

# 論文 繰返し載荷時の RC 柱部材の性能評価に関する 3 次元 FEM 解析

余 勇\*1・柏崎 隆志\*2・野口 博\*3

**要旨:** 3次元繰返し載荷時の鉄筋コンクリート(以下 RC)部材の有限要素法(以下 FEM)解析手法を確立するため,野口,内田ら<sup>1)</sup>による3次元 FEM 解析プログラムの単調載荷モデルを繰返し載荷モデルに拡張し,さらに,非直交多方向固定ひび割れ座標系モデルを導入し,繰返し載荷時の RC 部材を対象とした3次元 FEM プログラムを開発した。そのプログラムを用いて,曲げ破壊型とせん断破壊型の RC 柱の繰返し載荷時の弾塑性挙動及び耐震性能評価に関して,衣笠,野村らが実施した実験試験体を解析対象とし,単調と繰返し載荷時の解析的検討を行った。

**キーワード:** RC, 3次元 FEM 解析, 繰返し載荷, 柱, 耐震性能評価

## 1. はじめに

野口,小林,桜井ら<sup>2)</sup>により開発されたコンクリート要素,鉄筋要素の応力-ひずみ繰返し履歴,ボンドリンク要素の付着応力-相対すべり繰返し履歴,せん断応力-せん断変形繰返し履歴を配慮した2次元繰返し FEM 解析プログラムを3次元解析プログラムに拡張し,新たに立体多方向非直交固定ひび割れモデルを導入し,RC 柱部材の応力伝達機構や破壊機構の解明,さらには性能評価に役立てることを目的とする。

## 2. コンクリートモデルの概要

コンクリートは8節点アイソパラメトリック六面体要素で表現した。

### 2.1 繰返しルール

本解析では,各主軸方向の応力と等価1軸ひずみの関係は既往の実験的研究でのコンクリートの繰返し挙動に関する知見と長沼ら<sup>3)</sup>のモデルを参考にした。応力-ひずみ関係の圧縮・引張両応力域での履歴と,圧縮・引張間の相互関係の履歴を以下に説明する。

圧縮領域の履歴ルールを図1に示す。履歴は  $O \rightarrow E \rightarrow C \rightarrow D \rightarrow P \rightarrow C \rightarrow X$  の順に繰返す。図1

では,E点は除荷点,Cは除荷・再載荷の共通点( $\epsilon_c = 5/6 \epsilon_E$ ),D点は除荷履歴の剛性変化点( $\epsilon_D = 1/2 \epsilon_E$ ),P点は圧縮残留ひずみ点で,Karsan と Jirsa<sup>4)</sup>による提案式で計算する。M点は最大応力点である。EDの剛性は長沼,大久保式<sup>3)</sup>より計算する。除荷曲線DPは二次曲線で,再載荷曲線PXは直線である。圧縮領域の履歴包絡線OMは,普通強度コンクリートの場合,Saenzの曲線式<sup>5)</sup>を用い,高強度コンクリートの場合 Fafitis-Shahの曲線式<sup>6)</sup>を用いる。

引張領域における履歴ルールを図2に示す。T点はひび割れ点,F点は除荷点,H点は引張残留ひずみ点,J点は圧縮剛性復活点である(J点は長沼式により計算する)。ひび割れ前はコンクリートの初期剛性を持つ直線モデルを用い,ひび割れ発生後は,Tension Stiffening 効果を考慮して徐々に応力が減少する白井モデル<sup>7)</sup>を用いる。除荷点Fと引張残留ひずみ点Hの間は直線モデルで,H点から圧縮剛性復活点Jまでは対数曲線モデルを用いる。

### 2.2 コンクリートの損傷モデル

Darwin と Pecknold<sup>8)</sup>の等価1軸ひずみに基づく直交異方性垂弾性モデルを用いる。コンクリ

\*1 千葉大学大学院 自然科学研究科博士後期課程 工修(正会員)

\*2 千葉大学 工学部デザイン工学科(建築系)助手 工修(正会員)

\*3 千葉大学 工学部デザイン工学科(建築系)教授 工博(正会員)

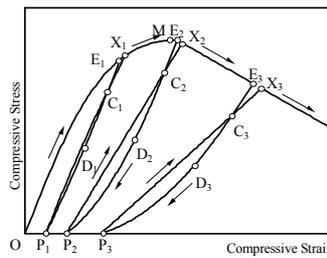


図1 コンクリートの圧縮領域の履歴ルール

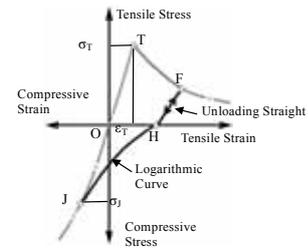
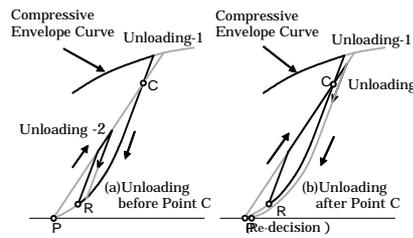


図2 コンクリートの引張領域の履歴ルール

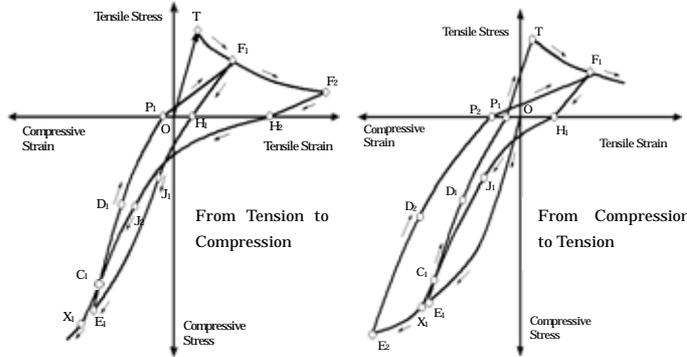


図4 ひび割れモデル

図3 コンクリートの引張-圧縮領域の履歴ルール

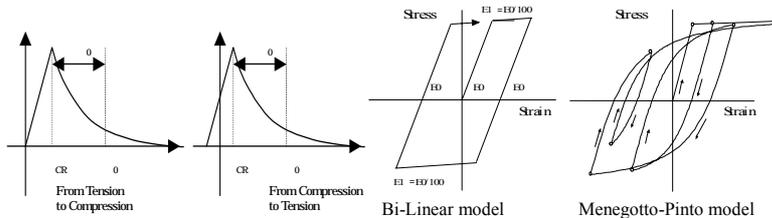


図5 ひび割れ発生の判断

図6 鉄筋の履歴ルール

図7 ボンドリンクの履歴ルール

ートの破壊条件については、Willam と Warnke ら<sup>9)</sup>の 5 パラメータモデルを用い、Murray らが求めた破壊曲面の諸数値を用いている。ひび割れたコンクリート要素の非線形挙動の特徴について、付着によるひび割れ直交方向の引張剛性については、図 2 に示すように白井式を用い、ひび割れ面に沿ったせん断剛性は前川が提案したモデル<sup>10)</sup>を用いた。さらに、ひび割れ平行方向の圧縮強度は、ひび割れ幅（引張ひずみ）とコンクリートの一軸圧縮強度をパラメータとして強度低下を考慮した野口・飯塚式<sup>11)</sup>を用いた。なお、除荷・再載荷時の履歴形状に関しては図 3 に示す長沼の提案式を用いた。

### 2.3 ひび割れモデル

既往の分布ひび割れモデルの代表的なものに、回転ひび割れモデル、直交固定ひび割れモデル、非直交固定ひび割れモデルなどがある。

回転ひび割れモデルは、主軸の回転を許容す

るため、主応力がコンクリートの引張強度に達した時に、ひび割れ座標がステップ毎に異なり、従って、常にコンクリートのひび割れしやすい方向にひび割れが発生する。しかし、実際の RC 部材では、1 箇所には多くても 2、3 本のひび割れしか発生しないので、回転ひび割れモデルを用いた FEM 解析では、実際の RC 部材の挙動より耐力と剛性は低い結果になることが多い。

本研究では、筆者らの 3 次元 FEM 解析プログラムに、図 4 に示すように、増分解析原理に従って直交固定ひび割れモデルと非直交固定ひび割れモデルを導入した。固定ひび割れモデルの主軸は、ひび割れ前においては主ひずみ方向とし、この方向はモールの応力円から荷重ステップ毎に求める。ひび割れが生じるとその時点での主軸方向を保持し、その後は主ひずみ軸の回転が主軸に対して 90 度（直交）までひび割れの発生を許容しない直交固定ひび割れモデルと主ひずみ軸の回転が主軸に

対して 90 度以下でもひび割れの発生を許容する非直交固定ひび割れモデルがある。直交固定ひび割れモデルでは、ひび割れ発生後、ひび割れ座標系の数を 1 つに固定すればよい。なお、新たなひび割れの発生を判断する条件は、長沼、米澤<sup>12)</sup>および前川ら<sup>13)</sup>の非直交多方向固定ひび割れモデルを参考とし、解析の連続性を保持できるように決定した。ただし、図 5 に示すように、ひび割れの判断基準であるひび割れ座標系（前ステップ）における現ステップのひずみ  $\epsilon_0$  の計算は、引張先行の場合には、現ステップの引張ひずみ  $\epsilon_0$  からコンクリートの引張強度時ひずみ  $\epsilon_{CR}$  を除いた値を、また圧縮先行の場合には、現ステップの引張ひずみ  $\epsilon_0$  から負方向にシフトした引張強度時ひずみ  $\epsilon_{CR}'$ （除荷履歴ルールで算定する）を除いた値を、それぞれ採用した。

### 3. 鉄筋モデルとボンドリンクモデルの概要

鉄筋要素に関しては、図 6 に示すように、Bi-Linear モデルと Ciampi らが提案した繰り返し載荷時のバウシinger 効果を考慮した曲線型モデル(修正 Menegotto-Pinto モデル)を導入した。

ボンドリンク要素は、図 7 に示すように、森田、角らが提案した多直線モデルを用いる。

## 4. RC 柱部材の性能評価

### 4.1 試験体概要

解析対象とした試験体は、衣笠、野村ら<sup>14)</sup>による実験試験体 A,B,C の 3 体である。試験体形状および配筋詳細、解析で用いた A 試験体の有限要素分割と境界条件を図 8 に示す。実験では、A,C 試験体はせん断耐力が曲げ耐力に対して十分大きくなるように設計され、B 試験体の横補強筋比は 0.19% であり、せん断耐力と曲げ耐力がほぼ同じように設計されている。3 試験体ともシアスパン比は 2.5、部材断面寸法は 20cm × 20cm である。各試験体の材料特性を表 1 に示す。A,B 試験体では、軸力を与えずに水平方向単調載荷及び繰り返し載荷で、C 試験体では、軸力比 0.15

表 1 実験試験体の材料特性

材料種類	試験体	材料特性			
		圧縮強度 (MPa)	圧縮強度時ひずみ	ヤング係数 (GPa)	引張強度 (MPa)
コンクリート	試験体 A	32.2	$2.57 \times 10^{-1}$	25.7	2.67
	試験体 B	28.1	$2.13 \times 10^{-1}$	27.4	2.91
	試験体 C	30.4	$2.57 \times 10^{-1}$	26.1	2.73
鉄筋	試験体 A	鉄筋種類	降伏強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	断面積 (cm <sup>2</sup> )
		6φ	344	204	0.28
		D10	349	202	0.71
	試験体 B	6φ	344	204	0.28
		D16	349	179	1.99
		6φ	353	2.05	0.28
	試験体 C	D10	480	2.05	0.71
		D13	431	2.05	1.27

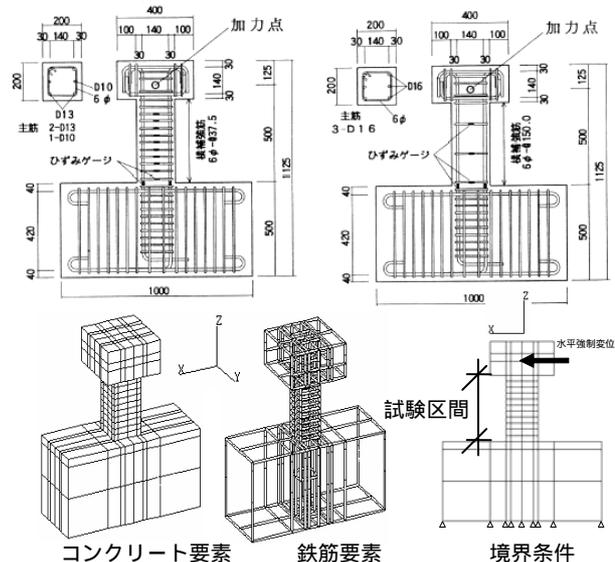


図 8 実験、解析試験体概要

の定軸力 N を作用させた状態で水平方向単調載荷及び繰り返し載荷を変位制御で行った。

### 4.2 荷重-変形角関係

図 9 に示すように、各試験体とも、解析結果の荷重 - 変形関係の初期剛性、耐力などが実験結果と良く対応している。荷重 - 変形履歴形状について、概ねに実験と対応したが、あるループでは、ひび割れ面せん断応力が過小あるいは過大に評価されることから、軸力の無いときに除荷時(第 2,4 象限)の履歴が実験と異なる結果となった。解析でも、図 11、12 に示すように、主筋が降伏した後、変形が進むとともに、柱脚部のコンクリートの圧壊によって耐力低下が始

まった。実験で観測できた耐力低下によるスリップ域の拡大する現象が解析でも観測できた。

### 4.3 部材全体の变形能力

図 10 に曲げ破壊型試験体 A の単調載荷時、および繰り返し載荷時の横方向ひずみ増大状況を示す。曲げ破壊型試験体 A について、単調載荷時の解析と繰り返し載荷時の解析での横方向変形（試験体の膨張）状況を比較すると、同変位では、繰り返し解析の方はせん断変形が顕著である。これは、繰り返し載荷時、反転載荷によって引張側から圧縮側となったコンクリートのひび割れ閉鎖、および圧縮側から引張側となったコンクリートのひび割れ再発生は、ひび割れ面に沿うせん断ずれなどの影響で、元の状態で行わないことから、同じ変位でもその前の状態を再現できない（エラーが発生する）現象が原因であると考えられる。

この原因で、実験、解析とも単調では、非常に良い水平変形能力を示すが、繰り返し載荷時の耐力は、単調より早く低下することになる。せん断破壊型試験体 B でも同様な現象が見られる。これは、衣笠 野村ら<sup>15)</sup> が指摘したように、抵抗機構の再形成エラーは正負繰り返し載荷時には、単調載荷時抵抗機構が再形成される過程において増加し、再形成の度に蓄積されることが原因であると考えられる。

### 4.4 破壊性状

#### (1) 破壊過程

試験区間の正負両側の最大耐力時の応力状況を図 11 に示す。曲げ破壊型試験体 A の最大耐力時の変形状況と応力状態から、補強筋の降伏も確認したが、実験と同様にヒンジ部のコンクリ

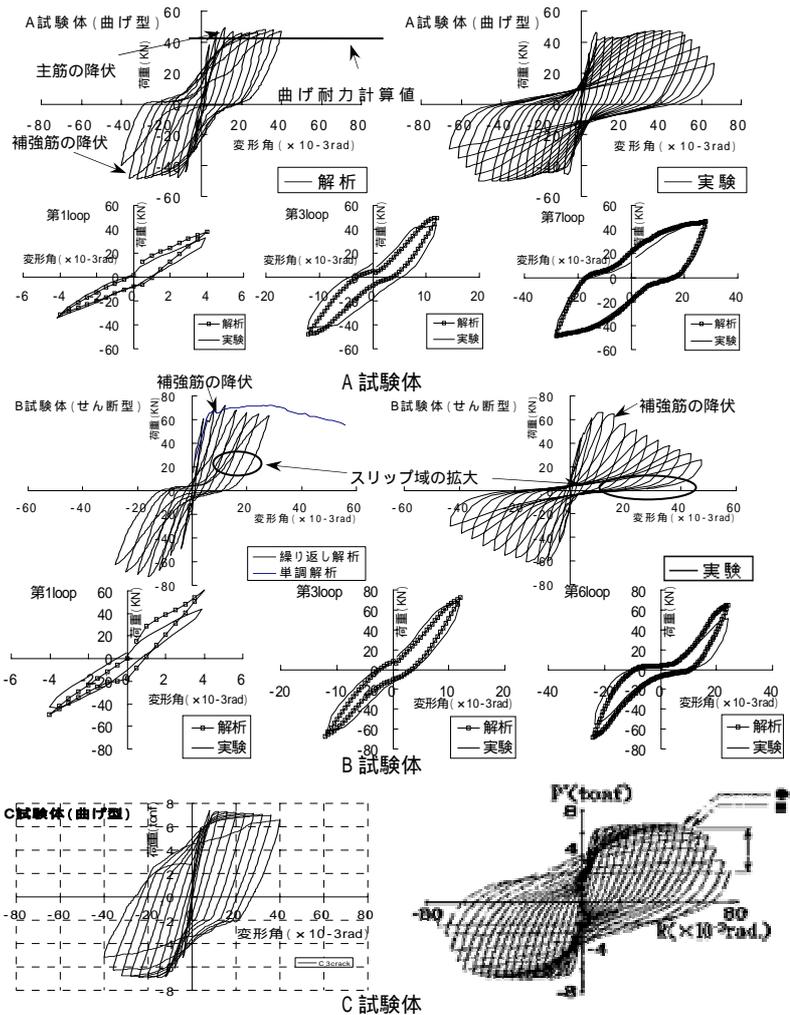


図 9 解析結果の荷重-変形角関係

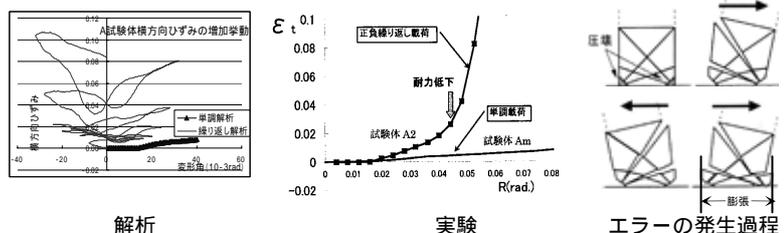


図 10 試験体 A 横方向ひずみ-変形角関係

ートの圧壊によって耐力が低下したと判断できる。主筋降伏後、 $38 \times 10^{-3}$  rad の変形角で、横補強筋の降伏が発生し、耐力の低下が始まった。せん断破壊型試験体 B については、実験、解析ともに、主筋降伏後、横補強筋の降伏によって耐力の低下が開始した。但し、解析において、横補強筋の降伏は、実験よりやや早い結果となった。

#### (2) 部材内部の変形状況

試験区間の最大耐力時の変形状況を図 12 に示

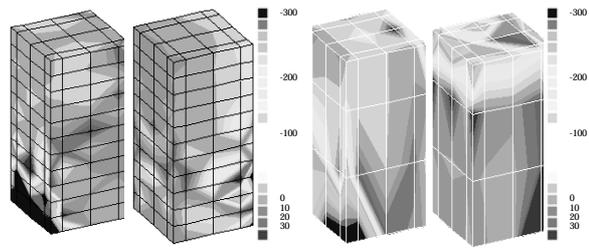
す。曲げ破壊型試験体 A については、最初の段階では、コンクリートおよび鉄筋の変形状況が純曲げに近い変形を示したが、変形が進み、主筋降伏後、せん断変形が徐々に顕著になった。最後に、柱脚部分の横補強筋の降伏とコンクリートの圧壊が発生し、部材の耐力の低下が始まる。せん断破壊型試験体 B では、最初に、コンクリートおよび鉄筋の変形状況が純曲げに近い変形を示したが、変形が進み、主筋降伏後、横補強筋は第 3 ループで降伏した。その後、せん断変形が非常に顕著になり、部材が耐力を保持し続けることができなくなった。柱の横補強筋の引張りずみがかかなり進み、その周辺のコンクリートの圧壊も見られ、部材耐力の急激な低下が発生した。内部コンクリートと鉄筋の変形状況から、曲げ降伏後のせん断破壊型の経緯の追跡ができたと思う。

また、せん断破壊型試験体 B の横補強筋が、面外に膨らんでいることがわかる。その現象は、本来、曲げ能力を持つ鉄筋の実際の変形挙動と同様な傾向を示したと見られ、曲げ能力のないトラス要素を用いても、本解析より要素分割を細かくすることによって、横補強筋で拘束効果のある程度再現できると考えられる。

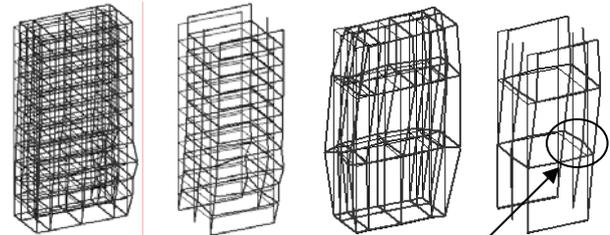
### (3) 内部せん断変形成分

試験体の中央部のせん断ずれ状況が図 13 のように想定される。衣笠らの実験では、1. 繰り返し載荷時には逆方向載荷直後の低荷重域に一時的にせん断剛性の低下したいわゆるスリップ域が生じること、2. スリップ域でのせん断変形  $S_a$  とせん断変形  $S_b$  が大きく異なることが観測された。

図 14 に単調および繰り返し載荷時の試験体の中央部分と両側部分のせん断変形を示す。解析では、衣笠らの実験で行った内部せん断変形成分の検討を内部節点の平均変位から検討した。試験体の両側部と中心部の節点の水平変位を取出し、平均化して  $S_a$  と  $S_b$  とする。解析でも曲げ破壊型試験体 A せん断破壊型試験体 B とともに、



試験体 A 試験体 B  
図 11 正負側最大耐力時の最小応力状況



試験体 A 試験体 B 面外への変形  
コンクリート 鉄筋 倍率:5 コンクリート 鉄筋

図 12 正側最大耐力時の試験体変形状況

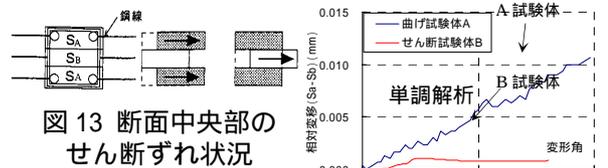


図 13 断面中央部のせん断ずれ状況

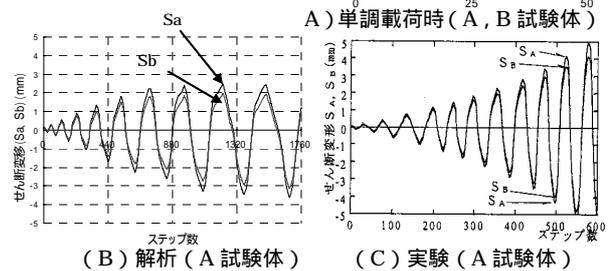


図 14 試験体せん断変位成分

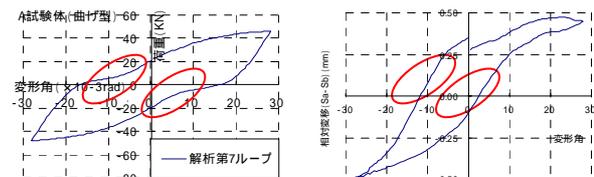


図 15 荷重 - 変形角関係および  
相対変位 ( $S_a - S_b$ ) - 変形角関係の対応

中央部のせん断ずれ状況を再現できたと考える。図 15 から、曲げ破壊型試験体 A のスリップ領域での挙動はコンクリートのひび割れ面でのせん断ずれと  $S_a$  領域、 $S_b$  領域のずれと対応していることがわかる。

解析において、実験研究で示していないせん断破壊型試験体 B のせん断変形成分の分析を行った結果から以下のことがわかった。

まず、A 試験体より B 試験体の相対変形量 ( $S_a-S_b$ ) が少ない原因としては、横補強筋が降伏したことである。図 14 (A) のように、B 試験体では、横補強筋が降伏する前には、 $S_a$  と  $S_b$  の差の傾きが大きく、横補強筋が降伏後、 $S_a$  と  $S_b$  の差がほぼ一定値である。一方、補強筋が降伏しない試験体 A では、 $S_a$  と  $S_b$  の差の傾きがほぼ一定であり、変位とともに増大していく。このことから、 $S_a$  と  $S_b$  の差はせん断補強筋の降伏状況と関連していることがわかる。

また、両試験体の単調載荷試験体と繰り返し載荷試験体を比較すると、単調載荷の場合、 $S_a$  と  $S_b$  の差の絶対値が非常に小さく、これは衣笠らが主張した「たわみだし歪 T は繰り返し載荷時のスリップ域において増加そして蓄積され、ついにはこれが非常に大きくなり耐力低下に至る」と対応したと考える。ただし、解析では、 $S_a$ 、 $S_b$  の値は実験より大きい。それは解析において、鉄筋要素はトラス要素を用いているため、実際の鉄筋の曲げ能力によるコンクリートへの拘束は解析では充分再現できず、実験よりコンクリートの変形量が大きいためであると考えられる。それも実験より解析における横補強筋の降伏と耐力低下が早い原因であると考えられる。

## 5. まとめ

3次元繰り返し FEM 解析ツールを用いて、RC 柱部材の性能耐震評価を行い、試験体の荷重-変形角関係、変形能力、破壊性状について以下のような結果が得られた。

解析での荷重-変形角関係、履歴ループ形状、破壊状況などが概ね実験と対応している。

単調載荷時と繰り返し載荷時の変形能力の差はひび割れ発生、再発生時のエラーによるものと明らかにした。

試験体の中心部のせん断ずれ ( $S_b$ ) と両側部のせん断ずれ ( $S_a$ ) と部材スリップ域の挙動の関連性を確認ができた。また、そのせん断成分差 ( $S_a-S_b$ ) の発生、進行は試験体の破壊性状(横

補強筋の降伏状況) に強く関連することを解析によって明らかにした。

## 謝辞

本研究を行うにあたり、貴重な実験データをいただいた東京理科大学助教授・衣笠秀行博士に、深く感謝の意を表します。

本研究は、日本学術振興会科学研究費補助金・基盤研究(B)(2)(課題番号:14350293, 研究代表者:野口博)により行われた。

## 参考文献

- 1) 内田和弘, 野口博: 梁貫通型接合部を有する RC 梁 S 構造 2 層 2 スパン架構の力学的挙動に関する解析的研究, AIJ 構造系論文集, 第 514 号, pp.207-214, 1998.12
- 2) 櫻井輝雄, 柏崎隆志, 野口博: 繰返し荷重を受ける RC 面材に関する非線形 FEM 解析モデルの開発, JCI 年次論文報告集, Vol. 24, No. 2, pp.139-144, 2002
- 3) 長沼一洋, 大久保雅章: 繰返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル, AIJ 構造系論文集, 第 536 号, pp.135-142, 2000.10
- 4) Karsan, J.D. and Jirsa, J.O.: Behavior of Concrete Under Compressive Loadings, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.95, No.ST12, pp.2543-2563, Dec.1969
- 5) Saenz, L.P.: Discussion of "Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete" by Desayi and Krishnan, Proc. of ACI, Vol.61, No.9, pp.1229-1235, 1964
- 6) Fafitis, F. and Shah, S., P., "Lateral Reinforcement for High Strength Concrete Columns," ACI Journal, pp.213-232, 1985
- 7) 佐藤稔雄, 白井伸明: 鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する研究(その6)(その7), AIJ 大会学術講演梗概集, pp.1615-1618, 1978.9
- 8) Darwin, D., and Pecknold, D.A.W.: Inelastic Model for Cyclic Biaxial Loading of Reinforced Concrete, A Report on A Research Project Sponsored by the NSF, Univ.of Illinois, July 1974.
- 9) Willam, K.J., and Warnke, E.P.: Constitutive Model for the Triaxial Behaviour of Concrete, IABSE Seminar on 'Concrete Structures subjected to Triaxial Stresses', Bergamo, Italy, 1974, Proceedings, Vol.19, pp1-31, 1975.
- 10) 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
- 11) 飯塚崇文, 野口博: 普通強度から高強度までの材料を用いた鉄筋コンクリートの構成則と有限要素解析に関する研究, JCI 年次論文報告集, Vol.14, No.2: pp.9-14, 1992
- 12) 長沼一洋, 米澤健次: RC 構造部材の三次元繰返し FEM 解析の精度向上, AIJ 大会学術講演梗概集, B-2, pp.428-429, 2003
- 13) 前川宏一, 福浦尚之: 非直交する独立 4 方向ひび割れ群を有する平面 RC 要素の空間平均化構成則, 土木学会論文集, No.634/V-45, pp.177-195, 1999.11
- 14) 衣笠秀行 野村設郎: 曲げ降伏後の大変形繰り返し載荷を受ける RC 梁部材のスリップ域における横方向ひずみ蓄積により発生する破壊メカニズム, 日本建築学会構造系論文集, 第 538 号, pp147 -153, 2000.12
- 15) 衣笠秀行: 正負繰り返し載荷時によって引き起こされる破壊のメカニズム, JCI 塑性域の繰り返し耐力劣化と耐震性能研究委員会報告書, pp12-19, 2004.9