

鉄筋のはらみ出しを考慮した場所打ち杭のモデル と地盤振動が杭基礎に与える影響評価への適用

白戸真大¹・木村嘉富²・福井次郎³

¹正会員 修(工) 独立行政法人土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム 研究員(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

²正会員 工修 独立行政法人土木研究所 企画部研究企画課 課長

³正会員 工修 独立行政法人土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム 上席研究員

場所打ち杭では、かぶりコンクリートのはく離、鉄筋のはらみ出しにより、耐力低下が生じることが実験から明らかになってきている。そこで、本論文では、杭体をファイバー要素でモデル化することを前提に、はらみ出しを考慮した鉄筋の構成則と、その構成則を用いる場合の要素長の設定法を提案する。ここに、はらみ出しは、鉄筋の塑性座屈としてモデル化する。提案する構成則と要素長の設定方法を用いた有限要素解析は、場所打ち杭の正負交番載荷実験結果の耐力低下挙動を再現することができた。また、この構成則を用いて、場所打ち杭基礎の地震時挙動を解析し、地中深部において杭基礎が損傷を受けた場合の杭基礎の挙動を把握し、地盤の振動変位作用に対する杭基礎の耐震設計法を検討した。

Key Words : *pile foundation, post peak behavior, swelling out of re-bar, kinematic interaction, seismic design*

1. はじめに

近年、構造物の設計は、耐震性などの性能に対するアカウンタビリティを要求されるようになってきている。構造物の設計基準も、構造物に要求される性能を明確にし、性能を満足することを照査する、性能照査型へと移行している。

現在、道路橋基礎の設計は、橋の供用中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動に対しては、震後、大規模な修復作業を行うことなく、速やかに橋の供用を確保できること、また、基礎本体の損傷が修復可能な程度であることを満足するような水平耐力および変形性能を付与することを目標としている^{1),2)}。そして、これらの要求性能の照査法として、地震時保有水平耐力法を用いており、基礎に上部構造からの慣性力を作用させて設計するものとしている。

上部構造からの慣性力による応答に対する杭頭部の損傷と基礎の安定性に関しては、筆者らは、実験を行い、上記の要求性能を満足するための基礎としての塑性率の制限値を提案している^{2),3),4)}。提案している制限値は、所定の構造細目を満足することで、杭本数・杭種に関わらず一律の値としているが、本来は、使用する杭体のじん性や杭列数で変わるものである。これは、現状の数値解析モデルでは、杭体の耐力低下挙動のモデル化が十分

ではないために、各杭の損傷状態と、基礎としての安定との関係を十分には再現できないことから、大規模な載荷実験を行い、実験で確認した範囲で提案しているためである。

また、近年、被災事例などから、杭基礎は、地層の硬軟の境界付近で地盤の振動変位による損傷を受け易いことが明らかになってきており、設計実務に適用できるような損傷の予測手法に関して精力的に研究が進められている^{5),6),7),8),9),10)}。しかし、杭基礎は、地盤に支持された、かつ複数の杭で構成される高次不静定構造物であるため、地震時の地盤の振動変位により生じる地中深部での杭体の局所的な損傷や耐力低下が基礎の安定に即座に影響を与えるとは考えにくいものの、その影響度が明らかになっておらず、耐震設計上の取り扱いも明確なものになっていない。

したがって、性能照査型の設計体系を確立するためには、慣性力に対する応答の照査の検討の際に行ったように、基礎の地震時の挙動を把握し、地中深部での杭体の損傷状態と基礎の安定性に関して明らかにする必要がある。しかし、この検討を実験により行うことは難しい。そこで、任意の構造諸元および地盤条件の設定が可能である数値解析による検討が有効であるが、上述のように、杭体の耐力低下挙動を追跡できるモデルは十分ではない。

杭には、その材質によりいくつかの種類があるが、特に、基礎の中で最も良く用いられる場所打ち杭基礎について、部材の耐力低下挙動が再現できるモデルの開発をすることは、基礎の耐震設計法の確立のために非常に有意義である。

RC部材の破壊の進行や最大耐力点以後の挙動についてはすでに検討が進められており¹¹⁾、モデル化や数値解析手法に関して、鉄筋のはらみ出しの考慮が必要なこと^{12),13),14),15),16)}、また、有限要素法において軟化する構成則を用いるときには有限要素解の要素長依存性の問題を考慮する必要があることが指摘されている^{17),18)}。

筆者らも、気中において組杭および単杭の交替荷重実験を行い、耐力低下域に至るまでの杭基礎の損傷状況を把握しており^{3),4)}、また、この実験結果に対して、杭体をファイバー要素でモデル化した有限要素解析も行っている¹⁹⁾。その結果、杭基礎のように、部材の非線形特性が上部構造の水平変位に応じた杭体の軸力の変動により変化する構造でも、材料非線形性、および、軸方向鉄筋のはらみ出しを個々のファイバーに考慮することで、基礎としての耐力低下挙動を解析できることを示した。しかし、任意の配筋の場所打ち杭について、鉄筋のはらみ出し特性を設定する方法や、はらみ出しに伴い軟化する構成則を用いるときの要素長の設定方法の問題は、未だ解決されていない。

そこで、本論文では、まず、杭体のモデルにファイバー要素を用いることを前提として、場所打ち杭の弾性挙動から耐力低下挙動までを一貫して解析するための軸方向鉄筋の一軸の構成則と、それを適用する要素の要素長の設定法を一つ提案する。提案する手法は、軸方向鉄筋のはらみ出しを、かぶりコンクリートの圧壊・はく離後に生じる塑性座屈現象としてモデル化して、はらみ出しを考慮していない鉄筋の構成則に足しあわせるものである。また、塑性座屈長をファイバー要素長とすることで、有限要素解の要素長依存性の発生を回避する。そして、提案モデルを用いて、場所打ち杭の繰返し水平荷重実験結果の解析を行い、提案モデルの精度・特性を検証する。

次に、提案手法を用いて、場所打ち杭基礎の地震時挙動を把握するための動的解析を行い、提案手法の動的解析への適用性を確認するとともに、解析結果より、地中深部で杭体に損傷をもたらす作用要因、および、地中深部での杭体の損傷と基礎の安定の関係性を明らかにすることを試みる。そして、地震時の地盤の振動変位作用を考慮した杭基礎の設計法に関して、考察を加える。

なお、本論文では、解析において、フーチングからの杭の伸び出し分を考慮していない。これは、杭の伸び出しに関しては、定量化を行うには実験データが十分ではなかったこと、杭基礎の耐力低下領域での挙動は、むし

ろ軸方向鉄筋のはらみ出しの影響に支配されると考えたことによる。また、本論文では、杭体の曲げ耐力の低下が基礎に与える影響を検討するものとし、せん断破壊による影響については今後の課題とする。

2. 杭体ファイバーに用いる構成モデルとファイバー要素長の設定

(1) はらみ出しのない鉄筋の構成則

本論文では、基本となる軸方向鉄筋の構成則に、繰返し荷重を受けるRC部材の鉄筋の構成則として提案されたMenegotto-Pintoモデル^{20),21)}を用いるものとした。

Menegotto-Pintoモデルは、図-1に示すように、初期剛性 E_0 と降伏後剛性 E_1 のバイリニアモデルに漸近する曲線で定義されるモデルであり、次式で示される。

$$\sigma^* = b\varepsilon^* + \frac{(1-b)\varepsilon^*}{(1+\varepsilon^*R)^{1/R}} \quad (1)$$

ここに、

$$\sigma^* \equiv \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r}, \quad \varepsilon^* \equiv \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad (2)$$

である。 σ は応力、 ε はひずみ、また、 $(\sigma_r, \varepsilon_r)$ 、 $(\sigma_0, \varepsilon_0)$ は、それぞれ、図-1に示すように、ひずみが反転する点(反曲点)と、そこから初期剛性 E_0 で除荷・再荷重された場合に包絡線と交わる点である。 b は、降伏後の硬化率を表し、初期剛性 E_0 と降伏後剛性 E_1 により、

$$b \equiv E_1/E_0 \quad (3)$$

で定義される。また、 R は曲率パラメータで、次式による。

$$R = R_0 - \frac{a_1\xi}{a_2 + \xi} \quad (4)$$

ここに、 R_0 、 a_1 、 a_2 は材料定数と考えると良く、 R_0 は初期降伏時の曲率パラメータである。 R_0 、 a_1 、 a_2 の値は、筆者らは材料試験などにより決定する方法を持っていなかったため、文献¹⁹⁾の場所打ち杭の解析と同じ値を用いた。 ξ は、各荷重ステップごとに更新されるパラメータで、図-1のように、次式で定義される。

$$\xi \equiv |\varepsilon_0 - \varepsilon_r'|/\varepsilon_y = |\varepsilon_0 - \varepsilon_r'| \quad (5)$$

ここに、 ε_r' は一回前の反曲点のひずみであり、対応する応力が σ_r' である。また、図-1では、

$$s \equiv \sigma/\sigma_y, \quad e \equiv \varepsilon/\varepsilon_y \quad (6)$$

と定義した。ここに、 σ_y 、 ε_y は、それぞれ初期降伏応力と初期降伏ひずみである。式(4)、(5)は、荷重経路途中で一時的に除荷、再荷重が生じた場合であっても、除荷、再荷重経路の反曲点を用いて同様に算定する。ただし、第一回目のひずみ反転後の ξ は、図-1中の ξ_0 のように設定する。

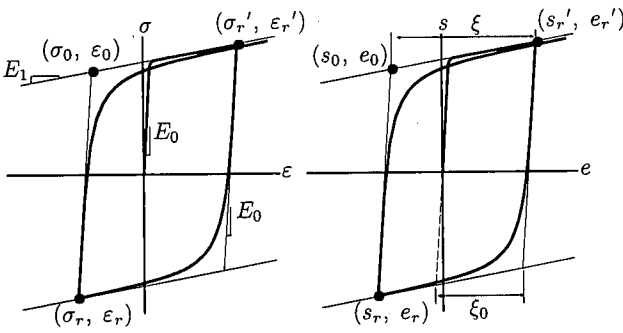


図-1 Menegotto-Pinto モデル

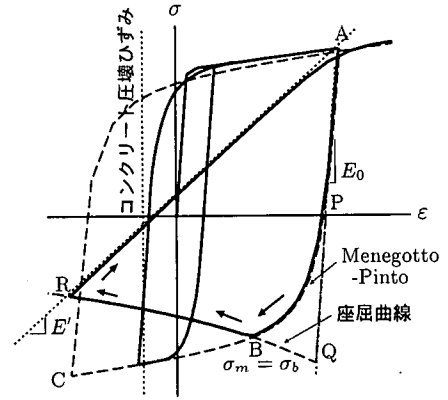


図-2 はらみ出しを考慮した鉄筋の応力-ひずみ関係

(2) 初期座屈発生の判定

鉄筋のはらみ出しとかぶりコンクリートの破壊の間に相互作用があることは十分に考えられる。たとえば、Suda^ら^{12),13)}は、様々な部材、配筋における鉄筋のはらみ出しの発生の判定を一般化を試み、鉄筋とかぶりコンクリートの相互作用を考慮して鉄筋のはらみ出しの発生を求める手法を提案している。しかし、杭の載荷実験^{3),4),22)}では、曲げにより耐力低下が大きくなる状態では、かぶりコンクリートは、圧壊、もしくは、はく離している。そこで、杭部材に関しては、軸方向鉄筋のはらみ出しは、軸方向鉄筋位置のかぶりコンクリートが圧壊するまでは生じないという、単純なモデル化で十分と考えた。

具体的には、履歴中で、鉄筋が、圧縮降伏後にかぶりコンクリートの圧壊ひずみを経験し、その後、除荷を受け、再び圧縮荷重となるときから、はらみ出しを考慮した構成則を適用した。したがって、単調荷重に対しては、軸方向鉄筋のはらみ出しが生じないモデルとなっている。

(3) はらみ出しを考慮した鉄筋の構成則と適用するファイバー要素長の設定

軸方向鉄筋のはらみ出しを考慮した構成則として図-2を提案する。これは、はらみ出しが生じていないときの構成則である Menegotto-Pinto モデル(曲線 ABC)をベースとし、それと軸方向鉄筋の塑性座屈曲線(曲線 PQBR)で構成されるものである。ここに、図-2の横軸は、後述するように、配筋諸元より定まる軸方向鉄筋の塑性座屈長で平均化されたひずみである。

塑性座屈曲線 PQBR は、図-3に示すように、帯鉄筋とコアコンクリートの拘束を受ける杭中の一本の軸方向鉄筋に着目した、二次元面内における塑性座屈解析により求める。ここに、帯鉄筋による拘束は、帯鉄筋間隔で配置するバネで、コアコンクリート側へ軸方向鉄筋が変

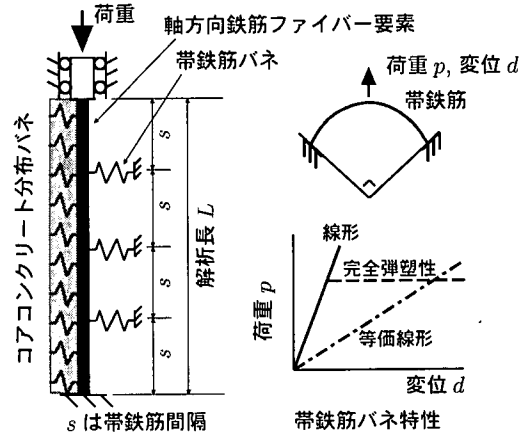


図-3 軸方向鉄筋の塑性座屈解析 ($L = 4s$ の場合)

形しようとする際の拘束は、分布バネでモデル化する。境界条件は、下端は完全固定、上端は回転および水平変位固定である。これらの塑性座屈解析モデルの詳細は、3.で、塑性座屈解析結果とともに示す。

塑性座屈解析では、解析長に依存して、塑性座屈挙動が変化することが予測される。例えば、文献^{12),13)}では、帯鉄筋による拘束を弾性床でモデル化し、軸方向鉄筋の曲げ剛性に時々刻々の塑性化の度合いを考慮した値を用いることで、弾性座屈理論より座屈長を同定する方法が提案されている。本論文では、塑性座屈解析を、帯鉄筋間隔 s の m 倍 (m は整数) の長さ $L = ms$ に対して、 m に関して必要なケース数行い、各 m での挙動を比較し、最も荷重低下が大きな荷重-変位関係を取る $m = m_0$ の挙動を持って生じ得る塑性座屈挙動とするものとした。ここに、各 m のケースにおいて、帯鉄筋バネは $(m - 1)$ 個存在する。 m_0 のケースにおける荷重点での荷重-変位関係を、荷重を断面積で、変位を塑性座屈長 $L_0 = m_0 s$ でそれぞれ除すことにより、みかけの応力

-ひずみ関係に直し、座屈が発生しない状態の応力-ひずみ関係の圧縮側の経路に組込むものとする。求めた塑性座屈曲線の組込み方は、文献¹⁶⁾を参考にし、図-2の曲線 PQBR のようにした。図-2 の点 P は、最大引張りひずみ点 (図-2 では点 A) から初期勾配 E_0 で弾性除荷したときに応力がゼロとなる点である。なお、後述の杭の解析においては、塑性座屈解析で得られる離散データを区間線形で補間して組み込んだ。

座屈は、同一ひずみに対し、Menegotto-Pinto モデルで得られる圧縮応力 σ_m と塑性座屈曲線 PQBR より得られる σ_b を比較して、 $\sigma_m = \sigma_b$ となったとき (B 点) に発生するものとし、Menegotto-Pinto モデルの BC ではなく、塑性座屈曲線上の BR へ経路を変える。

座屈経路上から反転し、引張り载荷を受けるときは、筆者らが既に文献¹⁹⁾で提案しているように、履歴中の最大引張りひずみ点 A を目指すものとする。これは、圧縮側でははらみ出し軸方向鉄筋は、再び伸びきるまでは、はらみ出しが発生していない状態よりも引張り力に対する抵抗が小さいと考えて設定したものである。後述の杭の解析においては、Menegotto-Pinto モデルの E_0 を圧縮側反曲点 R と履歴中の最大引張りひずみ点 A を結ぶ直線の勾配 E' に、履歴パラメータ R を $R = R_0$ とした。

次に、この構成則を杭体ファイバー要素に適用する場合の要素長の設定であるが、曲線 PQBR の設定に用いた塑性座屈長 L_0 とする。これは、変位を要素長で平均化する操作により、物理的な現象を要素長に反映させることを目的として提案するものである。これまでの载荷実験結果^{3), 4), 22)}から、通常の配筋では、鉄筋のはらみ出し長さは、杭径の 1/2 倍程度になると予想され、この程度の要素長であれば、要素の一本のファイバーで引張り・圧縮の両者が現れることはほとんどないと考えられるので、このような操作は問題ないと考える。また、有限要素法では、離散化に対して精度を上げるために、要素寸法を小さくして、要素数を増やすことが行われるが、一般に、杭基礎は、杭長が杭径の 10 倍以上であるため、要素分割数が解析精度へ与える影響は少ないと考えられる。

なお、ここではベースとなる構成則として Menegotto-Pinto モデルを用いたが、ここで提案したはらみ出しを考慮した鉄筋の構成則は、全ひずみ形式で記述される任意の構成則をベースにすることができる。

(4) コンクリートの構成則

本論文では繰返し载荷を受ける杭基礎の耐力低下挙動の解析を行うことを目的としているため、繰返し载荷を考慮し、かつ軟化域の挙動までモデル化されている Ristic ら²¹⁾による修正六車モデルを用いることとした。

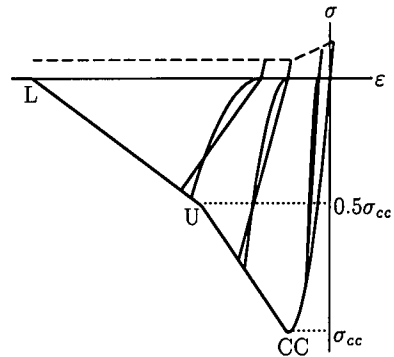


図-4 本論文で用いたコンクリート構成則の模式図

ただし、本論文では、以下の修正を行い、図-4のような骨格曲線とした。まず、圧縮側の応力最大点 CC、および第一低下勾配 (CC-U) は、帯鉄筋による横拘束効果が考慮され、かつ、道路橋で使用される橋脚・杭程度の帯鉄筋体積比の柱部材に対して Hoshikuma らが提案している道路橋示方書のモデル^{1), 23)}により算定した。したがって、修正六車モデルの骨格曲線は、最大応力の保持領域がなくなる。また、道路橋示方書のモデルの低下勾配は、複数の大型要素実験結果より、最大応力 σ_{cc} から $0.5\sigma_{cc}$ の区間で同定されたものであるため²³⁾、軟化領域の $0.5\sigma_{cc}$ 以下では低下勾配を便宜的に 1/2 とした。

ここで、コンクリートの構成則も軟化する構成則であるため、鉄筋においてひずみを塑性座屈長に対して平均化していることと同様の配慮を、コンクリートに対しても行う必要がある。この問題を解決する手法は、精力的に研究が進められているが、確立されたものはない¹⁴⁾。本論文では、既往のコンクリートの応力-ひずみ関係の算出に用いられた基準長さは、一般に 20cm ~ 30cm 程度を基準に求められていると考えられること、また、その場合、一般の場所打ち杭の鉄筋のはらみ出し長さ (塑性座屈長) と同じオーダーの長さであると考えられることから、骨格曲線には、道路橋示方書のモデルをそのまま適用することにした。

3. 塑性座屈解析による鉄筋のはらみ出し特性の把握

(1) 塑性座屈解析モデル

図-3のコアコンクリートと帯鉄筋に拘束された軸方向鉄筋の塑性座屈解析を、二次元の有限要素法により行う。解析は、有限変位解析であり、ここでは、軸方向鉄筋自体を断面方向に短冊状に分割したファイバー要素でモデル化する。

軸方向鉄筋ファイバー要素の各ファイバーの構成則には、Menegotto-Pinto モデルを用いる。これは、座屈

挙動を組み込むベースとなる鉄筋の構成則と整合が取れると考えたためである。帯鉄筋パネのパネ定数は、ここでは便宜的に、図-3に示すように、帯鉄筋で作った開角 90° の両端固定アーチの頂部に、外向き法線方向の荷重を作用させた時の荷重-変位関係を、別途解析し与える。コアコンクリート分布パネは、圧縮側はパネに変形がほとんど生じないように十分大きなパネ定数を設定し、引張りには抵抗しないように設定した。

ここでの解析では、軸方向鉄筋は、軸方向には各帯鉄筋間を10分割し、断面方向には50分割した。コアコンクリート分布パネは、各要素節点に集約して配置した。また、座屈が発生するよう、軸方向鉄筋中央位置で $L/10000$ のたわみとなる放物線分布の初期不整を各節点に与えた。

(2) 軸方向鉄筋のはらみ出し長さの同定

解析対象は、4.で載荷実験の解析を行う模型場所打ち杭2体である。諸元は、それぞれ図-10、15に示されている。本論文では、前者の杭を模型杭1、後者の杭を模型杭2と呼ぶものとする。解析に必要な材料定数やMenegotto-Pintoモデルの履歴パラメータは、4.の杭の載荷実験の解析に用いている値と同じ値を用いた。

ここでは、帯鉄筋は降伏しないものとして、帯鉄筋パネを設定した結果を示す。求めたパネ定数は、模型杭1は $k_f = 1.7\text{MN/m}$ 、模型杭2は $k_f = 19.0\text{MN/m}$ である。また、コアコンクリート分布パネ定数には、十分に大きな値として 9.8GN/m^2 を与えた。

2.(3)に記述したように、塑性座屈解析を帯鉄筋間隔 s の m 倍(m は整数)の長さ $L = ms$ に対して行い、各 m での挙動を比較し、最も不安定な荷重-変位関係を取る $m = m_0$ を求める。

模型杭1に関して、 $L = 1 \sim 6s$ の6ケースの平均ひずみ(=軸方向変位/解析長 L)が5%の時の変形状態が図-5である。図-5のスケールは、それぞれの解析長 L で無次元化されており、破線が初期形状、実線が変形後の形状である。図中、パネの絵は概念図で、パネが二重に見えるのは、これも変形前後の形状が描かれているためである。変形状態を比較すると $L = 5s, 6s$ の時は、 $L = 3s$ の時と同じ座屈モードが生じているように見える。

そこで、座屈波1つあたりの荷重-変位関係を評価するため、載荷点での変位を座屈波の数で除したものと、載荷荷重との関係について整理したものを図-6に示す。座屈は材料の降伏直後に発生し、その後は、図-5で同じ座屈モードであると考えられた $L = 3s, 5s, 6s$ がほぼ同様の挙動を示し、最も荷重低下が大きい。写真-1に示すように、ここで解析対象とした杭の載荷実験において軸方向鉄筋がはらみ出した長さは $3s$ 程度であり、本解析

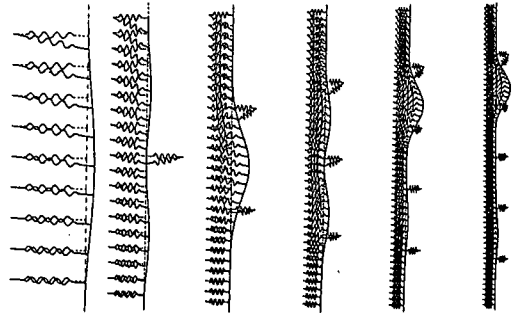


図-5 軸方向鉄筋の塑性座屈モード

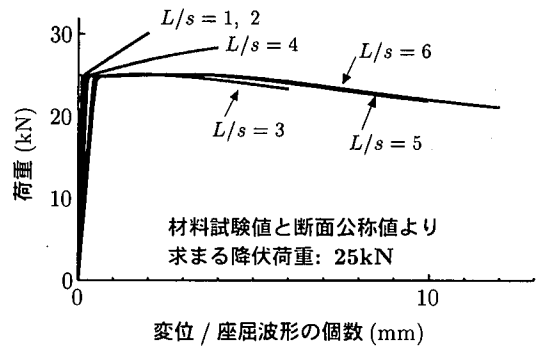


図-6 座屈波1つあたりの荷重-変位関係(模型杭1)

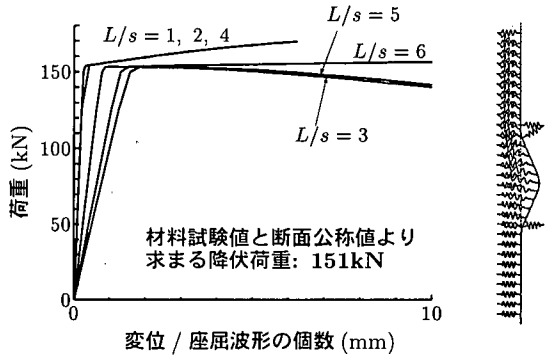


図-7 座屈波1つあたりの荷重-変位関係と $L = 3s$ の塑性座屈変形(模型杭2)

で最も不安定なモードを示す $3s$ に一致する。

同様に、模型杭2の軸方向鉄筋に関して、塑性座屈解析を行い、整理したものが図-7である。ここに、 $L = 3s$ の座屈波形も併せて示す。写真-2と比較すると、 $L = 3s$ のときの座屈形状は、実験ではらみ出し形状とほぼ同じ形状であることがわかる。また、 $L = 5s$ の時も、 $L = 3s$ と同様の座屈波が1つ発生していた。このように、模型杭1, 2で配筋が異なっているが、座屈後の軸

力の低下が最も著しい座屈モードは、それぞれ唯一に定まっており、実験で観察されたはらみ出し形状に近い形状となる。

以上をまとめると、軸方向鉄筋の塑性座屈は、断面の塑性化による曲げ剛性の低下により生じるため、塑性座屈荷重は、解析長 L によらず一定となるが、一方、座屈モードや座屈後の荷重低下経路は、解析長 L により異なり、実際の軸方向鉄筋のはらみ出し現象としては、杭体の配筋から決まる最も不安定なモードが生じていることが予測される。

(3) 帯鉄筋バネの剛性の違いによる挙動の比較

(2)の塑性座屈解析では、帯鉄筋は、弾性領域にあると仮定してきたが、杭の変形に伴い鉄筋のはらみ出しが大きくなると、塑性化することも考えられる。そこで、帯鉄筋バネの剛性が、軸方向鉄筋の荷重-変位関係に及ぼす影響を把握するため、解析長を $L = 3s$ と一定にし、以下の三種類の帯鉄筋バネを用いた解析を行った。

- 帯鉄筋バネを弾性バネとした場合 ((2)に同じ)。
- 帯鉄筋アーチの最外縁が降伏応力に達した点を降伏点とした完全弾塑性型バネとした場合。
- 軸方向鉄筋の圧縮量が $0.1L$ に達した時の完全弾塑性型バネの変形量に対応する割線バネ剛性 k_{fe} を求め、模型杭 1 はバネ定数 $k_{fe} = k_f/3$ 、模型杭 2 は $k_{fe} = k_f/1.4$ の等価線形バネとした場合。

ここに、等価線形バネは、帯鉄筋バネの評価法が便宜的なものであることから、解析結果が杭体の耐力を過大評価することがないように、耐力低下後のある損傷状態を目標に、安全側の設定となることを意図して設定したものである。

模型杭 1 の解析結果を図-8に示す。模型杭 1 の軸方向鉄筋と帯鉄筋の組み合わせでは、帯鉄筋の剛性により塑性座屈後の挙動に差が出る結果となった。一方、模型杭 2 の解析結果を図-9に示すが、模型杭 2 の配筋では、軸方向鉄筋の塑性座屈後挙動に帯鉄筋の剛性による違いは明確ではなかった。模型杭 1 で見られた、帯鉄筋バネの違いに起因する軸方向鉄筋の塑性座屈後挙動の違いが杭体の挙動に与える影響は、4.で検討する。

その他、鉄筋のはらみ出し挙動は、軸方向鉄筋の硬化率等にも依存することを確認している。詳細は文献²⁴⁾を参照されたい。

4. 模型場所打ち杭の水平交番載荷実験に対する数値解析

実験結果を提案モデルにより解析し、提案モデルの妥当性を検証する。ここで解析対象とするのは、曲げ損傷による鉄筋のはらみ出しが生じた、模型場所打ち杭の水

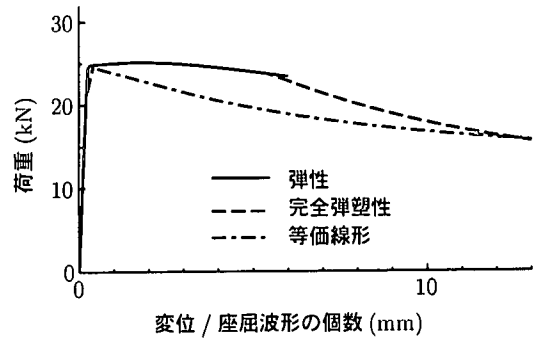


図-8 帯鉄筋バネ剛性の違いによる座屈波 1 つあたりの荷重-変位関係 (模型杭 1, $L = 3s$ の場合)

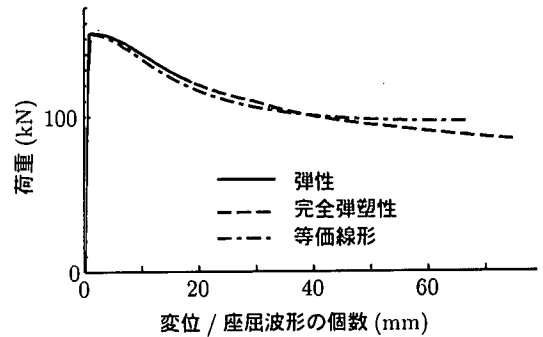


図-9 帯鉄筋バネ剛性の違いによる座屈波 1 つあたりの荷重-変位関係 (模型杭 2, $L = 3s$ の場合)

平交番載荷実験 2 ケースである。いずれのケースの模型杭も、実際の場所打ち杭と同等の鉄筋比のもので、比較的大型のものである。

この 4.での解析は、微小変位理論の枠内で、二次元の有限要素法により行う。杭体をモデル化するファイバー要素では、軸方向鉄筋は、おのおのを一本のファイバーとしてモデル化し、また、コンクリート断面は、断面方向に 50 分割したのち、かぶりコンクリートとコアコンクリートに分割した。

(1) 模型杭 1 の一定軸力下での水平交番載荷実験

a) 実験概要と解析モデル

ここで解析するのは、筆者らが行った模型場所打ち杭の水平交番載荷実験⁴⁾である。模型杭 1 の諸元と実験概要を図-10に、材料試験結果を表-1に示す。載荷は、鉛直力 147kN をまず載荷し、その後、鉛直力を一定に保ちながら水平変位を与える。水平変位は、杭体最外縁鉄筋が降伏するときの変位を $1\delta_y = 3.57\text{mm}$ とした $\pm n\delta_y$ ($n=1, 2, 3, \dots, 16$) の振幅で、各 3 サイクルの繰返しをするものである。

載荷点での水平荷重-水平変位関係を図-11に示す。

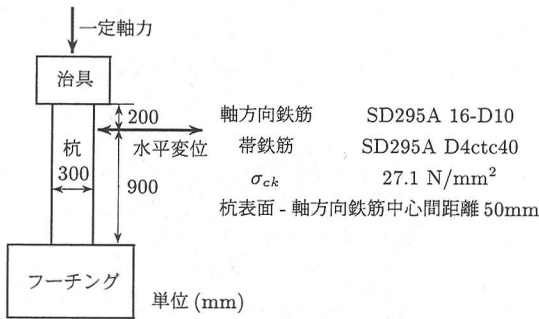


図-10 模型杭1の水平交番載荷実験

表-1 模型杭1の材料試験結果
鉄筋引張り試験

種類	降伏応力 (N/mm^2)	引張り強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)
軸方向鉄筋	348	478	175
帯鉄筋	389	554	213

コンクリート材料試験

材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)
40	27.1	26.5	2.72

実験経過を簡単にまとめると、まず、水平荷重が 24.5kN に達したときに杭体にひび割れが発生し、 $4\delta_y$ (14.3mm) で最大水平荷重 55kN に達した。 $5\delta_y$ 載荷時に杭体とフーチングの境界部で杭体表面コンクリートが圧壊した。 $7\delta_y$ (25.0mm) で荷重が若干低下するが、 $7\delta_y \sim 10\delta_y$ で荷重が保持された。しかし、 $10\delta_y$ (35.7mm) から再び荷重低下が始まり、 $12\delta_y$ (42.8mm) から杭体の損傷が大きくなり、 $13\delta_y$ でかぶりコンクリートが大きくはく離した。その後、 $14\delta_y$ から軸方向鉄筋の破断が発生し始め、 $16\delta_y$ (57.1mm) で実験を終了した。実験終了後の基部の損傷状況は、写真-1に示すように、鉄筋が、帯鉄筋間隔の3倍 (120mm) 程度の長さで、正弦一波の形状ではらみ出していた。

解析モデルは、フーチング結合部を固定端とした片持ちばりである。要素長は、3.(2)の検討に基づき、最も不安定な座屈モードが生じたものの中で最短の $3s$ (120 mm) とする。最短のものを用いたのは、要素分割をできる限り小さくして、節点自由度を多くしようとしたためである。軸方向鉄筋ファイバーに組込む塑性座屈曲線は、図-8の、帯鉄筋バネを等価線形バネとした場合と、完全弾塑性型とした場合の2ケースを行った。軸方向鉄筋ファイバーのパラメータは、断面量には JIS 公称値を、必要な材料定数には試験値を用いた。ただし、降伏後剛性は、材料試験結果がなかったため、模型杭2の

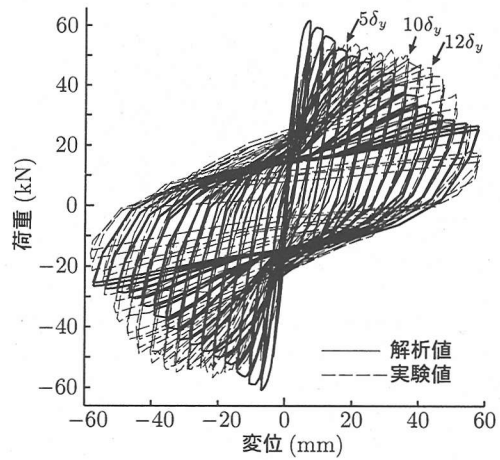


図-11 載荷点での水平荷重-水平変位関係 (模型杭1)

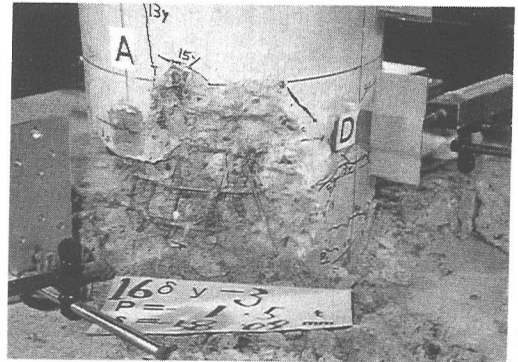


写真-1 模型杭1 載荷実験終了後の基部の損傷状況

軸方向鉄筋 (SD345) の引張り試験結果を参考に、初期剛性の $1/100$ とした。

また、かぶりコンクリートのパラメータは、筆者らが文献¹⁹⁾において鉄筋のはらみ出しを考慮せずに模型杭1を解析した際に、実験では大きく耐力が低下し始める $10\delta_y$ 程度までを比較的精度良く解析できたパラメータを用いた。帯鉄筋の拘束効果は考慮しておらず、第一低下勾配はコアコンクリートの第一低下勾配の1.5倍となっている。ここでの要素長と文献¹⁹⁾の要素長が20%程度異なることから、この値を用いることに問題があるかもしれないことは、2.(4)のコンクリートの構成則のところで述べたとおりである。

解析手順は、まず、頂部に所定の鉛直力 147kN を載荷し、その後、鉛直力を保持したまま水平変位載荷位置にて水平変位履歴を与えた。

b) 解析結果および考察

まず、耐力低下挙動が再現できるかどうかを確認するために、軸方向鉄筋の塑性座屈曲線として、図-8で鉄筋の降伏に伴い即座に荷重低下が生じる結果となった、帯

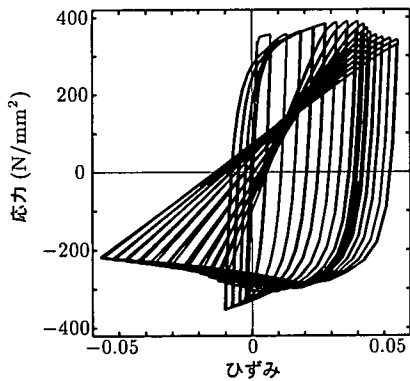


図-12 基部最外縁鉄筋の応力-ひずみ関係

鉄筋バネを等価線形バネとした場合の塑性座屈曲線を用いた解析結果を示す。載荷点での水平荷重-水平変位関係を、実験結果とともに図-11に示す。

解析は、 $4\delta_y$ までは実験結果に比べて荷重を過大評価する。その後、 $6\delta_y$ で基部要素の最外縁鉄筋ではらみ出しが生じたことに伴い、実験よりも早い載荷段階からではあるが、実験の $10 \sim 13\delta_y$ で見られるものと同様の耐力低下挙動が見られる。

図-12は、基部要素中心位置における最外縁鉄筋の応力-ひずみ履歴である。 $6\delta_y$ からではらみ出しが生じ、杭の変形が大きくなるにしたがい引張り側でも各 δ_y での応力が低下していく。これは、鉄筋に残留のはらみ出しが蓄積していく過程を表すものであり、実験終了時の写真-1に一致する。また、鉄筋に生じる最大ひずみと最小ひずみの差は10%程度であり、鉄筋の座屈軟化曲線を算定した際に、帯鉄筋バネを等価線形化した範囲内と考えてよい。

比較のため、この実験に関して、鉄筋のはらみ出しを考慮せずに解析した結果を図-13に示す。ただし、要素長は、文献¹⁹⁾と同じく、杭径の1/2 (150mm)としている。鉄筋のはらみ出しが生じないことと要素長が異なることを除けば、図-11の場合と解析条件は同一であるため、解析は、 $4\delta_y$ までは実験結果に比べて荷重を過大評価する。それ以後は、荷重-変位関係だけをみると $10\delta_y$ までは比較的一致する。これは、前述のように、用いたコンクリートのパラメータが、文献¹⁹⁾において、実験の水平荷重-水平変位関係にのみ着目し、 $10\delta_y$ 程度まで精度良く算定できるように試行錯誤して設定したものである。しかし、解析では、実験において $10\delta_y$ から耐力低下の度合いが大きくなる現象が再現できておらず、 $10\delta_y$ 以後、耐力を過大評価している。荷重保持領域から耐力低下域への移行を再現するには、コンクリートの解析パラメータを制御するだけではなく、提案モデルのように鉄筋のはらみ出しを考慮することが

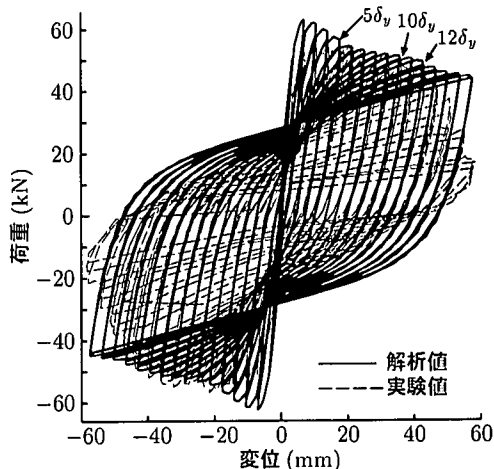


図-13 鉄筋のはらみ出しを考慮しない場合の載荷点での水平荷重-水平変位関係(模型杭1)

必要であると考えられる。

以上より、場所打ち杭の耐力低下域までの挙動と損傷状態を数値解析により再現するためには、提案モデルのように、軸方向鉄筋のはらみ出し特性を考慮することが有効であることがわかる。ただし、定量的には、解析は、 $4\delta_y$ までは実験値より大きな荷重を算出し、その後は、耐力低下が早い載荷段階 ($6\delta_y$ 程度) から起きており、荷重を小さく算出しているという問題がある。

解析が、実験に比べ、初期に荷重を過大評価し、その後、荷重を低く評価する原因は、主に、かぶりコンクリート構成則の骨格曲線にあると考えられる。ヤング率や最大応力点が初期の荷重や最大耐力に影響を与えているとともに、その圧壊を軸方向鉄筋の座屈発生条件としてモデル化しているため、軟化勾配が耐力低下の発生に大きく影響を与えていると考えられる。

解析では、基部での最外縁軸方向鉄筋位置でのコンクリートの圧壊は、かぶりコンクリートでは $5\delta_y$ 載荷時、コアコンクリートでは $10\delta_y$ 載荷時に発生しているのに対し、実験では $5\delta_y$ では基部表面のごく一部が圧壊したにすぎず、かぶりコンクリートの損傷が大きくなるのは、 $12\delta_y$ 程度からであった。それに応じて、解析では、基部最外縁鉄筋の座屈発生は、図-12に示すように、 $6\delta_y$ と、実験ではまだかぶりコンクリートによる拘束が存在していた載荷段階から発生している。

このことは、図-14からも考察できる。図-14は、解析による $13\delta_y$ 終了後の各ファイバーの損傷状態である。軸方向のコンクリートの圧壊領域および鉄筋の座屈が生じている領域は、基部の一要素、すなわち基部より帯鉄筋間隔の3倍の領域 (120mm) のみであり、写真-1に示す実験終了後の杭の損傷領域に一致する。しかし、コンクリートの断面方向の損傷の進展は異なり、写真-1では

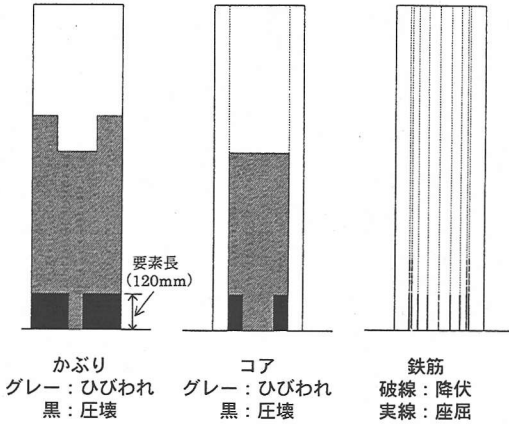


図-14 解析における $13\delta_y$ 終了後の損傷状態

軸方向鉄筋位置の外側までしか大きな損傷は生じていないのに対し、図-14では軸方向鉄筋位置よりも内部のコアコンクリートまで損傷が伸展しており、それに応じて、最終的に、軸方向鉄筋の座屈が断面中央以外の鉄筋で発生している。すなわち、解析は、損傷を過大評価している。

ここで、鉄筋の塑性座屈曲線が解析結果に与える影響を把握するために、図-8の帯鉄筋バネを完全弾塑性型バネとした場合の結果を用いて解析を行ってみたが、各 δ_y での荷重が等価線形バネを用いた図-11の結果に比べて数%大きい程度で、全体的にほとんど変わらなかった。このように、杭体の耐力低下挙動に与える帯鉄筋バネの設定の影響は、かぶりコンクリートのモデル化の影響が大きいとみて顕著とならなかった。

(2) 模型杭 2 の軸力変動を伴う水平交番荷重実験

a) 実験概要と解析モデル

解析対象は、文献²⁵⁾の模型場所打ち杭の正負交番荷重実験である。実験概要および材料試験結果を図-15、表-2に示す。道路橋の場所打ち杭の杭径の使用頻度は、 $\phi 1000$ 、 $\phi 1200$ の二種類で全体の8割を越えること²⁶⁾を考えると、この模型杭は、大型のものと言える。また、この実験では、図-16に破線で示すように、群杭基礎において地震時に想定される荷重状態を模して、水平力に応じて変動する軸力を荷重している。水平荷重は、変位制御により行われ、部材の変形角が $1/1000$ 、 $1/400$ の振幅で各1サイクル、 $1/200$ 、 $2/200$ 、 $4/200$ 、 $6/200$ 、 $8/200$ 、 $10/200$ の振幅で各3サイクルの繰返し荷重を与えている。ここに、部材の変形角とは、荷重点における水平変位量をせん断スパン長で除した値である。

試験終了後の損傷状態を写真-2に示す。軸方向鉄筋は、帯鉄筋間で大きくはらみ出しているが、その二本の

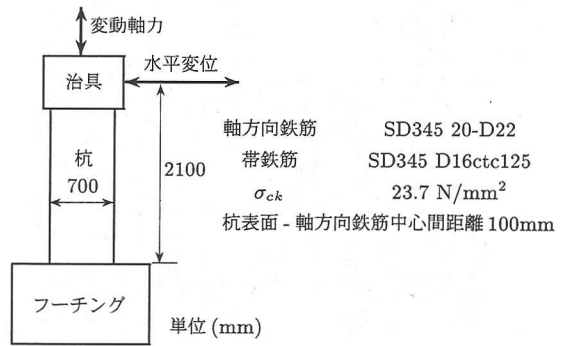


図-15 模型杭 2 の水平交番実験試験²⁵⁾

表-2 模型杭 2 の材料試験結果

鉄筋引張り試験				
種類	降伏応力 (N/mm ²)	引張り強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	のび (%)
軸方向鉄筋	397	589	195	23.2
帯鉄筋	397	569	189	22.8

コンクリート材料試験

材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
10	23.7	21.9	2.4

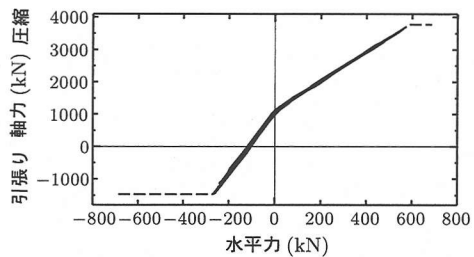


図-16 軸力変動のパターン (圧縮が正)²⁵⁾: 解析結果が実線

帯鉄筋も、若干はらみ出している。図-17には、荷重点における水平変位 - 水平荷重関係を示す。実験経過を簡単にまとめると、圧縮軸力が増加する方向に $2/200$ の変形角が増加した時点で圧縮側基部のかぶりコンクリートが圧壊、また、逆方向に同じ変位まで荷重した時点で圧縮から引張りに移行した軸方向鉄筋が降伏し、圧縮側では基部かぶりコンクリートの圧壊が生じる。そして、圧縮軸力が増加する方向に変形角が $4/200$ に達したときに引張り側の軸方向鉄筋が降伏する。その後、変形角 $6/200$ に至ったときに帯鉄筋も降伏する。最終ステップである $10/200$ の圧縮軸力から引張り軸力となる荷重時に、引張りを受ける軸方向鉄筋が破断している。

解析モデルは、模型杭 1 の解析と同様に、フーチング結合部を固定端とした片持ちばりであり、杭体の要素分

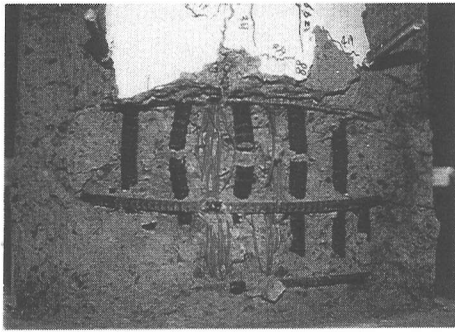


写真-2 模型杭2 載荷実験終了後の基部の損傷状況 (圧縮軸力時に曲げ圧縮となる面)

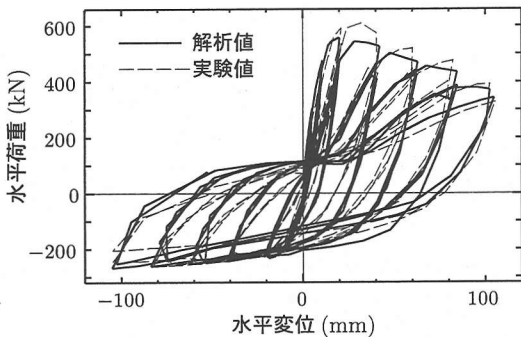


図-17 載荷点における水平変位 - 水平荷重関係 (模型杭 2)

割長は、図-7の結果に基づき、帯鉄筋間隔の3倍 ($3s = 375\text{mm}$) とする。

軸方向鉄筋ファイバーの各パラメータの設定は、模型杭1と同様に設定した。ここに、軸方向鉄筋の降伏後剛性は、材料試験結果より、降伏点と破断点を結ぶ線を参考に、オーダーが合うように初期剛性の1/100とした。また、塑性座屈曲線は、図-9の帯鉄筋パネを等価線形パネとした場合の結果を用いた。図-9から分かるように、この杭体の配筋では、塑性座屈曲線は、帯鉄筋パネのモデル化にはほとんど依存しない。かぶりコンクリートの構成則は、便宜的に模型杭1の解析とした。

b) 解析結果と考察

解析では、水平変位履歴と軸力履歴を入力した。入力軸力は、解析で得られた水平反力に応じて、図-16に破線で示した軸力を入力するのがよいが、ここでは汎用コードにより解析を行ったため、そのような設定ができなかった。そこで、実験の軸力履歴を初期値にした解析を行い、それを基に軸力履歴を試行錯誤的に何度か変更することで設定した。ここに、解析で得られた水平反力 - 入力軸力の関係を図-16にあわせて示した。

水平変位載荷点における荷重 - 変位関係を図-17に示す。図-17は、変動軸力のため原点に対して非対称な形状を描いており、解析結果と実験結果は、包絡線、履歴

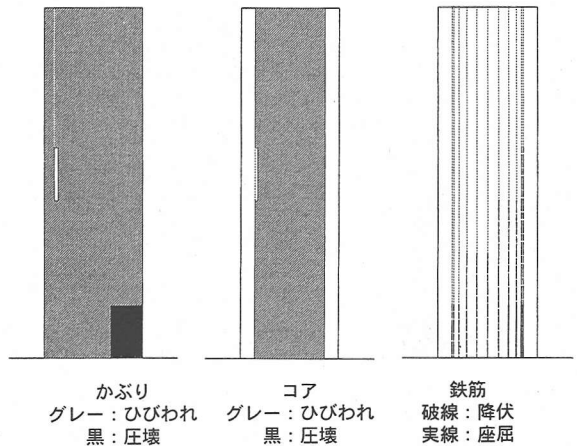


図-18 解析における全載荷終了後の損傷状態

ループ形状とも良く一致している。ここで、最終載荷ステップの負の載荷側で耐力を過大評価しているが、これは、実験では最終載荷ステップの引張り軸力を伴う載荷時に鉄筋の破断が生じたのに対し、解析では破断に関してモデル化を行っていないためと考えられる。

図-18に、解析における部材回転角10/200載荷後の損傷状態を示す。軸力の変動は、図の右側に載荷するときに軸圧縮力が増し、図の左側に載荷するときに引張り力が増す。解析結果は、写真-2の実験結果と同様に、損傷状態が左右非対称となっており、変動軸力の影響を反映できていることが分かる。また、軸方向の損傷域は、実験の方が若干大きいものの、基部断面方向の損傷は、実験、解析ともにかぶりコンクリートのはく離、圧壊となっており、精度良く損傷状態を再現できている。

また、基部付近の断面方向の損傷の伸展を比較してみると、解析では変形角6/200載荷時に基部要素の軸方向鉄筋位置のかぶりコンクリートの圧壊が生じ、8/200載荷時に塑性座屈が発生したのに対して、実験では6/200で帯鉄筋の降伏が確認されており、これは、軸方向鉄筋位置のかぶりコンクリートに大きな損傷が生じたものと判断できることから、損傷の進展状況も一致している。このケースでは、かぶりコンクリートの破壊の進展が実験結果と良く一致していたため、載荷初期段階から耐力低下領域の挙動までを再現できたものと考えられ、ここからも、かぶりコンクリートのモデル化が、今後の課題であると言える。

以上のように、模型杭1, 2の載荷実験の解析結果は、提案した手法が、個々の杭体の諸元を反映させて解析を行うことができる手法であること、また、定量的な精度に関しては不十分な場合もあるが、場所打ち杭の挙動および損傷過程を弾性域から耐力低下域まで統一的に追跡するための有力な手法になり得ることを示している。今

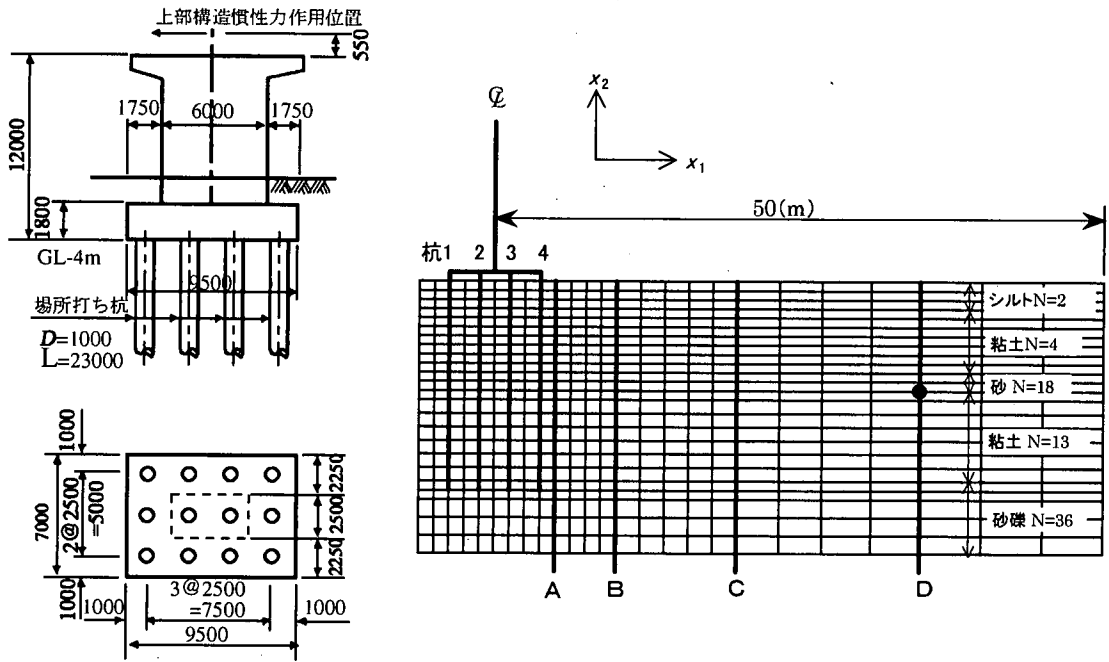


図-19 解析対象橋梁²⁷⁾と有限要素メッシュ

後、精度を高めるには、座屈発生条件の設定が重要であり、特にかぶりコンクリートの応力停留域や、低下勾配のモデル化が課題である。

5. 杭基礎の地震時挙動解析

橋脚・杭基礎・地盤一体系での動的解析を行い、提案モデルの動的解析への適用性を調べるとともに、kinematic interaction の影響も含めた、杭基礎の地震時挙動を把握する。ここでは、地盤変位により生じた地中深部での曲げ損傷が、上部構造の応答に与える影響に着目する。解析は、微小変位理論の枠内で定式化された有限要素法による。

解析対象は、道路橋示方書にしたがった既往の設計計算例²⁷⁾の道路橋の橋脚である。図-19に、橋脚・杭基礎諸元と有限要素メッシュ(実際は左右対称)を示す。基礎は、道路橋示方書 V における III 種地盤に支持されており、直径 1000mm の場所打ち杭基礎である。フーチング底面位置が耐震設計上の地盤面であり GL-4m である。この橋脚は、文献¹⁰⁾でも解析対象として取り上げられており、本解析モデルは、そのモデルとほぼ同様にしてある。表-3に、解析で設定した地盤条件を示す。道路橋示方書 V により求まる地盤の固有周期 T_G は 0.60s となり、II 種地盤と III 種地盤のちょうど境界にあたるため、III 種地盤でも比較的良好な地盤と判断される。

解析は橋軸直角方向に対して行う。解析ケースは 3

表-3 地盤構成

	深さ (m)	土質	N 値	V_{s0} (m/s)	ρ (t/m^3)
第 1 層	4~7	シルト	2	130	1.6
第 2 層	7~14	粘土	4	160	1.6
第 3 層	14~16	砂	18	210	1.7
第 4 層	16~26	粘土	13	240	1.7
第 5 層	26~34	砂礫	36	260	2.0

ケースで、表-4に示す。ケース 1 は、文献²⁷⁾の橋脚-杭基礎諸元をできる限り忠実にモデル化したものである。ケース 2 は、ケース 1 に対して基礎がより厳しい荷重状態となるように、橋脚を線形弾性体へ変更、杭体の鉄筋量を低減し、さらに、地中深部で杭体の一部に耐力低下が生じるように、基盤入力地震波の加速度振幅を、試行錯誤して元波形の 2.2 倍としたものである。また、ケース 3 は、ケース 2 の杭先端の押込み力に対する上限値を無くして、杭体に生じる軸力が大きくなるようにしたもので、基盤地震波の加速度振幅は、これも試行錯誤し、元波形の 2.0 倍とした。各ケースの杭体の配筋を表-5に示す。

地盤をモデル化する要素は、本解析の目的が、地盤の振動変位による杭基礎の損傷と、全体系の挙動の関係を定性的に把握することであるため、簡単のために平面ひずみ要素とした。要素の奥行き幅は、ここでは単純に、文献¹⁰⁾と同じく、フーチングの奥行き方向幅の 2 倍とし

表-4 解析ケース

	ケース 1	ケース 2	ケース 3
橋脚基部	非線形	線形	線形
杭先端押込み	非線形	非線形	線形
杭体配筋	-	低減	低減
基盤入力加速度振幅	×1.0	×2.2	×2.0

た。境界条件は、側方は、鉛直固定、水平自由であり、底面は、鉛直、水平ともに固定である。

また、地盤の構成則は、Hookeの法則を用い、地盤の非線形特性は、瞬間のせん断弾性係数を応力履歴に応じて変化させることで考慮した。図-19に示すようにデカルト座標系 x_1-x_2 を設定し、Ramberg-Osgoodモデル²⁸⁾により σ_{12} の履歴に応じて瞬間せん断弾性係数を与える。ここに、 σ_{ij} は、Cauchy 応力である。このモデルでは、地盤の強度定数が考慮できないため、変形が大きい領域においても応力が増加し続けるモデルとなっている。したがって、基礎の変位が大きい領域での地盤抵抗を過大評価してしまう可能性があるが、これに関しては、非線形特性を規定するパラメータの選定や、用いる非線形モデル自体の選定を検討する必要があり、今後の課題である。

地盤の初期せん断剛性は、表-3の V_{s0} より設定した。また、ポアソン比 ν は、土質によらずすべて0.49とした。Ramberg-Osgoodモデルの非線形特性を規定するパラメータは、文献²⁸⁾を参考に最大等価減衰定数 h_{max} より求めた。ここに、 h_{max} は、砂では0.3、粘土では0.2を一律に与えた。また、基準ひずみ ϵ_r は、静止土圧係数を0.5として各要素重心位置深度での拘束圧を算定し、土質と拘束圧に応じて文献^{29),30)}より与えた。

杭体は、本論文で提案するモデル化を適用し、ファイバー要素でモデル化する。ここで、奥行き3本分を1つに集約した。

軸方向鉄筋の塑性座屈解析は、3.と同様に行う。帯鉄筋バネは、完全弾塑性型のバネを用いて行った結果を用いることにした。解析の結果、最も耐力低下の大きい座屈モードとなる解析長(座屈長)は、すべての断面で帯鉄筋間隔の3倍であった。しかし、動的解析においては、杭体の要素分割長と地層構成とを合わせる方が取り扱いが容易であるため、軸方向鉄筋の長さを500mmとして、再度、解析を行った。例として、図-20に、配筋c, dに関して、解析長 L が $3s=450\text{mm}$ の場合と500mmの場合の荷重-変位関係を示す。同じ荷重に対する変位量の差は、非常に小さく、この結果は、配筋a, bでも同様である。ここで、断面dは、ほぼ一致しているため一つの曲線に見えている。よって、ファイバー要素長を500mmとし、その時の軸方向鉄筋の挙動をばらみ出し発生時の鉄筋の軟化則とした。その他の杭

表-5 杭体配筋

GL (m)	ケース 1	ケース 2, 3
-4.0 ~ -6.0	配筋 a	配筋 c
-6.0 ~ -12.0	配筋 b	配筋 d
-12.0 ~ -18.5	配筋 c	配筋 d
-18.5 ~ -27.0	配筋 d	配筋 d

配筋	主鉄筋	帯鉄筋
配筋 a	SD295 22-D32	SD295 D19ctc150
配筋 b	SD295 22-D32	SD295 D16ctc150
配筋 c	SD295 11-D32	SD295 D16ctc150
配筋 d	SD295 11-D22	SD295 D16ctc150

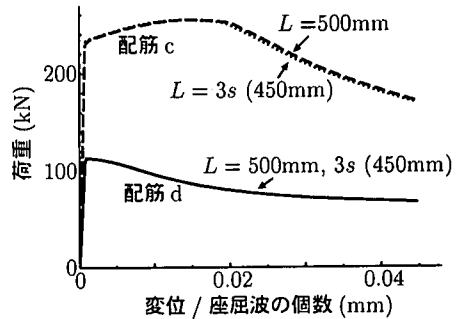


図-20 軸方向鉄筋の塑性座屈解析(配筋c, d)

体ファイバーのパラメータの設定は、JIS公称値および4.の模型杭の解析と同様である。

ここまでのモデル化から、提案モデルは、杭体をファイバー要素によりモデル化しているため、杭体をはり要素でモデル化している既存の有限要素メッシュを流用できるという利点があることがわかる。

杭体と地盤の間は、杭体の要素節点座標と地盤の要素節点座標が同一の所で、節点間に、水平・鉛直バネを配置した。

水平バネは、杭と地盤の水平方向の相対変位、相対速度が十分に小さくなるように大きな剛性を設定した線形のバネである。杭周面に配置される鉛直バネは、地盤と杭体の周面摩擦力を再現するためのもので、最大摩擦力度を上限とする分布バネを節点に集約した完全弾塑性型の履歴特性を持つバネである。地盤反力係数は道路橋示方書IVのケーソン基礎の設計より、最大周面摩擦力度は同じく場所打ち杭の設計より、それぞれ N 値に応じて算出した。杭先端に配置される鉛直バネは、押込み力には先端支持力を上限とするバイリニア型の抵抗特性を持ち、引抜き力には抵抗しない非線形弾性バネである。地盤反力係数、極限支持力度の設定は、周面バネと同様の考え方で行った。ここでも、杭周面・先端のばねは、杭体と同様に奥行き3本分を集約して配置した。ただ

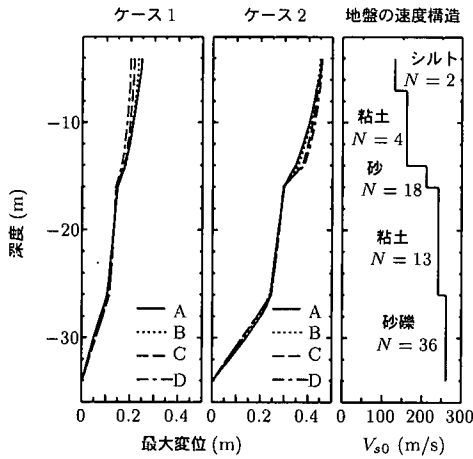


図-21 地盤の最大変位分布

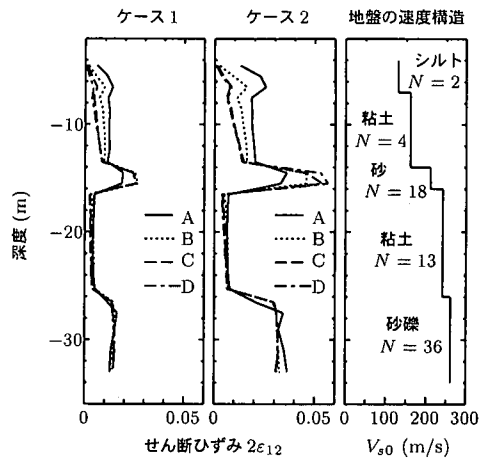


図-22 地盤のせん断ひずみの最大値分布

し、上述のように、ケース3では、杭先端の押込みに対する地盤反力度に上限値を設けていない。

橋脚は、ケース1では、基部に、道路橋示方書Vに基づき塑性ヒンジ区間を設定した。塑性ヒンジ区間の曲げモーメント M -回転角 θ 関係は、Takedaモデル³¹⁾を与えた回転バネでモデル化した。ここに、ひび割れ点は無視し、降伏点は道路橋示方書Vより求め、降伏後剛性は初期剛性の1/10000とした。基部以外の区間は、コンクリート給断面としての剛性を持つ弾性はより要素でモデル化した。なお、ケース2,3では、塑性ヒンジ区間も線形のより要素にてモデル化している。

上部構造の質量は、橋脚頂部に、また、橋脚の質量は、橋脚高の1/2の位置に、それぞれ質点としてモデル化した。フーチングは、剛なはりでモデル化し、質量はフーチング重心位置に質点として与えた。

全体減衰行列は、Rayleigh減衰により与えた。ただし、減衰の大部分を地盤の履歴減衰で期待するものとして、初期剛性を用いて算定した1次と2次の固有周期(それぞれ、0.52sと0.38s)に対して3%を設定した。そして、解析中は、常に時刻 $t = 0$ sの減衰行列を用いた。ここに、1次モードは、地盤のせん断変形が卓越するモードであり、地盤と構造物は同位相で変位する。また、2次モードは、構造物のロッキング振動が卓越するモードであり、地盤と構造物は逆位相で変位するものであった。

道路橋示方書Vにおける地盤の固有周期がほぼ0.6s程度であったことも考え合わせると、構造物の固有周期 T_s と地盤の固有周期 T_g の大小関係は、 $T_s < T_g$ と考えられる。

(1) 動的解析結果

入力地震動は、兵庫県南部地震(1995)にて観測された神戸海洋気象台観測波NS成分の主要動15s間であ

る。加速度振幅を所定の倍率にしたものを、地盤の底面境界から入力した。解析の結果、ケース2と3は、ほぼ同様の挙動を示したため、ここでは、ケース1と2の結果を詳しく示す。

a) 地盤の挙動

図-21は地盤の最大変位分布である。A～Dは図-19の測線に対応している。以下の図でも同様である。

鉄道構造物の耐震設計標準⁷⁾では、応答変位法に用いる地盤変位分布を算出するために必要な地表面での最大応答変位を簡便に予測する式が示されている。そこで、ここで対象としている地震動に最も近いと考えられるL2地震動、スペクトルIIの場合の予測式を本解析の地盤に適用してみると、約0.2mとなる。図-21の結果は、ケース1では、耐震設計で考える程度の変位が、ケース2では、設計上、基礎にとって非常に厳しい変位が生じていると考えてよいだろう。

深さ方向にみると、第4層の粘土層から第3層の砂層に入るところで変位が急増し、第3層の砂層から第2層の粘土層に入ると変位振幅の増加は鈍くなる。ここで、図-22の地盤の最大せん断ひずみ分布を見ると、第4層の粘土層から第3層の砂層に入るとせん断ひずみが急増しているが、第3層の砂層から第2層の粘土層に入るとひずみは小さくなっている。地盤の振動変位分布の予測や地盤構成と杭の損傷の発生に関して、これまでも研究が行われてきているが、地盤の振動変位はせん断波の伝達により生じるものが主であることから、地盤の V_{s0} 比をパラメータに整理を行うことが一般的である。ここでも、地盤の変位分布に関して、同様の整理を行ってみると、第4層と第3層の初期せん断波速度 V_{s0} の比は0.88、第3層と第2層の V_{s0} 比が0.76であり、第3層と第2層の V_{s0} 比の方が小さい。 V_{s0} 比の観点から見ると、比が小さい場合の方がせん断ひずみが急増す

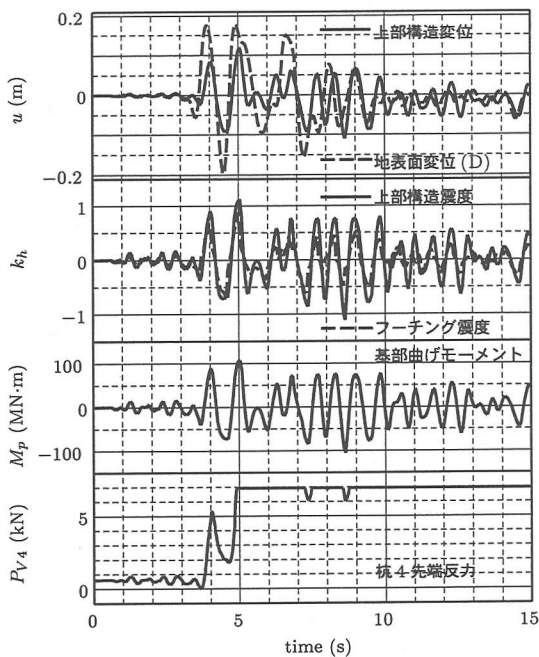


図-23 測線D 地表面変位 u_{gDs} , 上部構造水平変位 u_u , 上部構造震度 k_{hu} , フーチング震度 k_{hf} , 橋脚基部曲げモーメント M_p , 杭4先端反力 P_{V4} の時刻歴 (ケース1)

ることになるが、ここでの結果は逆である。これは、砂質土と粘性土の非線形特性の違いにあると考えられ、レベル2地震動下における地盤の振動変位分布や、地盤構成と杭の損傷度の関係を整理する際には、 V_{s0} 比に加えて、土質の違いも考慮する必要があると考えられる。

また、図-21, 22において、それぞれの分布形状に関して測線間の比較をしてみると、地表面付近では応答が異なり、15m程度より深いところでは違いが少なくなる。これは、地表面付近では、杭の変位は、地盤変位の影響だけではなく上部構造慣性力による影響も受けているためと考えられ、また、地中深部においては、杭の変位は、地盤変位の影響によるものが主であることを示唆しているものと考えられる。

b) 基礎の挙動と損傷：ケース1

図-23に、測線Dの地表面の水平変位、上部構造慣性力作用位置の応答、フーチング重心位置の応答、橋脚基部の曲げモーメント、杭4先端反力の時刻歴を示す。ここに、震度は、水平応答加速度を -9.8m/s^2 で除したものであり、また、杭4先端反力は、押し込み側が正である。図-23より、上部構造、地表面、およびフーチングは、ほぼ同位相で振動していることが分かる。それぞれ、絶対値に関して最大値を取った時刻は、測線D地表面での変位が4.5s、上部構造の震度が5.04s、橋脚基部曲げモーメントが5.04sであり、また、杭先端での押し

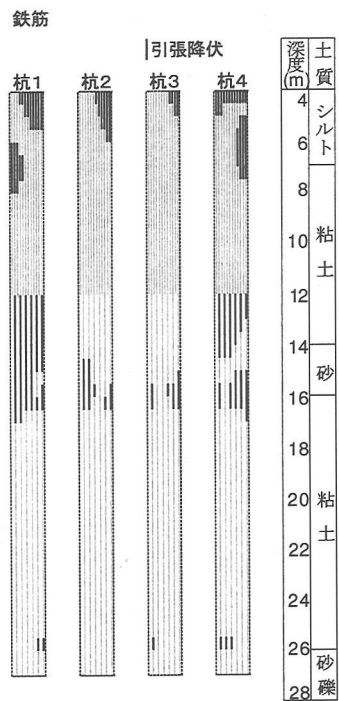


図-24 杭体鉄筋の降伏状況 (ケース1)

み反力が上限値に達した時刻は4.9sであった。よって、本解析では、上部構造に生じる震度の最大値と地表面での地盤変位の最大値は、同時に生じているわけではないが、上部構造の震度が最大の時刻の地盤変位は、ほぼ最大値に等しいものとなっており、慣性力と地盤変位の最大値が同時に基礎に作用したと見てよい。

次に解析終了後の損傷状態について述べる。まず、橋脚基部であるが、曲げモーメントが最大になるときに、わずかな時間、塑性域に入るが、それ以外では、弾性挙動をしていた。また、このときの上部構造慣性力作用位置での応答変位塑性率は1.34であった。したがって、基礎の挙動の評価にあたっては、橋脚は弾性挙動をしていたものと見なして良いと考えられる。

杭体では、かぶりコンクリートは、引張りによるクラックが、全杭で、ほぼすべての領域に入っているものの、圧縮側では、圧壊した領域は無かった。したがって、鉄筋のはらみ出しは生じていない。

鉄筋に関して、引張り降伏が生じた位置を、図-24に示す。色の薄い線は、鉄筋位置を示している。杭頭部付近では、全杭で降伏が生じている。また、地中部においても、第3層の砂層と第4層の粘土層の境界部で、境界より上下に杭径程度の範囲で引張り降伏領域がみられる。また、支持層の上面位置でも、多少、降伏領域がみられる。つまり、地中部では、地盤に発生するせん断ひ

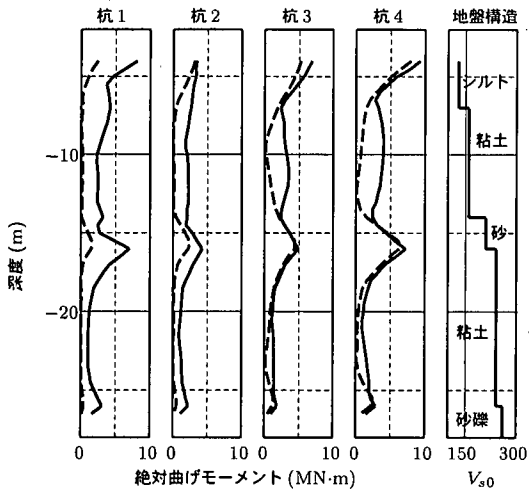


図-25 杭の曲げモーメント分布(ケース1): 実線は最大値、破線は杭4先端の押込み力が最大値に達した時刻($t = 4.9s$)

ずみが急変する地層間の境界部で損傷が生じている。

ここで、第2層と第3層の境界部でも、鉄筋の降伏が見られるが、この位置では、図-21から分かるように、地盤変位は急増していない。この位置の降伏は、地盤変位の影響だけではなく、鉄筋の段落としによる杭の剛性・耐力の変化が原因と考えられる。

また、杭頭付近の降伏位置は、杭位置や、同じ杭体であっても内側と外側とで差があるが、地中部GL-16m付近では、同じ杭体でも内側と外側とであまり差がない。これは、杭頭部では上部構造の慣性力が、GL-16m付近では地盤変位の影響が、支配的な損傷要因であったことを示していると考えられる。

一方、圧縮降伏は、軸力が大きかったと考えられる、最外杭である杭1, 4の杭頭部内側、および杭4のGL-16m付近の外側で生じていた。

図-25は、杭体の曲げモーメントについて、杭4先端の押込み反力が最大に達した時刻($t = 4.9s$)における絶対値の分布と、履歴中の絶対値での最大値分布に関して比較したものである。履歴中の最大値分布(実線)に着目すると、全ての杭で、杭頭部と、第3層の砂層と第4層の粘土層の境界で大きな曲げモーメントが発生している。この曲げモーメントの発生位置は、図-21, 22に示すように、地盤の変位・ひずみが急増している部分であることから、地盤の振動変位の作用によるものと考えられる。また、この結果は、地盤だけの動的解析をパラメトリックに行い、解析結果を整理することにより、本論文のように杭基礎-地盤系の動的解析を行わずとも、地盤の速度構造、土質より、地中部で杭体が損傷を受ける位置を簡便に推測できる可能性を示している。

4.(2)の実験結果からも分かるように、杭体に発生す

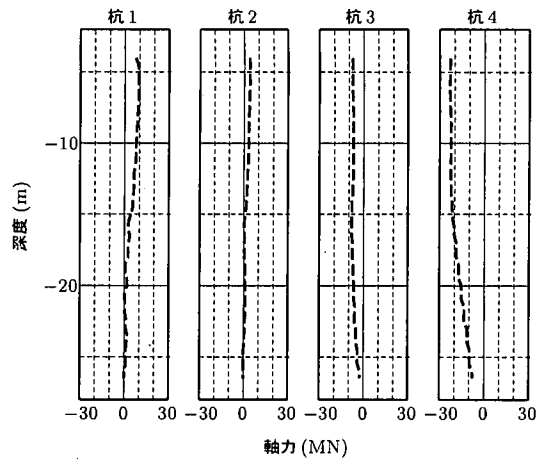


図-26 杭4先端の押込み力が最大値に達した時刻($t = 4.9s$)における杭体の軸力分布(ケース1): 引張りが正

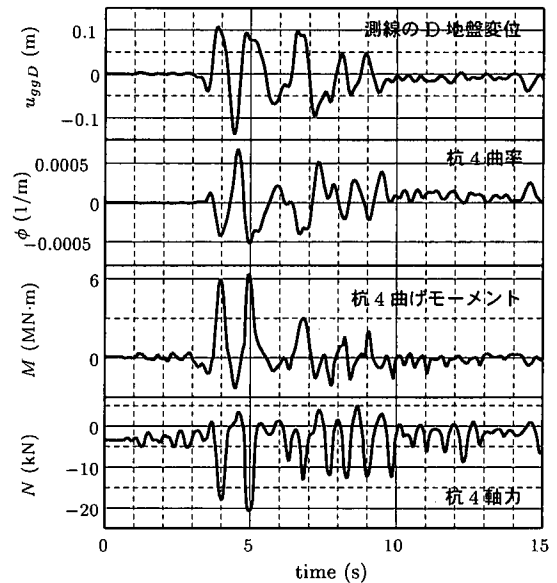


図-27 -16mにおける測線Dの地盤の水平変位 u_{ggD} と杭4の曲率 ϕ 、曲げモーメント M 、軸力 N の時刻歴(ケース1)

る曲げモーメントは、曲げ変形だけではなく、軸力にも依存する。そこで、杭4先端の押込み反力が最大になった時刻の曲げモーメント分布(破線)を見ると、杭1, 2では、ほとんど曲げモーメントが発生していないことがわかる。図-26は、杭4の杭先端押込み反力が最大に達した時の各杭の軸力分布であるが、これも、杭4以外は非常に小さい。図-27に、GL-16mにおける測線Dの地盤水平変位(図-19の●点)と、GL-16.25mにおける杭4の軸力、曲げモーメント、曲率の時刻歴を示す。文

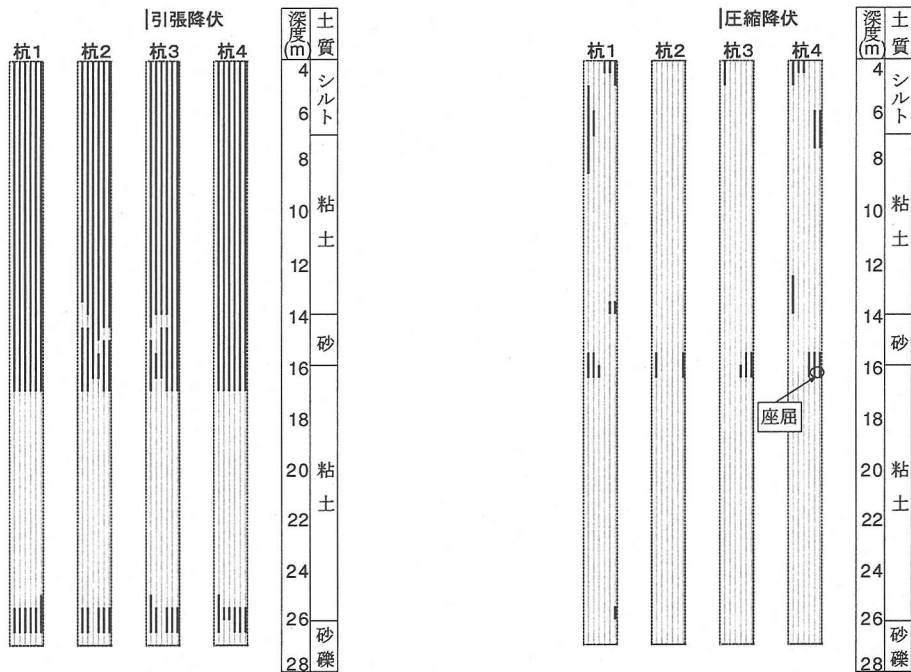


図-28 杭鉄筋の降伏状況 (ケース 2)

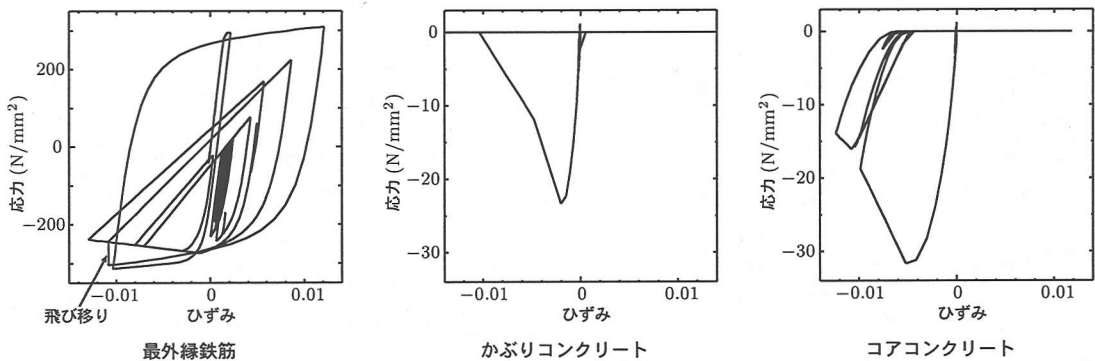


図-29 鉄筋のはらみ出しが生じた要素の応力-ひずみ履歴

献¹⁰⁾でも指摘されているように、杭体の発生曲げモーメントは、杭体軸力の履歴に依存しており、地盤変位は、正負の両者でほぼ同じ最大振幅が生じているが、発生曲げモーメント、曲率は、杭体の軸力の影響を受けるため、正負で同じ大きさの最大振幅とはならない。このように、ファイバー要素による解析では、利点として、軸力変動の考慮が自動的になされることがわかる。

c) 基礎の挙動と損傷：ケース 2, 3

図-28は、ケース 2 の解析における損傷状態である。これも、色の薄い線は鉄筋位置を示している。ケース 2 では、ケース 1 に比べ鉄筋量を減じたため、杭頭部から地中深部にかけて広い範囲で鉄筋が降伏している。ま

た、ケース 1 でも損傷を受けていた部位である杭 4 の第 3 層と第 4 層の境界部では、杭頭部よりも大きな損傷を受けており、かぶりコンクリートの圧壊にともなう鉄筋のはらみ出しが生じている。この損傷状態は、ケース 3 でも同様であった。

はらみ出しが発生した要素の最外縁軸方向鉄筋の応力-ひずみ履歴、および、その直近のかぶりコンクリート、コアコンクリートの応力-ひずみ履歴を図-29に示す。また、図-30に、はらみ出しが発生した要素のモーメント-曲率関係を示す。杭体は、ケース 1 の結果で考察したように、地中部で地盤の振動変位の影響により瞬間的にはらみ出しが生じるような損傷を受けているが、

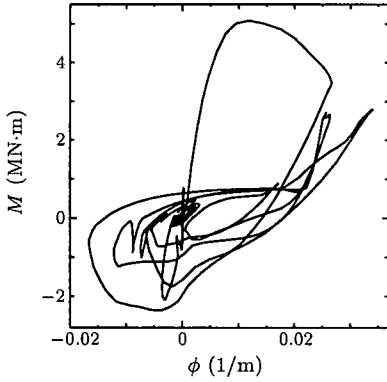


図-30 鉄筋がはらみ出した要素の曲げモーメント M -曲率 ϕ 関係

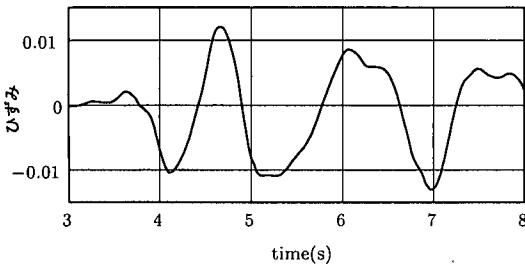


図-31 はらみ出した鉄筋のひずみ履歴 (3s ~ 8s)

はらみ出しによって著しく耐力が低下するような損傷には至っていないと判断される。

また、図-29より、鉄筋の応力-ひずみ関係の圧縮側の経路において、鉄筋のはらみ出しに伴い、応力-ひずみ履歴に飛び移りが生じていることがわかる。この原因を明らかにするために、図-31に示すように、はらみ出した鉄筋の3s~8sの間のひずみの時刻歴を調べてみた。鉄筋のはらみ出しは、2.(2)で設定したように、鉄筋が、かぶりコンクリートの圧壊ひずみを経験した後、除荷を受け、さらに圧縮再乗荷を受けたときから発生可能となる。鉄筋のひずみが、かぶりコンクリートの圧壊ひずみ ($\epsilon_L = 0.01044$) を越えるのは、5s 過ぎに大きな圧縮ひずみが生じたときであるが、その直後に、微小なひずみの振動が生じていることがわかる。したがって、鉄筋の応力-ひずみ履歴の圧縮側経路に見られる飛び移りは、鉄筋が、かぶりコンクリートの圧壊ひずみを経験した直後に、微小な除荷・再乗荷を受けたために生じたもので、提案モデルは、このような荷重履歴を受けたときに、応力が滑らかに遷移するモデルになっていないことがわかる。このような荷重履歴に関しては、実験結果はなく、実際に飛び移りのような挙動が生じるかは不明である。しかし、後述のように、これが数値的な不安定を引き起こしている可能性もあり、改良が必要な点である。また、このような微小な除荷・再乗荷の発生は、

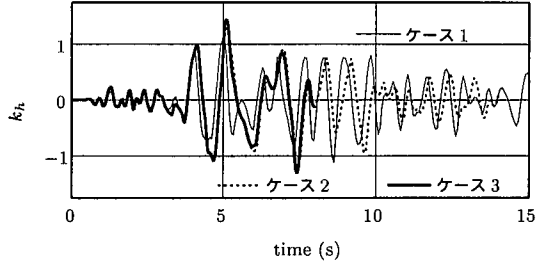


図-32 上部構造震度の比較：ケース1, 2, 3

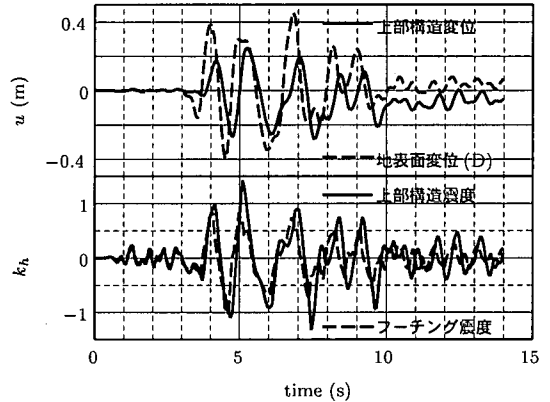


図-33 測線D 地表面の応答変位 $u_{gs,D}$ 、上部構造の水平変位 u_u 、上部構造震度 k_{hu} 、フーチング震度 k_{hf} の時刻歴 (ケース2)

堺・川島³²⁾が指摘しているファイバー要素を用いた場合の特性とも考えられ、その方面からの検討も、今後、必要であろう。

地中深部での比較的大きな損傷が、構造物の挙動に与えた影響を調べるため、図-32に、ケース1, 2, 3の上部構造の応答波形の比較を、図-33には、上部構造の応答と、測線Dの地表面の応答、およびフーチングの応答の比較を整理した。

図-32を見ると、ケース2, 3は、5s付近で最大応答を経験した後、広い範囲にわたる杭の塑性化によりケース1より長周期化している。また、図-33より、ケース2では、特に8s以後は、上部構造と地表面の応答の位相差が大きくなっている。これは、表層部の杭体に損傷が生じ、構造物が長周期化したために T_s と T_g が近づいたためと考えられる^{8),9)}。

図-34に、ケース1とケース2の上部構造の慣性力作用位置での応答震度-応答変位曲線を示す。地中深部で杭体の耐力低下が生じているのにもかかわらず、基礎は十分な復元力を有しており、変位が一方方向に増加するような現象は見られない。このような結果になったのは、周辺地盤が荷重を分担できること、また、地盤自体の応答が一方方向に変位が累積するようなものではない

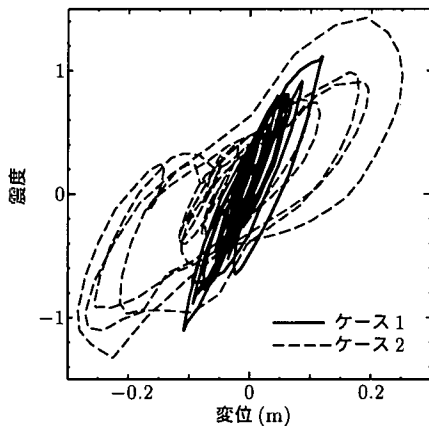


図-34 上部構造の慣性力作用位置での応答強度-応答変位曲線(ケース1, 2)

めに、鉄筋のはらみ出しが生じた後も地盤により逆向きの強制変位を受けることにより、杭の変形が一方方向のみ大きく増加、累積しなかったためと考えられる。

図-32で、ケース2は14sで、ケース3は8sでグラフがとぎれているが、これは、この時刻で計算が進まなくなったためである。計算が止まった時刻では、ケース2, 3のいずれも、加速度、変位が非常に小さい領域であることから、計算が止まったのは、図-29に示したように、杭体軸方向鉄筋にはらみ出しが発生した際に応力-ひずみ履歴に不自然な飛び移りが生じたために引き起こされた数値解析上の収束誤差に起因する問題と考えられる。したがって、本論文で提案する鉄筋の履歴則を用いて、動的解析により杭基礎の地震時限界状態の検討を行うためには、はらみ出しが発生可能となった直後の微小な除荷・再載荷履歴を改善する必要があると考えられる。また、杭先端バネが線形であるケース3がケース2よりも早く計算が止まっていることから、杭先端や杭周囲のバネに減衰特性を見込んでいないことも一因と予測される。

(2) 地震時の地盤の振動変位の影響に対する耐震設計に関する一考察

ここでは、(1)の結果より、レベル2地震動下において生じ得る、地盤の振動変位による地中深部での損傷に対する耐震設計上の取扱いに関して考察を加える。

本解析結果から、現行基準による設計諸元と同程度のじん性を持つ杭体では、地中部での杭の曲げ破壊により、基礎に過大な変位が生じる可能性は少ないと予測される。

ここで用いている地盤のモデルに関する問題点は既に述べた通りであるが、これまでの被災事例においても、地盤に液状化が生じるような場合であっても、基礎前面

地盤自体に過大な残留変位が生じるなど、原地盤に一方方向への過大な残留変位が生じない場合には、筆者らが把握する限り、慣性力に対して設計した杭基礎に、落橋を生じさせるような転倒や著しい変位が生じた事例はない。

したがって、設計は、慣性力に対して設計した基礎に対して、地盤の振動変位の作用を考慮した場合の計算も行い、地盤変位により杭体が降伏すると予測される範囲では、十分な変形性能を確保すればよいと考えられる。

さらに、設計実務において簡便にこれを考慮することを考えれば、地盤の振動変位の作用を考慮した設計計算を行わずとも、慣性力に起因する水平力、転倒モーメントに対して設計した杭基礎に対して、特に、地層の境界部から上下に杭径分程度の範囲においては、断面耐力が急変しないよう段落としをせず、また、杭体がじん性に富む構造となるような補強細目を規定しておけばよいと考えられる。これは、(1)の動的解析結果より、杭体が地中部で損傷を受けると考えられる領域は、地盤調査結果から予測可能であると考えられること、また、地中深部において、たとえ鉄筋のはらみ出しが生じた場合であっても、損傷した杭が軸力・せん断力を伝達することが可能である場合には、急激に変位が一方方向に増加するような状態にはならないと予測され、安全の余裕度を有していると考えられるためである。ただし、具体的な補強位置、適当な補強鉄筋量は、今後、動的解析や応答変位法などによる解析事例を増やすことで同定する必要があり、解析事例のこの視点からの整理、蓄積が望まれる。

本解析は、微小変位理論の範囲内であること、地盤のモデル化に平面ひずみ要素を用いて、かつ Ramberg-Osgood モデルで非線形性を与えていることから、基礎の水平支持に関して有利なモデル化をしている可能性があり、いわゆる大変位が生じる場合のモデル化という点では不十分な点である。また、入力地震波の特性の影響もあるだろう。今後、これらの点を検討し、地中部での損傷がもっと大きい事例に関して動的解析を行ない、地盤の振動変位により地中深部で受ける損傷に対する基礎としての限界状態を明らかにして行く必要がある。

6. まとめ

本論文では、まず、場所打ち杭の弾性挙動から耐力低下挙動までを解析するための、鉄筋のはらみ出しを考慮したファイバー要素によるモデル化手法を提案した。そして、載荷実験結果の解析を行ない、提案モデルの精度を検証した。次に、提案モデルを用いて場所打ち杭基礎の地震時挙動を解析することにより、提案モデルの動的解析への適用性を確認するとともに、地盤の振動変位の

影響を考慮する場合の場所打ち杭基礎の設計法について検討した。

提案したモデル化手法は、諸元の異なる杭の繰返し載荷実験結果に対して、実験で見られるような耐力低下挙動の発生、損傷の進展を再現できること、また、動的解析においても杭体をはり要素でモデル化してある既往の有限要素メッシュをそのまま使用可能であるという取扱いの良さから、場所打ち杭基礎の地震時挙動の解析に有効な手法であることを示した。しかし、提案手法は、座屈発生の判定やそれに関連するコンクリートの応力-ひずみ関係の荷重保持領域、低下勾配の設定、また、座屈の発生が可能となった直後の鉄筋の履歴則などにまだ改良の余地がある。

また、場所打ち杭基礎の動的解析結果は、地盤に過大な残留変位が生じず、杭の水平変位に対する地盤の反力が期待できる場合には、地盤の振動変位により地中深部で杭体に生じる曲げ損傷が、基礎の復元力に与える影響は小さいと予測できるものであった。よって、このような地盤条件の設計に関しては、慣性力に対して設計した杭基礎に対して、地盤変位作用も考慮した設計も行い、杭体に所要のじん性を確保すればよいと考えられる。さらに、設計実務上、簡便に取扱う方法を考える場合には、慣性力の作用に対して設計した杭基礎に対して、地層境界部で帯鉄筋により適当な補強を行い、じん性を確保しておくという構造細目的な取扱いができることを示した。

しかし、地盤の振動変位の影響により引き起こされる損傷により、上部構造の安全性に影響を与えるような過大な傾斜や残留変位が生じる場合の限界状態は、なお今後の検討課題である。

最後になるが、本論文では、杭基礎の地震時の不安定挙動を把握することを通して設計条件と限界状態を検討するという、性能照査型設計法の確立への一つの方向を示せたと考えている。今後は、確認された問題点を解決し、解析事例を増やし、杭基礎の耐震性能を明らかにして行く必要がある。

付録 I 解析コード

本論文での FEM 解析は、軸方向鉄筋の塑性座屈解析および杭載荷実験の解析は、MSC/ABAQUS ver.5.7-1³³⁾により、また、杭基礎の動的解析は、TDAP III ver.2.0³⁴⁾により、それぞれ必要な構成則をユーザーサブルーチンで組込んで行った。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編，1996。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書 IV 下部構造編，1996。

- 3) 木村嘉富，大越盛幸，中野正則，福井次郎，横山功一：杭基礎の変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 44A，pp. 1597-1606，1998。
- 4) 福井次郎，中野正則，木村嘉富，石田雅博，大越盛幸，阪野彰：杭基礎の変形性能に関する載荷試験，土木研究所資料，第 3553 号，1998。
- 5) 建設省土木研究所：平成 7 年(1995 年)兵庫県南部地震災害調査報告，土木研究所報告，第 196 号，1996。
- 6) 杭基礎耐震問題研究会：地震時の地盤変形が杭の耐震性に及ぼす影響度に関する研究，2000。
- 7) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計，丸善，1999。
- 8) Muroto, Y. and Nishimura, A.: Evaluation of seismic force of pile foundation induced by inertial and kinematic interaction, *12th WCEE*, 2000.
- 9) 室野剛隆，西村昭彦：地盤と構造物の動的相互作用を考慮した応答変位法，鉄道総研報告，Vol. 13, No. 2, pp. 41-46, 1999。
- 10) 立石章，古池章紀：軸力変動を考慮した動的非線形解析による杭基礎の耐震性に関する一考察，第 25 回地震工学研究発表会講演論文集，pp. 585-588，土木学会，1999。
- 11) 前川宏一，土屋智史，福浦尚之：鉄筋コンクリートの非線形解析の現状と耐震性能照査法の構築に向けた今後の取り組み，第 2 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp. 1-16，土木学会，1998。
- 12) Suda, K. and Masukawa, J.: Models for concrete cover spalling and reinforcement buckling of reinforced concrete, *12th. WCEE*, No. 1437, 2000.
- 13) Suda, K., Murayama, Y., Ichinomiya, T. and Shimbo, H.: Buckling behavior of longitudinal reinforcing bars in concrete columns subjected to reversed lateral loading, *11th. WCEE*, No. 1753, 1996.
- 14) 中村光：軸方向鉄筋の塑性座屈挙動の解析，コンクリート構造物の耐震技術 - 現状と将来展望 -，concrete engineering series 20, pp. 98-100, 土木学会，1997。
- 15) 中村光，二羽淳一郎，田辺忠顕：鉄筋の座屈が RC 構造のポストピーク挙動に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 14, No. 2, 1992。
- 16) Gomes, A. and Appleton, J.: Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcement bars including buckling, *Engineering Structures*, Vol. 19, No. 10, pp. 822-826, 1997.
- 17) 中村光：材料特性としてのコンクリートの応力-ひずみ関係，コンクリート構造物の耐震技術 - 現状と将来展望 -，concrete engineering series 20, pp. 92-95, 土木学会，1997。
- 18) 富田佳宏：有限要素法による大変形弾塑性解析の展望，塑性性と加工(日本塑性加工学会誌)，Vol. 36, No. 408, pp. 2-9, 1995。
- 19) 白戸真大，木村嘉富，福井次郎，高橋雅裕：杭基礎のポストピーク挙動に関する一数值解析，構造工学論文集，Vol. 45A, pp. 1387-1398, 1999。

- 20) Menegotto, M. and Pinto, P. E.: Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including change in geometry and non-elastic behavior of elements under combines normal force and bending, *IABSE symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated Loads, Final Reports*, Vol. 13, pp. 15-22, Lisbon, 1973.
- 21) Ristic, D., Yamada, Y., Iemura, H. and Petrovski, J.: Nonlinear behavior and stress-strain based modeling of reinforced concrete structures under earthquake induced bending and varying axial loads, Research Report No. 88-ST01, School of Civil Engineering, Kyoto University, 1988.
- 22) 大塚久哲, 星隈順一, 長屋和宏, 村井和彦: 場所打ち杭の正負交番載荷試験, 土木研究所資料, 第3462号, 1996.
- 23) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W.: Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers, *J. of Struct. Eng.*, ASCE, Vol. 123, No. 5, 1997.
- 24) 白戸真大, 福井次郎, 木村嘉富: 場所打ち杭における軸方向鉄筋のはらみ出し特性に関する数値解析, 第25回地盤工学研究発表会講演論文集, pp. 569-572, 土木学会, 1999.
- 25) 棚村史郎, 近藤政弘, 金森真, 菅原篤: 高強度せん断補強鉄筋を用いた模型杭の載荷試験, 鉄道総研報告, Vol. 12, No. 12, pp. 47-52, 1998.
- 26) 福井次郎, 中野正則, 石田雅博, 七瀬利明, 芦邊拓哉, 田口博文: 基礎形式の選定手法調査, 土木研究所資料, 第3500号, 1996.
- 27) 道路橋設計計算例委員会: 実際に役に立つ道路橋の設計計算例, 土木施工1998年4月号別冊, pp. 121-141, 山海堂, 1998.
- 28) 日本建築学会: 入門・建物と地盤との動的相互作用, 丸善, 1996.
- 29) 岩崎敏夫, 龍岡文夫, 高木義和: 地盤の動的変形特性に関する実験的研究II - 広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性 -, 土木研究所報告, 第153号, 1980.
- 30) 岩崎敏夫, 常田賢一, 吉田精一: 沖積粘性土の動的変形特性 - せん断剛性率のヒズミ依存性 -, 土木研究所資料, 第1504号, 1979.
- 31) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. M.: Reinforced concrete response to simulated earthquakes, *J. of the Struct. Div.*, ASCE, Vol. 96, No. ST12, pp. 2557-2573, 1970.
- 32) 堺淳一, 川島一彦: ファイバー要素を用いた鉄筋コンクリート橋脚の地震応答解析, 構造工学論文集, Vol. 45A, pp. 935-946, 1999.
- 33) ABAQUS/Standard user's manual, ver. 5.7, Vol. I, II, III.
- 34) TDAP III 理論説明書, ver. 2.0, 1998.

(2000. 11. 6 受付)

A MODEL WITH THE SWELLING OUT OF RE-BAR FOR CAST IN PLACE PILE AND ITS APPLICATION TO ESTIMATE THE EFFECT OF KINEMATIC INTERACTION ON PILE FOUNDATION

Masahiro SHIRATO, Yoshitomi KIMURA and Jiro FUKUI

We generally suppose for pile foundations under severe earthquakes that some local postpeak regions emerge on pile bodies around the pile top and the boundaries of different soil layers at the ultimate limit state. Experimental results in the past for cast in place RC pile which is the most popular pile type show that the postpeak behavior is caused by the collapse of cover concrete and the swelling out of reinforcement bars. In this paper, we propose a simple constitutive model in which plastic buckling phenomenon is used to describe the swelling out of reinforcement bars in case of applying a fiber element to pile body. Also we use the inherent plastic buckling length of the pile body as the element length. Numerical check applied the proposed model shows an approximate agreement with cyclic loading tests of model piles. Furthermore we execute a dynamic analysis included the present model for a bridge pile foundation and indicate design condition and criteria for kinematic interaction of pile foundations.