

場所打ちRC杭における降伏曲げ耐力と最大応答塑性率の関係 RELATIONSHIP BETWEEN BENDING STRENGTH AND MAXIMUM DUCTILITY FACTOR OF CAST-IN-PLACE REINFORCED CONCRETE PILE

護 雅史*, 長谷川正幸**

Masafumi MORI and Masayuki HASEGAWA

In this study, we demonstrate a new seismic design flow chart for pile foundations considering the deformation capacity of piles. 'Strength degrading factor' is defined as the coefficient to decrease the yield bending strength of piles according to their deformation capacity. This factor, which is like the structural characteristics of superstructure, is presented as the function of the ductility factor of piles. The function is introduced by the regression analysis of yield bending strengths of piles to their ductility factors calculated by earthquake response analyses. For the earthquake response analyses, five artificial and four observed seismic motions are selected. The applicability of the presented function is verified by comparing bending moment distributions of piles evaluated by the static incremental analyses and the theoretical solutions for the beam on an elastic foundation with those calculated by the earthquake response analyses.

Keywords : Cast-in-Place Reinforced Concrete Pile, Yield Bending Strength, Curvature, Ductility Factor, Seismic Nonlinear Response Analysis

場所打ち鉄筋コンクリート杭、降伏曲げ耐力、曲率、塑性率、非線形地震応答解析

1. はじめに

杭基礎の2次設計(終局時の安全性照査)は、基準法上の義務付けがないため、専ら設計者の判断に委ねられてきた。これまでの終局時における杭の安全性照査は、杭の終局曲げ耐力、あるいは終局せん断耐力から算定される杭基礎全体の終局せん断耐力が、建物の必要保有水平耐力を上回ることを確認する方法が一般的のようである¹⁾。この方法は、終局耐力の算定の際、杭を弾性として扱っているため、杭の変形性能を考慮しない、耐力だけに着目した方法であるといえる。

我が国では、1995年兵庫県南部地震以降、設計体系が、仕様規定型から性能規定型へ移行しつつある。基礎構造に対しては、現状では、告示等の具体的な規定は示されていないが、学会レベルでは活発な議論がなされている^{2), 3)}。近頃、土木学会地震工学委員会では、杭基礎耐震設計ガイドライン(案)⁴⁾を発表し、参考資料の位置づけではあるが、性能規定型の杭基礎耐震設計に対する基本方針が示された。そこでは、レベル2相当の地震動に対して、変形量(回転角、あるいは曲率)が指定範囲内であれば、重要度の高い構造物では修復可能な範囲で、一般構造物では、軸力の保持が保証され、せん断破壊が生じない範囲内で、杭の降伏を認めている。建築分野においては、杭基礎の修復性の問題等により、大地震時においても杭の損傷をなるべく小さく抑えた性能を、杭基礎の目標性能として推奨している場合が

多い⁵⁾。その一方で、壁式構造等の強度型の上部建物に対して、大地震時の杭応答を弾性限内で設計すると、断面が相当大きくなり、コスト高になるという点も指摘されている。また、宮本⁶⁾は、場所打ちRC杭の限界状態を損傷限界、修復限界、終局限界の3段階で定義し、修復限界においては、杭の塑性化を許容し、降伏時の曲率に対する応答塑性率として、2~4程度を提案している。ここで注目すべきは、性能規定型設計法導入への動きに伴って、上述したような、変形性能を考慮した杭の設計手法の提案や、その可能性についての議論がなされ始めた点である。このような設計手法を用いれば、例えば、靱性に富んだ杭を採用した場合には、杭の変形性能を考慮して、曲げ降伏を許容することにより、現状よりも合理的、かつ経済的な設計も可能となる。ただし、大地震時において、杭の塑性化を許容するか否かを一義的に定めることは難しく、個々の建物ごとに、その重要度、杭基礎全体の安全性や修復性等を考慮しつつ、設計者の工学的判断により決定することが望ましいことは言うまでもない。

ここで、上部建物の2次設計について見ると、必要保有水平耐力を算定する際に、構造特性係数 D_s 値を用いる場合が多い。 D_s 値は、上部建物の塑性化による応答低減効果を考慮することで、必要保有水平耐力を低減させる場合に用いられる⁷⁾。 D_s 値は、パラメトリックな地震応答解析により、経験的に導かれた耐力と最大応答変形量(塑性

* 清水建設(株)和泉研究室 工修

** 清水建設(株)和泉研究室 工博

Izumi Research Institute, Shimizu Corporation, M. Eng.

Izumi Research Institute, Shimizu Corporation, Dr. Eng.

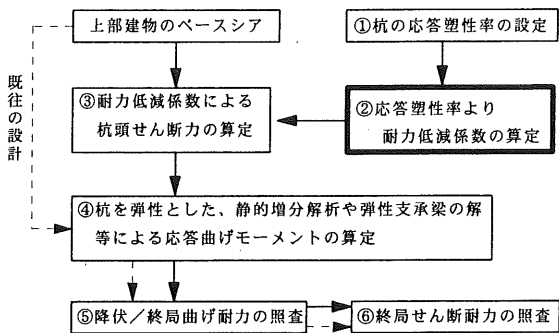


図1 変形性能（塑性率）を考慮した杭の設計フロー図

率)の関係(例えば、8~11)をもとに、上部建物の変形性能に関わる構造種別、構造形式に応じて設定されている。そこで、上部建物における2次設計の考え方を、杭の2次設計に適用することを考える。適用に当たり、上部建物の構造特性係数に対応した、杭に対する係数を、「耐力低減係数」と定義する。「耐力低減係数」は、2章で詳しく述べるが、杭の変形性能に応じて降伏曲げ耐力を減じるための係数で、応答塑性率の関数として与えられる。これを用いれば、図1の設計フロー図に示すような、変形性能を考慮した杭の設計が可能となる。図1中には、参考のため、先に述べた既往の設計フローを破線で示してある。本設計フローでは、まず、杭の応答塑性率を設定(①)し、応答塑性率から耐力低減係数を算定する(②)。次に、上部建物のベースシアに耐力低減係数を乗じることにより、塑性化を考慮した場合の杭頭せん断力を求め(③)、これより、杭を弾性として曲げモーメントを算定する(④)。曲げモーメントの算定では、これまでの設計方法と同様に、弾性支承梁による解等を用いる。最後に、降伏、または終局曲げ耐力の照査(⑤)、および終局せん断耐力の照査(⑥)を行う。

以上が一連の流れであるが、同設計フローの内、太線枠で示した、応答塑性率から耐力低減係数を算定するにあたっては、両者を関係づける式が必要となる。しかし、これに関する研究事例は、著者の知る限りでは見当たらない。杭の被害分析を目的とした研究^[12]はあるが、この研究では、上部構造の構造特性係数を杭にそのまま適用している。

以上の観点から、著者らは、これまでに、鋼管杭についての応答塑性率と耐力低減係数に関する推定式を示した^[13]。この際、鋼管杭の曲げモーメント-曲率関係を、全塑性モーメントを折れ点としたパイリニア型でモデル化した。一方、場所打ち鉄筋コンクリート杭の場合は、ひび割れ耐力、降伏曲げ耐力をそれぞれ第1折れ点、第2折れ点としたトリリニア型でモデル化する場合が多い。したがって、場所打ち鉄筋コンクリート杭を用いて同様な設計を行なう場合、鋼管杭の推定式を場所打ち鉄筋コンクリート杭に適用することは、両者の非線形性が異なるため非常に難しいと考えられる。そこで、本論では、鋼管杭の場合と同様の手法を用いて、場所打ち鉄筋コンクリート杭(以降、RC杭とする)における、応答塑性率と耐力低減係数に関する推定式を新たに導出することを試みる。さらに、導出された推定式の設計への適用性についても併せて検討する。また、鋼管杭の検討において、応答塑性率と耐力低減係数の関係が、地盤のせん断波速度に依存する傾向にあることが分かっている^[13]。したがって、本論では、地盤のせん断波速度の影響を、推定式へ直接的に反映させることも考える。なお、検討に当たっては、杭のせん断耐力は十分にあり、終局時には、杭頭に限り曲げ降伏を認めることを前提とする。

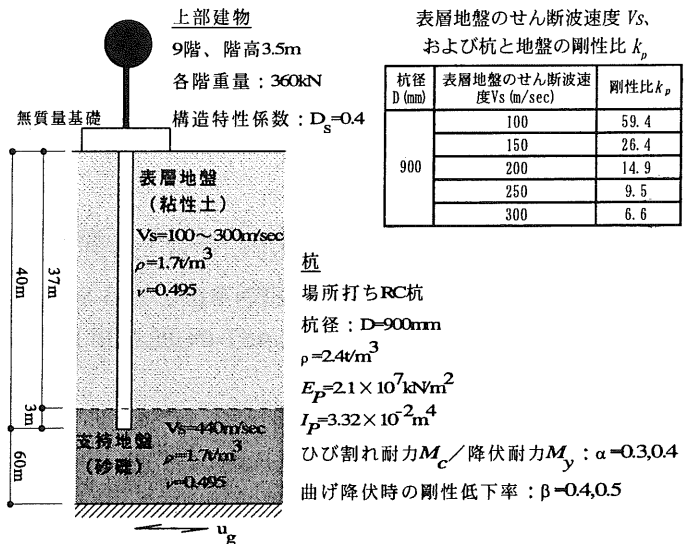


図2 想定する建物・杭・地盤の諸元

2. 検討方法、および解析対象とそのモデル化

2.1 検討方法

本検討では、RC杭の場合を対象に、杭-地盤-建物連成系の非線形地震応答解析を行うことにより、杭頭の降伏曲げ耐力と曲率に関する応答塑性率(以降では、簡単に「曲げ耐力」、「塑性率」と呼ぶ)の関係を導出することを試みる。以下に、検討方法を示す。

まず、弾性での杭の最大応答曲げモーメント M_L に対する、杭の曲げ耐力 M_y の比を耐力低減係数 η と定義し、(1)式で与える。

$$\eta = M_y / M_L \quad (1)$$

次に、設定した解析対象、入力地震動に対して、杭を弾性とした地震応答解析を行い、杭頭の弾性最大応答曲げモーメント M_L を算定する。このとき、地盤の非線形性は考慮する。 M_L が算定できれば、耐力低減係数 η をパラメータとして、杭頭の曲げ耐力 M_y を(1)式を用いて設定し、杭頭の曲げモーメント-曲率関係に非線形性を考慮した地震応答解析を行い、 η に対する塑性率 μ を求める。 μ は、曲げ降伏時の曲率に対する応答曲率の比として算定する。最後に、 $\eta-\mu$ 関係を回帰することにより、推定式の導出を行う。

2.2 解析対象とそのモデル化

図2に、想定する建物、杭、および地盤の概要を示す。本論では、単杭を扱うこととする。対象建物は、1柱1杭の杭基礎構造とし、このうち、杭1本分の負担領域を取り出した部分とする。以下に、地盤、杭、上部建物、入力地震動の設定法、および、質点-ばね系モデルによる地盤-杭-建物連成系の解析モデル、および諸元について示す。

(1) 地盤

地盤は、2層地盤を想定し、GL-100mを地震動の入力位置とする。表層地盤は粘性土、支持地盤は砂礫とし、ともに液状化は考慮しない。地盤定数等は図2に示すとおりであるが、表層地盤のせん断波速度 V_s は、同図中に示すように、 $V_s=100\text{m/sec} \sim V_s=300\text{m/sec}$ まで50m/sec刻みで与える。支持地盤のせん断波速度 V_s は、 $V_s=440\text{m/sec}$ とする。

(2) 上部建物

上部建物は、9層建物(階高3.5m、一次固有周期0.945秒)とする。

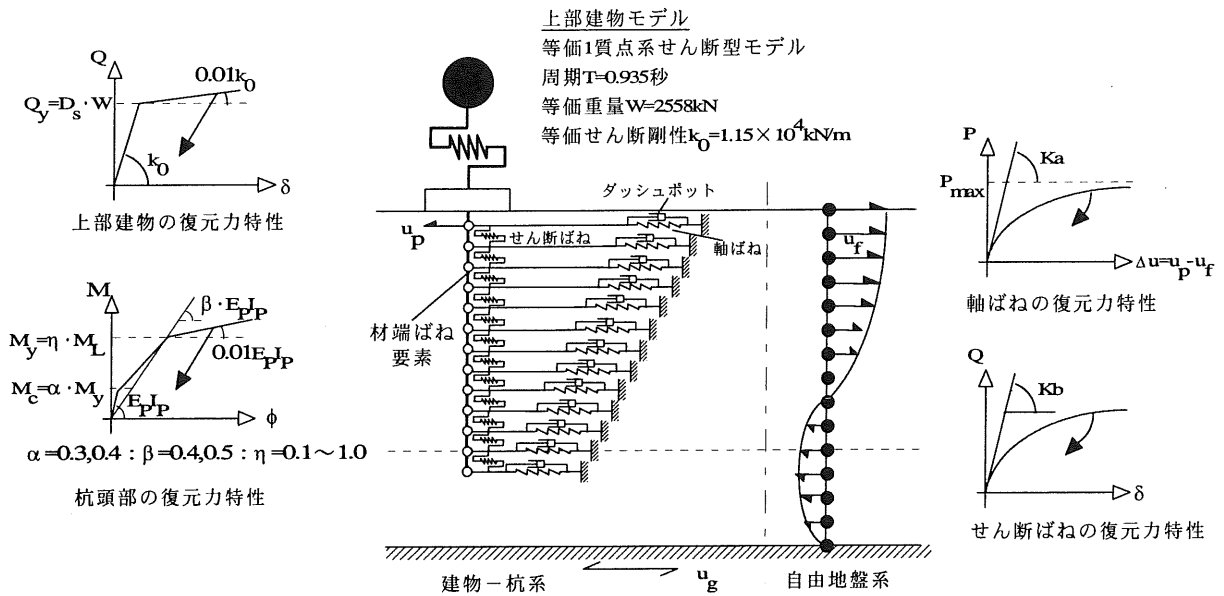


図4 質点-ばね系モデルによる地盤-杭-建物連成系の解析モデルの概略

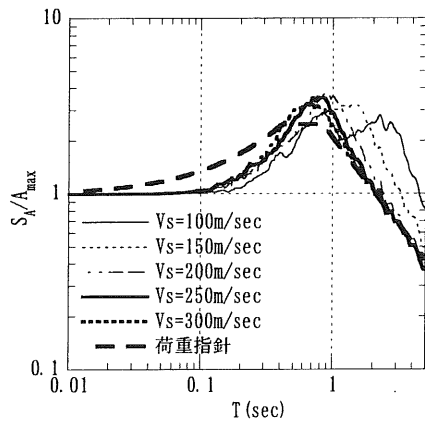


図3 入力地震動の基準化加速度応答スペクトル^[15]、および自由地表における基準化加速度応答スペクトル (減衰5%)

各階重量を 360kN とする。降伏せん断耐力は、構造特性係数 D_s 値で 0.4 とする。

(3) 杭

杭は、RC 杭とする。杭長は、40.5m とし、杭先端を支持地盤に 3m 根入れさせる。また、杭頭を地表面より 0.5m 突出させ、建物基礎底面と地表面とを非接触とすることにより、上部建物のベースシアが全て杭頭に作用するように配慮する。杭径は、 $D=900\text{mm}$ とする。図 2 中には、参考のため、(2) 式で求められる表層地盤と杭の剛性比 k_p も併せて示してある。

$$k_p = E_p I_p / E_s D^4 \cong 0.05 E_p / E_s \quad (2)$$

ここに、 E_p : 杭のヤング係数 ($=2.1 \times 10^7 \text{kN/m}^2$)、 I_p : 杭の断面 2 次モーメント ($=3.22 \times 10^{-2} \text{m}^4$)、 E_s : 地盤の弾性係数である。

杭頭については、曲げモーメント-曲率関係に非線形性を考慮する。RC 杭の場合、復元力特性の骨格曲線を規定するために、ひび割れ耐力と、初期剛性に対する曲げ降伏時の剛性低下率を与える必要がある。これらの値は、コンクリートや鉄筋の材料性能、あるいは鉄筋量等によって変化することが考えられる。したがって、本検討では、解

析事例^[例えば、11]や文献 [14] 等を参考にして、ひび割れ耐力 M_c は、降伏曲げ耐力 M_y に対する比を α とし、 $\alpha=0.3, 0.4$ の 2 ケース、剛性低下率 β は、 $\beta=0.4, 0.5$ の 2 ケースを設定する。

(4) 入力地震動

入力地震動には、図 3 に太い破線で示した建築物荷重指針・同解説 (1993)^[15] による加速度応答スペクトルに適合するように作成した人工地震波を用いる。人工地震波の数については、文献 [10] に倣って、位相を変えて作成した 5 波とする。最大加速度は、400Gal とし、GL-100m に露頭波 (2E 波: E は入射波の意) として入力する。図 3 には、自由地盤解析によって得られた自由地表における応答波形の基準化加速度応答スペクトル (減衰 5%) を併せて示しておく。

(5) 解析モデル

図 4 に、質点-ばね系モデルによる地盤-杭-建物連成系の解析モデルを示す。解析では、まず、自由地盤の非線形地震応答解析を行い、次に、この時刻歴応答を杭-建物連成系の解析モデルに入力して、杭の応答値を求める。自由地盤解析では、単位土柱を多質点系せん断型でモデル化し、せん断ばねに修正 R-0 モデルを用いて非線形性を考慮する。建物-杭系では、上部建物を等価 1 質点系せん断型モデルに置換し、層せん断力-層間変形角関係に非線形性を考慮する。復元力特性は、移動硬化型のバイリニアモデルとする。降伏せん断耐力 Q_y は、上部建物の等価重量を W ($=2558\text{kN}$)、構造特性係数 D_s 値 ($=0.4$) とし、 $Q_y = D_s \times W$ ($=1023\text{kN}$) で与える。杭は、梁要素に置換する。杭頭については、梁要素の両端に非線形回転ばねを有する材端ばねモデルでモデル化することにより、曲げモーメント-曲率関係に非線形性を考慮する。復元力特性には、骨格曲線として、第一折れ点をひび割れ耐力 M_c 、第 2 折れ点を降伏曲げ耐力 M_y としたトリリニア型、履歴則として武田モデルを用いる。同図には、杭の骨格曲線を、図 2 に示した α, β 、および耐力低減係数 η を用いて示してある。杭頭部は、基礎に剛接合とし、回転を拘束する。杭周辺地盤は、水平方向の軸ばねとダッシュポット、およびせん断ばねに置換し、ともに非線形性を考慮する。各地盤ばねの初期剛性は、3次元薄層要素法^[16]により算定する。軸ばねの復元力特性には、双曲線モデルを用い、岸田・中井の式^[17]よ

り極限地盤反力を算定する。せん断ばねの復元力特性には、修正 R-0 モデルを用いる。減衰は、一次固有周期に対して、建物 2%、杭 3% の剛性比例型とする。なお、質点-ばね系モデルによる地盤-杭-建物連成系の解析方法の詳細については、文献 [18] を参照されたい。

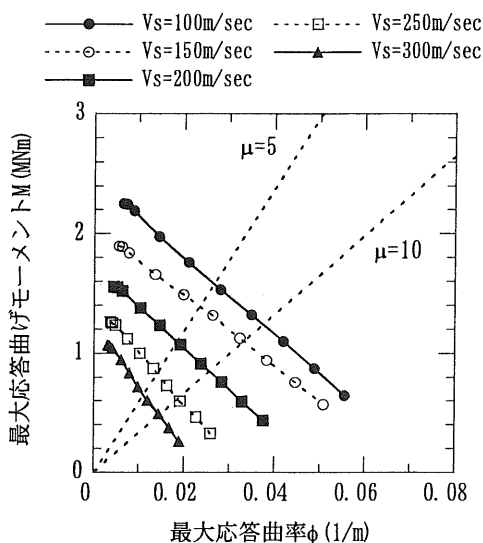


図5 耐力低減係数 ($\eta=0.1 \sim 1.0$) に対する最大応答曲げモーメント M と最大応答曲率 ϕ の関係 ($\alpha=0.3, \beta=0.4$ の場合、人工地震波 5 波の平均値)

3. 耐力低減係数 η と塑性率 μ に関する推定式の導出とその適用性の検討

3.1 人工地震波による推定式の導出

人工地震波を用いた場合の地震応答解析結果と、これを用いて導出した推定式について示す。地震応答解析結果は、全て人工地震波 5 波の平均値で示している。図 5 に、耐力低減係数 η より設定される曲げ耐力 M_y を η に従って変化させた場合の、最大応答曲げモーメント M と最大応答曲率 ϕ の関係を示す。結果は、図 4 に示した $\alpha=0.3, \beta=0.4$ の場合について、地盤のせん断波速度 V_s ごとに示している。図中には、参考のため、塑性率 μ が $\mu=5, \mu=10$ となる場合を点線で示してある。この結果から、 V_s が小さいほど、 M が大きくなる傾向にあることがわかる。また、 M と ϕ は、ほぼ線形関係にある。

図 6、図 7 に、耐力低減係数 η と塑性率 μ の関係について示す。図 6 は、(a) $V_s=100\text{m/sec}$ 、(b) $V_s=200\text{m/sec}$ の結果である。各図は、 α と β の比較で示してある。塑性率 $\mu=1.0$ の時、 η が 1.0 より小さくなっている。これは、先にも述べたように、RC 杭の復元力特性として、骨格曲線をトリリニア型でモデル化し、かつ最大弾性曲げモーメント M_L の算定には、初期剛性 ($E_p I_p$) を用いているためである。推定式の導出に当たっては、バイリニア型でモデル化した鋼管杭^[13]と異なる条件として、この点に配慮する必要がある。この結果より、 η と μ の関係は、 α に依存せず、 β に依存することがわかる。これは、塑性率を降伏曲率に対して算定しており、降伏曲率は剛性低下率 β によって変化することによる。図 7 は、 η と μ の関係を、(a) $\alpha=0.3, \beta=0.4$ 、(b) $\alpha=0.3, \beta=0.5$ の場合について示している。各図は、地盤のせん断

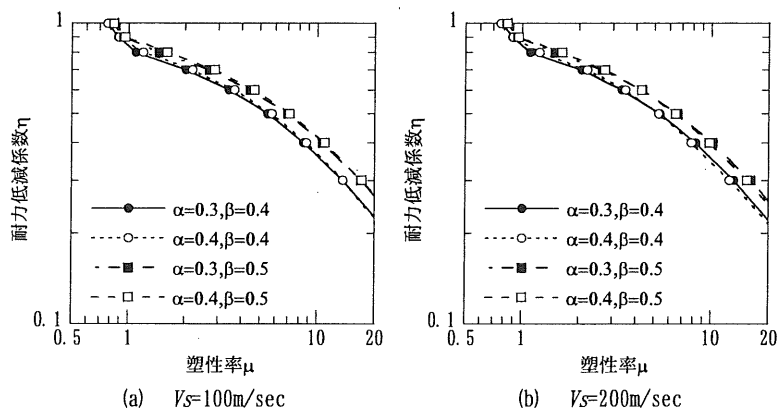


図6 耐力低減率 η と塑性率 μ の関係 (α, β での比較)

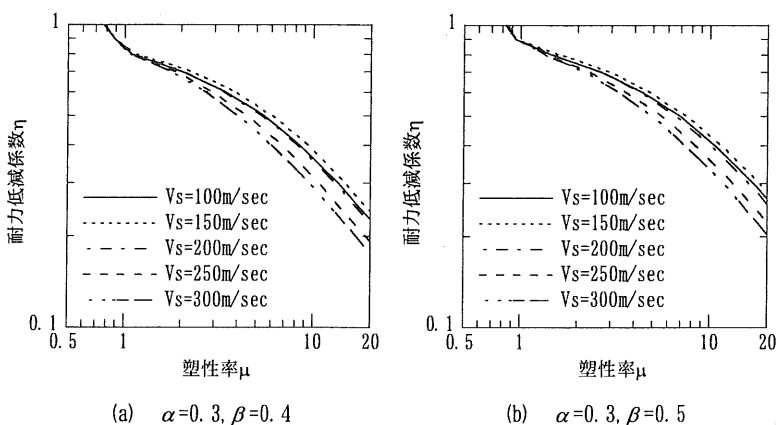


図7 耐力低減率 η と塑性率 μ の関係 (地盤のせん断波速度 V_s での比較)

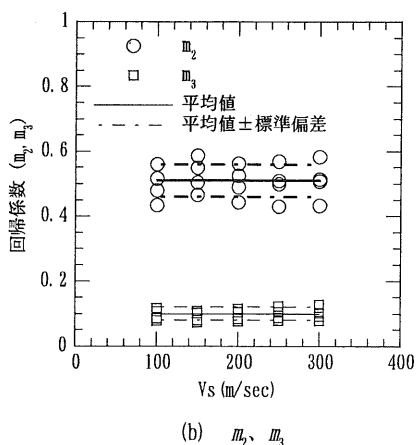
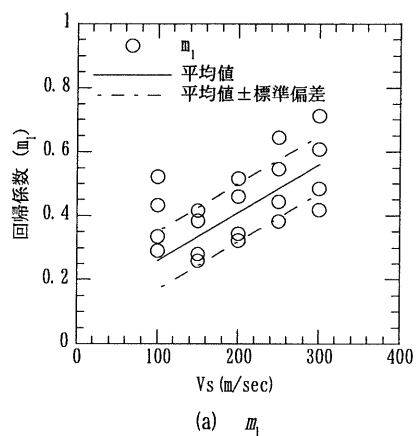


図8 回帰係数 m_1, m_2, m_3 と V_s との関係

波速度 V_s の比較で示してある。 $V_s=100\text{m/sec}$ の場合に限りやや傾向が異なるが、 V_s が大きくなるほど、同じ塑性率 μ に対する耐力低減係数 η が小さくなる傾向が見られる。以上の解析結果を基に、 η と μ に関する推定式を (3) 式で仮定し、地盤のせん断波速度 V_s 、および α と β ごとに回帰係数を算定する。

$$\eta = \frac{1}{\{1 + m_1 \cdot (\mu - 1)\}^{m_2}} - m_3 \quad (\mu \geq 1) \quad (3)$$

ここに、 m_1 、 m_2 、 m_3 は回帰係数である。 m_3 は、塑性率 $\mu=1.0$ の時、 η が 1 より小さくなることを考慮するための係数である。ここで、 $m_1=m_2=1$ 、 $m_3=0$ とすれば、変位一定則の関係に、 $m_1=2$ 、 $m_2=0.5$ 、 $m_3=0$ とすれば、エネルギー一定則の関係に対応した式となる^[19]。図8に、回帰係数の推定結果を示す。図中では、 α と β についての解析結果を、各回帰係数について、同種のマークでプロットしている。この図から、回帰係数 m_1 は、 $V_s=100\text{m/sec}$ の場合にやや傾向が異なるが、おおよそ、 V_s に対して線形関係であり、回帰係数 m_2 、 m_3 は V_s に依存せず一定値と見ることができ。そこで、回帰係数 m_1 については、 V_s の一次関数として、最小二乗法により、再度回帰を行う。この際、他と傾向の異なる $V_s=100\text{m/sec}$ の結果は除外する。回帰係数 m_2 、 m_3 については、一定値とする。また、同図から明らかなように、 α と β の違いによる回帰係数 m_1 、 m_2 のばらつきは小さくはなく、本来であれば、各 α 、 β ごとに検討すべきであるが、推定式を用いる際の簡便性を考慮して、本検討

では、それを行わない。以上より、各回帰係数は、平均値と標準偏差を用いて、以下のように推定される。

$$\begin{aligned} m_1 &= 0.0015 \cdot V_s + 0.11 \pm 0.09 \\ m_2 &= 0.51 \pm 0.05 \\ m_3 &= 0.10 \pm 0.02 \end{aligned} \quad (4)$$

図8には、回帰係数を平均値(実線)と平均値±標準偏差(点線)で示している。 $V_s=100\text{m/sec}$ では、 m_1 が過少評価となっていることが分かる。これは、 m_1 の回帰の際に $V_s=100\text{m/sec}$ の結果を除外したことによる。しかし、(3)式は、回帰係数 m_1 が小さいほど、耐力低減係数 η が大きくなる性質を有するため、耐力低減係数 η としては、結果的に安全側の評価となる。図9は、地震応答解析結果と回帰式の比較結果である。図は、(4)式の平均値を回帰係数として用いた場合の回帰式を太い実線で、平均値±標準偏差の場合の回帰式を破線で、地震応答解析結果を細い実線で示している。この図より、全ての地震応答解析結果は、破線の範囲内にあることがわかる。以上より、耐力低減係数 η と塑性率 μ の関係を、安全側を考慮して、3つの回帰式の中で耐力低減係数 η が最も大きくなる、平均値-標準偏差の回帰係数を採用し、(5)式に示す推定式で与える。

$$\begin{aligned} \eta &= \frac{1}{\{1 + m_1 \cdot (\mu - 1)\}^{0.46}} - 0.08 \quad (\mu \geq 1) \\ m_1 &= 0.0015 \cdot V_s + 0.02 \end{aligned} \quad (5)$$

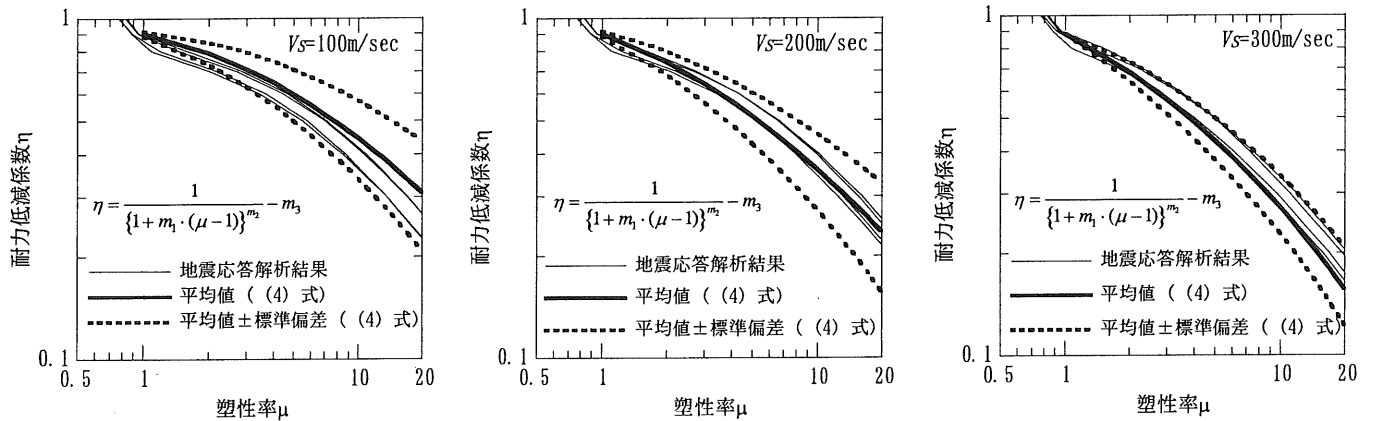


図9 人工地震波を用いた場合の地震応答解析結果による μ - η 関係と回帰式の比較

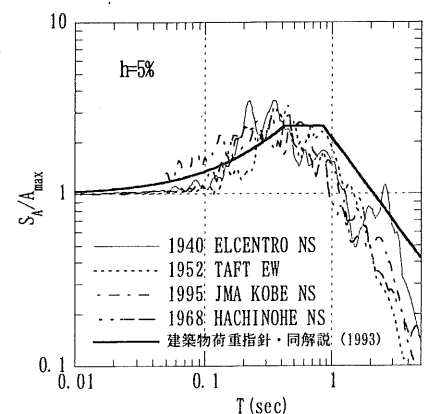


図10 検証に用いた実地震波の標準化加速度応答スペクトル

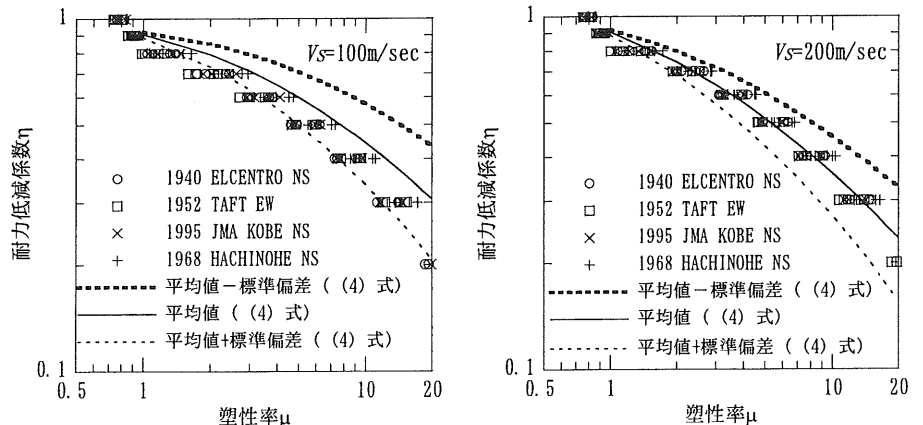


図11 実地震波を用いた場合の地震応答解析結果による μ - η 関係と回帰式の比較

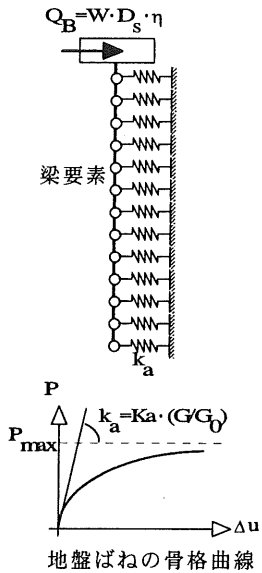


図12 静的増分解析に用いる解析モデル

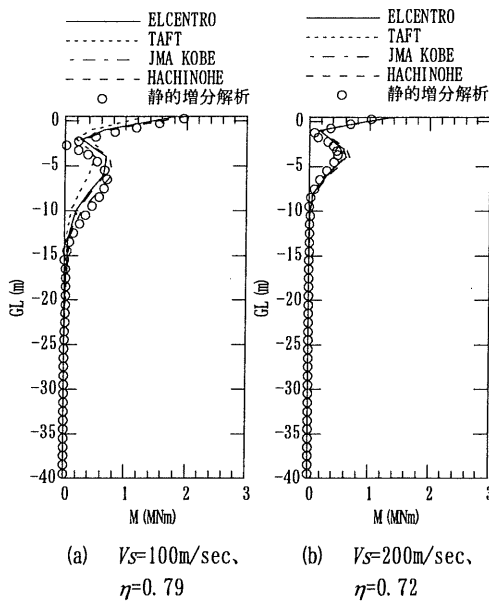


図13 静的増分解析と地震応答解析との杭の最大応答曲げモーメント分布の比較 ($\mu=3$)

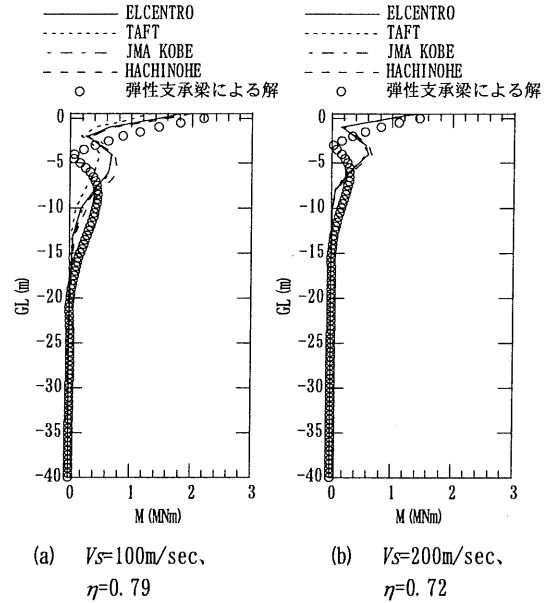


図14 弾性支承梁による解と地震応答解析との杭の最大応答曲げモーメント分布の比較 ($\mu=3$)

3.2 実地震波による本推定式の妥当性の検討

(5)式で示した推定式の妥当性を確認するために、実地震波を用いた場合の検討を行う。検討方法は、人工地震波を用いた場合と同様である。解析対象は、地盤のせん断波速度 V_s を、 $V_s=100$ m/sec、 $V_s=200$ m/sec の2ケースに限定した以外は、図2に示した諸元と同様とする。用いた実地震波は、1940年エルセントロ波NS成分、1952年タフト波EW成分、1968年八戸波NS成分、および1995年JMA神戸波NS成分の4波である。いずれも、最大加速度を400Galに基準化する。図10に、検討に用いた実地震波の基準化加速度応答スペクトル S_A/A_{max} (減衰5%) を、建築物荷重指針・同解説(1993)^[15]による加速度応答スペクトルと併せて示す。解析では、GL-100mに2E波として入力する。

図11に、実地震波を用いた場合の、地震応答解析結果と回帰式の比較結果を示す。同図では、推定式(5)式を太い破線で、(4)式の平均値を回帰係数として用いた場合の回帰式を実線で、平均値+標準偏差の回帰式を細い破線で示している。これらの図より、 $V_s=100$ m/secの場合には、平均値を用いた回帰式が、地震応答解析結果を上回っており、 $V_s=200$ m/secの場合には、地震応答解析結果が、平均値を用いた回帰式の周辺に分布し、推定式が、地震応答解析結果をおおよそ包絡する結果となっている。以上の結果より、(5)式に示した推定式の妥当性が、実地震波による検討からも示された。

3.3 設計的観点からの本推定式の検証

本節では、杭の変形性能を考慮して、図1に示した設計フローに従って算定した曲げモーメント分布を、精算解としての地震応答解析結果と比較することにより、本推定式の設計への適用性を検証する。建物、杭、地盤の諸元は、3.2節と同様とする。地震応答解析で用いる、杭の復元力特性を表す α 、 β (図4参照) については、 $\alpha=0.3$ 、 $\beta=0.4$ とする。地震応答解析結果は、実地震波4波の場合について、地盤-杭-建物連成系の応答と、地盤震動による応答(上部建物を除いた場合の応答)の時刻歴での差分より求められる、建物慣性力による応答値を用いる。検討では、杭の塑性率 μ が3の場合を想定する。以下に、

曲げモーメント分布の算定手順を、図1のフロー図に従って示す。

- ①塑性率 $\mu=3$ とする。
- ②耐力低減係数 η は、(5)式より、 $\eta=0.79$ ($V_s=100$ m/sec)、 $\eta=0.72$ ($V_s=200$ m/sec) となる。
- ③杭頭の水平荷重 Q_B は、建物の等価重量 W 、構造特性係数 D_s 、および η を用いて、(6)式で与える。

$$Q_B = Q_y \cdot \eta = W \cdot D_s \cdot \eta \quad (6)$$

- ④静的増分解析、あるいは弾性支承梁の解を用いて、杭の曲げモーメント分布を算定する。

以下では、静的増分解析、あるいは弾性支承梁による解と地震応答解析結果の比較結果をそれぞれ示す。

(1) 静的増分解析結果と地震応答解析結果の比較

静的増分解析に用いた解析モデルを図12に示す。杭は、弾性の梁要素でモデル化する。杭頭は、基礎に剛接合とし、回転を拘束する。杭周辺地盤は、水平方向の軸ばねでモデル化し、双曲線モデルにより、非線形性を考慮する。地盤ばねの初期剛性 k_g は、同図中に示したように、自由地盤の剛性低下を考慮して、地震応答解析で用いた軸ばね剛性 K_a (図4参照) に、自由地盤解析より得られた剛性低下率 (G/G_0 、人工地震波5波の平均値) を乗じた値とする。極限地盤反力 P_{max} は、地震応答解析と同様に、岸田・中井の式^[17]により算定する。検討では、杭頭荷重が Q_B に達するまで荷重を増分させ、杭頭荷重が Q_B に達した時点の杭の曲げモーメント分布を地震応答解析結果と比較する。図13に、杭の曲げモーメント分布の比較結果を示す。この結果から、○印で示した静的増分解析結果は、地震応答解析結果と全杭長にわたって概ね対応していることがわかる。

(2) 弾性支承梁による解と地震応答解析結果の比較

弾性支承梁による理論解は、(7)式で与えられる。

$$M = -\frac{Q_B}{2\beta} e^{-\beta z} (\sin \beta z - \cos \beta z) \quad (7)$$

ここに、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4E_p I_p}}, k_h D = 1.3 \cdot \frac{\bar{E}_s}{1-\nu^2} \cdot \left(\frac{\bar{E}_s D^4}{E_p I_p} \right)^{1/2}, \bar{E}_s = E_s \cdot \left(\frac{G}{G_0} \right)_{AVE} \quad (8)$$

z は下方を正する。 k_h には、岸田・中井の式^[17]を用いる。また、(8)式に示すように、表層地盤全体の平均値として求めた $(G/G_0)_{AVE}$ を地盤の弾性係数に乗じることにより、自由地盤の剛性低下を考慮している。図14に、弾性支承梁による解と地震応答解析による杭の曲げモーメント分布の比較結果を示す。 $V_s=100\text{m/sec}$ 、 $V_s=200\text{m/sec}$ いずれも場合も、地中部の最大曲げモーメントの発生深さと絶対値にやや相違が見られるものの、杭頭部における曲げモーメント分布は、比較的よく対応している。

静的増分解析や、設計で用いられる弾性支承梁による解が地震応答解析結果とおおよそ対応していることから、限られた解析条件下ではあるが、本推定式が設計において有効であることが検証された。

4. まとめ

本論では、図1の設計フロー図に示したような、変形性能を考慮した杭の2次設計を行うことを想定し、上部建物の構造特性係数に相当する杭の降伏曲げ耐力に関する係数を、「耐力低減係数」と定義した。そして、この設計に必要なとなる杭の応答塑性率と耐力低減係数の関係式を推定することを試みた。検討は、場所打ち鉄筋コンクリート杭を対象とし、地盤一杭一建物連成系の地震応答解析による経験的手法に基づいて行った。はじめに、人工地震波による地震応答解析結果を用いて推定式を導出し、実地震波を用いた地震応答解析結果との比較により推定式の妥当性を検討した。次に、同推定式を用いて、図1に示した設計フローに従って、静的増分解析と弾性支承梁による解から得られた杭の曲げモーメント分布を、地震応答解析結果と比較することにより、推定式の設計への適用性について検討した。その結果、限られた解析条件下ではあるが、(5)式で示した推定式が、設計においても有効であることが確認できた。本推定式は、文献[13]で示した鋼管杭の場合とは異なり、地盤のせん断波速度 V_s に依存した式として導出した。また、推定式の各回帰係数も鋼管杭の場合と異なる結果となった。これは、両杭の変形性能、あるいは曲げモーメント-曲率関係に見られる非線形特性の違い等によるものと推察される。今後は、異なる解析条件での検討を行なうことにより、本推定式の適用範囲を

明確にし、信頼性の向上をはかることが必要であろう。

また、本推定式を杭基礎全体の性能設計に適用していくためには、群杭効果、地盤震動の影響等、検討すべき課題は多い。これらの課題についても、併せて検討を進める予定である。

参考文献

- [1] 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)、丸善、1999
- [2] 日本建築学会構造委員会、基礎構造運営委員会：杭基礎の耐震性に関する諸問題、2000.4
- [3] 日本建築学会、構造委員会振動運営委員会、基礎構造系振動小委員会：第6回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム-相互作用の過去・現在・未来、相互作用と性能設計-、2001.3
- [4] 土木学会、地震工学委員会、杭基礎耐震設計研究小委員会：杭基礎の耐震設計ガイドライン、杭基礎の耐震設計法に関するシンポジウム論文集・報告集、2001.9
- [5] 小林勝巳：杭基礎の要求性能と設計の多様化、建築技術、pp.120-125、No.167、2000.9
- [6] 宮本裕司：杭基礎と上部構造の性能評価、第6回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム-相互作用の過去・現在・未来、相互作用と性能設計-、pp.6-72、2001.3
- [7] 日本建築センター：構造計算指針・同解説、1982
- [8] 柴田明德：等価線形系による非線形地震応答に関する一考察、東北大学建築学報、No.16、pp.27-39、1975.3
- [9] A. Veletsos and N. M. Newmark：Effect of Inelastic Behavior on Response of Simple System to Earthquake Motions, *Proc. of 2th WCEE 1960*
- [10] 鈴木哲夫、武田寿一：建物の最大耐力と強震時の最大塑性変形量との関係、第6回日本地震工学シンポジウム、pp.27-35、1975.3
- [11] 石丸辰治：構造物の動的解析、建築技術、No.375、No.377、1982.11、1983.1
- [12] 妹尾、細野、永井：建物・杭・地盤連成系固有動モードを用いた兵庫県南部地震の被害検討(その1：連成系を用いた相当せん断力の算出方法)、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)、pp.391-392、2001.9
- [13] 護雅史、長谷川正幸：杭の曲げ耐力と最大応答塑性率の関係、構造工學論文集、Vol.47B、pp.443-449、2001.3
- [14] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説、丸善、1997
- [15] 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説、丸善、1993
- [16] 長谷川正幸：弾性波動論に基づいた群杭の動的挙動に関する基礎的研究、ORI研究報告93-02、1993
- [17] 岸田英明、中井正一：地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗、日本建築学会論文報告集、No.281、pp.41-55、1979
- [18] 長谷川正幸、護雅史、淵本正樹、浅香美治：1995年兵庫県南部地震におけるRC杭支持建物の被災シミュレーションと杭基礎の耐震性能、日本建築学会構造系論文集、No.543、pp.87-96、2001.5
- [19] 柴田明德：最新 耐震構造解析、森北出版、1994
- [20] 土質工学会：杭基礎の設計法とその概説、1989