

杭基礎のポストピーク挙動に関する一数值解析

A NUMERICAL ANALYSIS FOR POSTPEAK BEHAVIOR OF PILE FOUNDATION

白戸真大*・木村嘉富**・福井次郎***・高橋雅裕****

Masahiro SHIRATO, Yoshitomi KIMURA, Jiro FUKUI and Masahiro TAKAHASHI

*正会員 工修 建設省土木研究所 構造橋梁部基礎研究室 研究員(〒305-0804 茨城県つくば市旭 1)

**正会員 工修 建設省土木研究所 構造橋梁部基礎研究室 主任研究員

***正会員 工修 建設省土木研究所 構造橋梁部基礎研究室 室長

****正会員 工修 株式会社 長大(茨城県つくば市春日 3-22-6)

Many local damages are observed in cyclic loading tests of model pile foundations. In particular, swelling out of reinforcement bar in pile body leads to instable behavior of foundation. Hence it is important for seismic design against large earthquake to predict how such the initiation of local damages in pile bodies affect the stability of pile foundation. We here propose a simple stress-strain relation of reinforcement bar considering swelling out to trace the postpeak behavior of pile foundation. Numerical results show good agreement with the cyclic loading test of a model pile foundation.

Key Words : FEM, Postpeak behavior, swelling-out of reinforcement bar, Cast in place pile, Cyclic loading test

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、構造物の耐震設計は、地震時の変形性能を照査する設計法が求められるようになった。道路橋においては、耐震設計法として静的非線形解析をベースとした地震時保有水平耐力法を用いている^{1),2)}。そこでは、基礎は、地盤中にあり、地震後の調査・復旧が困難であることから、杭基礎には損傷を生じさせないよう設計することとしており、主たる損傷は橋脚基部で発生させるよう杭基礎の耐力を橋脚の耐力以上になるように、また、それが困難な場合には杭体に過大な損傷が生じないよう設計することとしている。このように、道路橋の耐震設計は損傷制御設計法を目指しているが、研究が不十分であることから当面の設計法として杭体の損傷指標に上部構造慣性力作用位置での水平変位の塑性率を用い、その制限値としては所定の構造細目を満たす杭で4を示している。

このように、基礎の設計思想として基礎本体には大きな損傷を生じさせないこととしているので、結果として強い基礎・剛性の大きい基礎が造られている。しかし、地震時には、地震の影響は、基礎を介して構造物に伝達されるものである。よって、基礎本体の剛性を低下させる、あるいは、基礎に積極的に損傷を生じさせることによる非線形挙動により地震エネルギーの吸収を図る、いわゆる免震化させるという方法も考えられる。このような設計法を確立するためには、杭体の損傷が、それが支持する橋梁全体系の性能や安定性に及ぼす影響を把握せねばならず、地盤-基礎-構造物一体系の動的解析を行

うことにより検討する必要がある。ここで、杭基礎は、地盤に支持された高次の不特定構造物であるので、橋脚とは異なり杭体の一部が損傷したとしても直ちに落橋に結びつくわけではなく、基礎全体系としての耐力が大きく低下するわけではない。

したがって、杭基礎の合理的な耐震設計法の確立のためには、静的非線形解析および動的解析に用いるための、杭体の局所的な終局以降の挙動の解析が可能なモデルが必要である。

RC 構造の破壊の進行や最大耐力以降の挙動についてはすでに検討が進められており^{3),4),5),6),7),8)}、RC 構造のモデル化や数値解析手法の検討が行われている。その中には、地震による被災事例や、部材の繰返し載荷実験で観察される鉄筋のはらみ出し現象に関しても解析的検討^{7),8)}が加えられている事例も多くある。しかし、ほとんどが軸力の変動がない RC 橋脚、柱の実験に関する解析であり、杭基礎のように地震時の水平荷重の増加に伴う杭体軸力の変動が生じる構造に関する検討は行われていない。

筆者らは、気中において組杭および単杭の載荷試験を行い、耐力低下域に至るまでの杭体の損傷状況を把握している^{9),10)}。本論文では、この試験結果に関して、鉄筋およびコンクリート材料としての非線形性、軸鉄筋のはらみ出しを考慮した解析を行うことにより、杭体の損傷の進行過程、また、それに伴う基礎の終局状態までの挙動を推定するために考慮すべき現象を検討した。

なお、本論文では、実験結果と解析結果の比較において、フーチングからの軸鉄筋の抜けだし分を考慮してい

表-1 杭体諸元

杭径 [mm]	軸方向鉄筋 (鉄筋比)	帯鉄筋 (鉄筋比)
300	SD295A D10 16 本 (1.61%)	SD295A D4@40 [mm] (0.58%)

表-2 単杭コンクリート強度試験結果

材令 [日]	圧縮強度 [MN/m ²]	弾性係数 [GN/m ²]	割裂強度 [MN/m ²]
40	27.1	26.5	2.72

表-3 単杭鉄筋引張り試験結果

種類	降伏応力度 [MN/m ²]	引張り強度 [MN/m ²]	弾性係数 [GN/m ²]
軸方向鉄筋	348	475	175
帯鉄筋	389	554	213

ない。これは、実験データが無いこともあるが、実験においてフーチング部分にほとんど損傷がなかったこと、本解析で主眼をおいている耐力低下域では、むしろ塑性ヒンジ領域の寄与の方が大きく、フーチングからの抜け出し分の全体挙動への寄与分は少ないと考えたためである。

2. 材料の履歴則が杭の履歴特性に与える影響

軸鉄筋、コンクリートの応力-ひずみ関係のパラメータの変化が、杭体の挙動履歴にどのような影響を与えるか検討する。

解析対象としたのは、筆者らが建設省土木研究所で行った単杭の水平交番載荷試験¹⁰⁾である。

用いた杭体は、場所打ち杭を模した直径 300 [mm]、長さ 1100 [mm] の鉄筋コンクリート杭である。杭体の断面諸元を 表-1 に示す。ここに、杭体表面から軸鉄筋中心までの距離は、50 [mm] である。また、試験時に行った材料試験の結果を 表-2, 3 に示す。

載荷試験は、図-1 に示すように供試体と治具を設置し、鉛直力 147 [kN] を保持しながら水平荷重の正負交番載荷を行った。フーチング上面から荷重載荷位置までの距離は 900 [mm] であり、これは、後で解析を行う組杭載荷試験の杭長の 1/2 である。

載荷は、まず、鉛直荷重を載荷し、その後、 $\pm n\delta_y$ ($n = 1, 2, 3, \dots$)、各 n あたりの繰返し回数 3 回の正負交番載荷を行った。ここに、 $1\delta_y$ は杭体の最外縁鉄筋が降伏するときの変位であり、 $1\delta_y = 3.57$ [mm] である。

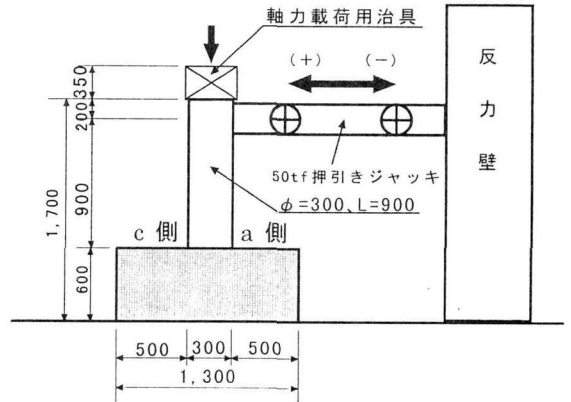


図-1 単杭の繰返し載荷試験

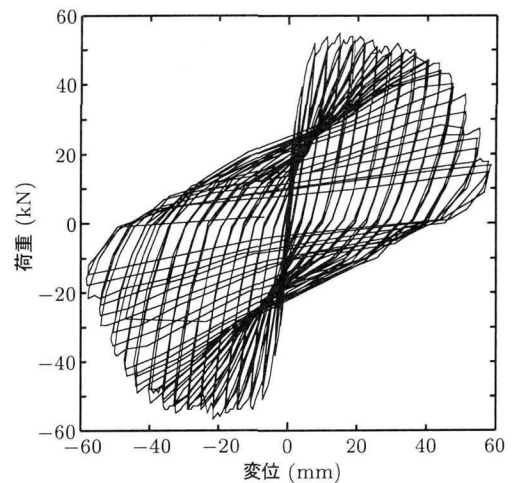


図-2 水平荷重-水平変位曲線（単杭）



写真-1 基部での損傷状況

試験時に得られた載荷点での荷重-変位曲線を 図-2 に示す。水平荷重が 24.5 [kN] に達したとき杭体表面にひび割れが発生した。その後、 $4\delta_y$ (14.5 [mm]) で最大水平荷重 55 [kN] に達する。 $5\delta_y$ 載荷時に杭体とフーチングとの境界部分でコンクリートに圧壊の兆候が現れ、 $7\delta_y$ で低下、 $7 \sim 10\delta_y$ で保持、 $13\delta_y$ (46.4 [mm]) でかぶりコンクリートが剥離、 $14\delta_y$ (50.0 [mm]) で 図-1 a 側

実験終了後の a 側基部でのかぶりコンクリートを除去した損傷状況が **写真-1** である。鉄筋が帯鉄筋間隔の 3 倍程度の間隔 (120 [mm] 程度) で正弦一波の形状ではらみ出している。しかし、実験時はかぶりコンクリートがあるため、鉄筋のはらみ出しがどの程度の変位から発生しているのかはわからなかった。

ここでの検討に使用した材料履歴則は以下の通りである。

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} = \frac{\sigma}{\sigma_y} \left\{ 1 + \alpha \left| \frac{\sigma}{\sigma_y} \right|^\beta \right\} \quad (1)$$

コンクリートの履歴則には、ここでは繰り返し載荷を受ける杭基礎の耐力低下の解析を行うことを目的としているため、繰り返し載荷を考慮し、かつ軟化域の挙動までモデル化されている Ristic 等¹¹⁾ による修正六車モデル (図-3) を採用する。除荷曲線と再載荷曲線を規定するために必要な曲線であるコモンポイントラインは骨格曲線の対応する値の 0.9 倍とした。

圧縮側の応力最大点 CC 点および第一低下勾配 (R-U) は、帯鉄筋による横拘束効果が考慮され、かつ軟化域までの挙動がモデル化されている道路橋示方書モデル¹⁾により算定する。なお、本解析では応力増加域に二次曲線を用いているのに対し、道路橋示方書モデルは応

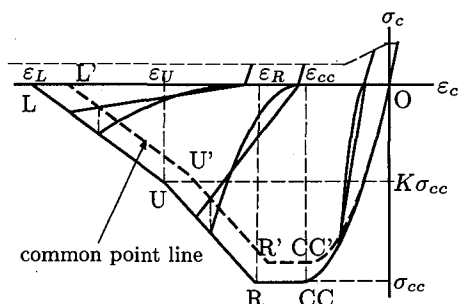


図-3 コンクリートの履歴則

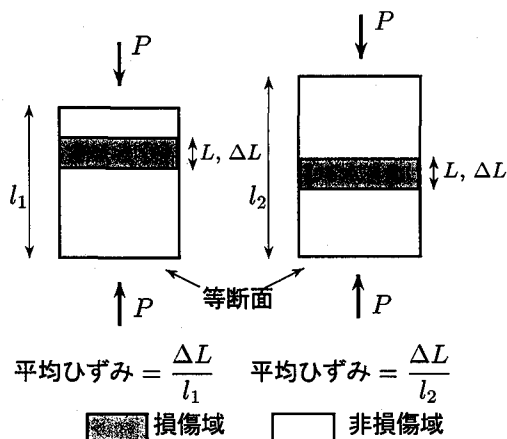


図-4 平均ひずみ

本解析では、杭基礎の耐力低下域から破壊近傍まで追跡することを念頭においているが、軟化域での低下勾配の決定に関して次の 2 点が問題になると考えられる。

第一に、軟化型の応力-ひずみ関係を用いて解析する場合、一旦軟化が起こった要素にのみ変形が集中することにより、解析結果が要素寸法に依存してしまい、最大荷重点以降の軟化領域では要素を増やしても解が収束しなくなるという問題点がある^{6),12)}.

第二に、道路橋示方書モデルは、大型供試体の圧縮試験の応力－平均ひずみ関係を基にモデル化されているということである。すなわち、要素試験において、最大圧縮応力以降の軟化領域では局所化した破壊領域が生じていると考えられ、たとえば 図-4 のように同様の配筋で高さの違う 2 つの供試体に対し同じ高さの破壊領域が発生していても、用いる供試体の高さにより平均ひずみの値が変わってくることである。地震時保有水平耐力法では、想定している損傷状態がかぶりコンクリートの剥落程度であること、また、別途、実験により正当性が検証されているためこの点は問題にならないが、本解析のよ

表-4 解析ケース (軸鉄筋履歴特性の影響検討)

ケース	鉄筋の履歴則	パラメーター
1	バイリニア	$E_1/E_0 = 0.1$
2	Ramberg-Osgood	$\alpha = 4, \beta = 5$

うに耐力低下域の解析を対象にする場合には無視できないものと考えられる。

以上の問題点を回避するために、ここでは要素の大きさを固定し、コンクリートの応力-ひずみ関係の低下勾配を変化させた解析をいくつか行い低下勾配を同定した。そして、同定した低下勾配のもとでは要素の大きさを変えないものとした。

2.2 解析モデル

解析は二次元の有限要素法により行うものとし、汎用解析コード MSC/ABAQUS Version 5.7-1¹³⁾ を用い、必要な材料非線形モデルを user subroutine に組み込み、材料非線形解析を行った。

基部は完全固定とし、杭体は、平面保持を仮定した梁でモデル化するものとし、ファイバーモデルを用いた。ここに、ファイバーモデルとは、要素断面を微小断面を重ねた層構造にモデル化したものであり、断面量および断面力は、各層ごとの断面積、代表する応力、ひずみ、剛性より算定される。また、それぞれの微小断面要素には、対応するコンクリート、または、軸鉄筋の一軸の応力-ひずみ関係を与えた。ここに、本解析では ABAQUS の Timoschenko 梁要素 (要素タイプ B21) を用いた。この要素は、ひずみ、応力などの要素の応答量を要素中央の積分点において評価する。

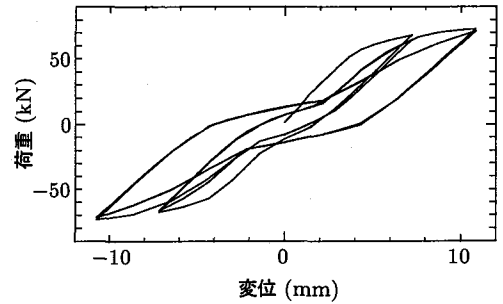
本解析では、コンクリートおよび軸鉄筋の応力-ひずみ関係に軟化型のものを使用しているため、前述のように解析結果が要素寸法依存性を有することが予測される。そこで、本解析では、前述の実験において帯鉄筋間隔の 3 倍 (120 [mm]) 程度が主たる破壊領域になっていたことを考え、杭径の半分である 150 [mm] に要素長を設定した。要素長の一般的な設定方法およびそこでの応力-ひずみ関係の設定方法は今後の検討課題である。

載荷は、所定の軸力を杭先端部に載荷し、固定端からの高さ 900 [mm] の水平ジャッキ取り付け位置で強制変位を与えた。

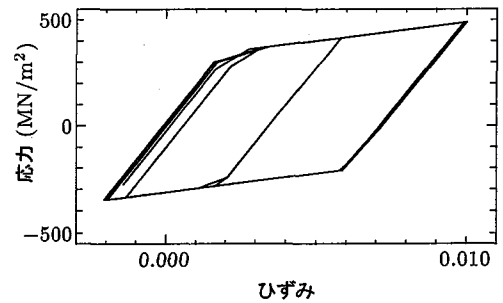
2.3 解析例

(1) 軸鉄筋の履歴特性が杭の履歴特性に与える影響

まず、軸鉄筋の履歴特性が杭体の履歴挙動に与える影響を把握するため、鋼材のモデルとして最も一般的と考えられるバイリニア型と Ramberg-Osgood 型の履歴モデルを用いて解析を行った。解析ケースを表-4 に示す。バイリニア型では二次剛性 E_1 を初期剛性 E_0 の



荷重-変位曲線



鉄筋の応力-ひずみ履歴

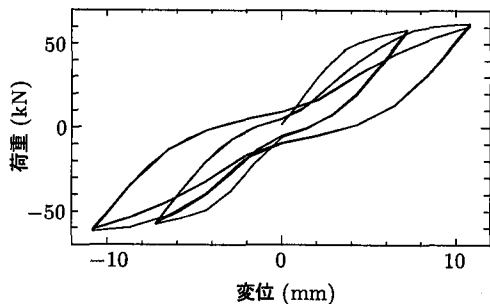
図-5 ケース 1 (バイリニアモデル $E_1/E_0 = 0.1$)

1/10 とした。ここでは、鉄筋の履歴特性が及ぼす影響を調べるだけなので、コンクリートは、横拘束筋の効果を無視し、材料試験値より $\sigma_{cc} = \sigma_{ck} = 27.1$ [MN/m²] を、道路橋示方書モデルより $\varepsilon_{cc} = 0.002$ とした。また、軟化域でのパラメーターは便宜的に $\varepsilon_R = 0.003$, $\sigma_U = 0.5\sigma_{cc}$, $\varepsilon_U = 0.005$, $\varepsilon_L = 0.008$ とした。

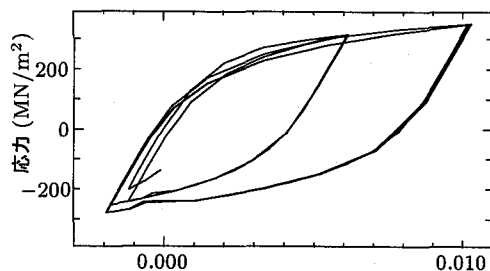
ただし、載荷は、コンクリートの軟化が解析結果にさほど影響しないように、解析上最大荷重点に達しない範囲で、かつ鉄筋が非線形挙動すると予想される $2\delta_y$, $3\delta_y$ とした。

図-5 に載荷点での荷重-変位曲線と代表的な鉄筋の応力-ひずみ履歴を示す。このバイリニアモデルは、除荷勾配が初期剛性のまま一定であるため、実験で見られるような、載荷が進むほど荷重-変位曲線の内部曲線の勾配が低下してくる様子を表現することができず、載荷が進むにつれて履歴ループの膨らみに関し実験との差が大きくなる。

Ramberg-Osgood モデルでは、初期剛性 E_0 および降伏ひずみ ε_y は、バイリニアモデル同様材料試験値を用いた。また、非線形性を表すパラメーター α, β は、鋼材の引張り試験時のデータからではなく、全体挙動が合うようなパラメーターを試行錯誤のうえ決定し、 $\alpha = 4$, $\beta = 5$ とした。図-6 にケース 2 の荷重-変位曲線を示す。バイリニアモデルと比較すると、その除荷から再載荷に向かうときに軸鉄筋の応力-ひずみ関係の履歴曲線が曲率を持つため、それに応じて荷重-変位履歴のルー



荷重 - 変位曲線



鉄筋の応力 - ひずみ履歴

図-6 ケース 2 (Ramberg-Osgood モデル)

ブ形状が細くなる。また、 α, β の値をいくらか変動させた解析も行ってみたが、応力 - ひずみ履歴、荷重 - 変位履歴ともにあまり敏感な反応を示さなかった。

これらの 2 種類の鉄筋履歴則を用いた結果から、鉄筋履歴則の内部曲線は、杭体履歴曲線の反転後の経路に、骨格曲線は、杭体履歴曲線の包絡曲線形状に影響を与えることがわかる。したがって、図-2 に示したような履歴曲線を示す杭体の挙動を追跡するには、Ramberg-Osgood モデルのように内部曲線に非線形性を有する履歴則の方が実際に近い挙動を示すと考えられ、繰り返し荷重を受ける杭体の挙動を追跡するには適している。

(2) コンクリートのひずみ軟化が杭の履歴特性に与える影響

次に、Ramberg-Osgood モデルのパラメータを一定にし、コンクリートの軟化特性が杭の履歴特性に与える影響を一方の単調荷重解析により検討した。以下、Ramberg-Osgood モデルのパラメータは、 E_0, ε_y は材料試験値、 $\alpha = 4, \beta = 5$ とした。

コンクリート履歴則の骨格曲線は、帯鉄筋による拘束効果を考慮した値を用い、CC 点と R 点は一致させ $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_R$ とした。したがって、第一低下勾配までは、道路橋示方書モデルの応力上昇域を二次関数に置き換えた形である。低下勾配の設定は、表-5 に示す 4 ケースを考えた。ケース 3 は、低下勾配として、本解析で対象とする杭に対し道路橋示方書モデルにより計算される低下勾配 E_{des} を用い、応力が零になるまで一定勾配で低

表-5 解析ケース (軸鉄筋: Ramberg-Osgood モデル, コンクリート: 道路橋示方書モデル, かぶり・コアともに拘束効果考慮)

ケース	低下勾配
3	E_{des}
4	$0.5E_{des}$
5	$2E_{des}$
6	$E_{des} \rightarrow 0.5E_{des}$

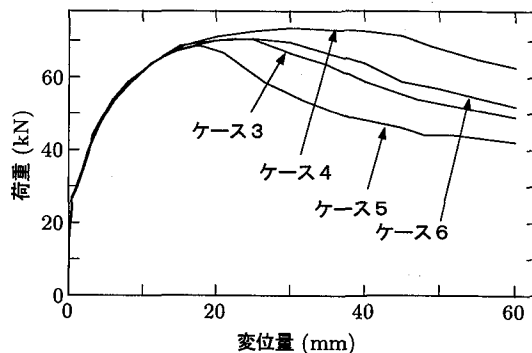


図-7 荷重 - 変位曲線: コンクリートのかぶり・コアとも拘束効果を考慮

下させたもの、ケース 4 はケース 3 に対しコンクリートの低下勾配を $0.5E_{des}$ としたもの、ケース 5 はケース 3 に対しコンクリートの低下勾配を $2E_{des}$ としたものである。

図-7 に一方単調荷重解析の結果を示す。10 [mm] 程度の変位レベルまでは各ケースとも荷重 - 変位曲線はほぼ一致しているが、その後コンクリートの低下勾配が大きくなるほど最大荷重およびそのときの変位が大きくなる傾向にある。これは、低下勾配によりかぶりコンクリートが破壊に達するひずみが異なることの影響によるものと思われる。また、最大荷重に達した後の荷重低下の割合はコンクリートの低下勾配に比例した形になる。

しかし、低下勾配の割合を大きくしても、実験で得られる荷重 - 変位関係 図-2 のように、最大荷重に達した後一回目の耐力低下が生じ ($7\delta_y$)、その後しばらくの間 ($7 \sim 10\delta$) 荷重を保持するという現象は再現されなかった。そこで、コンクリートの低下勾配を 2 段階にしてみたのがケース 6 である。図-3 に定義する U 点を $0.5\sigma_{cc}$ に達した点とし、第一低下勾配を E_{des} 、第二低下勾配を $0.5E_{des}$ とした。図-7 にケース 6 の結果を示すが、コンクリート強度の低下勾配を二段階にしてもあまり改善は見られなかった。

以上の結果より、低下勾配は、最大荷重点に達する変位レベルや、最大荷重点以降の耐力低下の割合に影響を与えていると考察される。

表-6 解析ケース (軸鉄筋 Ramberg-Osgood モデル, かぶりコンクリートとコアコンクリートを区別した場合)

ケース	かぶりコンクリート			コアコンクリート		
	$\sigma_{cc}[\text{MN/m}^2]$	ε_{cc}	低下勾配	$\sigma_{cc}[\text{MN/m}^2]$	ε_{cc}	低下勾配
7	27.1	0.002	$2E_{des}$	36.5	0.005	E_{des}
8	27.1	0.002	$1.5E_{des}$	36.5	0.005	E_{des}
9	27.1	0.002	$1.5E_{des} \rightarrow 0.75E_{des}$	36.5	0.005	$E_{des} \rightarrow 0.5E_{des}$

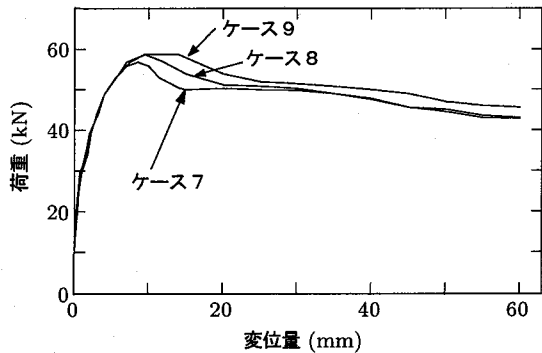


図-8 荷重-変位曲線: かぶりコンクリートの拘束効果を無視

(3) かぶりコンクリートのモデル化が杭の履歴特性に与える影響

実験で得られる荷重-変位関係のように, 最大荷重に達した後若干の耐力低下が生じ, その後しばらくの間荷重を保持した後なだらかに荷重が低下するという現象は再現されなかった. そこで, 実験において最大荷重に達した直後にかぶりコンクリートで圧壊の兆候が見られたということを考慮し, コンクリート強度等の設定をかぶり部分とコアコンクリート部分とで分けて考えることにした.

解析ケースを 表-6 に示す. かぶりコンクリートの圧縮強度は材料試験値, ε_{cc} は道路橋示方書モデルで横拘束筋の効果を無視した値とし, 低下勾配は適宜設定した. 一方, コアコンクリートの圧縮強度, ε_{cc} , 低下勾配は, 道示モデルで横拘束筋の効果を考慮した値とした. ここに, 表-6 の E_{des} は, 道路橋示方書モデルで横拘束筋の効果を考慮した場合に求まる低下勾配である. また, ケース 9 は, 低下勾配の値がかぶりとコアでそれぞれ 2 つ示してあるが, ケース 6 同様最大圧縮応力の 1/2 の強度になる点で低下勾配を変化させている.

解析結果を 図-8 に示す. このように, かぶりコンクリートとコアコンクリートを区別することで, ピーク直後に比較的急な荷重低下が起こってから, その後しばらくの間荷重を保持した後なだらかに低下していく様子を表すことができた. 最初のピーク直後における荷重の低下は, かぶりコンクリートの強度低下, その後の荷重保持は, かぶりコンクリートの強度低下分が健全なコアコンクリートに再配分されたためと考えられる.

実験結果の荷重-変位曲線 図-2 と比較すると, 実験

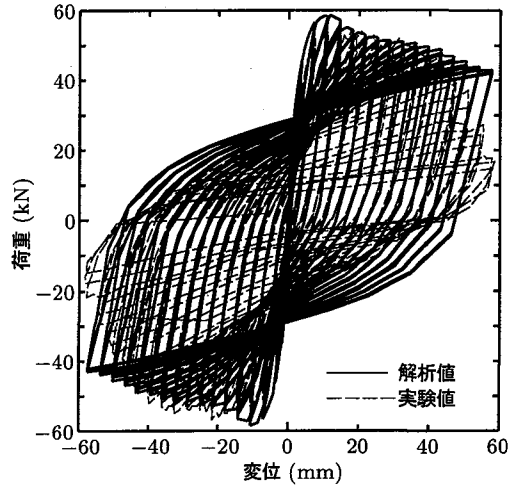


図-9 単杭の繰返し載荷試験結果と解析値 (ケース 9), 実線: 解析値, 破線: 実験値

ではピーク直後にケース 7 やケース 8 ほど急激に耐力の低下は生じておらず, むしろケース 9 のようになだらかに低下している.

そこで, 実験結果に比較的近いと考えられるケース 9 を用いて単杭の繰返し載荷試験解析を行った結果が 図-9 である.

図-9 において, 最大荷重に達するまでは, 包絡線は, 解析の方がかなり大きく荷重を評価している. これは, かぶりコンクリートのモデル化のみが原因というわけではなく, 鉄筋の降伏強度や剛性の評価にも依存していると考えられる. 文献³⁾で指摘されているように, RC 部材中の鉄筋の伸びに関して, ひび割れ部分とひびとひびの間のコンクリートが付着している部分とで異なっていることが考えられるため, その結果, ある区間で評価した軸鉄筋の平均剛性, 降伏荷重は引張り試験で得られる結果と異なってくるのかもしれない.

その後, 解析値は荷重-変位曲線の包絡線を $10\delta_y$ (35.7 [mm]) 程度まで比較的良い精度で予測している.

また, ループの形状に関しては, 実験でも解析に見られるような逆 S 字型の形状を描いている. これは, 文献¹⁴⁾でも指摘されているとおり, 実際の挙動においては, 引張り側でひび割れが生じたコンクリートは, 圧縮側においてある程度ひび割れが閉じてから荷重を負担し

始めるためと考えられ、ここで用いたコンクリートの履歴特性は、ひび割れのあるコンクリート部材の挙動を比較的良く再現していると思われる。しかし、比較的載荷の初期段階から解析の再載荷経路は荷重を高く評価しており、 $10\delta_y$ 以降はかなり異なっていることがわかる。

実験では $13\delta_y$ (46.4 [mm]) でかぶりコンクリートが剥離し、その後すぐ $14\delta_y$ (50.0 [mm]) で軸鉄筋が破断しているという結果から考えると、 $13\delta_y$ に達する以前より軸鉄筋のはらみ出しが起こっており、この軸鉄筋の局所的な変形が耐力に影響していると推測される。

以上の結果から、 $10\delta_y$ 以降の耐力、履歴ループ形状が実験値と解析で大きく異なってくるのは、軸鉄筋のはらみ出しがモデル化されていないためと考えられる。

3. 鉄筋のはらみ出しを考慮した単杭の水平交番載荷試験の解析

鉄筋に Ramberg-Osgood モデルを用いた解析では、軸鉄筋のはらみ出しが発生していると推測できる部分において、実験値を予測できていないという問題点が残った。また、本解析で対象としている試験以外においても、これまでに多数行われている RC 部材の繰り返し載荷試験や地震被災事例でも見られるように、部材の耐力低下領域や破壊域では、軸鉄筋のはらみ出しが確認されている。したがって、杭体の耐力低下は、軸鉄筋のはらみ出しによる幾何学的な変化により、軸鉄筋の荷重分担が低下することによるものと推測できる。

鉄筋がはらみ出し、杭体耐力が低下して行く進行過程は、たとえば、杭体そのものを三次元的にモデル化し解析を行えば追跡できるかもしれないが、ここでは梁要素を用いることを前提としているので、軸鉄筋のはらみ出しによる荷重分担の低下を軸鉄筋の応力-ひずみ関係に取り込むことにした。そして、提案する軸鉄筋の応力-ひずみ関係を用いて単杭の水平交番載荷試験の解析を行うことで、杭体のポストピーク挙動の解析を試みる。

3.1 単鉄筋の座屈後挙動

杭体における軸鉄筋のはらみ出しは、曲げ変形を受け塑性域に入った引張り側の軸鉄筋が、残留曲率を持った後、荷重が反転圧縮側になったときに、残留変形があるため真っ直ぐ縮むことができず、外側にはらみ出すといった挙動の累積、もしくは、軸鉄筋が圧縮側において座屈することにより発生していると考えられる。

中村ら^{7),8)}は、軸鉄筋のはらみ出しを座屈現象として捉えることにより、図-10に示すような両端固定の単鉄筋の座屈実験および解析から、両端固定の単鉄筋が圧縮力を受けて座屈する場合の固定端間 L における応力-平均ひずみ関係を提案している。中村は、本解析で対象とする試験体に用いた軸鉄筋について同様の手法で検討し、この試験体軸鉄筋の座屈後の平均応力-平均ひずみ

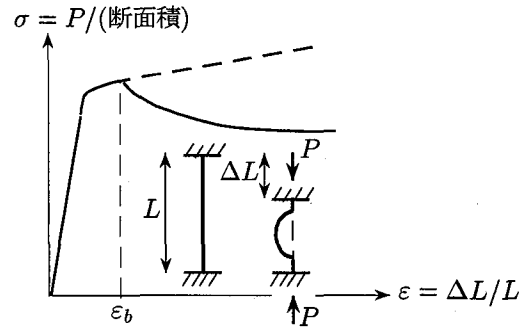


図-10 区間 L での座屈後の鉄筋の応力-平均ひずみ関係 (圧縮: 正)

関係は、次式で近似することができるとした。

$$\sigma = \sigma_y \exp[-0.45\{(\varepsilon - \varepsilon_b)L\}^{0.4}] \quad (2)$$

ここに、 σ_y は降伏応力、 ε_b は座屈開始時の固定端間 L [cm] での平均ひずみである。

そこで、はらみ出した軸鉄筋の圧縮側の耐力低下を軸鉄筋履歴則の圧縮側の骨格曲線に組み込み、座屈挙動を考慮した区間 L における鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係の履歴則を設定することにした。

3.2 Menegotto-Pinto モデル

鉄筋がはらみ出した後では、その引張り側と圧縮側で挙動が異なってくると考えられる。しかし、Ramberg-Osgood モデルのように単純なモデルでは、はらみ出した軸鉄筋の挙動履歴の再現に限界があると考えられる。そこで、本解析では、基本となる軸鉄筋の履歴則に Menegotto-Pinto モデル^{11),15)}を採用することにした。

Menegotto-Pinto モデルは、図-11に示すように初期剛性と降伏後剛性に漸近する曲線によるモデルであり、次式で示される。

$$\sigma^* = b\varepsilon^* + \frac{(1-b)\varepsilon^*}{\{1 + \varepsilon^{*R}\}^{1/R}} \quad (3)$$

ここに、

$$\sigma^* \equiv \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r}, \quad \varepsilon^* \equiv \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad (4)$$

ここに、 $(\sigma_r, \varepsilon_r)$ 、 $(\sigma_0, \varepsilon_0)$ は、それぞれ図-11に定義する除荷点とそこから初期勾配で除荷・再載荷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、

$$b \equiv E_1/E_0 \quad (5)$$

で定義される。また、 R は曲率パラメータで次式で定義される。

$$R \equiv R_0 - \frac{a_1\xi}{a_2 + \xi} \quad (6)$$

ここに、 R_0 、 a_1 、 a_2 は材料定数と考えても良く、 R_0 は初降伏時の曲率パラメータ、 ξ は各載荷ステップごとに更新されるパラメータで、図-11のように次式で定義さ

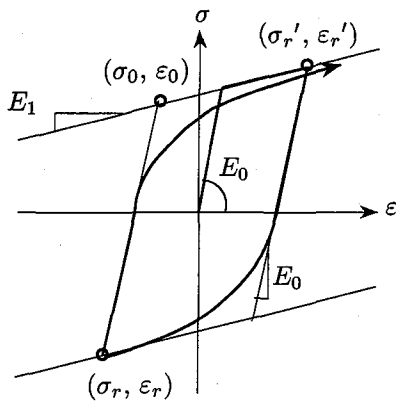


図-11 Menegotto-Pinto モデル

れている。

$$\xi \equiv |\varepsilon_0 - \varepsilon_r'| / \varepsilon_y = |s_0 - s_r'| \quad (7)$$

ここに、 ε_r' は一回前の除荷点のひずみである。また、

$$s \equiv \sigma / \sigma_y, \quad e \equiv \varepsilon / \varepsilon_y \quad (8)$$

と定義した。ただし、第 1 回目の反転後の ξ は図-11 中の ξ_0 の様に設定する。

3.3 軸鉄筋の座屈を考慮した履歴則

上述の軸鉄筋履歴則の非線形特性を変えた解析により、軸鉄筋履歴則の骨格曲線は主として杭体履歴特性の包絡線に、また軸鉄筋履歴則の内部曲線は杭体履歴特性のループ形状に影響を与えることがわかっていく。そこで、本軸鉄筋座屈モデルでは、以下の 2 点をモデル化することにした。

1. 杭体の荷重-変位履歴の耐力低下域（包絡線）を追跡するため、軸鉄筋のはらみ出しによる圧縮力の負担の低下を、式 (2) による単鉄筋の座屈挙動でモデル化した。
2. 再載荷時の荷重を過大に算定する問題点を改善するため、はらみ出した鉄筋の引張り時の挙動を反映させることにした。

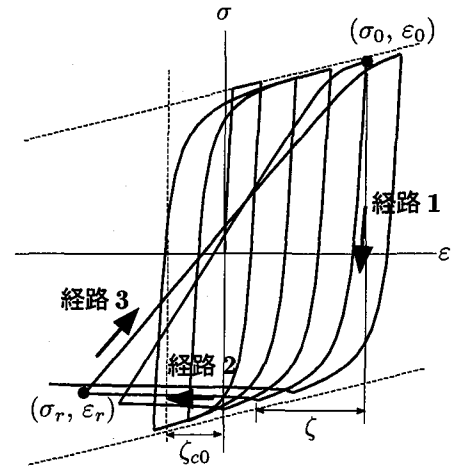


図-12 軸鉄筋座屈モデル: $(\sigma_0, \varepsilon_0)$, $(\sigma_r, \varepsilon_r)$ は経路 3 の場合

以上の二点を考慮して設定した履歴則を 図-12 に示す。非線形履歴特性は Menegotto-Pinto モデルをベースとしており、座屈が発生しないときには Menegotto-Pinto モデルそのものである。

圧縮載荷中における座屈発生判定は次式により行うものとした。

$$\text{初座屈のとき: } |\varepsilon_{\text{cmax}}| > \zeta_{c0} \text{ かつ } \varepsilon = \varepsilon_b \quad (9)$$

$$\text{再座屈のとき: } \varepsilon = \varepsilon_b \quad (10)$$

ここに、 ε_b は座屈発生ひずみであり、本解析では次式で定義した。

$$\varepsilon_b \equiv \varepsilon_{\text{tmax}} - \zeta \quad (11)$$

また、 $\varepsilon_{\text{cmax}}$ は履歴中の最大圧縮ひずみ、 $\varepsilon_{\text{tmax}}$ は履歴中の最大引張りひずみ、 ζ , ζ_{c0} は、図-12 で定義されるひずみ量である。 ζ は、引張り側の最大ひずみから反転し、座屈が発生するまでの圧縮ひずみ量である。これは、初座屈は、引張り側である程度大きな塑性変形を受けてから発生すると考えたこと、再座屈では、引張り側で直前の引張り変形時より大きな塑性変形を受けることにより軸鉄筋の残留曲率が大きくなり、再び圧縮側で座屈するときには一回前に座屈したときよりも小さい荷重で座屈すると考え導入したパラメータである。また、 ζ_{c0} は、初座屈発生判定に関する補正係数と言える。ここでは、 ζ , ζ_{c0} は、ともに定数とした。

以下に、履歴ルールを示す。

経路 1: 引張り側 → 圧縮側 引張り側から圧縮側に向かうときに、上記の判定式により鉄筋が座屈しないと判定された場合、Menegotto-Pinto モデルに従う。

経路 2: 圧縮時の座屈による耐力低下履歴 上記の判定式により鉄筋が座屈したと判定された場合、座屈後の耐力低下履歴は、

$$\sigma = \sigma_b \exp[-0.45\{(\varepsilon - \varepsilon_b)L\}^{0.4}] \quad (12)$$

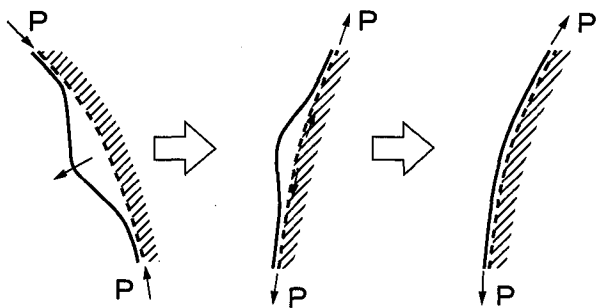


図-13 はらみ出した鉄筋の引張り時の挙動

とした。ここに、 σ_b は、 ε_b に対応する座屈発生時の応力で、 σ_b 、 ε_b は載荷ごとに更新される。また、 L [cm] は任意に設定した。

経路 3: 圧縮側 → 引張り側 圧縮側から引張り側へ向かうときは、次のように履歴則を設定した。座屈を経験していない場合には、Menegotto-Pinto モデルによるものとする。一度座屈を経験した軸鉄筋が、圧縮側から引張り側へ向かうときには、初期勾配は、引張り側の最大ひずみ点を目指すものとし、 $(\sigma_0, \varepsilon_0)$ は履歴中の最大引張りひずみ点とした。それに伴い、Menegotto-Pinto モデルの E_0 を圧縮側の反曲点 $(\sigma_r, \varepsilon_r)$ と履歴中の最大引張りひずみ点 $(\sigma_0, \varepsilon_0)$ を結ぶ直線の勾配 E' に置き換えた。これは、図-13 に示すように、圧縮側ではらみ出した軸鉄筋は、引っ張られて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荷重分担が小さいと考えて設定したものである。

本モデルでは、座屈による耐力低下を式 (2) に基づき軸鉄筋の履歴則に組み込んでいるため、ひずみが区間 L での平均ひずみで定義されている。したがって、本解析のように梁要素を用いる場合、要素長を L より大きい値にする必要がある。

3.4 解析結果

まず、Menegotto-Pinto モデルの適用性を確認するため、座屈を考慮しない、通常の Menegotto-Pinto モデルを用いて解析を行った。コンクリートのモデルは、ここまでの解析で最も精度良く実験値を再現することができた表-6 に示すケース 9 と同様にした。Menegotto-Pinto モデルの定数およびパラメータの設定は、 E_0 、 σ_y には表-3 の材料試験値を用いた。しかし、非線形挙動を定義するパラメータに関しては、筆者らは実験等により決定する方法を持ち合わせていなかったため、便宜的に文献¹¹⁾と同様の値を用いることにした。具体的には、 $b = 0.02$ 、 $R_0 = 20$ 、 $a_1 = 18.50$ 、 $a_2 = 0.15$ である。

解析の結果、Ramberg-Osgood モデルを用いたケース 9 (図-9) の場合とほぼ同様の結果が得られた。した

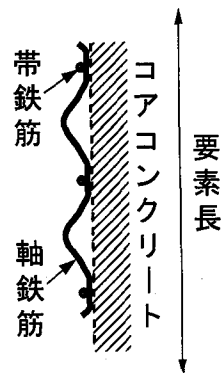


図-14 要素内の軸鉄筋の形状

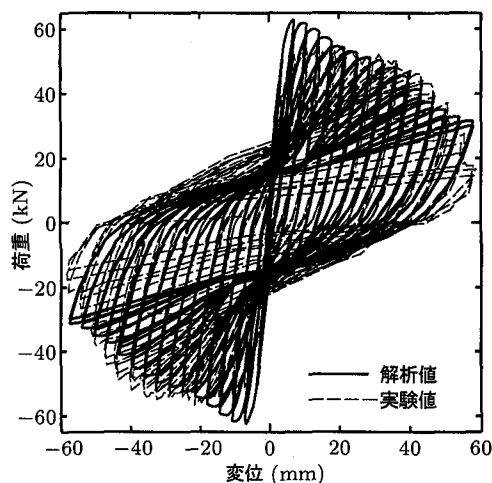


図-15 荷重-変位曲線 (軸鉄筋の座屈を考慮した場合、 $\zeta_{c0} = 0$)、実線: 解析値、破線: 実験値

がって、Menegotto-Pinto モデルのパラメータおよびコンクリートのパラメータは、以下の解析では変更する必要はないと判断した。また、Menegotto-Pinto モデルを用いた場合でも、ケース 9 同様、実験で観察されるような杭体の急激な耐力低下と履歴ループ形状は再現できなかった。

そこで、軸鉄筋の座屈を考慮した履歴則を用いて解析を行った。式 (12) 中の座屈長に関するパラメータ L の設定は、本解析では帯鉄筋間隔である 4 [cm] とした。実験後の観察によると、軸鉄筋のはらみ出しは帯鉄筋間隔の 3 倍程度の領域で正弦一波の形状で生じていたが、ここで用いている式は、もともと単鉄筋での座屈実験・解析に基づき算定されたものであるため、帯鉄筋が軸鉄筋の座屈発生・座屈後挙動に与える影響を評価したものではない。そこで、各帯鉄筋を軸鉄筋のはらみ出しに対しては固定端であると考え、 $L = 4$ [cm] と設定した。本解析で用いている要素は、要素の応答量を要素中央の積分点で評価しているため、一旦積分点において座屈が発生したと判定された場合には、図-14 の様に要素内の全ての帯鉄筋間で、各帯鉄筋を節とした一次モードの座

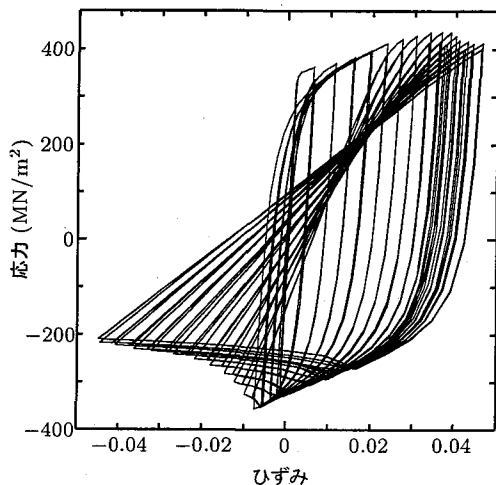


図-16 基部最外縁鉄筋の履歴 (軸鉄筋の座屈を考慮した場合, $\zeta_{c0} = 0$)

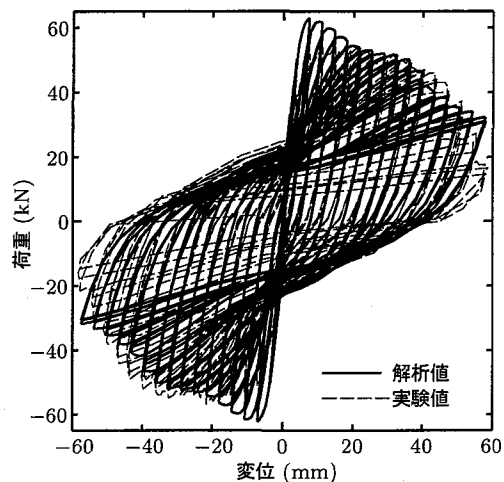


図-18 荷重-変位曲線 (軸鉄筋の座屈を考慮した場合, $\zeta_{c0} = 0.015$), 実線: 解析値, 破線: 実験値

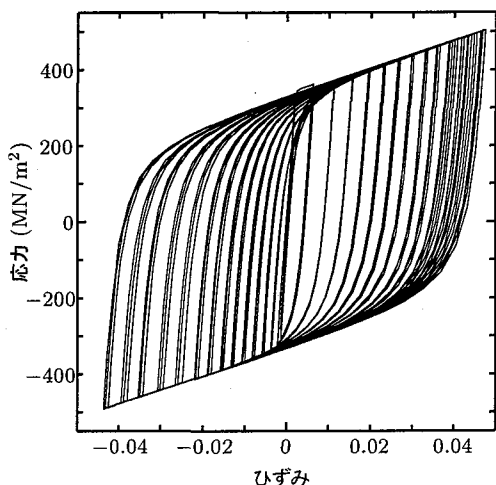


図-17 基部最外縁鉄筋の履歴 (Menegotto-Pinto モデル)

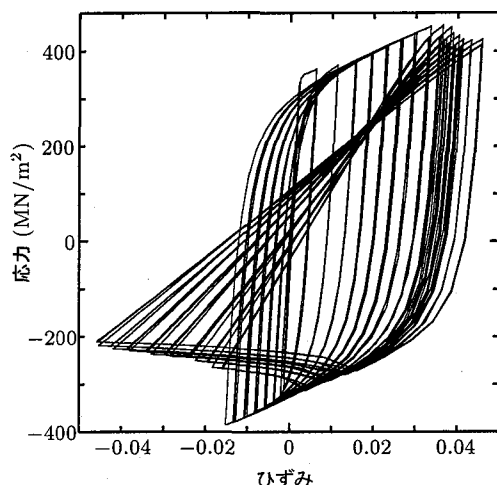


図-19 基部最外縁鉄筋の履歴 (軸鉄筋の座屈を考慮した場合, $\zeta_{c0} = 0.015$)

屈が発生している状態を想定していることになる。

文献^{7),8)}によると, 一般的な帯鉄筋間隔程度の長さを持つ両端固定の単鉄筋が軸方向に圧縮されるとき, 座屈の発生は降伏直後に起こるようである。そこで, 式 (9) において $\zeta_{c0} = 0$ と設定して解析した。ここに, ζ は, 試行錯誤的に $\zeta = 0.03$ と設定した。

載荷点での荷重-変位曲線を 図-15 に示す。軸鉄筋の履歴則に Ramberg-Osgood モデルを用いた 図-9 と比較すると, 荷重の耐力低下域が再現できるようになっている。また, ループ形状も改善され, 再載荷時の荷重が小さくなり, 過大評価をしなくなっている。しかし, 逆に小さくなりすぎており, また, 実験において耐力を保持している領域においても耐力低下が生じている。

そこで, 基部要素での最外縁鉄筋の履歴を見てみたのが 図-16 である。 $5\delta_y$ で軸鉄筋の座屈が発生していることがわかる。そのため, 耐力低下が早く進み, 履歴

ループ形状も実際より小さくなったと考えられる。ここでは, 単鉄筋のみの座屈実験・解析例を参考に $\zeta_{c0} = 0$ を設定したが, 実験では $5\delta_y$ 程度ではかぶりコンクリートが存在していること, また, 実際のはらみ出し形状は帯鉄筋間隔の 3 倍程度で一波となっており, かぶりコンクリートや帯鉄筋によりはらみ出しが抑制されていたことを考えると, 鉄筋が降伏したからといって即座に座屈するとは考えられない。

そこで, Menegotto-Pinto モデルを用いたときの基部要素最外縁鉄筋の履歴 図-17 を参考に, $7\delta_y$ 程度まで座屈が発生しないよう $\zeta_{c0} = 0.015$ として再び解析を試みた。載荷点での荷重-変位曲線を 図-18 に, 基部要素最外縁鉄筋の応力-ひずみ関係を 図-19 に示す。荷重-変位曲線は, 杭基礎の耐力低下域を精度良く追跡しており, 実験で破断が観察された $14\delta_y$ まで精度

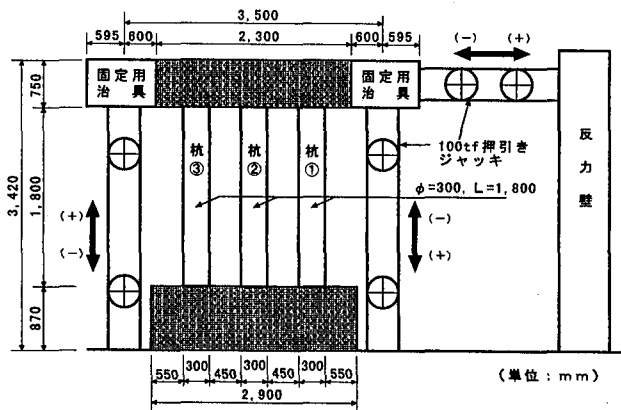


図-20 組杭の繰り返し載荷試験

良く耐力を予測している。また、ループ形状も非常に近くなっていることがわかる。15, 16 δ_y では解析値の方が耐力を大きく評価しているが、これは実験では軸鉄筋の破断が起こったことによるものと考えられる。

ここで仮定した座屈形状は、実験で観察された座屈形状とは異なるものではあるが、軸鉄筋はらみ出し後の挙動を軸鉄筋の履歴則に取り込むことにより杭のポストピーク挙動を評価することができた。

4. 組杭の水平交番載荷試験に関する解析

単杭の解析では、軸鉄筋のはらみ出しをモデル化することにより、耐力低下時の挙動まで追跡することができた。しかし、実際の杭基礎においては、上部構造からの水平荷重、モーメントが作用すると、その構造的な特徴から基礎全体が回転することにより、各杭体の軸力が変動しながら水平荷重に抵抗する。

本解析では、ファイバー要素を用いているため軸力の変動も自動的に考慮される。そこで、組杭の水平交番載荷試験に関して解析を行うことで、軸力変動が生じる杭基礎における適用性を調べる。

組杭の水平交番載荷試験の概要を図-20に示す。詳細は、文献^{9),10)}を参照されたい。ここに、杭配列は3×2本であり、杭長が1800 [mm]、杭径300 [mm]、杭中心間隔は750 [mm]である。杭体は、単杭の水平交番載荷試験の試験体と同一の断面諸元のものである。

試験は、上部フーチング横の水平ジャッキおよび供試体左右の鉛直ジャッキの計3基のジャッキを同時に制御し、鉛直荷重一定のもと、水平力 H とモーメント M を $M/H = 2.5$ [m] 一定の条件を保つようにしながら、変位制御による水平交番載荷を行っている。ここに、1 $\delta_y = 12.5$ [mm] であり、載荷パターンは単杭の水平交番載荷試験と同じである。

材料履歴則およびパラメータは、単杭の水平交番載荷試験の解析で最も精度が良く解析できた判断される、軸鉄筋の座屈を考慮した ($\zeta_{c0} = 0.015$) ものと同様のもの

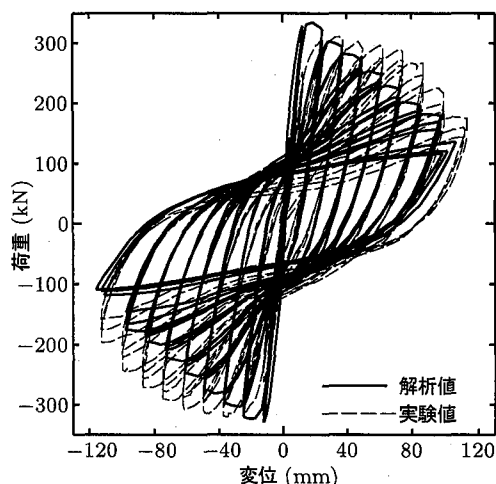


図-21 組杭載荷試験解析による水平荷重-水平変位曲線、実線: 解析値、破線: 実験値

を用いた。ただし、材料試験値は文献⁹⁾の値を用いた。杭体の梁要素 (ファイバー要素) は、断面分割および要素長も単杭の場合と同様に設定した。また、フーチングにも同じ梁要素を用いたが、断面の剛性を高くすることで剛体挙動を確認した。

解析により得られた水平荷重-水平変位曲線と実験結果を図-21に示す。座屈モデルによる解析は、実験を比較的良く再現している。また、解析で得られた9 δ_y での軸鉄筋の損傷状況と、実験時の杭基礎の状況をそれぞれ図-22、写真-2に示す。実験では、杭位置、杭体の向きにより損傷状況が異なっているが、解析においても同様の傾向が再現されている。

以上より、軸力変動が生じる場合においても、本解析のようなモデル化を行うことで、杭基礎の耐力低下時の挙動まで解析できると考えられる。

5. まとめ

本論文では、杭基礎の水平交番載荷試験に対する数値解析を行うことで、杭体を構成する材料の履歴特性が杭基礎の履歴特性にどのような影響を与えるのかを検討した。また、杭基礎の耐力低下を数値的に追跡するために必要な項目を検討した。それらの結果および今後の課題をまとめると以下ようになる。

1. 鉄筋の履歴則、コンクリートの履歴則が、それぞれ、杭基礎の荷重-変位履歴に与える影響を明らかにした。
2. 解析において、かぶりコンクリートには横拘束筋の効果を見込まない方が、実験結果を再現することができる。
3. 軸鉄筋のはらみ出しを考慮することで、梁理論の範囲内で杭基礎のピーク後挙動を数値的に追跡し

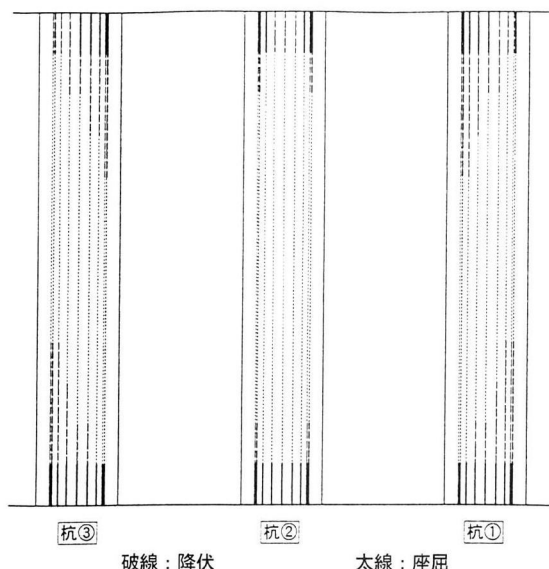


図-22 解析による軸鉄筋の損傷状況 ($9\delta_y$)

得ることを示した。しかしながら、平均応力-平均ひずみ関係を算定するための座屈長の設定、座屈発生 の判定、破断ひずみの設定は、今後の課題である。

4. 軟化型の応力-ひずみ関係を用いる場合に生じる、解析結果の要素寸法依存性の問題は解決できていない。材料試験法とともに検討していく必要がある。

このように、履歴則のパラメータの設定法や数値解析手法としての問題点は含んでいるものの、はらみ出した軸鉄筋の挙動を座屈後挙動でモデル化し、軸鉄筋の応力-ひずみ関係に組み込むことにより、梁理論の範囲内で杭基礎の終局状態までの損傷の進展を追跡し得ることがわかった。

謝辞： 本研究を行うに当たり、山梨大学の中村光助教授、増貝勇教授には、軸鉄筋の座屈に関する研究資料を御提供いただいた。ここに記し謝辞とする。

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) 岡村 甫，前川 宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1991。
- 4) Tagel-din, H. and Meguro, K.: An efficient and simplified technique for nonlinear analysis of structures, 第 24 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.1013-1016, 土木学会, 1997。
- 5) 中村 光，二羽 淳一郎，田辺 忠顕：鉄筋コンクリート柱の終局変位に関する解析的検討，土木学会論文集, 第 420 号 /V-13, pp.115-124, 1990。
- 6) 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ー現状と将来

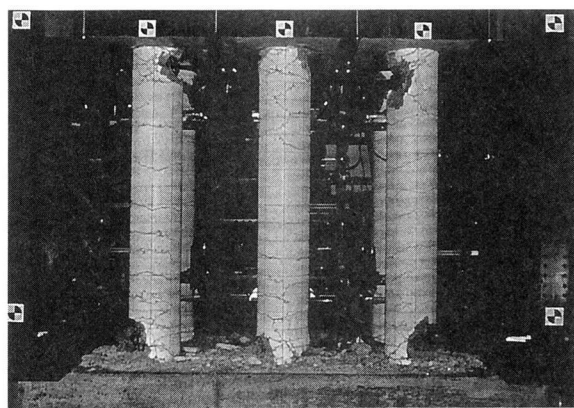


写真-2 実験における杭基礎の損傷状況 ($9\delta_y$)

展望一，concrete engineering series 20, pp.92-95, 土木学会，1997。

- 7) 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ー現状と将来展望一，concrete engineering series 20, pp.98-100, 土木学会，1997。
- 8) 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。
- 9) 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。
- 10) 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。
- 11) 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。
- 12) 富田 佳宏：有限要素法による大変形弾塑性解析の展望，塑性と加工 (日本塑性加工学会誌)，Vol. 36, No. 408, pp.2-9, 1995。
- 13) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver. 5.7, Vol. I, II, III。
- 14) 白石 俊英，田中 良弘，畑 明仁，趙 唯堅：ファイバーモデルによる非線形フレーム解析とその検証，大成建設技術研究所報，第 29 号，pp.119-126, 1996。
- 15) 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。

(1998 年 9 月 18 日 受付)