

論 文

[2097] ファイバーモデルによる RC 短柱と十字型部分骨組の解析

鈴木紀雄^{*1}・井上範夫^{*2}・森川博司^{*3}

1.はじめに

既往のRCフレームの弾塑性解析で多用されてきた材端弾塑性バネモデルなどでは、実験式などによって復元力特性を予測しておく必要がある。しかし、例えば、高強度材料を用いた部材の降伏点剛性の実験値が菅野式から外れることが多いという指摘もあるように[1]、適用範囲を越えた部材に実験式を使用すると問題が生じることがある。

材端弾塑性バネモデル以外の弾塑性解析モデルの一つとして、ファイバーモデルがあげられる。このモデルには、部材寸法や配筋、及び材料の1軸の応力-歪関係（「 $\sigma-\varepsilon$ 関係」）が与えられれば、部材の弾塑性挙動を求めることができるという特徴がある。これまでファイバーモデルは主に柱部材に使われてきたが、梁部材にも適用することにより、実験データ等から復元力特性を予測することが難しい部材から成るフレームの解析も可能になると考えられる。

ただし、ファイバーモデルは基本的には曲げ変形を扱うものなので、シアスパン比が小さくせん断変形を無視できない部材や、定着部からの主筋の抜け出しによる変形量が大きい部材に適用した場合には、変形を過小に評価してしまうという問題がある。これらを厳密に考慮した解析も可能であろうが、フレーム解析を行うには、計算時間等の都合から簡易なモデルが望ましい。

本論では、新たに開発したせん断変形と主筋の抜け出しを簡略な方法で考慮できるファイバーモデルの概要と、これを適用したRC短柱、及び十字型部分骨組試験体の解析について述べる。

2. 解析方法

2.1 曲げ変形の算定法

曲げ理論に従えば、曲げせん断力を受ける部材の部材長に沿った曲率の分布は、断面のM- ϕ 関係に相似なはずである。しかし、実際には、理論的な曲率よりも大きい曲率を仮定しないと、変形を過小評価してしまうことが指摘されている。また、危険断面近傍では、曲率がほぼ一定のヒンジ領域が現れると言われている[2]。そこで、本モデルでは、曲げ変形を算定するための曲

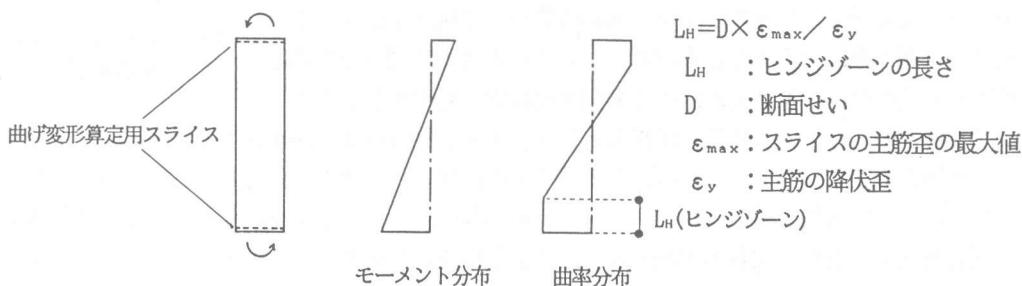


図-1 曲げ変形による曲率分布の仮定

*1 鹿島小堀研究室主任研究員、工博（正会員）

*2 東北大学助教授 工学部建築学科、工博（正会員）

*3 鹿島情報システム部開発課課長（正会員）

率分布を図-1のように仮定する。まず、部材の両端に設定した断面でモーメントに対応した曲率を求める。以後、曲率を算定する断面を「スライス」[3]、ここで設定するスライスを「曲げ変形算定用スライス」と呼ぶ。スライスからある長さの領域（「ヒンジ領域」）では曲率一定とする。この領域の長さは、スライスにおける主筋の歪の最大値に比例して増大し、いずれかの主筋が降伏したときに部材のせいに等しくなって、以後は一定の値をとるものと仮定する。また、ヒンジ領域から内側では、曲率は直線分布すると仮定する。

2.2 材料の応力-歪関係のモデル

コンクリートの圧縮側の $\sigma-\varepsilon$ 関係のスケルトンは、野口らのモデル[4]を基本に設定する（図-2）。すなわち、最大強度まではFafitis-Shahの式で表し、それ以後は2次曲線で歪軟化した後、最大強度の20%を保持すると仮定する。強度と靱性に対しては、横補強筋による拘束効果を考慮する。野口らの提案では、補強筋の形状に拘らず、Kupferによる2軸圧縮強度と、簡略化したOttosenによる3軸圧縮強度の小さい方が最大強度として採用されているが、本解析では、円形補強筋の場合には3軸圧縮強度を採用する。引張りについては、引張り強度までは線形で、それ以後はテンションスティフニングを考慮する。

鉄筋の $\sigma-\varepsilon$ 関係は、応力が歪の関係として陽に表現され、Baushinger効果や歪硬化を表すことのできるFilippouのモデル[5]とした（図-3）。

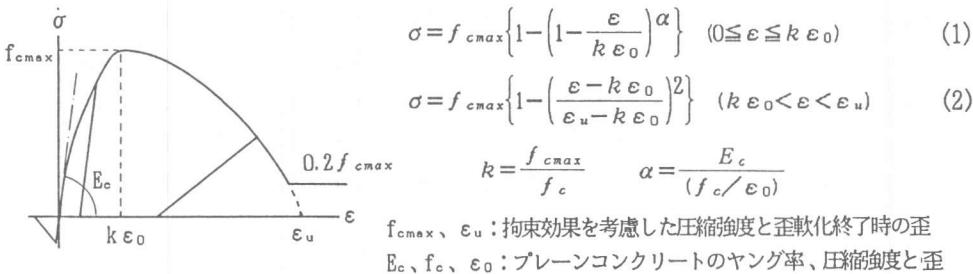


図-2 コンクリートの $\sigma-\varepsilon$ 関係モデル

2.3 せん断変形の算定法

せん断変形を表すために、せん断力-せん断変形角関係（「 $\tau-\gamma$ 関係」）を表す弾塑性バネを挿入するが、このバネの特性は、部材の形状や配筋、材料の特性のみから設定できることが望ましい。

そこで、文献[6]を参考に、トラス機構に基づいて図-4に示すような $\tau-\gamma$ 関係を設定する方法を考案した。この方法では簡単のため、曲げとせん断の連成、及びせん断の2方向連成はないものとし、さらに曲げ変形を除くために主筋量は無限大とした。 $\tau-\gamma$ 関係の算定法は以下による。

a. $\tau-\gamma$ 関係の第2折れ点（ひび割れ発生終了）強度は、平均せん断応力と平均軸応力 σ_0 の組み合わせによる引張り主応力がコンクリートの引張り強度 f_t に達する時の値とする。このときの、せん断応力度 τ_{cr} とひび割れの方向 θ は、次のように求められる。

$$\tau_{cr} = \sqrt{f_t (f_t + \sigma_0)} \quad 2\theta = \tan^{-1}(2\tau_{cr}/\sigma_0) \quad (3)$$

b. 第1折れ点（ひび割れ発生開始）強度は、断面内のせん断応力度が一様でないことを考慮して、

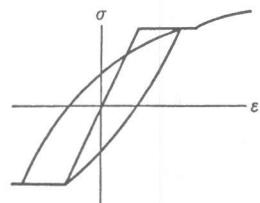


図-3 鉄筋の $\sigma-\varepsilon$ 関係モデル

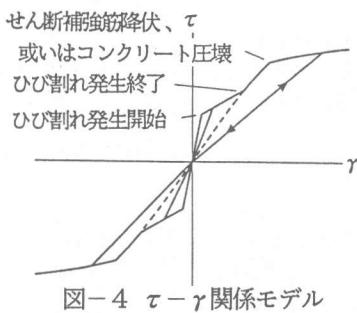


図-4 τ - γ 関係モデル

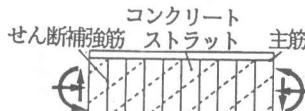


図-5 ト拉斯機構

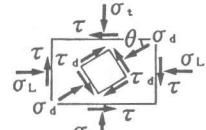


図-6 応力の釣合

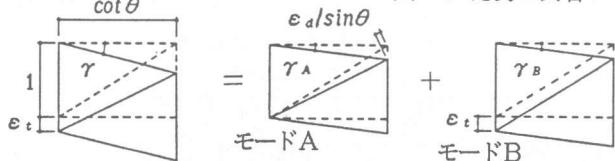


図-7 変形モードの分離

第2折れ点の $1/\kappa$ ($\kappa > 1$)とする。

c. 第2折れ点以降は、図-5のようなト拉斯機構が形成されると仮定するが、ひび割れ面でのせん断伝達を考えて、ひび割れ平行方向に弾性時の β 倍 ($0 \leq \beta \leq 1$)のせん断剛性を与える。図-6のような微小要素を取り出すと、力の釣合は次式となる。

$$\sigma_L = \sigma_d \cos^2 \theta + \tau_d \sin 2\theta \quad \sigma_t = \sigma_d \sin^2 \theta - \tau_d \sin 2\theta \quad 2\tau = \sigma_d \sin 2\theta - 2\tau_d \cos 2\theta \quad (4)$$

また、図-7のように、変形をせん断強筋の長さが変わらない変形（モードA）と、コンクリートストラットの長さが変わらない変形（モードB）の2つのモードに分解する。変形の適合条件は次式となる。

$$2\epsilon_d = \gamma_A \sin 2\theta \quad \epsilon_t = \gamma_B \cot \theta \quad \gamma_d = -\gamma_A \cos 2\theta + \gamma_B \quad (5)$$

せん断強筋の $\sigma - \epsilon$ 関係はバイリニア型とし、コンクリートの $\sigma - \epsilon$ 関係は曲げ解析に用いたものと同じとする。

d. $\tau - \gamma$ 関係の繰り返しルールは原点指向型とする。

2.4 主筋の抜け出しによる変形の考慮法

主筋1本の引張り力-抜け出し量関係（「p-s関係」）は、局所的な付着特性を弾塑性バネでモデル化したFEM解析より、図-8のように算定できる[7]。本モデルでは、この抜け出し量が、曲げ変形算定用スライス位置と、直交部材の主筋位置の間（距離L）における一様な伸びにより生じたものと仮定する。このために、直交する部材の主筋位置にも曲げ変形算定用スライスと同じ形状のスライス（「抜け出し算定用スライス」）を設定し、主筋要素の復元力特性をp-s関係に相似なものとする。ただし、応力はpを主筋断面積で除したもの、歪はsをLで除したものし、抜け出し算定用と曲げ変形算定用の2つのスライス間では曲率は一定とする（図-9）。

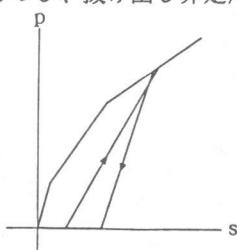


図-8 p-s 関係モデル

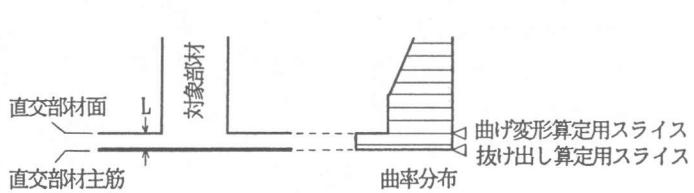


図-9 主筋の抜け出しによる変形の算定

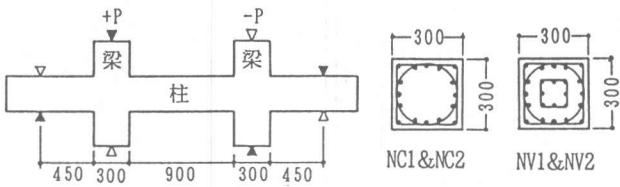


図-10 解析対象(短柱)

表-1 解析対象(短柱)

	名 称	主 筋	芯 筋	横 补 強 筋
内 柱	NC1	16-D16	—	角:D6@71 円:D6@71
	NC2	16-D16	—	角:D6@36 円:D6@36
外 柱	NV1	16-D16	8-D16	角:D6@71 円:D6@71
	NV2	16-D16	8-D16	角:D6@71 円:D6@71

表-3 鉄筋の特性(短柱)

	降伏強度 (kgf/cm ²)	引張り強度 (kgf/cm ²)
D16(主筋)	5840	7460
D16(芯筋)	7700	9770
D6(横補強筋)	8630	10770

3. R C 短柱実験試験体の解析

3.1 解析対象と解析モデル

図-10と表-1～3に示すシアスパン比が1.5の高強度材料を使った柱実験試験体4体[8]の解析を行った。2体の内柱は横補強筋量のみが異なり、軸圧縮強度の1/3(190tonf)の一定軸力下で繰り返しの曲げせん断加力が行われた。2体の外柱には、せん断力Qに連動した変動軸力下($N = 20Q + 110\text{tonf}$)で繰り返し曲げせん断加力が行われたが、破壊に至らしめる最終加力は、NV1では210tonfの一定引張り軸力下で、NV2では520tonfの一定圧縮軸力下で行われた。

スライスは図-11のように要素分割し、横補強筋による拘束効果の違いを考慮して、かぶり部分、角フープ内、円フープ内でコンクリートの応力-歪関係を別のものとした。内柱のせん断バネの算定では、 $\kappa=1.5$ 、 $\beta=0.2$ とした。外柱では軸力の変動を考慮してひび割れ強度を算定した。また、引張り軸力下ではひび割れ面でのせん断伝達が小さくなると考えられるので $\beta=0.05$ とした。

p-s関係(表-4)

は、主筋が接合部内で両引き状態にあるとして算定した。

内柱の解析は水平変位で制御し、外柱の解析はせん断力で制御した。

3.2 解析結果

荷重変形関係を実験結果と比較して図-12に示す。実験結果にはP-Δ効果が含まれているので、解析ではせん断力から(軸力×部材角)を引い



図-11 断面の分割

表-2 コンクリートの特性(短柱)

	圧縮強度 (kgf/cm ²)	ヤング率 (kgf/cm ²)
内 柱	NC1 616	3.37×10^5
	NC2 584	3.40×10^5
外 柱	NV1 628	3.25×10^5
	NV2 652.	3.27×10^5

表-4 主筋抜け出しバネの特性(短柱)

弾性剛性	419000(kgf/cm)
第2剛性	318500(kgf/cm)
第3剛性	265500(kgf/cm)
第1折れ点強度	3980(kgf)
第2折れ点強度	4776(kgf)

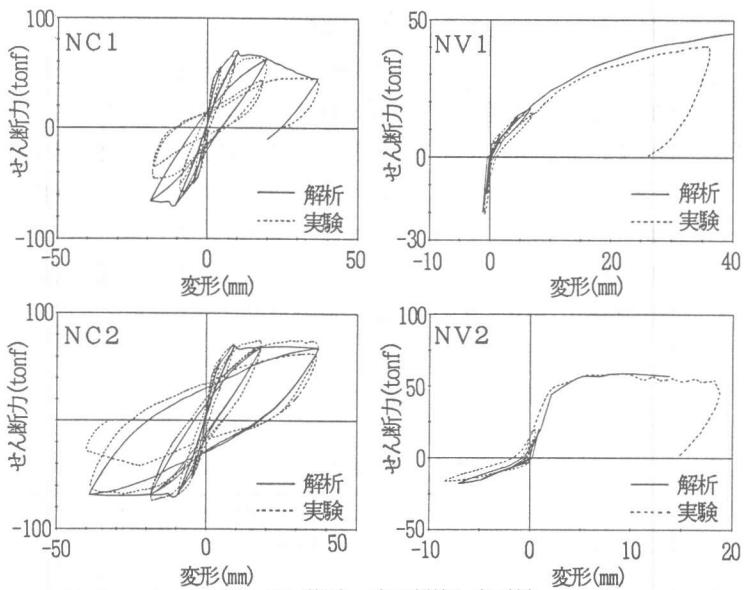


図-12 荷重-変形関係(短柱)

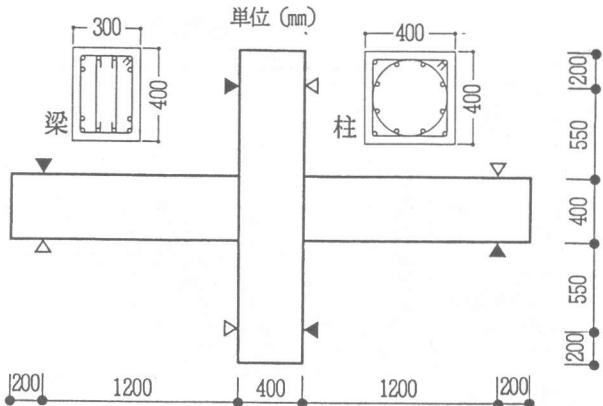


図-13 解析対象（十字型部分骨組）

表-6 コンクリートの特性（十字型部分骨組）

圧縮強度 (kg/cm ²)	ヤング率 (kg/cm ²)
677	3.52×10^5

表-7 鉄筋の特性（十字型部分骨組）

	降伏強度 (kg/cm ²)	引張り強度 (kg/cm ²)
D19（柱主筋）	8000	9980
D19（梁主筋）	5930	7630
D8（横補強筋）	8970	10680

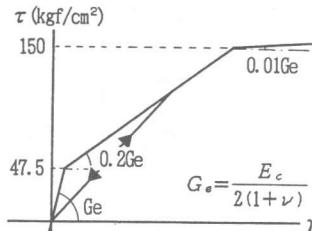


図-14 接合部のτ-γ関係モデル
表-5 解析対象（十字型部分骨組）

	主筋	横補強筋
柱	12-D19 角:2-D8@60	円:2-D8@60
梁	6-D19 角:4-D8@60	
接合部	- 角:2-D8、4組	

表-8 主筋抜け出しバネの特性（十字型部分骨組）

弾性剛性	382700(kgf/cm)
第2剛性	179400(kgf/cm)
第3剛性	100800(kgf/cm)
第1折れ点強度	5742(kgf)
第2折れ点強度	12912(kgf)

てある。内柱の実験結果では、横補強筋比が大きいN C 2の方が靭性が大きくなっているが、解析でも同様の結果となった。外柱の解析結果は、軸力引張り側における剛性低下が若干早く、履歴面積が小さ目である点を除き、実験結果と良く一致している。

4. 十字型部分骨組実験試験体の解析

4.1 解析対象と解析モデル

図-13と表-5～7に示すような、高強度材料を使った縮尺 1/2の十字型部分骨組実験試験体[9] の解析を行った。上下柱の端をピン支持として、梁の両端に正負の繰り返し逆対称加力が行われた。柱には圧縮強度の1/10程度(100tonf) の一定軸力が加えられた。実験では、荷重-変形関係以外に、梁主筋の接合部からの抜け出し量や、梁の抜け出しによる変形成分が測定された。

解析モデルでは、各柱と梁の危険断面と直交部材の主筋位置に曲げ変形算定用スライスと抜け出し算定用スライスを設置した。 κ の値は 1.5 とし、 β の値は柱、梁ともに 0.2 とした。接合部は幅とせいが31cm、厚みが40cmのパネルとし、実験を参考にして、図-14に示すような Trilinear型のスケルトンと原点指向型の履歴特性を持つ τ - γ 関係を仮定した。

4.2 解析結果

図-15は梁主筋の接合部からの抜け出し量の比較を示す。FEM解析より得られた p - s 関係は、実験結果を良く再現している。また、図-16に示すように、解析結果は、梁の全変形量と抜け出しによる変形量を良く捉えている。なお、解析結果は単調加力時のものであり、実験結果は繰り返し加力結果の包絡線である。

図-17は、全体の荷重-変形関係の比較である。スケルトンは実験と解析で良好に一致している。また、ループ形状は、最大耐力となる層間変形角1/50までは解析結果と実験結果が良く一致している。それ以降は、実験結果にはピンチングの性状が現れているのに対し、解析結果のループは紡錘形となっている。実験では梁降伏が先行したが、層間変形が増加するにつれて接合部の破壊が進み、層間変形角が1/20の時には、接合部の変形が全変形の40%程度を占めるようになった。これに対し、解析では、接合部の変形の増大が表現できていないことが、大変形時のループ

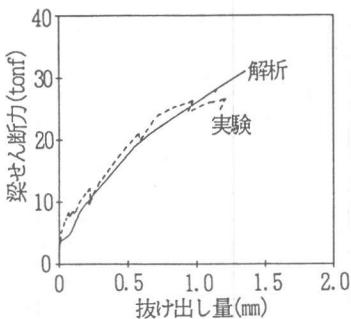


図-15 せん断力-梁主筋抜け出し量関係

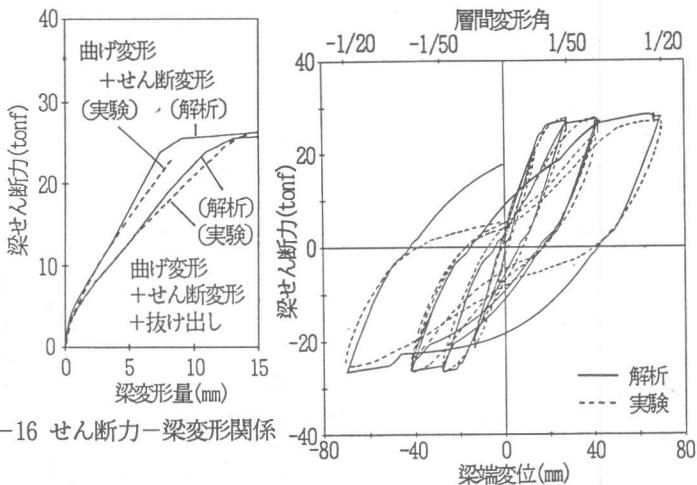


図-16 せん断力-梁変形関係

図-17 荷重-変形関係(十字型部分骨組)

形状の違いの原因の一つと考えられる。

5.まとめ

せん断変形や主筋の抜け出しの影響を考慮できるファイバーモデルを開発し、RC短柱と十字型部分骨組の解析を行った。

短柱の解析では、定軸力を受けるものと変動軸力を受けるものを対象としたが、いずれも荷重-変形関係を良好にシミュレートする事ができた。

十字型試験体の解析では、梁主筋の接合部からの抜け出し量、梁の全変形や主筋抜け出しによる変形をシミュレートできた。また、全体の荷重-変形関係のスケルトンの対応も良好であった。繰り返しループ形状は、最大耐力に達する1/50程度までは実験結果と良く一致したが、これ以上の変形時には実験で生じた接合部の破壊の進展を表現できなかったため、実験結果に現れたピンチング性状を表すことができなかった。ただし、実際の設計では、地震応答時の層間変形角は最大1/100程度になるように設計されるので、この範囲でフレームの挙動を予測できる解析は、実用的には十分に役立つものと考えられる。

【参考文献】

- 1) 永井 覚・小谷俊介・青山博之：高強度コンクリートを用いたRC柱部材の復元力特性に関する研究（既往の復元力特性算定方法の検討）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、pp. 583～584、1992. 8
- 2) 岡田恒男・窪田敏行：鉄筋コンクリート柱の変形に関する研究Ⅱ、日本建築学会論文報告集号外、p. 328、1967
- 3) Kaba, S. A. and Mahin, S. A. : Refined Modeling of Reinforced Concrete Columns for Seismic Analysis, EERC Rep., UCB/EERC-84/03, 1984. 4
- 4) 飯塚崇文・野口 博：普通強度から高強度コンクリートまでを対象とした圧縮特性の定式化、構造工学論文集 Vol. 37B, pp. 329～338, 1991. 3
- 5) Filippou, F. C. et. al : Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints, EERC Rep., UCB/EERC-83/19, 1983. 8
- 6) 南 宏一・倉本 洋：マクロモデルによる鉄筋コンクリート梁・柱の変形解析、JCIコンクリート構造物の韌性と配筋方法に関するシンポジウム論文集、pp. 69～86、1990. 5
- 7) 宮下 丘・高橋元美：ファイバーモデルによるRC骨組の弾塑性解析（その2 柱・梁主筋の抜け出し解析）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、pp. 503～504、1991. 9
- 8) 丸田 誠・別所佐登志：高強度材料を用いた高層RC柱の弾塑性挙動、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 14, No. 2, pp. 523～528、1992.
- 9) 中村雅彦・別所佐登志・宇佐美滋・加藤友康：高強度材料を用いた高層RC十字型接合部水平加力実験（その1 実験計画と結果概要 その2 荷重-変形性状）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、pp. 583～586、1991. 9