント杭の場合は、ソイルセメント柱径)の1%とする。

18.7.5 レベル2地震時

可動堰の杭基礎を対象としたレベル2地震時に対する杭基礎の照査は、地震時保有水平耐力法により行う。

照査は、12.7.2(2) 式(12.7-10)、式(12.7-11)に示す基礎に作用する設計水平震度 k_{hp} が作用した時、杭基礎が降伏しないことを照査する。

なお、可動堰柱が設計水平震度に対し十分大きな地震時保有水平耐力を有している場合や液状化の影響がある場合などのやむを得ないと判断される場合は、基礎の塑性化が生じることを考慮してもよい。このときの照査法は、基礎の応答塑性率及び応答変位による。

また、十分大きな地震時保有水平耐力を有している場合の判断基準の目安は、設計水平震度に対し終局水平耐力に十分に大きな余裕がある場合とし式(18.7-14)を満足しているときと考えてもよい。

$$\left. \begin{array}{l} P_a \geq 1.5 k_{hc} \times W \\ \text{又は、} \\ k_{hy} \geq 1.5 k_{hc} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (18.7-14)$$

ここに、 P_a : 基礎が支持する可動堰柱の地震時保有水平耐力(N)

k_{hc} : 可動堰柱のレベル2地震時の設計水平震度

W : 等価重量(N)

k_{hy} : 可動堰柱を多層モデルとして照査した場合の可動堰柱が終局したときの設計水平震度

(1) 杭基礎の降伏の定義

杭基礎の降伏は、杭体の塑性化・地盤抵抗の塑性化・基礎の浮き上がりにより、堰柱上部の位置での水平変位が急増し始める時と定義される。

これは、基礎に作用する水平荷重が大きくなると部材の塑性化や地盤の鉛直方向支持力や水平方向支持力などの地盤抵抗の塑性化により変位が増大し、水平力と水平変位の関係が非線形なものとなるからである。また、ある限界状態を超えると作用荷重の増加に対して基礎の変位が急増し始めるとともに、同時に基礎の構成する部材の損傷が進行するなどして残留変位が大きくなってくる。このような作用荷重の増加に対して基礎の変位が急増し始める状態が基礎の降伏状態である。

なお、杭基礎の降伏は、下記のいずれかに最初に達したときを目安として取り扱う。しかし、

各基礎形式の標準的な断面諸元や地盤条件に対し、基礎の変位が急増し始める状態をもとに試算により整理されたものであり、標準的でないと判断される場合は、水平荷重～水平変位関係に基づき、基礎の降伏を設定する。

ア すべての杭において杭体が降伏する。

イ 一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限值に達する。

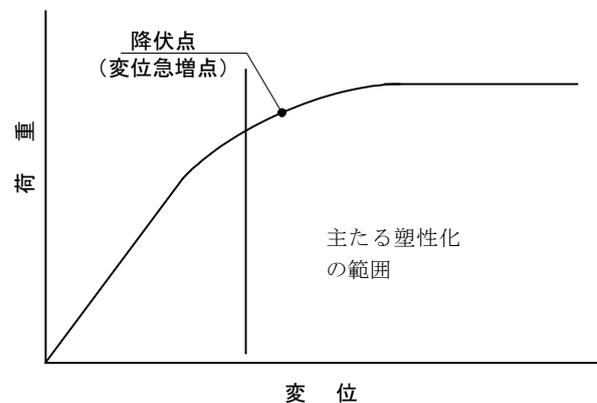


図-18.7-9 基礎の降伏の模式図

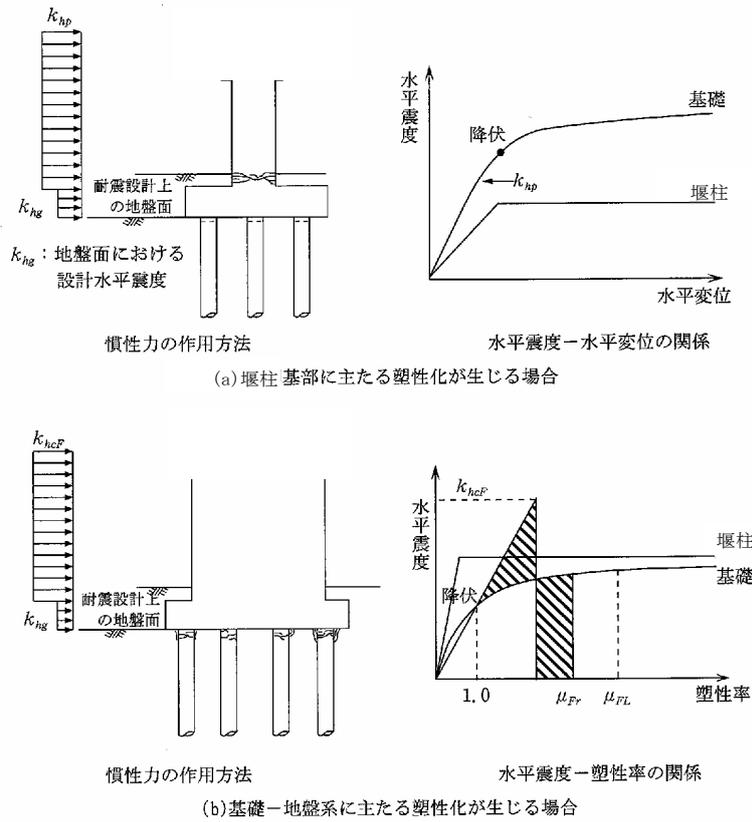


図-18.7-10 基礎の降伏と堰柱耐力の関係

(2) 解析手法

ア 解析モデル

地震時保有水平耐力法による杭基礎の照査方法は、地盤抵抗の非線形性や杭体の曲げ剛性の変化を表現することのできるラーメン構造としてモデル化する。

以下にモデル図を示す。

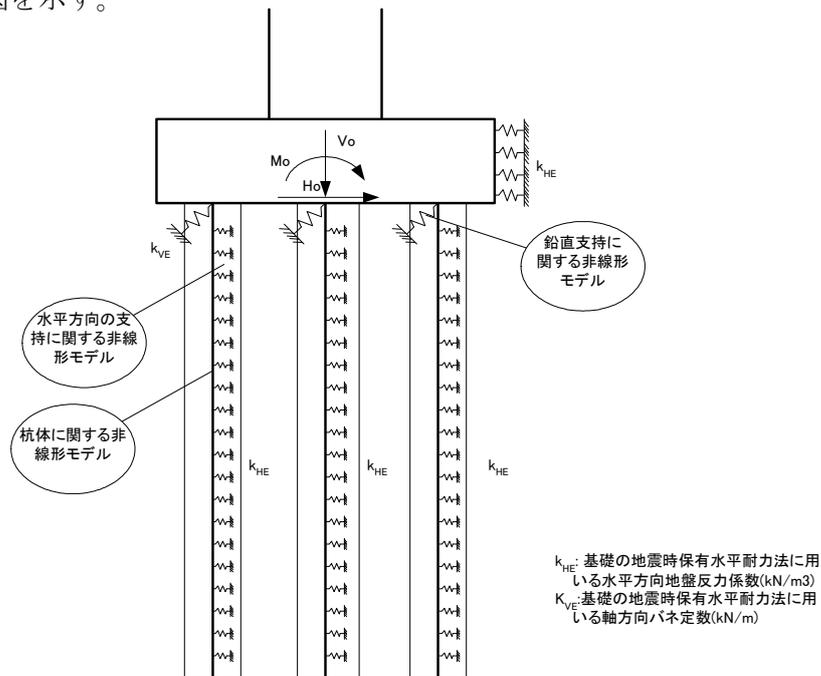


図-18.7-11 杭基礎の解析モデル

イ 解析の方法

解析は、アのモデルを用いて荷重増分法（プッシュオーバー解析）により、各荷重ステップの杭基礎の各部材の断面力、杭頭反力度及び変位を杭体及び地盤の特性を適切に考慮して荷重と変位の関係を算出する。

また、荷重増分法に用いる各荷重ステップ α_i は、堰柱の設計水平震度 k_{hc} とフーチングを含む基礎に作用する設計水平震度 k_{hg} が異なるため、 k_{hc} を 1 とし両方の震度の相関を保つ係数となる。

また、各部位の震度の与え方は、以下の手順による。

(ア) 領域① $\alpha_i k_{hc} \leq k_{hp}$

堰柱及びこれが支持する管理橋・機械室などには水平震度 $\alpha_i k_{hc}$ を、フーチングを含む基礎工には水平震度 $\alpha_i k_{hg}$ を、 α_i が 0 から k_{hp}/k_{hc} に達するまで段階的に増加させながら作用させ、各段階における基礎の断面力、杭頭反力及び変位を計算する。

(イ) 領域② $k_{hp} < \alpha_i k_{hc}$

堰柱及びこれが支持する管理橋・機械室などに作用させる水平震度 $\alpha_i k_{hc}$ が k_{hp} に達すると、堰柱に塑性ヒンジが発生し、橋脚躯体基部から基礎に伝達される作用力は増加しないものと仮定する。したがって、上部構造及び橋脚躯体にはこの k_{hp} を保持したままフーチングを含む基礎に作用させる水平震度 $\alpha_i k_{hg}$ が 1 に達するまで分割し、段階的に増加させ、各段階における基礎の断面力、杭頭反力及び変位を計算する。

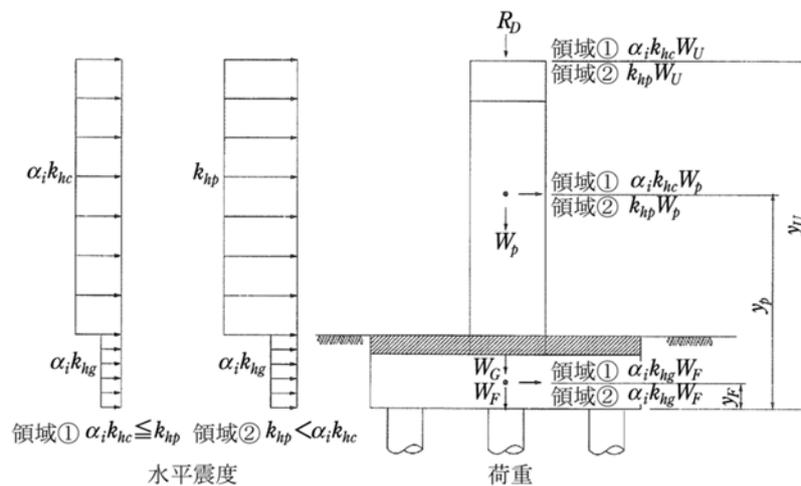


図-18.7-12 基礎の安全性の判定において作用させる荷重

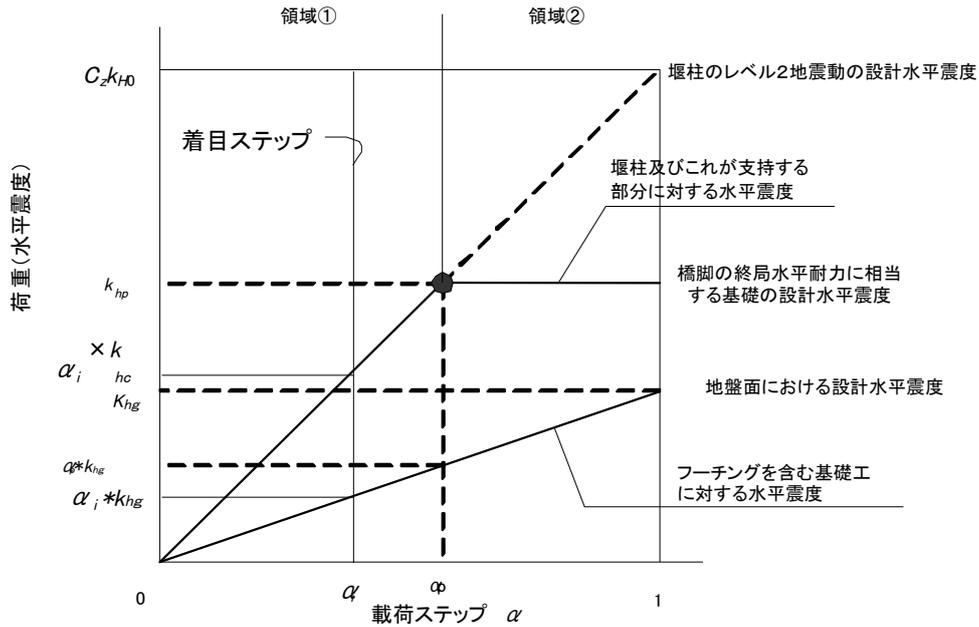


図-18.7-13 荷重ステップと各部位に作用させる荷重

(3) 安全性の照査

ア 基礎に塑性化を考慮しない場合

基礎に塑性化を考慮しない場合の杭基礎照査は、堰柱の終局水平耐力と同等以上とし、十分な変形性能を有するようにする。そこで、式(18.7-15)に示すとおり、式(12.7-10)、式(12.7-11)の基礎の塑性化を考慮しない場合の基礎の設計水平震度 k_{hp} と 18.7.5(1)に示した荷重増分法により杭基礎の降伏条件のいずれかに達した時の水平震度 k_{hy} を比較することにより行う。

$$k_{hy} \geq k_{hp} \dots \dots \dots (18.7-15)$$

ここに、 k_{hp} : 基礎に塑性化を考慮しない場合の基礎の設計水平震度

k_{hy} : 基礎の降伏水平震度

また、杭基礎の降伏条件は、下記のとおりである。

- (ア) すべての杭において杭体が降伏する。(杭体曲げ先行型)
- (イ) 一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限值に達する。(鉛直支持力先行型)

なお、(ア)の場合は、基礎全体系は降伏しているが杭体に着目すれば塑性化していることになる。

イ 基礎の塑性化を考慮する場合

基礎に主たる塑性化を考慮する場合は、基礎に生じる損傷が補修可能な程度の範囲に収まるように応答塑性率並びに応答変位が許容値以下となるように照査する。

応答塑性率及び応答変位は、エネルギー一定則により式(18.7-16)、式(18.7-17)により算出する。

$$\left. \begin{aligned} \mu_{Fr} &= \frac{1}{r} \left\{ -1(1-r) \sqrt{1-r + r(k_{hcF}/k_{hyF})^2} \right\} \quad (r \neq 0) \\ \mu_{Fr} &= \frac{1}{2} \left\{ 1 + (k_{hcF}/k_{hyF})^2 \right\} \quad (r = 0) \end{aligned} \right\} \dots \dots (18.7-16)$$

$$\delta_{Fr} = \mu_{Fr} \delta_{Fy} \dots\dots\dots (18.7-17)$$

- ここに、 μ_{Fr} : 基礎の応答塑性率
 δ_{Fy} : 基礎が降伏に達する時の上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)
 δ_{Fr} : 基礎の変形による上部構造の慣性力の作用位置における応答変位 (m)
 r : 基礎の降伏剛性に対する 2 次剛性の比
 k_{hcF} : 基礎が降伏に達する時の水平震度
 k_{hyF} : 応答値を算出するための設計水平震度
 $k_{hcF} = C_D C_Z k_{hc0}$
 C_D : 減衰定数別補正係数 直接基礎以外 2/3
 C_Z : 地域別補正係数
 k_{hc0} : レベル 2 地震時の設計水平震度の標準値

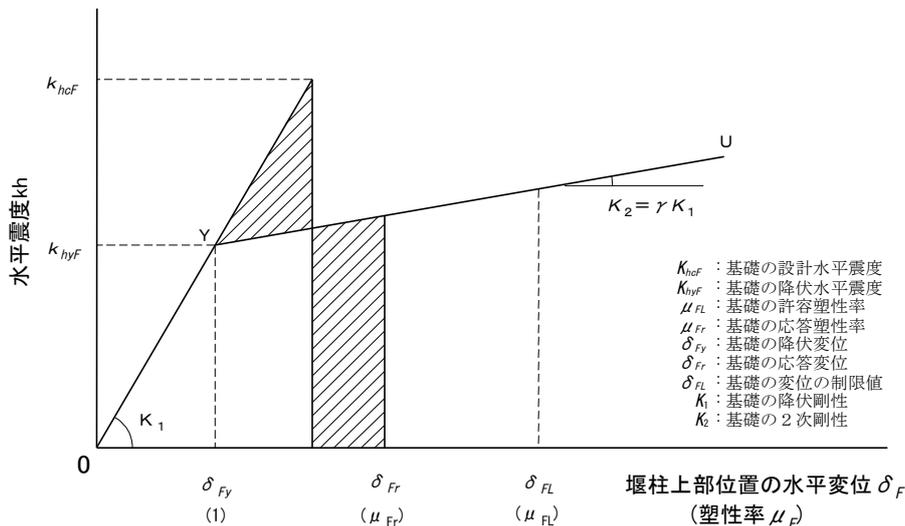


図-18.7-14 エネルギー一定則による基礎の応答塑性率の算出方法

基礎の降伏剛性に対する 2 次剛性の比は、通常は $r = 0$ とするが、鉛直支持力先行型の場合には考慮しても良い。このときの 2 次剛性は、基礎の荷重－変位曲線において基礎の降伏と許容塑性率に対する点を結ぶ剛性として良い。

なお、レベル 2 地震時に対する設計水平震度としてタイプ I とタイプ II があるが、基礎全体系の耐力に及ぼす荷重の繰り返し回数の影響など十分に把握されていないことから、両者のうち大きい値を用いる。ただし、液状化の影響を考慮する場合においては、土質定数の低減係数 D_E は、タイプ I 及びタイプ II の地震時の値のうち小さな値を用いる。

(4) 地盤及び杭体の非線形モデル

ア 地盤の非線形モデル

(7) 杭の軸方向の抵抗特性

杭の軸方向の抵抗特性は、図-18.7-15 に示す地震時保有水平耐力法に用いる杭の軸方向バネ定数 K_{VE} を初期勾配とし、押し込み支持力の上限値 P_{NU} 及び引抜き支持力の上限値 P_{TU} を上限値とするバイリニア型とする。

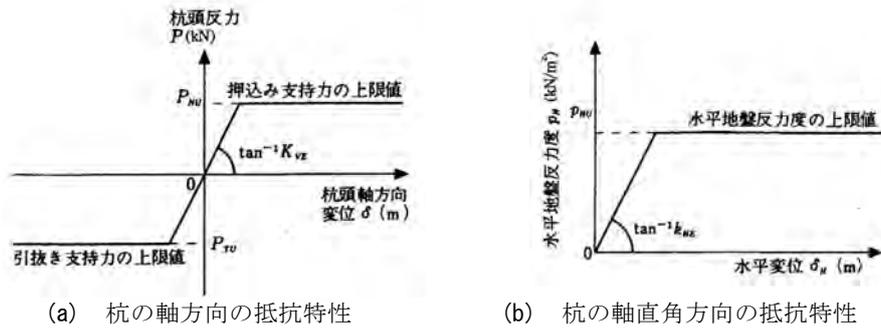


図-18.7-15 杭の抵抗特性

ここで、地震時保有水平耐力法に用いる杭の軸方向バネ定数 K_{VE} は、18.7.4(2)により算定される杭の軸方向バネ定数 K_V とする。

地震時の K_V の値についてはよくわかっていないのが現状であり、ここでもレベル1地震時の場合と同様、常時と同じ値を用いる。

押込み支持力の上限値 P_{NU} 及び引抜き支持力の上限値 P_{TU} は、式(18.7-18)及び式(18.7-19)により算定する。

$$P_{NU} = \min(R_u, R_{PU}) \dots\dots\dots (18.7-18)$$

$$P_{TU} = \min(P_u + W, P_{PU}) \dots\dots\dots (18.7-19)$$

ここに、 P_{NU} : 押込み支持力の上限値 (kN)

P_{TU} : 引抜き支持力の上限値 (kN)

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)で、18.7.4(1)の規定により算出する。

P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き力 (kN)で、18.7.4(1)の規定により算出する。

W : 杭及び杭内部の土の有効重量 (kN)

R_{PU} : 杭体から決まる押込み支持力の上限値 (kN)

P_{PU} : 杭体から決まる引抜き支持力の上限値 (kN)

PHC杭、SC杭及びRC杭の場合、杭体から決まる押込み支持力の上限値 R_{PU} は式(18.7-20)により算定するものとし、杭体から決まる引抜き支持力の上限値 P_{PU} は軸方向の鋼材のみの降伏強度により算定する。また、鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の場合の R_{PU} 、 P_{PU} は、鋼管の降伏点に対応する軸方向圧縮力及び軸方向引張力とする。なお、 R_{PU} 、 P_{PU} の算出に用いる杭の断面積は、杭頭部の断面を用いてよい。

$$R_{PU} = 0.85\sigma_{ck}A_c + \sigma_y A_s \dots\dots\dots (18.7-20)$$

ここに、 R_{PU} : 杭体から決まる押込み支持力の上限値 (kN)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kN/m²)

A_c : コンクリートの断面積 (m²)

σ_y : 鋼材の降伏強度 (kN/m²)

A_s : 鋼材の断面積 (m²)

(イ) 杭の軸直角方向の抵抗特性

杭の軸直角方向の抵抗特性は、図-18.7-15 (b)に示す地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 k_{HE} を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値 p_{HU} を上限値とするバイリニア型とする。 k_{HE} 及び p_{HU} は次式により求める。

$$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_H \quad \dots \dots \dots (18.7-21)$$

$$p_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U \quad \dots \dots \dots (18.7-22)$$

ここに、 k_{HE} : 地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

p_{HU} : 水平地盤反力度の上限値 (kN/m²)

k_H : 地震時の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)で、18.3.6 地盤反力係数により求める。

p_U : 地震時の受働土圧強度 (kN/m²)で、12.3.13 地震時土圧に示す受働土圧係数を用いる。

α_k : 単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数

α_p : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

η_k : 群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の補正係数

η_p : 群杭効果を考慮した水平地盤反力度の上限値の補正係数

α_k 及び α_p は、表-18.7-12 に示す値を用いてよい。

群杭効果を考慮した水平地盤反力係数の補正係数 η_k は、次の値を用いてよい。

$$\eta_k = 2/3 \quad \dots \dots \dots (18.7-23)$$

群杭効果を考慮した水平地盤反力度の上限値の補正係数 η_p は、次の値を用いてよい。

$$\text{粘性土地盤} : \eta_p = 1.0 \quad \dots \dots \dots (18.7-24)$$

$$\text{砂質地盤} : \eta_p \alpha_p = \text{荷重載荷直角方向の杭の中心間隔/杭径} (\leq \alpha_p) \quad \dots \quad (18.7-25)$$

ただし、砂質地盤における最前列以外の杭の水平地盤反力度の上限値 p_{HU} は、式(18.7-22)により算出される値の1/2を用いる。

フーチング前面の地盤が長期的に安定して存在しており、また、良質で設計上水平抵抗を期待できる場合には、フーチング周面の地盤抵抗を考慮してよい。ここで、フーチング前面の水平抵抗は、ケーソン基礎に準じて、式(18.8-8)により水平方向地盤反力係数を、式(18.8-37)により水平地盤反力度の上限値を算定してよい。ただし、式(18.8-8)において、 α_k は1.0とする。

表-18.7-12 補正係数

地盤の種類	α_k	α_p
砂質地盤	1.5	3.0
粘性土地盤	1.5	1.5

イ 杭体の非線形モデル

(7) 杭体の曲げモーメント～曲率の関係

PHC 杭、SC 杭及び RC 杭の杭体の曲げモーメント～曲率の関係は、**図-18.7-16** に示すようにトリリニア型にモデル化する。ここで、降伏時とは最外縁の鋼材の応力度が降伏に達する時とし、終局時とは圧縮縁においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達する時あるいは PC 鋼材のひずみが 5%に達する時とする。

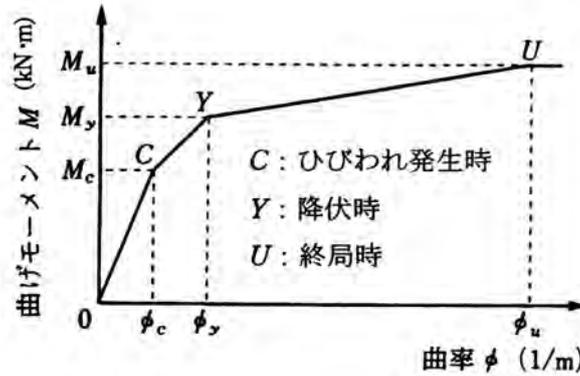


図-18.7-16 曲げモーメント～曲率関係

また、SC 杭のコンクリートの応力度～ひずみ曲線は**図-18.7-17** に示すとおりとする。

鉄筋の応力度～ひずみ曲線は、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」(10.3)の規定によるものとし、PC 鋼材の応力度～ひずみ曲線は**図-18.7-18** に示すとおりとする。

鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の杭体の曲げモーメント～曲率の関係は、**図-18.7-20** に示すように全塑性モーメントを上限値とするバイリニア型とする。

この曲げモーメント～曲率の関係は、鋼材の応力度～ひずみ曲線を**図-18.7-19** に示すバイリニア型として求めたものである。

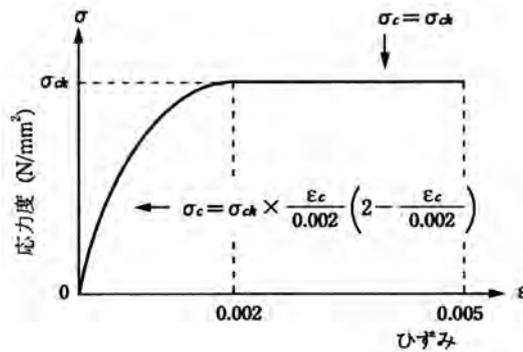


図-18.7-17 SC 杭のコンクリートの応力度～ひずみ曲線

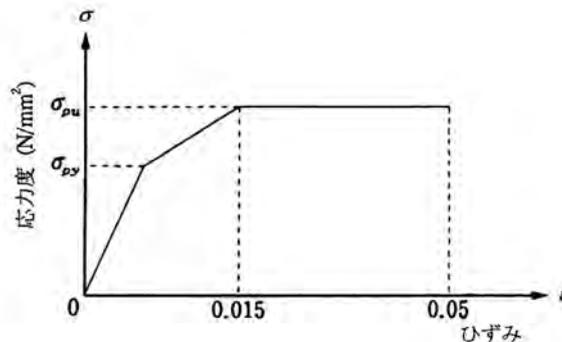


図-18.7-18 PC 鋼材の応力度～ひずみ曲線

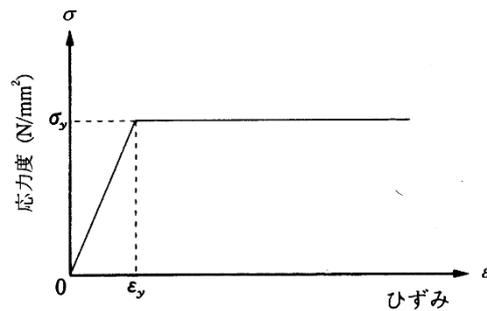


図-18.7-19 鋼材の応力度～ひずみ曲線

(イ) 杭種による非線形モデル

a 鋼管杭

鋼管杭の非線形モデルは、全塑性モーメントを上限值とする弾塑性型とする。また、全塑性モーメント及び勾配変化点 Y' の曲率 ϕ'_y は下式により求める。

$$M_p = M_{p0} \times \cos(\alpha\pi/2) \dots\dots\dots (18.7-26)$$

$$\phi'_y = (M_p / M_y) \phi_y \dots\dots\dots (18.7-27)$$

ここに、 M_p : 鋼管杭の全塑性モーメント (kN・m)

ϕ'_y : 勾配変化点の鋼管杭の曲率 (1/m)

M_{p0} : 軸力がない場合の鋼管杭の全塑性モーメント (kN・m)

$$M_{p0} = Z_p \sigma_y$$

M_y : 鋼管杭の降伏モーメント (kN・m)

$$M_y = (\sigma_y - N/A) Z_e$$

α : モーメントがない場合の降伏軸力 N_0 と作用軸力 N との比

$$\alpha = N / N_0$$

N_0 : モーメントがない場合の降伏軸力 (kN)

$$N_0 = \sigma_y A$$

Z_p : 鋼管杭の塑性断面係数 (m³)

$$Z_p = \frac{4}{3} r^3 \{1 - (1 - t/r)^3\}$$

Z_e : 鋼管杭の断面係数 (m³)

$$Z_e = \frac{\pi}{4} \{r^4 - (r-t)^4\} / r$$

σ_y : 鋼材の降伏強度 (kN/m²)

r : 鋼管杭の半径 (m)

t : 鋼管杭の板厚 (m)

A : 鋼管杭の断面積 (m²)

ϕ_y : 鋼管杭の降伏時曲率 (1/m)

$$\phi_y = M_y / EI$$

鋼管の種類	降伏強度 σ_y
SKK400	235 (N/mm ²) 235,000 (kN/m ²)
SKK490	315 (N/mm ²) 315,000 (kN/m ²)

- EI : 鋼管杭の曲げ剛性 ($\text{kN} \cdot \text{m}^2$)
- E : 鋼管のヤング係数 (kN/m^2)
- I : 断面2次モーメント (m^4)
- N : 杭一本当たりの死荷重による杭頭反力 $N=V_0/n$
- V_0 : 地震時の杭基礎に作用する死荷重 (kN)
- n : 杭本数

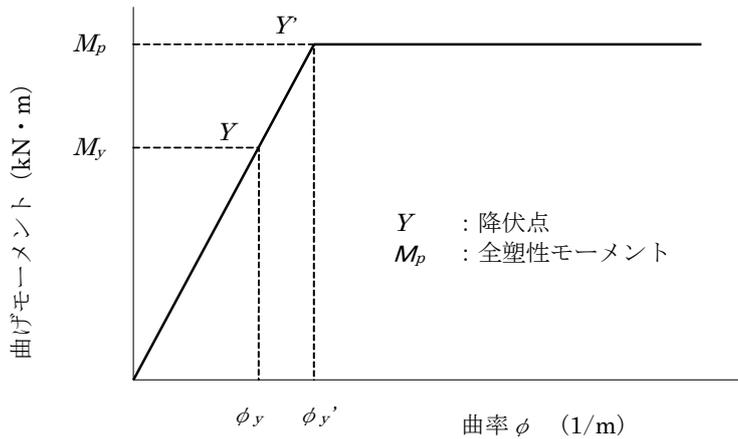


図-18.7-20 鋼管杭の杭体と曲げモーメント曲率関係

b 鋼管ソイルセメント杭

全塑性時の曲げモーメント M_p 及び曲率 ϕ_y' を次式により算出する。

$$M_p = M_{p0} \cdot \cos\left(\frac{\alpha \cdot \pi}{2}\right) \dots\dots\dots (18.7-28)$$

$$\phi_y' = \left(\frac{M_p}{M_y}\right) \cdot \phi_y \dots\dots\dots (18.7-29)$$

ここに、 M_p : 全塑性モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

ϕ_y' : 勾配変化点の鋼管ソイルセメント杭の曲率 (1/m)

M_{p0} : 軸力がない場合の全塑性モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_{p0} = Z_p \sigma_y$$

M_y : 降伏モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

α : モーメントがない場合の降伏軸力 N_0 と N の比

$$\alpha = \frac{N}{N_0}$$

N_0 : モーメントがない場合の降伏軸力 (kN)

$$N_0 = \sigma_y A$$

Z_p : 塑性断面係数 (m^3)

$$Z_p = \frac{4}{3} \cdot r^3 \cdot \left\{ 1 - \left(1 - \frac{t}{r} \right)^3 \right\}$$

Z_e : 断面係数 (m³)

$$Z_e = \frac{\pi \cdot r^4 - (r-t)^4}{4r}$$

σ_y : 鋼管杭の降伏強度 (kN/m²)

r : 鋼管杭の半径 (m)

t : 鋼管の板厚 (m)

A : 鋼管杭の断面積 (m²)

ϕ_y : 降伏時の曲率 (1/m)

$$\phi_y = \frac{M_y}{EI}$$

EI : 鋼管杭の曲げ剛性 (kN/m²)

c PHC 杭

ひび割れ時及びひび割れ以降の曲げモーメント M_c 、曲率 ϕ_c は、以下の仮定により計算する。

- PHC 杭の断面は、破壊に至るまで平面を保持する。
- 同一円周上に均等に配置された PC 鋼材は、等断面積の薄肉鋼管とみなす。
- 曲げひび割れは、全断面有効として引張り側最外縁のコンクリート応力度が曲げ引張り強度に達した時に生じるものとし、それ以降の曲率は引張り側コンクリートの応力度を無視して求める。
- 降伏時とは引張り側最外縁の PC 鋼材の応力度が降伏点に達する時とし、終局時とは圧縮縁においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達する時、あるいは PC 鋼材の引張りひずみが 5% に達する時とする。
- コンクリートの応力度-ひずみ曲線は、[図-18.7-21](#) による。

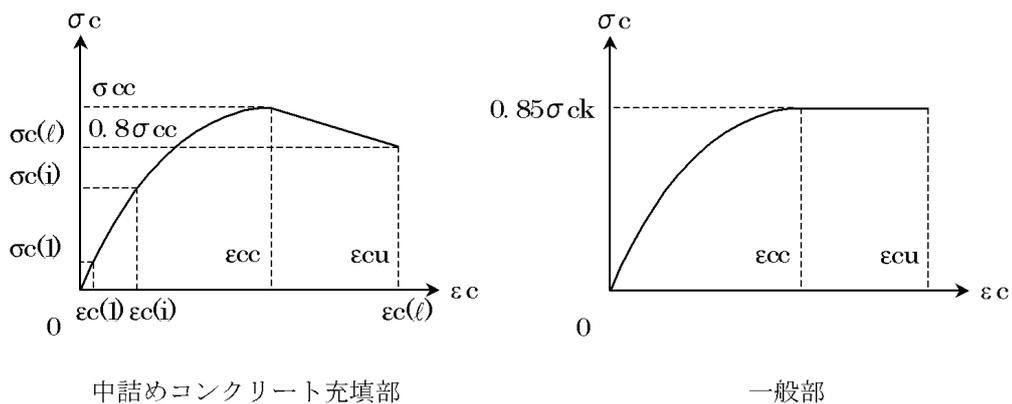


図-18.7-21 PHC 杭のコンクリートの応力ひずみ曲線

ここに、 σ_c : コンクリートの応力度 (N/mm²)

σ_{cc} : 横拘束筋で拘束されたコンクリート強度 (N/mm²)

$\sigma_{c(i)}$: 圧縮縁における任意のコンクリートの応力度 (N/mm²)
($i=1 \sim \ell$)

- σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
- ε_c : コンクリートのひずみ
- $\varepsilon_c(i)$: 圧縮縁における任意のコンクリートのひずみ
($i=1\sim\ell$)
- ε_{cc} : 最大圧縮応力時のコンクリートのひずみ
- ε_{cu} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ

(f) PC 鋼材の応力度-ひずみ曲線は、図-18.7-22 による。

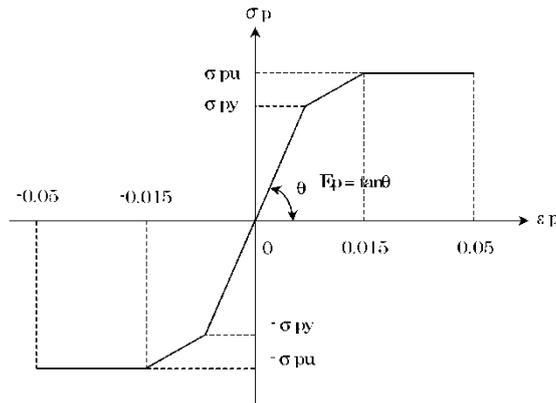


図-18.7-22 PHC 杭の PC 鋼材の応力ひずみ曲線

- ここに、 σ_p : PC 鋼材の応力度 (N/mm²)
- σ_{py} : PC 鋼材の降伏強度 (N/mm²)
- σ_{pu} : PC 鋼材の終局点 (N/mm²)
- ε_p : PC 鋼材のひずみ
- E_p : PC 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

(g) ひび割れ時の曲げモーメント及び曲率を次式により算出する。

$$M_c = \frac{I_e}{r_0} \left(\sigma_{ce} + \sigma_{bt} + \frac{N}{A_e} \right) \dots\dots\dots (18.7-30)$$

$$\phi_c = \frac{M_c}{E_c I_e} \dots\dots\dots (18.7-31)$$

- ここに、 M_c : ひび割れモーメント (N・mm)
- I_e : コンクリートの換算断面二次モーメント (mm⁴)
- r_0 : 外形半径 (mm)
- σ_{ce} : 有効プレストレス量 (N/mm²)
- σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張り強度 ($\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3}$) (N/mm²)
- N : 外力としての軸力 (N)
- A_e : コンクリートの換算断面積 (mm²)
- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

(5) 解析の手順

ア 解析のフロー

杭基礎の標準的な解析手法は、図-18.7-23のフロー図のとおりである。

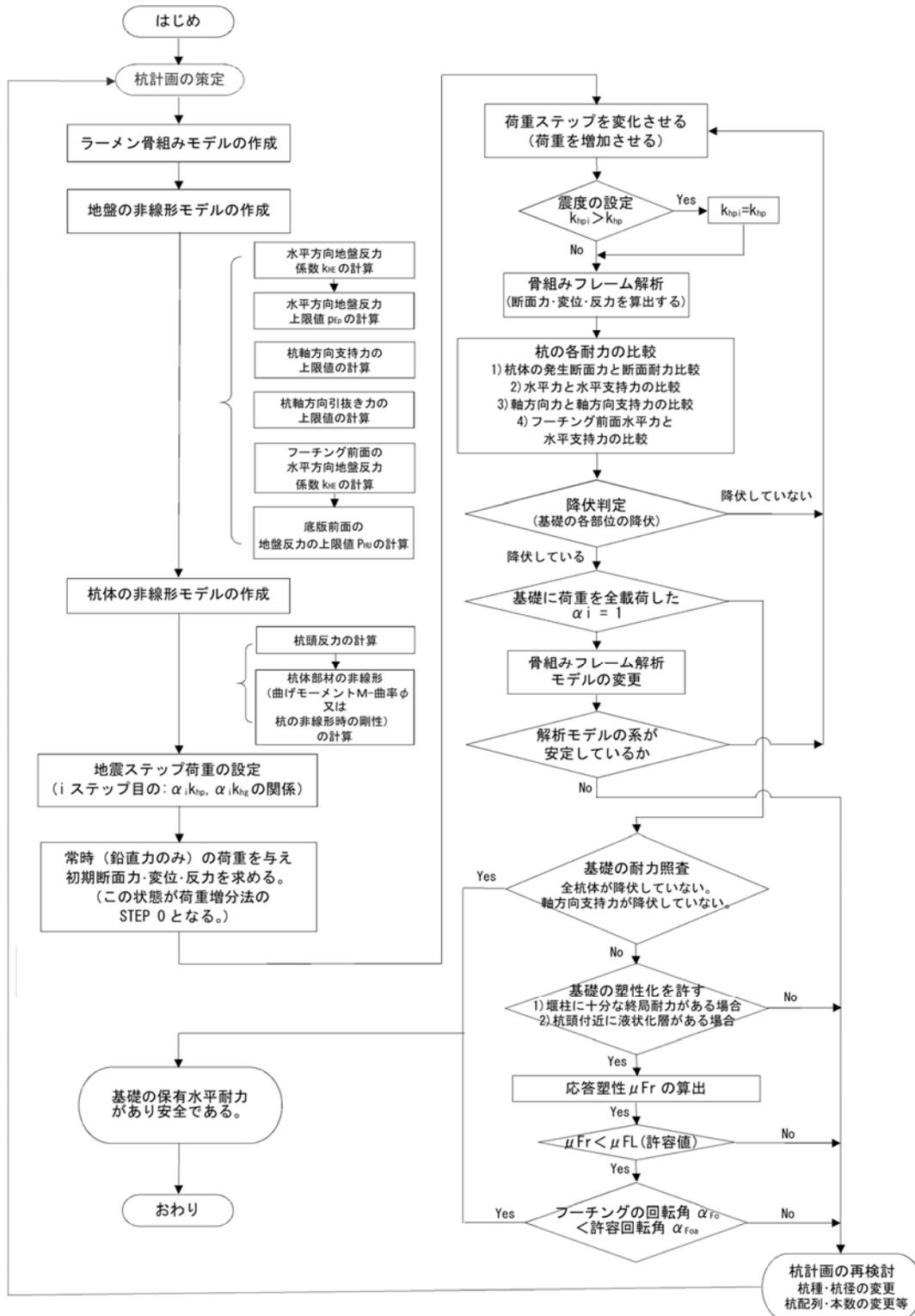


図-18.7-23 杭基礎の標準的な照査フロー

イ ラーメン骨組み構造の作成

基礎工の地震時保有水平耐力法は、地盤の特性・基礎本体の特性を非線形（弾塑性）として取り扱い、逐次荷重を変化させながら基礎の変位・軸方向力・水平方向力及び杭体の断面力を把握する必要がある。そこで、基礎体は、**図-18.7-24**に示すラーメン骨組みとしてモデル化する方法が一般的となる。

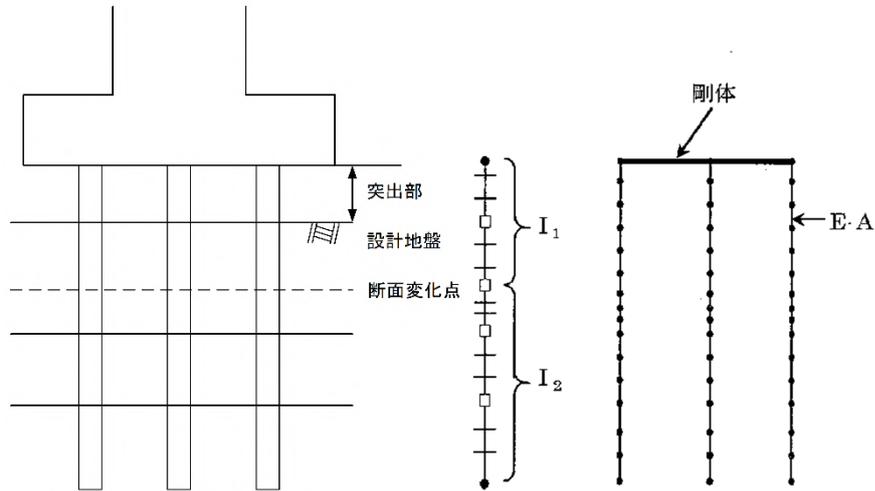


図-18.7-24 ラーメン骨組みモデルの例

なお、各部位が降伏を迎えると骨組みモデルが変更していくことに特徴がある。

また、解析に必要な節点の分割は、各杭体を断面変化点、突出部、地層変化点で区分けして、その区間を細かいピッチ（杭径の1/2～1/5の程度）で作成する。

ウ 地盤バネの設定

水平方向地盤反力係数から、各杭体を弾性床土上の梁として骨組みモデルを作成するので、**図-18.7-25**に示すように各地層内にある杭体部材の軸直角方向に地盤バネ k_{Hi} ($i=1\sim$ 地層数) を設け水平方向の地盤のモデル化を行う。

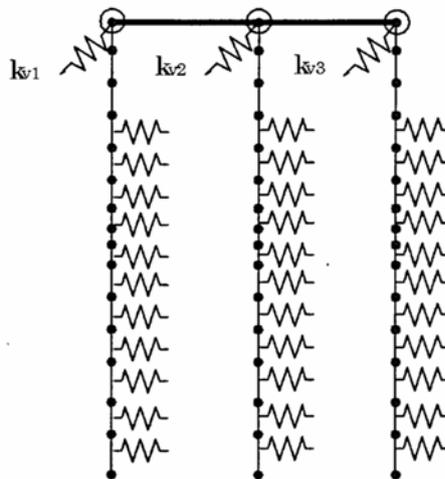


図-18.7-25 骨組みモデルの地盤及び杭体の鉛直方向バネの付け方の例

また、鉛直方向地盤反力係数から、骨組みモデルの杭頭の位置に杭体の鉛直地盤バネのモデル化を行う。なお、各地盤反力の上限值・軸方向力の上限值に達した場合は、バネを取り除いたりすることが必要となる。

エ 初期断面力の算定

初期断面力は、杭体の非線形モデル（ $M - \phi$ 関係）を作成するに当たり、軸力が必要となるので、常時の断面力や変位・杭頭反力を図-18.7-26に示すラーメン骨組みモデルに鉛直力を作らせ求めておく。

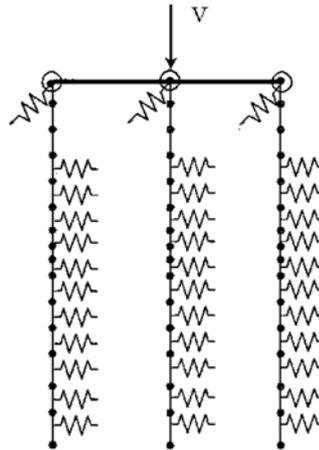


図-18.7-26 初期断面力の算出モデル

オ 杭基礎全体系の水平力-変位関係の作成

基礎工の保有水平耐力の照査には、杭基礎全体系の水平力-変位関係を作成し、基礎工としての降伏時の水平力（降伏時の水平震度）や、最大荷重となるまでの各ステップの水平荷重（設計水平震度 k_{hp} ）と変位の関係（基礎工としての非線形特性）が必要となる。

そこで、基礎の非線形特性を得るためには、図-18.7-27に示すとおり杭体や地盤の非線形を解析モデルに取り込み逐次モデルの系を変更して行くことが必要である。

(ア) 杭基礎の抵抗要素の非線形モデルの種類

杭基礎の抵抗要素には、杭体抵抗・水平方向の地盤抵抗・鉛直方向の地盤抵抗があるが、各々の非線形モデルを作成しておく必要がある。また、これに伴い解析モデルを変更する必要があるが、その内容は以下のとおりである。

a 杭体の非線形モデル

トリリニアモデル→杭体部材の剛性変化

場所打ち杭・PHC杭・RC杭

バイリニアモデル→ヒンジ結合モデルへ変更

鋼管杭・鋼管ソイルセメント杭

b 杭の水平抵抗の非線形モデル：水平地盤反力度～水平変位曲線→部材バネの取り外し

c 杭の鉛直抵抗の非線形モデル：杭頭反力～杭頭沈下量曲線 →支点バネの取り外し

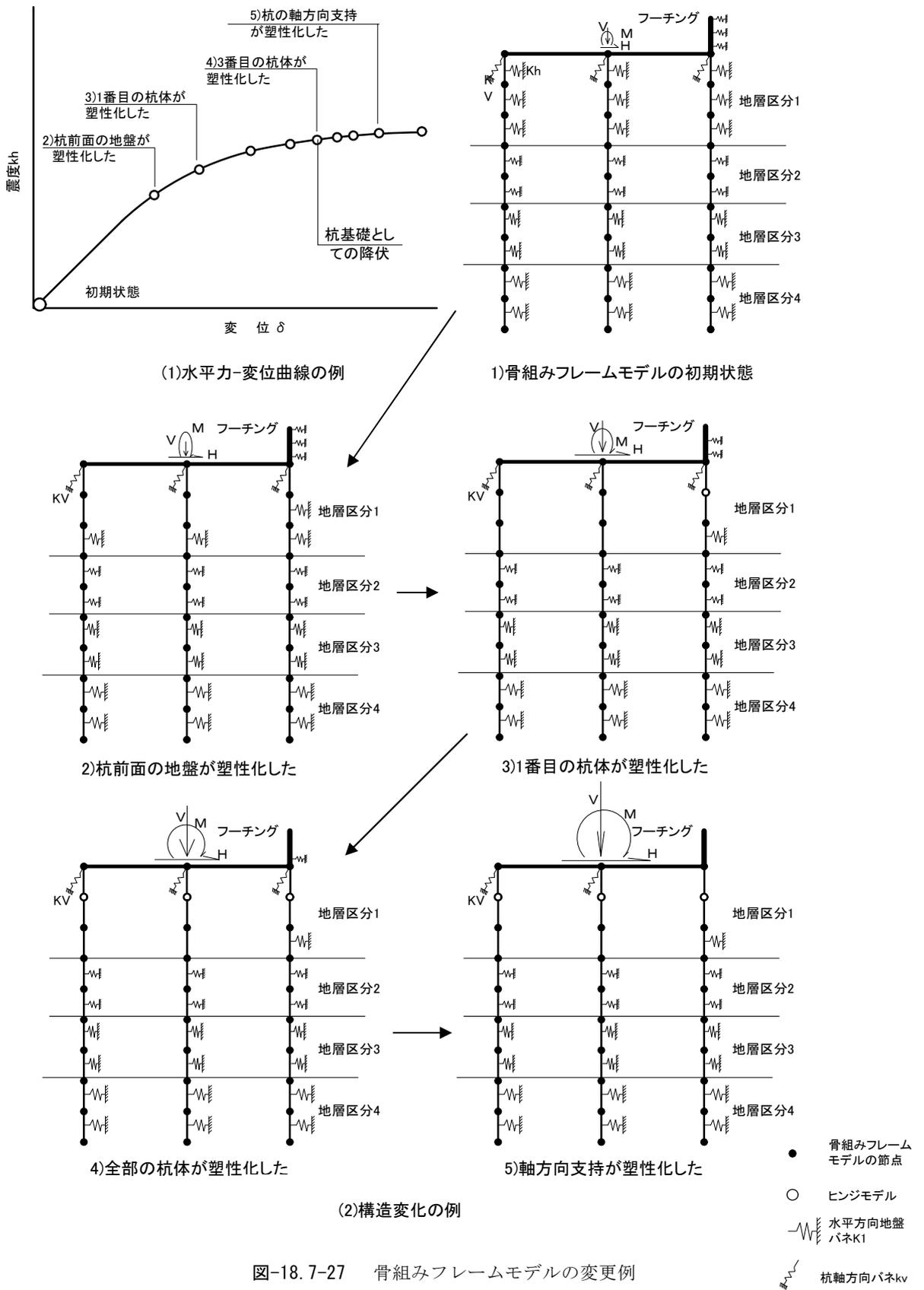


図-18.7-27 骨組みフレームモデルの変更例

なお、解析は、逐次、第1ステップから最終ステップまで解析を行うこともできるが、次の降伏点（部材の降伏点や支持力の降伏点を指す）までは、線形関係となるので、下記のような鉄打ち法が現実的である。

ステップ1：フル載荷状態から得られた断面力・変位・反力と、与えられた非線形データとを比較して最も厳しい状態（非線形特性を示す曲線の変曲点を最も大きく越えている状態）の箇所を探す。

ステップ2：最も厳しい箇所が、越えた変曲点の状態になるように断面力・変位・反力等を低減する。（この低減により他の箇所は、変曲点を越えていない状態になりステップ1とは線形関係となる。）

ステップ3：変曲点の状態になった箇所について構造系の変更を行う。

(4) 杭体の解析モデルの変化方法の例

杭体の解析モデルの変化は、杭種により非線形モデルがバイリニアモデルとトリリニアモデルがあるのでこれに合うようにする。

a 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭

鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の杭体と曲げモーメントと曲率の関係は、**図-18.7-28**に示すが、降伏点の部材端部に発生した曲げモーメントの絶対値 $|M_i|$ と降伏モーメントとを比較し、これに達した時に解析モデルを変更する。

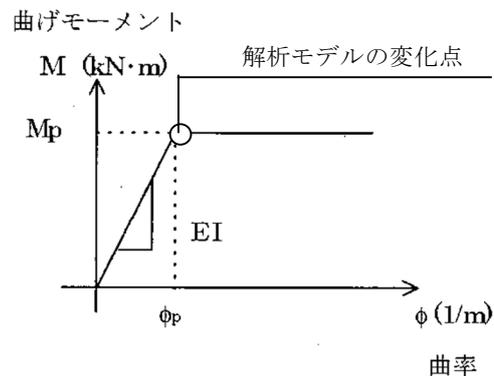


図-18.7-28 杭体の曲げモーメント～曲率曲線（鋼管系の杭）

解析モデルの変更は、**図-18.7-29**に示すとおり、杭体の降伏点に達した部材端の骨組みモデルをヒンジ結合に変更する。

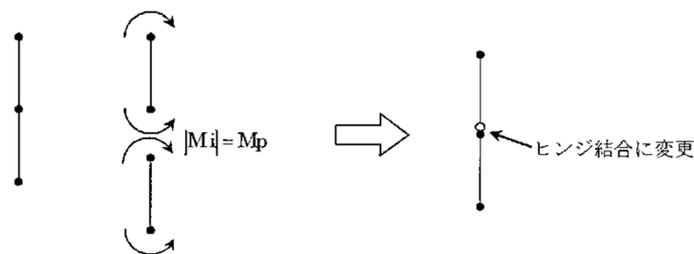


図-18.7-29 骨組みモデル変更の例

b 場所打ち杭、PHC杭、SC杭、RC杭

場所打ち杭、PHC杭、SC杭、RC杭の杭体と曲げモーメントと曲率の関係は、**図-18.7-30**に示すが、構造系の変化点は、コンクリートひび割れ時C点(M_c 、 ϕ_c)、引張鉄筋の降伏時Y点(M_y 、 ϕ_y)及びコンクリートの終局時U点(M_u 、 ϕ_u)の3点であり、おのおのの部材端部に発生した曲げモーメントの絶対値 $|M_i|$ と各限界状態の耐力を比較し、これに達した時に各々解析モデルを変更する。

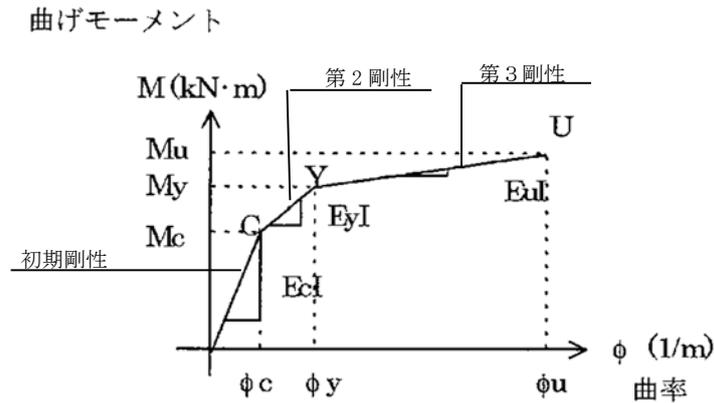


図-18.7-30 杭体の曲げモーメント～曲率曲線(コンクリート系の杭)

解析モデルの変更は、**図-18.7-31**に示すとおり、コンクリートひび割れ時であれば初期剛性から第2剛性、引張鉄筋の降伏時であれば第2剛性から第3剛性に变化させる。

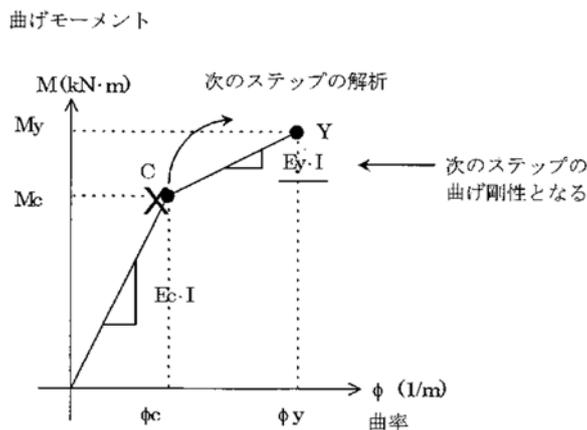
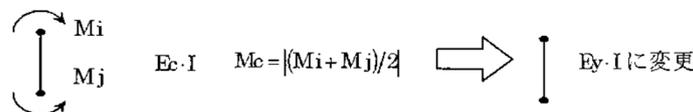


図-18.7-31 杭体の剛性変化の方法(初期剛性から第2剛性に変更になる場合)

(ウ) 杭の水平抵抗：水平地盤反力度～水平変位関係

水平地盤反力度と水平変位の関係は、**図-18.7-32**に示す完全弾塑性型にモデル化し、水平支持力の変化点は、**図-18.7-34**に示すように、部材バネ両端に発生した水平変位に地盤バネ値(K_{Hd})を掛けて平均したものが、部材の両端位置における水平地盤反力度の上限値を平均したものに達した時とする。

解析モデルの変更は、部材バネを取り外す(0 と評価する)ことにより行う。

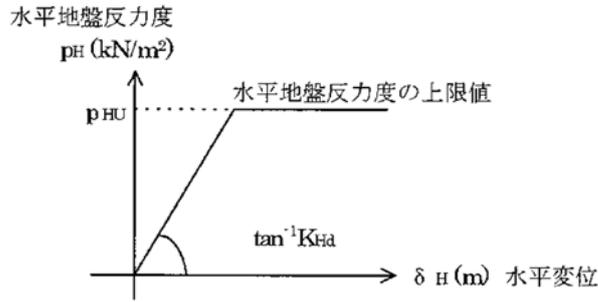


図-18.7-32 地盤の水平支持力の弾塑性の関係

なお、各部材における水平地盤反力度の上限値の平均化は、図-18.7-33 に示すとおり部材を杭軸方向に解析モデルの部材要素の両端の節点の値を用いる。

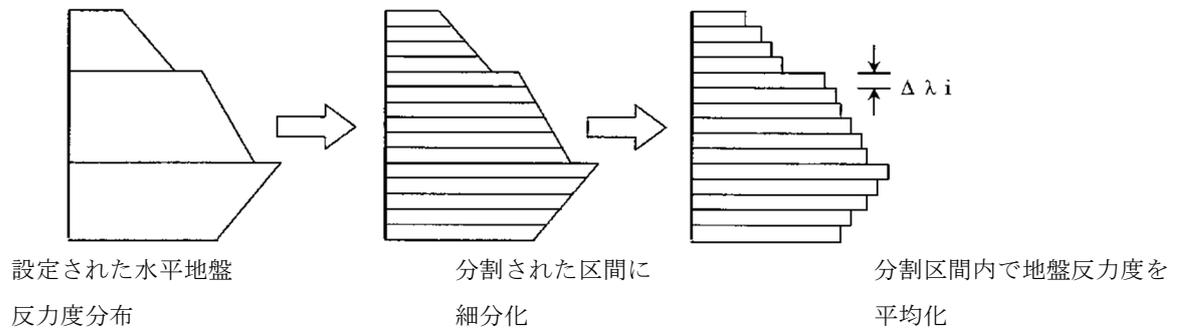


図-18.7-33 部材前面の水平地盤反力係数の分割モデル化の例

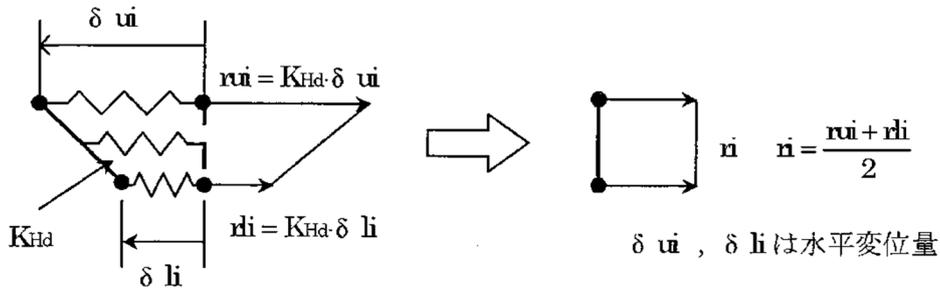


図-18.7-34 地盤が塑性化した場合の水平反力のモデル例

(エ) 杭の鉛直抵抗：杭頭反力～杭頭軸方向変位関係

杭頭反力と杭頭軸方向変位の関係は、非線形特性曲線、**図-18.7-35**に示す完全弾塑性型とし、杭頭反力の変化点は、支点としている杭頭部に発生した杭軸方向の変位と杭軸方向のバネ定数を掛けたものが、その反力が正の場合(杭頭部の沈下)押し込み極限值と、負の場合(杭頭部の浮き上がり)引抜き極限值に達した時とする。

また、構造系の変化は、軸方向のバネを取り外すことにより行う。

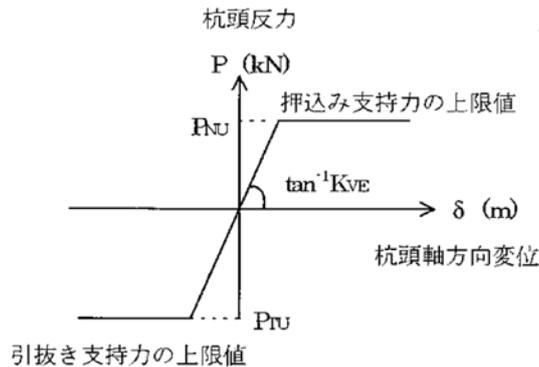


図-18.7-35 杭軸方向支持力の弾塑性の関係

例えば、**図-18.7-36**のようにあるステップ押し込み側反力 R_1 が押し込み支持力の上限值 P_{NU} に達した場合、次ステップ ($i+1$) から次頁の右図のように支点バネが取り外された構造系になる。

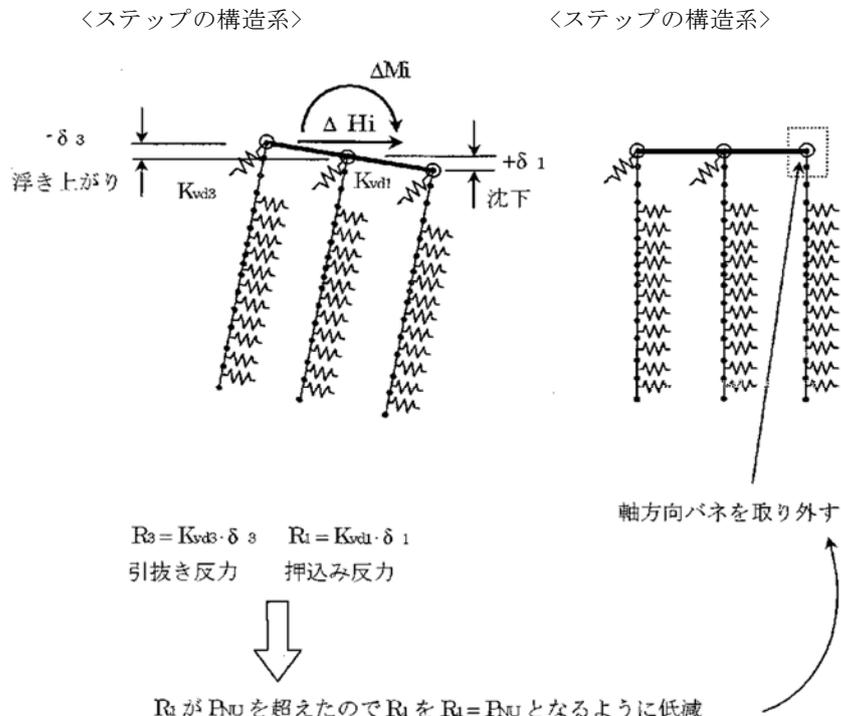


図-18.7-36 地盤支持力が塑性化したときのフレームモデルの変化の例