

## 論文 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

白石俊英\*<sup>1</sup>・田中良弘\*<sup>2</sup>・畑 明仁\*<sup>3</sup>・趙 唯堅\*<sup>4</sup>

要旨：本研究では、ファイバーモデルに基づいた解析手法の検証を目的に、変動軸力を作用させたRC柱部材の曲げ実験を実施するとともに、軸力変動を逐次考慮した実験に対するシミュレーション解析を実施した。実験結果と解析結果との比較検討を行うことにより、解析理論の検証を行った。比較の結果、両者は比較的良い一致を示したが、本研究では構成則に対する検討等を加え、解析結果の一層の精度向上を試みた。

キーワード：非線形動的フレーム解析, ファイバーモデル, 変動軸力

## 1. はじめに

コンクリート構造物の材料非線形性を考慮した弾塑性動的解析が、耐震設計の必須条件となりつつある。特にラーメン橋脚等の柱部材には、地震時の水平動に起因して大きな変動軸力が作用することが報告<sup>[1]</sup>されており、変動軸力が部材の曲げ剛性やせん断耐力に与える影響を逐次考慮した非線形の耐震検討が重要視されている。本研究では、変動軸力の影響をファイバーモデルを用いて逐次考慮する非線形動的フレーム解析プログラムの検証を目的とし、RC曲げ部材に関する検証実験を実施した。本報では検証実験結果とそのシミュレーション解析結果との比較検討により、変動軸力を逐次考慮した解析の妥当性評価、ファイバーモデルに適用する材料構成則に関する検討を行い、ファイバーモデルに残されている課題を明確にすることを試みた。

## 2. 検証実験の概要

検証実験は、下記の項目の確認を主な目的として実施した。

- ①曲げの正負交番荷重によるRC棒部材の非線形挙動
- ②部材に作用する変動軸力がRC棒部材の曲げに関する復元力特性 ( $M \sim \phi$  関係) に及ぼす影響

## 2.1 荷重装置及び荷重方法

実験は図-1に示す荷重装置により、3等分点荷重を行ない純曲げ区間を実験範囲とした。

正負交番曲げ荷重は、支点に対する支間中央の相対変位による変位制御で、アクチュエータを用いて行った。図-2に曲げ荷重パターンを示す。曲げ荷重は、部材の復元力特性を詳細に確認するために、支間中央の変位で $\pm 2\delta y$ までは細かく加力・除荷を繰り返して種々の履歴パターンを再現した。なお、本実験では最外縁の鉄筋降伏時の変位を $\delta y$ と定義した。軸力加力装置は曲げ加力と連動して変動可能な構造とした。交番荷重実験時の軸力は、一定軸力(永久荷重:490kN)からの変動(変動荷重:±294kN)を想定し、曲げ荷重の $\pm P_y$ までの範囲で増減を連動させた。

## 2.2 供試体

供試体は軸力変動の大きいラーメン高架橋脚の1/2縮尺モデル程度を想定し、供試体断面を1辺0.45mの正方形断面とした。供試体長は、せん断破壊の先行を防止するためにせん断支間/

- 
- \*1 大成建設(株)技術研究所 構造研究部土木構造研究室主任研究員 (正会員)
  - \*2 大成建設(株)技術研究所 構造研究部土木構造研究室長 Ph.D (正会員)
  - \*3 大成建設(株)技術研究所 構造研究部土木構造研究室研究員 工修
  - \*4 大成建設(株)技術研究所 構造研究部土木構造研究室客員研究員 工博

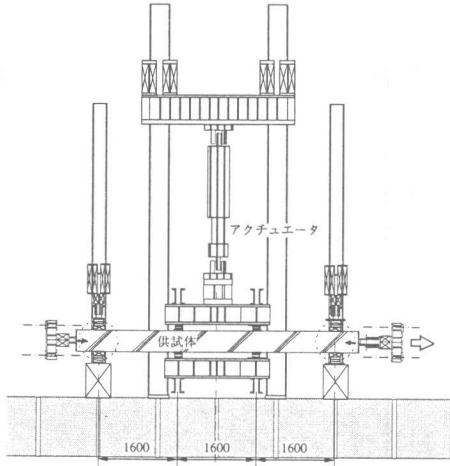


図-1 荷重装置

有効高さの比を4.0とし、支点での掛りを十分にとって5.7 m（支間4.8 m）とした。供試体の配筋は、実ラーメン高架橋脚に本数、鉄筋量を合わせ、軸方向鉄筋の鉄筋径を決定した。帯鉄筋は最小鉄筋量（ $\rho = 0.15\%$ ）を配置した。供試体の曲げせん断区間はせん断破壊防止の目的で十分な帯鉄筋量を配置した。図-3に配筋詳細図を示す。

### 2.3 実験ケース及び測定項目

実験は導入軸力の有・無の2ケースとした。曲げ荷重と対応させて、支点に対する荷重点間の5当分点の各鉛直方向変位、水平変位（供試体側面の荷重点間の3レベルでの0.20 mごとの区間の変形量及び下縁の水平方向変形量）、鉄筋歪分布、支点反力、軸力の実導入力と曲げ変形に伴う偏心量（導入点と支間中央）等の測定を行った。

### 2.4 実験結果及び考察

軸力なしの場合（A-1）と変動軸力のある場合（A-2）の荷重P - 中央変位 $\delta$ の関係を比較して図-4に示す。A-1とA-2の実験結果の比較から、以下の項目が確認できた。

- ・ A-1が紡錘形に近い履歴ループを示すのに対し、軸力の有るA-2は比較的明瞭な逆S字形となる。
- ・ A-2は荷重 - 変位曲線の勾配が大きくなる。（作用する軸圧縮力の影響で曲げ剛性が増大する）
- ・ A-2は軸力を変動させることから曲げ加力の正側と負側でも荷重 - 変位の勾配が明らかに異なる。
- ・ 軸力を導入することで、ひび割れ発生荷重、降伏荷重ともにA-2は増大した。

今回の実験ではA-1で12 $\delta_y$ 、A-2で6 $\delta_y$ の時点で実験を終了した。A-1は実験終了時でも、正負の荷重ともに耐力低下は確認されなかった。A-2は正載荷（下向き）時の2.5 $\delta_y$ 程度で曲げ

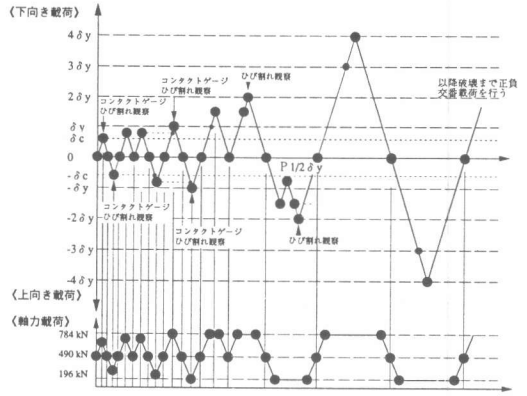


図-2 荷重パターン図（A-2）

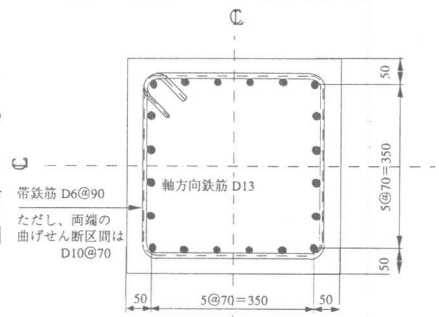


図-3 供試体断面詳細

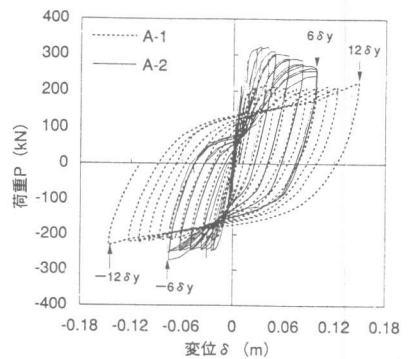


図-4 実験結果（荷重P - 中央変位 $\delta$ ）

荷重が最大値を示した後、 $6\delta y$  で最大荷重の約80%に低下した。A-2の降伏変位時の荷重は最大荷重の80%以上であり、一般に終局変位の判断に用いられる2判断基準を満足した。しかし、曲げ変形による偏心 $e$ と導入軸力 $N$ による偏心モーメント $Me (= N \cdot e)$ の影響の有無を、 $M-\phi$ 関係に比較して示した図-5では、載荷によるモーメント $M_0$ と $Me$ の合計は $6\delta y$ の時点でも降伏変位時以上の荷重を保っており、 $Me$ の影響を考慮すれば、A-2はまだ終局変位に至っていないことになる。

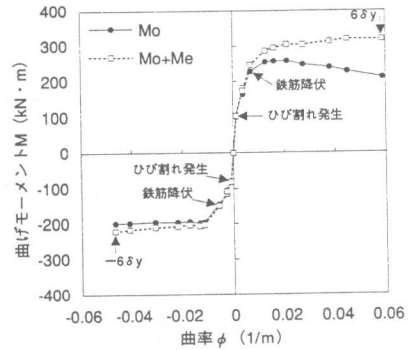


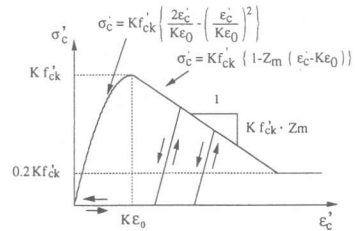
図-5 曲げモーメント\*曲率関係 (A-2)

### 3. シミュレーション解析

#### 3.1 解析モデル及び解析条件

シミュレーション解析はファイバーモデルによる非線形解析により実施した。この手法は曲げが卓越する鉄筋コンクリートのフレーム構造に高い適用性があり、有限要素法とフレーム解析の利点を併せ持った手法である<sup>[1]</sup>。その原理は、断面を微小要素に分割し、内力(軸方向力)と外力のつり合い式から断面のひずみ分布(中立軸位置と曲率)を求め、断面剛性を逐次算定する。このとき断面内のひずみ分布を直線分布と仮定し、各微小要素ごとの応力度は、各微小要素ごとのコンクリート、鉄筋等の材料の構成則(応力-ひずみ関係)及びその時点までの各微小要素のひずみ履歴に応じて決定する。各材料の構成則は任意のものが選定できる。本解析で用いた構成則(図-6)のうち、コンクリートには帯鉄筋の拘束効果を考慮できる修正Kent & Parkの構成則<sup>[2]</sup>を、鉄筋の構成則は繰り返し載荷時のBauschinger効果、ひずみ硬化等を考慮できるMenegotto-Pinto型の構成則<sup>[3]</sup>を用いた。各材料構成則の物性値は、実際の使用材料の材料試験結果から得られた値を用いた。コンクリートは、各載荷実験ごとに材齢を合わせて静弾性係数試験を実施した。シミュレーション解析に用いた各材料の物性値を表-1に示す。解析モデル(図-7)の支持条件はピン・ローラ支持とした。

検証実験に対するシミュレーション解析の曲げ載荷は、実験の載荷パターンに合わせて各ステップごとに強制変位を与えた。変動軸力は載荷ステップ毎に供試体張出し部端部に外力として与え、変形に伴う各断面位置での部材軸との偏心の影響を有限変形解析により $P-\delta$ 効果として考慮した。なお、自重は分布荷重とし

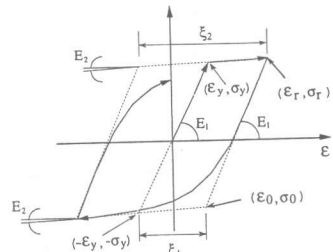


$$Z_m = \frac{0.5}{\frac{3+0.29f_{ck}}{145f_{ck}-1000} + \frac{3}{4}\rho_s\sqrt{\frac{d}{s}} \cdot K_{E0}} \quad (\text{in MPa})$$

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_y}{f_{ck}} \quad \rho_s: \text{帯鉄筋体積比} \quad f_y: \text{帯鉄筋降伏強度}$$

$$E_0 = 0.002 \quad d: \text{コアコンクリート幅} \quad s: \text{帯鉄筋間隔}$$

#### a) 修正Kent & Park則



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

$$e^* = \frac{\epsilon - \epsilon_r}{\epsilon_0 - \epsilon_r} \quad \sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r}$$

$b = E_2 / E_1$  : 移動硬化パラメータ (剛比)

$R = R_0 - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi}$  : Bauschinger効果パラメータ

$\frac{\sigma_a}{\sigma_y} = a_3 \left( \frac{\epsilon_{max}}{\epsilon_y} - a_4 \right)$  : 等方硬化パラメータ

( $R_0 = 20, a_1 = 18.5, a_2 = 0.15, a_3 = 0.01, a_4 = 7$ )

#### b) Menegotto-Pinto則

図-6 材料構成則

表-1 材料物性

コンクリート	A-1	A-2	
圧縮強度 (MPa)	41.1	48.5	
曲げ引張強度 (MPa)	5.2	5.9	
静弾性係数 (MPa)	2.46E+04	2.70E+04	
鉄筋	主鉄筋D13	帯鉄筋D10	帯鉄筋D6
降伏強度 (MPa)	369	355	346
弾性係数 (MPa)	1.81E+05	1.80E+05	1.92E+05

て載荷した。

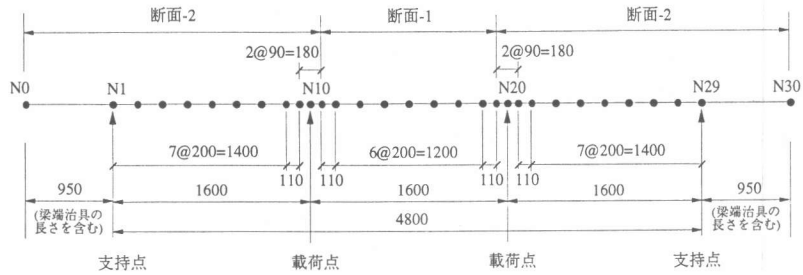


図-7 解析モデル

### 3.2 解析結果及び考察

#### (1) 実験結果と解析結果の比較

検証実験に対する解析結果のうち、図-8にA-1のP- $\delta$ の関係を、図-9にA-2のP- $\delta$ の関係を各々実験結果と比較して示す。図-8のA-1の結果から以下の傾向が得られた。

- ① 実験結果と解析結果のマクロ的な履歴挙動は比較的良く一致した。
- ② 詳細な比較では、実験結果に対して解析結果の方が紡錘形先端付近で勾配に急変部が生じる。
- ③ 交番载荷の解析結果では、降伏変位  $\delta_y$  までの剛性が実験結果と比較して小さい。(図-13に拡大図を示す)
- ④ 実験結果の各繰返し時の荷重は包絡線まで達していないものの、実験結果から推定できる包絡線は単調载荷の解析結果とほぼ一致する。
- ⑤ 交番载荷の解析結果から推定した包絡線は、同一解析手法による単調载荷の解析結果より小さい。
- ⑥ 解析結果は実験結果と比較して、同一変位に対する荷重が15%程度小さい。

A-2に関しては、偏心モーメント  $Me$  の影響を無視した解析(微小変形理論)結果も図-10に示した。図-9及び図-10からA-2に関し以下の傾向が得られた。

- ⑦ 解析でもA-1より強い逆S字形の履歴となる。また、有限変形理論による解析結果は、降伏変位  $\delta_y$  までの剛性、同一変位に対する荷重ともにA-1と比較して実験結果と良く一致した。(図-9)
- ⑧ 微小変形理論による解析結果は、実験結果と大きく異なった。(図-10)
- ⑨ 有限変形理論に基づく解析結果は、変位  $\delta = 0$  付近で変位が増加するにもかかわらず荷重が低下する(くびれた)区間が生じた。(図-9)
- ⑩ 有限変形理論による解析でも降伏後の同一変位に対する荷重が実験結果より若干小さくなる。

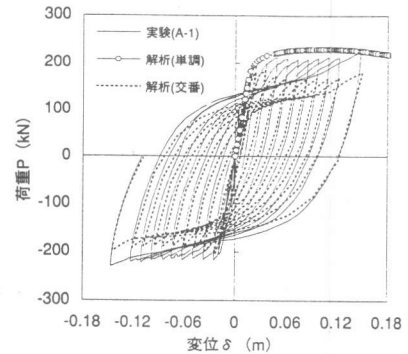


図-8 P- $\delta$ 関係 (A-1)

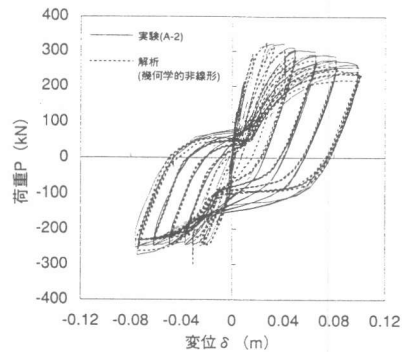


図-9 P- $\delta$ 関係 (A-2)

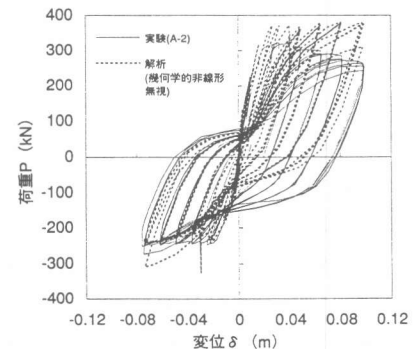


図-10 P- $\delta$ 関係 (A-2:微小変形理論)

## (2) 考 察

上記の比較から得られた傾向のうち、②、⑦及び⑨については実験結果、解析結果ともに逆S字形の傾向を持つ履歴であることから、コンクリート構成則の履歴則に起因すると考えられる。

正負交番荷重を受ける曲げ部材の引張側のひび割れの生じた部分が、荷重反転により圧縮側となったとき、ひび割れが閉じるまでは圧縮鉄筋のみによって圧縮力が受け持たれるため部材の曲げ剛性が小さい。ひび割れが閉じた後はコンクリートも圧縮力を受け持ち剛性が增大するため、荷重-変位関係は逆S字形の履歴を示す<sup>[4]</sup>。以上の点については、解析結果は実験結果を良くシミュレートしている。しかし、コンクリートの負担する圧縮力の考慮方法の差により上記の②、⑦及び⑨の傾向が現れたと考えられる。すなわち、解析のコンクリートの履歴則上はひび割れ発生後の応力-ひずみ関係に圧縮域でも $\sigma_c=0$ の区間が存在する。(図-6,a):鉄筋コンクリート部材が圧縮側から除荷された場合、圧縮応力度 $\sigma_c=0$ の点からコンクリートは引張力を受け持たず、ひずみのみが変化して引張ひずみ域に入る。荷重が反転してひずみが圧縮域まで戻っても、除荷時に圧縮応力度 $\sigma_c=0$ になったひずみまでは、コンクリートは圧縮力を受け持たない)。ところが実際には骨材の接触等により、それ以前にコンクリートは圧縮力を負担するため、解析結果では再載荷時の勾配急変部が生じる。A-2の結果でも同様の理由で荷重が低下する(くびれた)区間が生じた。ただし、軸圧縮力によりひび割れ閉合が早く起きるために、変位 $\delta=0$ 近傍以外では、剛性及び同一変位に対する荷重ともに比較的によく一致したと考えられる。

③の傾向はファイバーモデルでは考慮できないTension stiffening(ひび割れたコンクリートの引張剛性)に、④、⑤、⑥及び⑩はコンクリート及び鉄筋の構成則に起因すると推察される。

以上に示した構成則に関する推論を検証する目的で、A-1の結果に対して以下の解析を実施した。

Case-1: 正負交番荷重の解析による荷重が単調載荷の解析より低下する原因を調べる目的で、負の履歴をなくした解析。(図-11, 12:④及び⑤に対する検証)

Case-2: ひび割れたコンクリートの引張剛性の影響を考慮するために、便宜的に鉄筋の弾性係数を増加させた解析。

(図-13:③に対する検証)

Case-3: 単体鉄筋の挙動とRC部材中の鉄筋の平均的な挙動の違いを考慮するために鉄筋の硬化則を変えた解析。

(図-14:⑥及び⑩に対する検証)

図-11に示すCase-1の片振りの解析結果は、図-8の正負交番荷重の解析結果と比較して単調載荷の解析との差が小さくなる。図-12は圧縮縁のコンクリートのファイバー要素の応力度と荷重点中央の変位の関係比較であるが、正負交番荷重では部材降伏以降の圧縮ひずみ(圧縮応力度)がほとんど進展しないのに対し、片振り載荷では単調載荷とほぼ一致した。

Case-2では下記の理由により鉄筋の弾性係数のみを増加(降伏応力度は一定)させた。鉄筋コンクリートの軸引張部材の最大引張耐力作用時には、ひび割れ貫通部分の鉄筋は降伏応力度に達している。この状態での部材全長の平均ひずみ

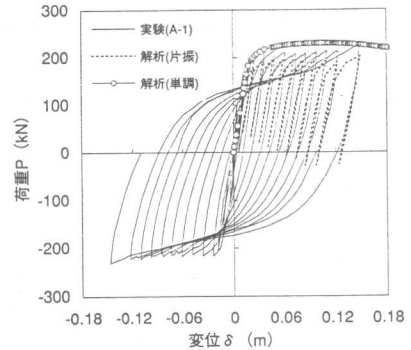


図-11 実験-解析結果比較(Case-1)

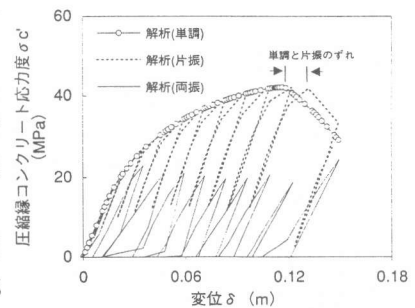


図-12 圧縮縁コンクリート応力比較(Case-1)

は鉄筋の降伏ひずみ以下であることから、鉄筋降伏以降の応力度の増加を無視した場合、鉄筋コンクリート中の鉄筋の平均的な弾性係数は見掛け上増大する。図-13に示した鉄筋の弾性係数を増加させた解析では、部材の初期剛性が向上して降伏変位が実験結果と良く一致した。本検討では鉄筋の弾性係数を30%増加させた場合が最も良く一致したが、本手法を用いる場合には増加させる割合等について今後の検討が必要である。

Case-3は、結果比較の⑥の傾向のように解析結果の荷重が実験結果より低い原因として鉄筋の硬化則に着目した検討である。鉄筋単体は降伏後降伏棚を通過してから硬化に入るが、鉄筋コンクリート中の鉄筋は降伏後すぐに硬化域に入るといふ既往の報告<sup>[5]</sup>もあり、本検証実験からもその傾向が確認された。そこで上記の鉄筋コンクリート中の鉄筋の挙動を鉄筋の等方硬化則により表現した。その結果を図-14に示すが、かなり良い精度で実験結果と解析結果が一致した。

## 5. ま と め

解析の理論検証を目的として実施した実験結果及びその解析結果との比較から、ファイバーモデルに基づいた解析手法により軸力変動、繰返し載荷等を含む場合でも比較的良い精度の解析結果が得られることが確認できた。本報告で得られた結論及びファイバーモデルの適用範囲と解析精度を今後一層向上させるために必要な検討項目を以下に示す。

- 1) 軸力を導入する実験では、曲げ変形と軸力に因る偏心モーメント $M_e$ の影響を部材の終局変位 $\delta u$ の判定に考慮する必要がある。
- 2) 軸力を含む棒部材の非線形解析では、有限変形理論による解析を取り入れる必要がある。
- 3) ひび割れたコンクリートの引張剛性の影響を、鉄筋の初期剛性を割増すことにより考慮することで、解析結果の精度の向上がみられた。割増し率の定量的な判断は、棒部材の軸方向のひび割れ幅、分散等を考慮する必要がある、今後の課題である。
- 4) 鉄筋のひずみ硬化の影響は、鉄筋コンクリート中の鉄筋挙動を考慮したモデル化が必要である。

## 参考文献

- [1] 田中良弘, 福浦尚之, 畑明仁: R C ラーメン高架橋の地震応答解析, 土木学会阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp339 - 346, 1996.1
- [2] Park. R et al.: Reinforced concrete membrt with cyclic loading ,Journal of the STRUCTURAL DIVISION,Proceedings of the American Society of Civil Engineers, pp1341-1360, July 1972
- [3] Ristic. D ,Yamada.Y,Iemura.H,Petrovski.J: Nonlinear behavior and stress-strain based modeling of reinforced concrete structure under earthquake induced bending and varying axial loads, RESEARCH REPORT No.88-ST-01, School of Civil Engineering, Kyoto University, September 1988
- [4] 町田篤彦: 鉄筋コンクリート構造物の耐震設計法に関する研究の現状, 土木学会論文集, 第366号/V-4, pp1-11, 1986.2
- [5] 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, 1991.5

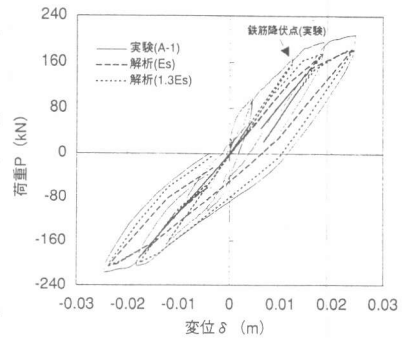


図-13 実験-解析結果比較(Case-2)

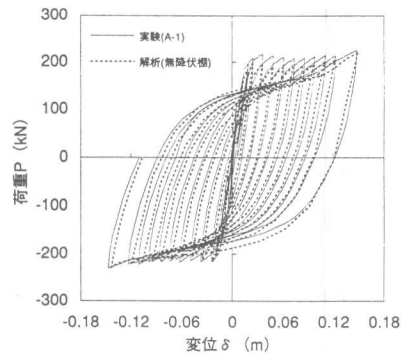


図-14 実験-解析結果比較 (Case-3)