

特集論文(阪神・淡路大震災)

拡張変位法による杭基礎の実用安定計算法について

木村嘉富¹・前田良刀²・松井謙二³・横田康行⁴¹正会員 建設省土木研究所 基礎研究室 主任研究員 (〒305 茨城県つくば市大字旭一番地)²正会員 工博 九州共立大学教授 工学部土木工学教室 (〒807 福岡県北九州市八幡西区自由が丘1-8)³正会員 工博 (株)建設技術研究所 技術・開発本部 技師長 (〒810 福岡県福岡市中央区薬院1-5-6)⁴正会員 (株)建設技術研究所 福岡支社技術第2部 (〒810 福岡県福岡市中央区薬院1-5-6)

本文は、杭基礎の弾性解析法(変位法)を、大変位領域まで適用できるように拡張した方法を提案し、実杭による水平載荷試験に基づき、その妥当性を検証したものである。

まず、杭体の非線形性は、杭頭が先に降伏するという前提のもと、杭頭付近に杭径分の塑性ヒンジ領域(L_s)を仮定し、杭体降伏後のバネ定数 $K_1^* \sim K_n^*$ を L_s の関数とする式を提案した。次に、地盤の非線形性は等価線形化法で表現できることを明らかにし、地盤種別ごとに非線形係数 γ を提案した。おわりに、上記の杭体および地盤の非線形性の考え方を用いて、実杭による水平載荷試験による荷重 $H \sim$ 変位 δ 関係を解析し、本方法が軸力変動を考慮した杭ラーメン法と同程度の推定精度を有していることを明らかにした。

Key Words: pile foundations, stability analysis method, plastic hinge, non-linear characteristics, great earthquake

1. はじめに

阪神・淡路大震災の経験により、極めて稀に生じるような巨大地震に対しても構造物の壊滅的な崩壊を防止するための設計施工上の方策が示され、例えば、道路橋の橋脚では橋脚躯体のみならず基礎においても、構造部材や地盤の弾塑性的挙動を考慮した地震時保有水平耐力法による照査を行うこととされた¹⁾。

巨大地震動のように、大きな外力が作用するような場合には、杭体、地盤は弾塑性的挙動を示すようになるが、杭基礎の耐力や変形性能を評価するためには、地盤抵抗の非線形性や、杭体の曲げ剛性の変化等を適切にモデル化する必要がある。このため、杭基礎を地盤バネによって支持されたラーメン構造に置き換えて、各抵抗要素や杭体の剛性を弾塑性型でモデル化した解析法(以下、杭ラーメン法)が提案されている。この方法は、杭体と地盤の挙動をかなり忠実に表現しようとするものであり、各種非線形性を考慮している。このため、従来の設計法と比較して計算のために必要な定数の設定が煩雑とならざるを得ない。また、比較的単純な地盤条件、構造型式の橋梁から複

雑な橋梁まで、一律にこの杭ラーメン法による非線形解析を行う必要があるかという設計実務上の効率性の問題もある。

一方、杭基礎では従来から、本数や断面の決定には杭体と地盤を弾性体と仮定した変位法²⁾が適用されており、杭基礎の弾性挙動と許容支持力度を前提とした震度法(構造物の弾性域の振動特性を考慮して、地震による荷重を静的に作用させて設計する耐震設計法³⁾)レベルでは今後も適用されるであろう。しかしながら、現在の変位法では巨大地震動に対する安全性照査には無理がある。このため、杭体と地盤が弾性限界を超えた場合でも、現在の変位法の延長で計算できる安定計算法の開発は、設計実務の面から非常に価値のあるものと考えられる。

以上のような観点から、本文では現在の変位法を拡張して、(1)杭体においては杭頭に等価な塑性ヒンジを仮定し、(2)大変位領域における地盤バネを等価な線形弾性バネに置き換えることにより対処する安定計算法を提案する。そして、実杭による水平載荷試験結果を解析し、提案法の有用性を示す。なお、以下ではここで提案する安定計算法を拡張変位法と呼ぶこととする。

2. 杭本体の弾塑性挙動のモデル化⁴⁾

(1) 杭頭部の弾塑性挙動の評価法

一般的な橋脚の杭基礎では、杭頭部に最大モーメントが生じるため、基礎の破壊メカニズムとしては杭頭部に塑性領域が生じる。また、兵庫県南部地震の被害調査でも、地盤が地震時液状化に伴う地盤流動を生じていない極く一般的な条件下では、主として杭頭部付近に亀裂が発生していることが報告されている⁵⁾。このため、本文ではフーチングとの結合部付近に塑性ヒンジ領域が集中的に形成されるものと仮定する。

仮定する杭体の曲げモーメント M 、曲率 ϕ 関係を図-1に示す。本来、杭体の M - ϕ 関係は、大略的に図中の実線 A のような挙動が仮定される。降伏点 (Y 点) 以降では、弾性挙動 (剛性を有する) と、塑性挙動 (剛性がない) が混在し、荷重の増加も多少見られる。本文では計算の簡便化のため、杭の変形を降伏点を境にして弾性曲げ変形と塑性回転による変形という二つの変形量に分けて考える。すなわち、塑性領域では一定の回転バネ抵抗と回転変位量のみを生ずる等価な力学モデルを仮定するため、その M - ϕ 関係は図-1の破線 B となる。また、仮定する弾性領域では、通常の弾性床上の梁理論による林・Chang⁶⁾ の式により作用荷重に対して横方向変位と回転角が得られる。

本文で仮定する弾塑性領域の模式図を図-2に示す。水平力 H_i 、モーメント M_i が作用することにより、杭体が降伏すると幅 L_s の塑性領域が発生するが、このときの杭頭での変位量を y_i 、回転量を α_i とすると、これらは弾性領域と塑性領域の和として表され、次式のようになる。

$$\begin{aligned} y_i &= y_E + y_p \\ \alpha_i &= \alpha_E + \alpha_p \end{aligned} \quad (1)$$

ここに、 y_E, y_p および α_E, α_p はそれぞれ弾性領域、塑性領域での横方向変位量と回転量

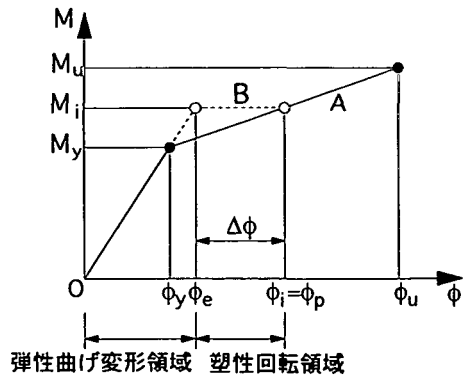
図-3に、仮定する塑性領域での力学モデルを示す。図-1、図-3から曲率の増分 $\Delta\phi$ は次式で求められる。

$$\Delta\phi = \phi_i - \phi_e \quad (2)$$

なお、杭のような深い基礎では、厳密には曲げモーメント、曲率関係が深さ方向に変化するが、この塑性領域が杭頭付近の極く浅い箇所に形成されるならば、実用計算上は杭頭での最大モーメント M_i を用いて曲率 ϕ_i が一定の領域を仮定できる。

塑性ヒンジ領域 L_s にわたり、曲率が一定と仮定すると、 α_p と $\Delta\phi$ の関係は次式となる。

$$\alpha_p = \int_0^{L_s} \Delta\phi \cdot ds = \Delta\phi \cdot L_s \quad (3)$$



M_u, ϕ_u : 終局モーメント, 曲率 (U 点)
 M_y, ϕ_y : 降伏モーメント, 曲率 (Y 点)
 M_i, ϕ_i : 作用モーメント, 曲率
 ϕ_e : 仮定する弾性限界の曲率

図-1 仮定する杭体の曲げモーメント M ~ 曲率 ϕ 関係

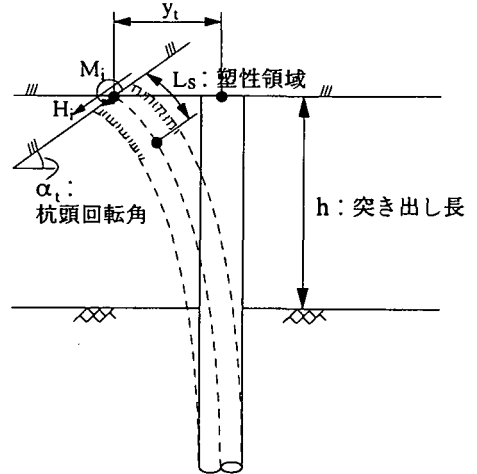


図-2 弾塑性領域での力学モデル

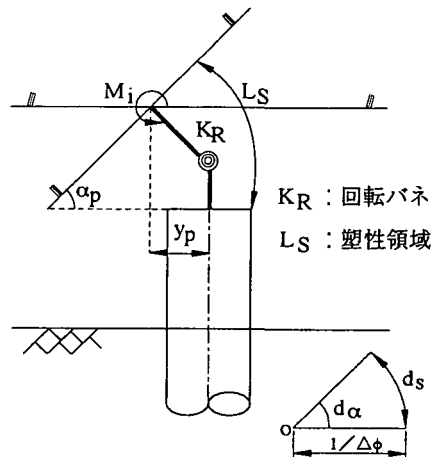


図-3 降伏点 (Y 点) 以降での力学モデル

このときの、等価回転バネ K_R と横方向変位 y_p および回転量 α_p は次式で求められる。

$$K_R = \frac{M_i}{\alpha_p} = \frac{M_i}{\Delta\phi \cdot L_s} \quad (4)$$

$$y_p = L_s \cdot \sin \frac{\alpha_p}{2} \cdot \frac{L_s \cdot M_i}{2 K_R} \quad (5)$$

なお、本文では現行の静的でかつ一方向のみの荷重-変位関係を扱っているが、地震等の繰り返し荷重を対象とする場合には荷重の速度効果および載荷、除荷等の影響を考慮しなければならない。その点で本文での方法は詳細挙動を説明するためにはいくつかの限界がある。

(2) 杭の軸直角方向バネ定数

a) 弾性領域での荷重-変位関係

地上に突き出しのある一般的な状態で考えると、林-Changの理論より、次の二つの方程式が得られる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + D \cdot k_H \cdot y = 0 \quad (\text{地中部}) \quad (6)$$

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = 0 \quad (\text{地上部}) \quad (7)$$

ここに、 EI : 杭の曲げ剛性

k_H : 水平方向地盤反力係数

D : 杭径

式(7), (8)の一般解として次式が得られる。

$$y = e^{\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x) \quad (8)$$

$$y = A_0 + A_1 x + A_2 x^2 + A_3 x^3 \quad (9)$$

ここで、 A, B, C, D , および A_0, A_1, A_2, A_3 は積分定数であり、地中部と地上部の杭の連続条件を考慮して求められる。杭が十分に長く、半無限長の杭と見なせる場合、上記の積分定数は簡単に求められ、杭頭に作用する水平力 H_i 、モーメント M_i と横方向変位 y_E 、回転量 α_E の関係は次式で表される。

$$H_i = K_1 \cdot y_E - K_2 \cdot \alpha_E \quad (10)$$

$$M_i = -K_3 \cdot y_E + K_4 \cdot \alpha_E \quad (11)$$

ここで、杭頭でのバネ定数 $K_1 \sim K_4$ は、次式で示される。

$$K_1 = \frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3 + 2}, \quad K_2 (= K_3) = K_1 \cdot \frac{1+\beta h}{2\beta} \quad (12)$$

$$K_4 = \frac{4EI\beta}{1+\beta h} \cdot \frac{(1+\beta h)^2 + 0.5}{(1+\beta h)^3 + 2}$$

なお、有限長の杭の場合も杭先端の影響を考慮して、本文で述べた方法と同様にして求められる²⁾。

b) 塑性ヒンジ領域での荷重-変位関係

弾塑性領域での荷重-変位関係は弾性領域と塑性領域を重ね合わせて求められる。すなわち、式(1), (5), (6)を式(11), (12)に代入して、多少展開すると次式が得られる。

$$H_i = K_1^* \cdot y_i - K_2^* \cdot \alpha_i \quad (13)$$

$$M_i = -K_3^* \cdot y_i + K_4^* \cdot \alpha_i \quad (14)$$

ここで、 $K_1^*, K_2^*, K_3^*, K_4^*$ は、杭頭に塑性ヒンジを考慮した場合の杭頭バネ定数であり、次式で示される。

$$K_1^* = K_1 - \frac{K_3(K_1 \cdot L_s - 2K_2)}{K_3 \cdot L_s - 2K_4 - 2K_R}$$

$$K_2^* = K_2 - \frac{K_4(K_1 \cdot L_s - 2K_2)}{K_3 \cdot L_s - 2K_4 - 2K_R}$$

$$K_3^* = -\frac{2K_3 \cdot K_R}{K_3 \cdot L_s - 2K_4 - 2K_R}$$

$$K_4^* = -\frac{2K_4 \cdot K_R}{K_3 \cdot L_s - 2K_4 - 2K_R} \quad (15)$$

ここに、 $K_R = \frac{M_i}{\Delta\phi \cdot L_s}$

以上により、拡張変位法のための杭頭バネ定数が求められるが、群杭基礎の安定計算はこのバネ定数を利用して、現在の道路橋示方書²⁾と全く同様に行えばよいことになる。すなわち、次の三元連立一次方程式を解けばよい。

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{x\alpha} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{y\alpha} \\ A_{\alpha x} & A_{\alpha y} & A_{\alpha\alpha} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix} \quad (16)$$

ここで、 $\delta_x, \delta_y, \alpha$ および H_o, V_o, M_o は、杭頭での水平変位、鉛直変位、回転角およびフーチング底面中心での水平力、鉛直力、転倒モーメントであり、 $A_{xx} \sim A_{\alpha\alpha}$ は、杭体と地盤バネの非線形性を含んだ等価剛性である。

(3) 杭頭バネ定数の計算例

この $K_1^* \sim K_4^*$ は杭体降伏後のモーメントの値によって変化するが、次にこれらがどのように変化するのか計算を行った。なお、対象とした杭の諸元については、4, (1)を参照されたい。また、降伏モーメント M_y 、終局モーメント M_u は軸力 $N=50\text{tf}$ (=死荷重/ n , $n=9$: 杭本数)での値であり、それぞれ $M_y=204\text{tf}\cdot\text{m}$, $M_u=278\text{tf}\cdot\text{m}$ である。ここでは、仮定する塑性ヒンジ領域の幅の違いによる影響をみるために、塑性ヒンジ領域の幅が杭径($L_s=1.0D$)と杭径の半分($L_s=0.5D$)と仮定した場合の2ケースについて計算を

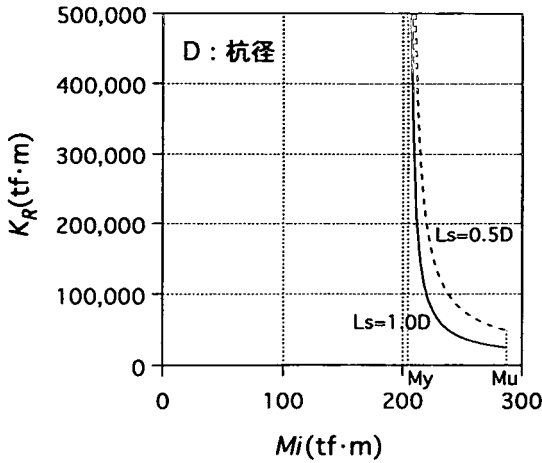


図-4a 等価回転バネ K_R とモーメント M_i の関係

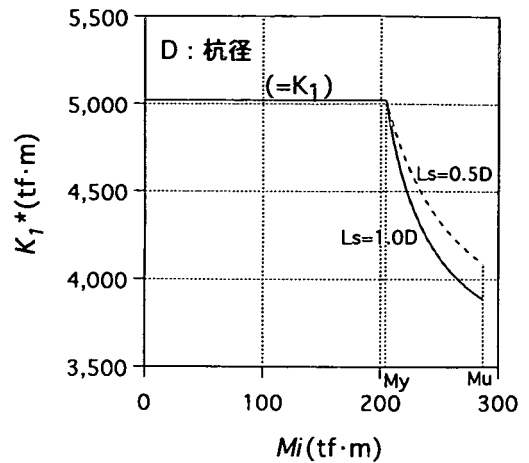


図-4b 杭頭バネ K_1^* とモーメント M_i の関係

行ってみた。その結果を図-4に示す。

図-4aは、等価回転バネ K_R の結果を示したものである。 $M_i \leq M_y$ (弾性領域)では、杭体は弾性であるため、 K_R は無限大となる。その後、 $M_i > M_y$ (塑性領域)では K_R ははじめ急激に減少するが、しだいにその減少の割合は小さくなる。また、仮定する塑性ヒンジ領域 L_s の幅の違いについては、同じ M_i のもとでは $L_s=1.0D$ の方が $L_s=0.5D$ よりも K_R の値が小さくなっており、これより $L_s=1.0D$ の場合の方が変形が大きくなることが推測される。これは、杭体降伏後、同じ回転量が生じたとしても、塑性ヒンジの幅が大きいほど回転半径が長くなるため、回転により生じる変位が大きくなることによる。

図-4bは、 K_1^* の曲げモーメント M_i による変化を示したものである。これより、 $M_i \leq M_y$ では K_1^* であるが、 $M_i > M_y$ になると K_R と同様に急激にその値は低下する。また、塑性ヒンジ領域の幅による違いも K_R の場合と同様で、 $L_s=1.0D$ の方が $L_s=0.5D$ よりも大きく減少している。

L_s は杭頭部の特性で変わるが、被害事例報告⁹⁾および安全側の配慮から、ここでは $L_s=0.5D$ として以下の検討を行うこととする。

なお、 $K_2^* \sim K_4^*$ についても同様の傾向が得られている。

3. 地盤抵抗の非線形性のモデル化

杭に水平力を作用させた場合、一般に地盤は完全な弾性体でないためにその荷重-変位曲線は図-5に示すように非線形挙動を示す。一方、道路橋示方書²⁾では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

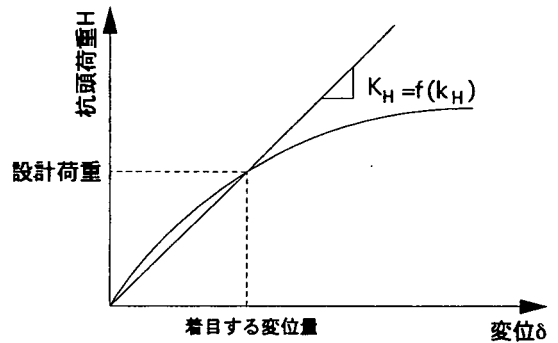


図-5 荷重-変位曲線の非線形挙動²⁾

形弾性地盤反力法⁷⁾を採用している。この方法では、水平方向地盤反力係数(以下 k_H 値)は一定であるため、その荷重-変位曲線は図-5のように直線で表される。

変位法を大変位領域にも適用できるようにするためには、 k_H 値の非線形性について適切に評価することが必要となる。そこで本文では、 k_H 値の変位依存性を明確にし、これに影響を及ぼす要因を定量的に評価する。

(1) k_H 値の非線形性に関する検討⁸⁾

前述の林-Changの式を用いて、実杭を用いた水平方向荷重試験での荷重-変位曲線から k_H 値を逆算すると、 k_H 値は変位の増加に伴い減少し、一般には次式のような近似的関係(以下、等価線形モデル)で表現されてきた⁶⁾。

$$k_H = k_{H0} \delta_H^y \quad (17)$$

ここに、 k_{H0} : 設計水平方向地盤反力係数(初期勾配)

δ_H : 設計地盤面での変位

y : 非線形係数(例えば0.5)

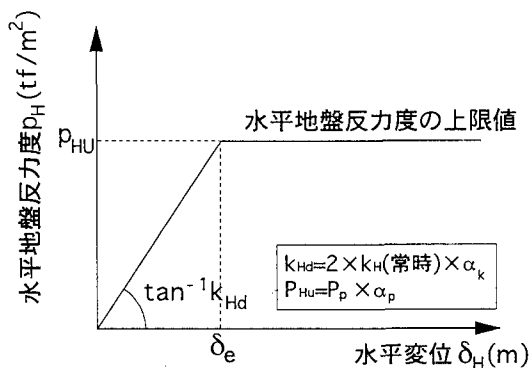


図-6 杭軸直角方向の抵抗特性⁹⁾

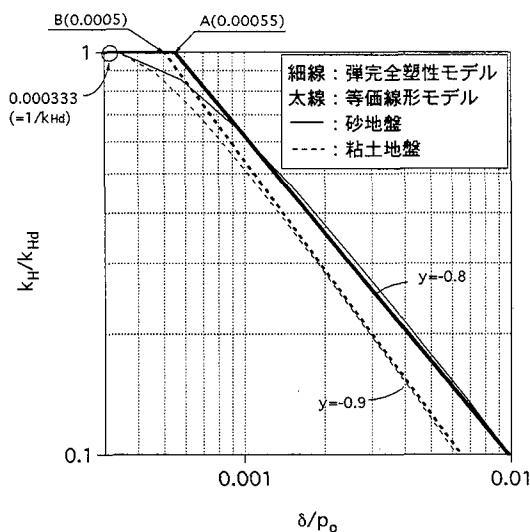


図-7 k_H 値の δ/p_o 依存性

ここではモデル地盤中の単杭（杭頭自由）の挙動について、複合地盤反力法による解析を行い、得られた荷重-変位関係から林-Chang の式を用いて k_H 値を逆算することで y の変位依存性の評価を行った。

解析のモデルは以下の通りである。

杭種：場所打ち杭（杭径 $D=1.2\text{m}$ ，杭長 $L=30\text{m}$ ，突出長 $h=0$ ）

地盤：砂地盤（ $c=0\text{tf/m}^2$ ， $\phi=20^\circ$ ， $\gamma_i=1.8\text{tf/m}^3$ ）

粘土地盤（ $c=2.5\text{tf/m}^2$ ， $\phi=0^\circ$ ， $\gamma_i=1.6\text{tf/m}^3$ ）

の2ケース。

杭体のモデル：線形とする。

地盤バネモデル：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に関わる仕様」の準用に関する参考資料（案）⁹⁾（以下、復旧仕様）弾完全塑性モデル。（図-6 参照）

ここに、 α_k ：単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数⁹⁾

P_{HU} ：水平地盤反力度の上限値⁹⁾

P_p ：地震時の受働土圧強度⁹⁾

α_p ：単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数⁹⁾

なお、本試算では砂地盤、粘土地盤ともに常時の k_H を $1,000\text{tf/m}^3$ とし、 k_{Hd} は、 k_{Ho} （常時） $\times 2 \times \alpha_k$ （ $=1.5$ ） $=3,000\text{tf/m}^3$ とする。

ここで、厳密には、深さ方向の強度増加を考慮すべきであるが、多くの場合、深さ方向の地盤係数の変化は杭頭での応答にあまり影響しないことから、本文では深さ方向に均一な強度を有する地盤と仮定している。

図-7は横軸に杭頭変位 δ を設計地盤面（杭頭）での受働土圧強度 p_o で除したものを、縦軸に逆算して得られた k_H 値を k_{Hd} で無次元化したものを対数表示で示しており、実線が砂地盤を、破線が粘土地盤を示している。弾完全塑性モデルにおいては、杭頭での水平地盤反力度 P_H が p_o に達する変位量が線形弾性挙動をしようる最大の変位量であり、これを弾性限界変位量 δ_e と定義すると、

$$k_{Hd} \cdot \delta_e = p_o \quad (18)$$

から、

$$\delta_e/p_o = 1/k_{Hd} = \text{const.} \quad (19)$$

が得られる。この式は k_{Hd} が等しいならば地盤の種類によらず δ_e と p_o の比は一定となることを示している。本検討では、両ケースとも $k_{Hd}=3,000(\text{tf/m}^3)$ であるので、 k_H 値の低減し始める位置を地盤種別によらず等しくさせることができ、かつ地盤種別による k_H 値の低減の違いをより明確にできるため、横軸に δ/p_o を用いている。

図-7の曲線の勾配に着目してみると、 $\delta/p_o=0.002$ くらいまでは勾配が変化しているが、それ以降は勾配はほぼ一定すなわち、非線形係数 y が一定となることが分かる。その値は地盤種別によってわずかに異なっており、砂地盤に比べて、粘土地盤は大きくなっている。また、粘土地盤は小さな変位で y は一定となるのに対し、砂地盤は一定になるまでに大きな変位を必要とするようである。これを図-8を用いて考察する。図-8は正規化受働土圧強度の深度分布である。図は、横軸に任意の深さの受働土圧強度 p_p を p_o で除したものを、縦軸に杭頭からの深さを示しており、実線が砂地盤を、破線が粘土地盤を示す。図からわかるように、地盤種別によって p_p/p_o の深さ方向の増加率が異なっている。この違いによって y が異なり、増加率が大きな砂地盤が小さな粘土地盤に比べ

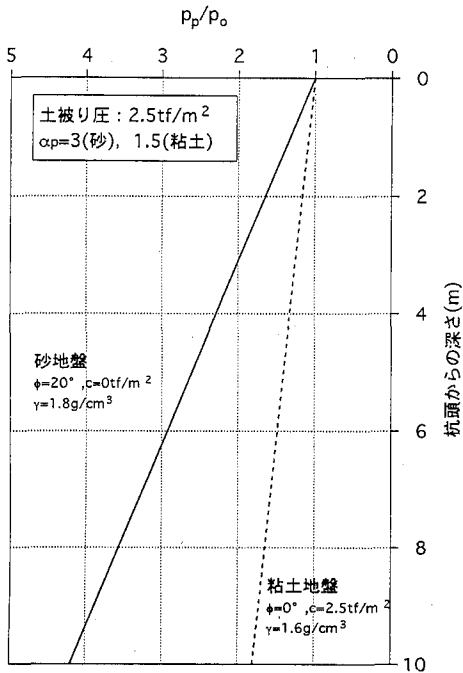


図-8 正規化受働土圧強度 p_p/p_0 の深さ方向分布

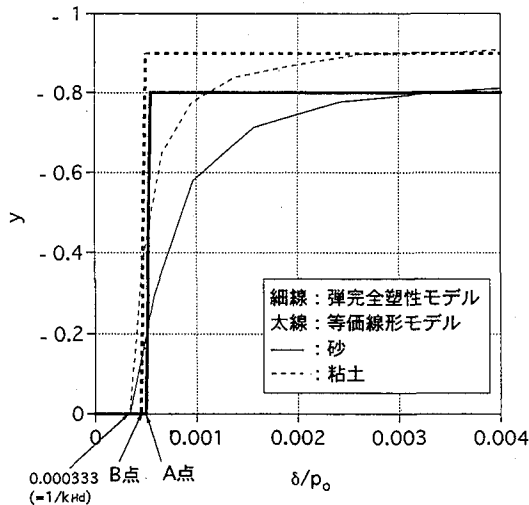


図-9 変位と k_H 値の低減率との関係

て y の絶対値は小さくなっている。また、砂地盤の場合、一定の y に達するまでに必要とする変位量が粘土地盤に比べて大きいのは、それだけ p_p/p_0 の増加率が大きい、すなわち抵抗力が大きいことによるものと考えられる。

このように弾完全塑性モデルによる k_H 値は δ_e 以降、ある変位レベルまでは非線形係数 y は変位依存性を示すが、ある一定の変位以上になると一定値に収束する。拡張変位法に適用する k_H 値の非線形性ではできるだけ簡略化するのが望ましいため、ここでは δ_e

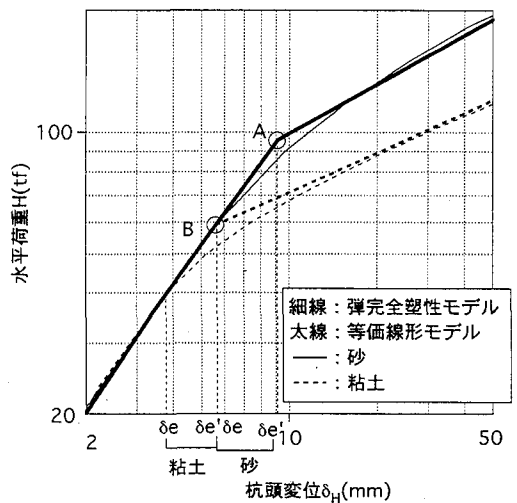


図-10 荷重-変位曲線における δ_e と δ_e' の関係

以降、 y は変位に依存しない一定値として取扱うこととする。

弾完全塑性モデルと等価線形モデルの y - δ/p_0 関係を図-9に示した。これより、 y は概ね砂地盤で-0.8、粘土地盤で-0.9となっている。また、ここで、A点、B点が y 一定にしたことによる仮定の弾性限界変位量であり、 δ_e' で表す。これを用いて、図-7において、ひとつの y で表現される等価線形モデルを太線で示した。図中のA点、B点が図-9のそれに対応している。 δ_e と δ_e' の力学的意味を図-10の H - δ_H 関係に示す。等価線形モデルでは、弾完全塑性モデルによる弾性限界変位量 δ_e を仮定の δ_e' まで延伸し、非線形係数 y を変位に依存しない一定値としたものであり、両モデルの違いは大変位領域では設計実務上ほとんど問題ないといえよう。

したがって、拡張変位法では k_H 値の非線形性を下式で表現することとする。

$$k_H = k_{Hd} \quad (\delta_H \leq \delta_e)$$

$$k_H = k_{Hd} (\delta_H / \delta_e')^y \quad (\delta_H > \delta_e) \quad (20)$$

(2) k_H 値の非線形性に及ぼす影響

a) p_0 による影響

式(21)より、設計においては δ_e' を求める必要がある。 δ_e' と δ_e の比を限界変位量比 (r) と定義すると

$$r = \delta_e' / \delta_e \quad (21)$$

で表される。この式と式(18)より

$$\delta_e' = r \cdot \delta_e = r \cdot p_0 / k_{Hd} \quad (22)$$

が得られる。

上記の検討では、 r は砂が1.65、粘土が1.5として

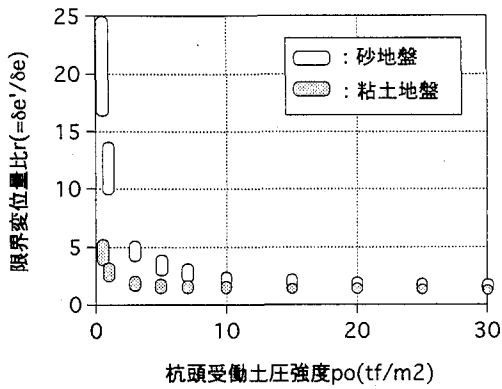


図-11 杭頭の受働土圧強度 p_0 と限界変位量比 r の関係

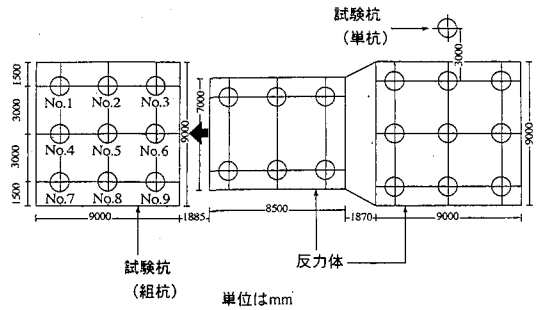


図-13 岸和田杭の載荷試験状況¹⁰⁾

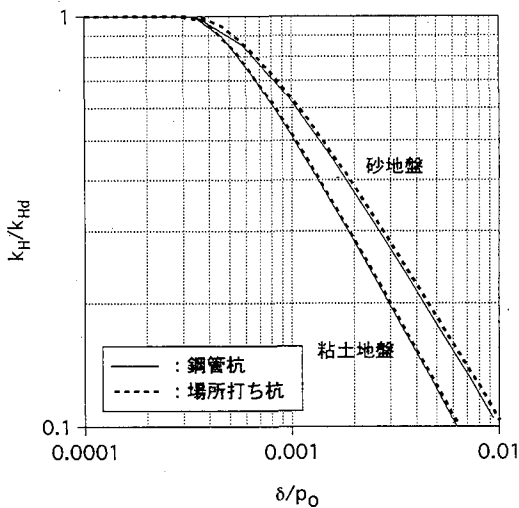


図-12 剛性による k_H 値の低減率の違い

いるが、これらの値はある一つの条件下での結果である。ここでは k_{Hd} や p_0 が異なった場合に r にどのような影響を及ぼすかを検討する。

設計地盤面(杭頭)での受働土圧強度 p_0 の大きさによる影響をみるために、 $k_{Hd}=1,000\sim 5,000\text{tf/m}^2$ のもとで、 $p_0=0.5\sim 30.0\text{tf/m}^2$ の10ケースについて(1)と同様の検討を行った。なお、ここでは場所打ち杭を想定し、地盤種別は砂地盤、粘土地盤の2ケースについて行っている。図-11は、それぞれのケースで求められた限界変位量比 r と p_0 の関係を表したものである。図は k_{Hd} による違いのため、各 p_0 ごとに帯で表示してある。砂、粘土とも p_0 が大きくなるにつれて急激に r は小さくなるが、 p_0 が 10tf/m^2 以上(土被り2~3m程度に相当)になるとあまり変化は見られなくなる。設計実務上は、土被り2~3mは確保されるため、 r は p_0 には影響を及ぼさないといえる。

表-1 杭ラーメン法と拡張変位法の各抵抗要素の取扱い

	拡張変位法	杭ラーメン法 (軸力変動モデル)
杭体のM-φ関係モデル	Y点とU点を結ぶバイリニアモデル(図-1)	C点、Y点、U点を結ぶトリリニアモデル(図-15)
杭体M-φ関係モデルにおける軸力Nの取扱い	N=死荷重/n	N=死荷重/n(押し込み側杭) N=0(引抜き側杭)
降伏判定における杭体のM-φ関係	N=死荷重/n	各Nにより変動するM-φ関係
鉛直抵抗の非線形性	弾完全塑性モデル(図-16)	同左
水平抵抗(k_H 値)の非線形性	等価線形 k_H (式21)	弾完全塑性モデル(図-6) (初期勾配 k_{Hu} +上限値 P_{Hu})

b) k_{Hd} 値による影響

図-11をみると砂、粘土とも p_0 が小さい($p_0<3.0\text{tf/m}^2$)ときには k_H 値による影響により、 r の値に幅がみられるが、 p_0 が大きくなるにしたがい、その差は減少する。 $p_0>10\text{tf/m}^2$ ではほとんど差は見られなくなっている。

c) 剛性による影響

一方、杭種による違い、つまり剛性 EI の違いについても検討が必要である。図-12は、場所打ち杭と鋼管杭について、 EI が k_H/k_{Hd} に及ぼす影響を比較したものである。ここで、剛性は場所打ち杭が $EI=64,300\text{tf}\cdot\text{m}^2$ (杭径 $D=1.2\text{m}$)、鋼管杭が $EI=79,000\text{tf}\cdot\text{m}^2$ (杭径 $D=1.0\text{m}$)である。図中、細い実線が鋼管杭を、太い破線が場所打ち杭を示してある。このことから、 EI の違いは k_H 値の非線形係数 y にはほとんど影響を及ぼさないことがわかる。

4. 実基礎の載荷試験結果との比較

拡張変位法の1つの適用例として、ここでは実杭を用いた基礎の静的水平載荷試験¹⁰⁾の結果を拡張変位法により推定するとともに、軸力変動を考慮した杭ラーメン法による結果との比較も行った。

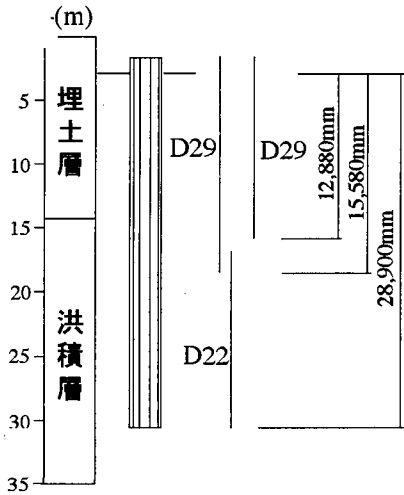


図-14 試験杭の配置

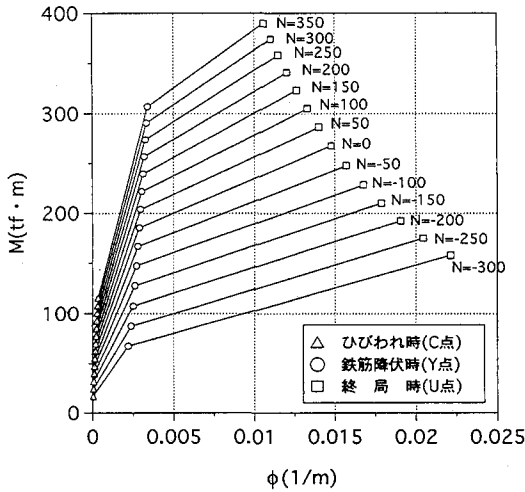


図-15 曲げモーメント M ~ 曲率 ϕ 関係

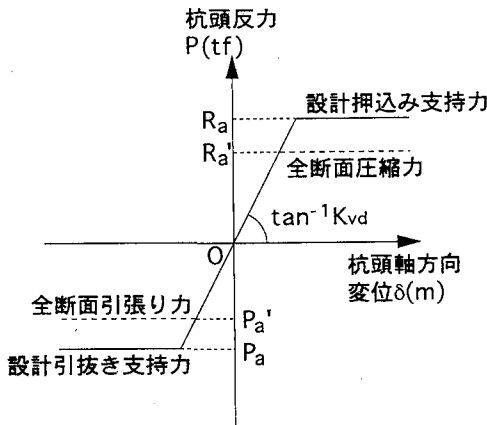


図-16 杭軸方向の抵抗特性

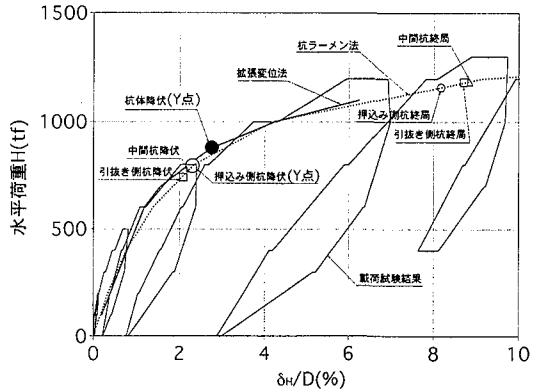


図-17 岸和田杭載荷試験と解析結果

(1)設計条件

水平荷重試験の概要を図-13に示す。また、試験の諸元は以下の通りである。

杭種 : 場所打ち杭 (杭径 $D=1.2\text{ m}$, 杭長 $L=28.9\text{ m}$, 断面積 $A_s=1.131\text{ m}^2$, 弾性係数 $E_p=2.95 \times 10^7\text{ tf/m}^2$, 断面2次モーメント $I=0.1018\text{ m}^4$)

鉄筋量 : 杭頭部 主鉄筋D29, ctc.118mm, 帯鉄筋D16, ctc.150mm

地盤構成 : 埋土層, 洪積層からなる2層地盤(図-14参照)

また、拡張変位法および杭ラーメン法における、杭体の曲げモーメント M ~ 曲率 ϕ 関係、杭の鉛直抵抗および水平抵抗のモデルは表-1に示すように仮定する。表中 n は、杭本数を示す。

ここで、拡張変位法における δ'_i について、ここでは土被りが50cmと考えると $p_0=2.5\text{ tf/m}^2$ として計算を行った。図-11より、 $p_0=2.5$ から、 r はおおよそ6くらいと推定されるため、 $r=6$ として式(21),(23)より k_H 値を低減している。

(2)解析結果

図-17に荷重試験結果を拡張変位法および杭ラーメン法でシミュレーションした結果を示す。図は、横軸に杭頭変位 δ_H を杭径 D で除したひずみを、縦軸には水平荷重 H をとっており、細い実線が荷重試験結果を、太い実線が拡張変位法を、破線が杭ラーメン法を示す。これを見ると、拡張変位法の結果はおおむね荷重試験結果をよくシミュレーションできている。

また、杭ラーメン法と比較してみると、両者の挙動は非常によく一致していることがわかる。復旧仕

様¹⁾によれば、場所打ち杭の降伏の条件は

- ①全ての杭において、杭体が降伏する。
- ②一本の杭の杭頭反力が設計極限押込み力に達する。

のいずれかの状態に達する水平力と定義されている。今回の例では両ケースともに①の条件によって、降伏が決まっているが、その降伏荷重は杭ラーメン法では約800tfであるのに対し、拡張変位法では880tfとなっており、拡張変位法の結果がやや大きくなっている。

5. まとめ

本文では、杭頭に塑性ヒンジを仮定した拡張変位法を提案し、実杭における載荷試験結果との比較により、その妥当性を検証した。その結果、得られた結論は以下の通りである。

- ①杭頭に塑性ヒンジが発生すると仮定することにより、杭体の降伏後の挙動についても現行変位法の杭のバネ定数 $K_1 \sim K_2$ を、塑性ヒンジ領域 L_s を考慮した $K_1^* \sim K_2^*$ に書き換えることで解析できる。
- ②地盤の非線形性については、水平方向地盤反力係数 k_h 値を等価線形モデルとして簡略化する(非線形係数 γ で表現)こととし、砂と粘土でそれぞれ γ を-0.8、-0.9とすることで大変形領域における挙動を表現できる。
- ③本手法を実基礎の載荷試験結果に適用したところ、実際の $H-\delta$ 関係をほぼシミュレーションでき

る結果が得られ、杭ラーメン法における解析結果と同程度の推定が可能である。

なお、ここでは、塑性ヒンジ領域を1.0Dと仮定したが、これは安全サイドとして割り切ったものである。兵庫県南部地震における変状杭の解析などを通して、この領域の合理的な設定が今後の課題のひとつである。

参考文献

- 1) 建設省 道路局：「橋・高架の道路等の新設および補強に係る当面の措置について」, 1995.5.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編, 1994.2.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編, p.1, 1996.12.
- 4) 前田良刀, 木村嘉富, 松井謙二, 横田康行：杭頭に塑性ヒンジを考慮した杭基礎の安定計算法, 土木学会西部支部研究発表会講演概要集, pp.736-737, 1996.3.
- 5) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書, 1995.12.
- 6) 日本道路協会：杭基礎設計便覧, 1992.10.
- 7) 土質工学会：杭基礎の設計法とその解説, 1985.12.
- 8) 前田良刀, 木村嘉富, 松井謙二, 坂田隆博, 横田康行：杭の水平挙動と拡張変位法による解析, 土木学会年次講演会投稿中, 1996.9.
- 9) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」の準用に関する参考資料(案), 1995.6
- 10) 阪神高速道路公団：岸和田杭旧港実杭水平載荷試験実験報告書, 1994.3.

(1996.7.5 受付)

STABILITY ANALYSIS BASED ON EXPAND DISPLACEMENT METHOD FOR PILE FOUNDATIONS

Yoshitomi KIMURA, Yoshito MAEDA, Kenji MATSUI and Yasuyuki YOKOTA

An expand displacement method is presented to analyze the response of pile foundations. The method's suitability is then verified with an in-situ lateral loading test. First, it is assumed that the pile behaves non-linear and yields with a plastic hinge area L_s , the length being equal to the diameter at the pile head. The proposed equation treats the spring constant, $K_1^* \sim K_2^*$, as a function of L_s . Then, a equivalent linear model is constructed to describe the non-linear response of pile foundations. The non-linear coefficient, γ , is suggested for each ground type. Analysis result of the expanded displacement method has shown that the observed relation of $H-\delta$ of an in-situ loading test of a pile foundation can be simulated approximately, and it has a similar accuracy to the result of the pile-rigid frame method in the Specifications.