鉄筋コンクリート造柱部材のせん断非線形性状評価手法の実験的検証

EXPERIMENTAL VERIFICATION FOR EVALUATION METHOD OF
NONLINEAR BEHAVIOR OF SHEAR DEFORMATION FOR
REINFORCED CONCRETE COLUMNS

杉本 訓 祥*

Kuniyoshi SUGIMOTO

An evaluation method for the earthquake resistant performance of reinforced concrete columns and beams is developed for the performance based design. Six RC column specimens were tested to verify the proposed method. Main features of the proposed method to be verified are 1) transverse and longitudinal stiffness and 2) separation into five regions along the length. Main parameters of the test specimens are the existence of sub tie for transverse reinforcement, the failure mode (i.e. flexure or shear) and the size of specimens. The calculations by the proposed method show good accordance with both the experimental and FEM analytical results. Furthermore calculation method for shear crack width is developed and compared with the experimental results. Calculated crack widths correspond well with the measured ones.

Keywords: Restoring Force Characteristic, Shear Deformation, Shear Crack Width, FEM Analysis

復元力特性, せん断変形, せん断ひびわれ幅, FEM 解析

1. はじめに

建築物の構造設計が仕様規定型から性能評価型¹⁾に移行するにあたり, 構成部材の復元力特性の把握と損傷度の評価が求められ, 鉄筋コンクリート造 (以下 RC 造) 部材の損傷度を表す指標としてひびわれ性状について着目されつつある。地震により被災した建物の損傷程度を残留ひびわれ幅により定義することは一般的に行われている²⁾が, 設計段階では, 損傷度合いの評価方法として, 部材の変形量や塑性率などを用いることが一般的である。従って, 例えば塑性率 μ を設計クライテリアとした場合でも, 部材を構成する要素によっては, 同じ地震を受けた場合の損傷度が異なる可能性をはらんでいる。部材の復元力特性評価と同様に, ひびわれ幅を指標とした損傷度の評価が可能になれば, 想定した地震動に対する応答に対し, 塑性率だけでなく, ひびわれ幅を指標とした損傷度を設計クライテリアとすることが可能になる。このことは, 同じ塑性率 μ をクライテリアとして設計された部材でも, その他の要因を変えることで, 損傷度の小さな (被害の小さい) 部材を設計することが可能になることを示唆している。曲げ及びせん断ひびわれは, それぞれ曲げ及びせん断変形成分に相関していることが指摘されている^{3), 4)}。一方, せん断変形は弾性と仮定することが一般的であるが, 通常曲げ降伏を許容しない柱部材では, 設計用応力に対して耐力余裕度を確保する設計を行うため, 曲げ耐力に対するせん断耐力余裕度を必ずしも十分に確保しないことから, せん断に関する復元力特性が非線形となり, せん断変形成分が卓越する場合もあると予想される。以上のような背景から, せん断非線形性状を把握するために, RC 造柱部材の静的実験を実施した。

一方, 筆者は, せん断成分の復元力特性評価法に関する検討を進

めており, 既報⁵⁾で簡略的な評価手法を提案し, その詳細を報告した。既報では, 簡略的な評価手法について, 荷重-変形関係のみに着目して既往実験結果と比較検討しており, 詳細な検討が不十分であると考えられる。そこで, 本論文では, 特に復元力特性評価の過程において導出されるせん断変形角と相関する部材軸方向および部材軸直交方向の歪度の進展状況に着目して静的実験結果との比較検証を行う。また, 本提案手法は建物の架構全体を対象とした骨組解析に有用であるが, 架構の一部分などの詳細解析手法としては FEM 解析が有用である。FEM 解析の精度は向上してきており, パラメトリックスタディの有用なツールになると考えられる。そこで, 簡略的な評価手法と同様に実験結果を模擬できることを検証する目的で, FEM 解析も併せて実施した。本論文では, せん断非線形性状把握を目的として実施した RC 造柱部材の静的実験を対象とし, 簡略的な評価手法による計算と FEM による詳細解析を行い, 計算による評価精度および解析精度を詳細に検証した結果を述べる。実際の地震時の部材の挙動は, 繰返しによる劣化やひびわれ幅の拡幅なども想定されるため, 履歴特性の評価も重要であり, 履歴ルールと包絡線の組み合わせにより部材の挙動を表現することが一般に行われる。履歴ルールについては曲げ型の履歴モデル⁶⁾, せん断型の原点指向型履歴モデル⁶⁾, 耐力劣化を表現したモデル⁷⁾など, 数多く提案されているが, せん断変形成分と曲げ変形成分を区別した包絡線については多くは言及されていない。既報の簡略的な評価手法は, 復元力特性のうち包絡線 (スケルトンカーブ) に着目したものであり, 本論文では, その評価精度の検証を基本とする。

さらに, 簡略的な評価手法を拡張し, 包絡線上の各変位時のせん断ひびわれ幅の算定法を考案し, 実験結果と比較する。

* ㈱大林組技術研究所 主任・修士 (工学)

Chief, Technical Research Institute, Obayashi Corporation, M. Eng.

図-1 部材の分割 図-2 曲げ降伏先行型部材のスケルトンカーブ

図-3 せん断破壊型部材のスケルトンカーブ

2. 復元力特性評価手法の概要

ここでは、既報⁵⁾に述べたせん断成分の復元力特性評価手法の概要を示す。本評価手法は、RC造部材のせん断応力度(τ)-せん断変形角(γ)関係の包絡線を求めるものである。このとき、部材スパン方向に5つの領域に分割し、各領域のτ-γ関係の包絡線をトリリニアで表現し、それぞれを直列に結ぶことで部材のスケルトンカーブを求める。図-2、図-3に示す割線剛性(G_{TSU} , G_{TU})または、曲げ降伏後の剛性の低下を表現する接線剛性(G_{TMU})は、次式に基づいて算出する。特に、せん断破壊先行型の場合、せん断終局耐力時を第二折れ点とし、その後の勾配も定義することでトリリニアとする。このとき、せん断終局耐力(第二折れ点)後の指向点を限界変形点と定義し、コンクリートが圧縮軟化域に入り圧縮強度の80%に低下し、せん断補強筋が歪硬化により降伏強度の1.1倍まで上昇したと仮定して求める。

$$G_T = 1 / \left[\frac{1}{K_2 \cdot \cos^2 \theta \cdot \sin^2 \theta} + \frac{\tan^2 \theta}{K_X} + \frac{1}{K_Y \cdot \tan^2 \theta} \right] \quad (1)$$

$$(1/K_X - 1/K_Y) \cdot \cos^4 \theta - 2 \cdot (1/K_2 + 1/K_X) \cdot \cos^2 \theta + (1/K_2 + 1/K_X) = 0 \quad (2)$$

ここで、 G_T : 求めようとする剛性 (G_{TSU} , G_{TU} , G_{TMU}) を表す。 K_2 は、主圧縮方向の剛性を表し、コンクリートのヤング係数の関数で表す。 K_X は、部材軸と直交する方向(X軸方向)の剛性を表し、せん断補強筋のヤング係数と鉄筋量、および中子筋の有無などを因子として評価する。 K_Y は、部材軸の方向(Y軸方向)の剛性を表し、主筋量や軸応力度を因子として評価する。 θ は主圧縮方向の角度で、部材軸方向となす角度で表す。各変数は求める剛性 (G_{TSU} , G_{TU} , G_{TMU}) により異なり、それぞれの算定方法は既報を参照されたい。

3. RC造柱部材の静的実験

3.1 試験体概要

復元力特性評価法の評価精度を検証するために、曲げ降伏先行型あるいは曲げ降伏前せん断破壊型の試験体を計画した。試験体一覧を表-1に、材料特性を表-2に示す。また、試験体配筋詳細(例)を図-4に示す。試験体は、低層建物の中柱を想定し、実物の約2/3スケール

表-1 試験体一覧

	F10-N	F10-G	S6-N	S6-G	S13-N	S13-N-R
断面	470X470 [mm X mm]					700X700
内法高さ	1410 [mm]					2100
主筋	12-D22		12-D25		16-D32	
帯筋	目-D10@80	目-D10@40	目-D6@80	目-D6@40	目-D13@140	目-D13@100

表-2 材料特性(単位[N/mm²])

(a) コンクリート			(b) 鉄筋		
試験体	σ_b	E_c	種類	σ_y	E_s
S6, F10	40.2	2.70	D6	372	2.03
S13-N			D10	377	1.95
S13-N-R	42.4	2.99	D13	337	1.89
			D22	347	1.95
			D25	1006	1.94
			D32	1014	1.96

σ_b : 圧縮強度, E_c : ヤング係数($\times 10^4$)
 σ_y : 降伏強度, E_s : ヤング係数($\times 10^5$)
 単位はすべて[N/mm²]

(a) S6-N

(b) S6-G

図-4 試験体配筋図例(上下対称なため上半分のみ示す)

図-5 荷重装置図

(a) F10シリーズ試験体

(b) Sシリーズ試験体

図-6 荷重スケジュール

とした。既報で検証に用いた試験体を基準とし、曲げ降伏先行型で中子筋の有無を変数としたF10シリーズ(F10-N, F10-G)、せん断破壊型で中子筋の有無を変数としたS6シリーズ(S6-N, S6-G)およびせん断破壊型で寸法の違いを変数としたS13シリーズ(S13-N, S13-N-R)の計6体とした。荷重装置図を図-5に、荷重スケジュールを図-6に示す。加力は、一定軸力下(軸力比0.15)で、上下スタブを平行に保ちながら水平力を与える正負交番繰り返し載荷とした。本荷重装置は、2本の鉛直アクチュエーターの合力を一定とし、変位を同一とするように制御することで、加力梁と基礎梁の平行を維持している。

表-3 実験結果一覧

	F10-N	F10-G	S6-N	S6-G	S13-N	S13-N-R
曲げひびわれ	120(0.51)	119(0.51)	129(0.55)	199(0.85)	80(0.34)	626(1.19)
計算値	234				525	
曲げせん断ひびわれ	480(1.03)	481(1.03)	400(0.85)	349(0.75)	401(0.86)	825(0.78)
計算値	468				1052	
せん断ひびわれ	711(1.22)	662(1.14)	693(1.19)	652(1.12)	559(0.96)	1301(0.99)
計算値 V_{mcr}	581				1310	
1 段筋降伏	703(1.12)	691(1.10)	—	—	—	—
計算値 V_{mscr}	629				—	
2 段筋降伏	751(1.07)	759(1.08)	—	—	—	—
計算値 V_{scr}	700				—	
補強筋降伏	—	—	551(0.78)	720(1.08)	733(0.86)	1813(0.98)
最大耐力	803(1.08)	780(1.05)	699(0.99)	757(1.13)	1000(1.17)	2295(1.23)
計算値(曲げ終局)	743		1318		1333	4387
計算値(V_{SU} 既)	1121	944	709	668	857	1856
計算値(V_{SU} 初)	704		664	646	842	1751

各強度計算値は以下の式(3)～(5)による。()内は実験値の計算値に対する比。

$$V_{mcr} = 2 \cdot M_{cr} / L_o, \quad M_{cr} = (0.56\sqrt{\sigma_b} + \sigma_o) \cdot Z_e \quad (3)$$

$$V_{mscr} = 0.265 \cdot b \cdot D \cdot \sigma_T + \frac{M_{cr}}{(a - D/2)} \quad (4)$$

$$V_{scr} = b \cdot D \cdot \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_o \cdot \sigma_o} / \kappa_p = b \cdot D \cdot \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_o \cdot \sigma_o} / 1.5 \quad (5)$$

V_{SU} 既は、既報⁹⁾によるせん断終局強度で、靱性指針⁸⁾によるせん断終局強度式(V_{SU} 既)に以下の修正を加えたものである。

$$\nu \sigma_b = 1.71 \cdot (1 + 2\eta) \cdot \sigma_b^{0.667} \quad (\text{NewRC 提案による軸力の効果}) \quad (6)$$

$$\lambda = 1 - \frac{s}{2 \cdot j_e} - \frac{3 \cdot b_s}{8 \cdot j_e} \quad (\text{有効断面積の影響}) \quad (7)$$

ここで、 M_{cr} : 曲げひびわれモーメント、 σ_b : コンクリート圧縮強度、 σ_o : 軸応力度、 σ_T : コンクリート引張強度、 Z_e : 等価断面係数、 a : せん断スパン、 D : 断面せい、 b : 断面幅
その他の記号は文献⁹⁾による。

3.2 実験結果

実験結果一覧を表-3に示す。F10 シリーズ試験体2体は、いずれも部材角 $R=1/100$ の加力サイクルにおいて主筋の引張降伏が確認され、その後荷重はほぼ一定となり、 $R=1/33$ の繰り返し載荷の後、F10-Gでは徐々に荷重が低下し、F10-Nでは $R=1/20$ 以上の変形で急激に過重が低下した。いずれも、曲げ降伏後のせん断破壊となった。最終加力サイクルにおいて、主筋に沿った割裂ひびわれが顕著になっていることから、付着劣化を伴っていたと思われる(図-20 ひびわれ図参照)。Sシリーズ試験体はいずれも曲げ降伏以前にせん断破壊した。S6シリーズ試験体は、 $R=1/125$ あるいは $R=1/167$ の加力サイクルでせん断補強筋の降伏が確認され、その後の荷重の上昇はみられず、 $R=1/50 \sim 1/33$ 程度の変形に至るまでに最大耐力の80%まで耐力低下した。一方S13シリーズは、 $R=1/125$ あるいは $1/167$ の加力サイクルでせん断補強筋が降伏した後も荷重の上昇がみられたが、その後の大変形では荷重は大きく低下し、いずれもせん断破壊した。(荷重-変形関係は5章図-10を参照。その他の計測データも5章、6章において計算および解析結果と比較しながら詳述する。)

図-7 解析モデル図

図-8 コンクリートのσ-ε関係

図-9 τ-s 関係のモデル(F10)

4. FEM 解析概要

FEM 解析は、大林組開発ソフト「FINAL」⁹⁾を用いて行った。試験体形状および加力方法の対称性を考慮して、試験体の断面幅方向中央およびスパン中央で切断した1/4の部分をモデル化した。切断面のせい方向中央位置の節点を回転中心(ピン支持)とし、支持点に関し対称位置にある切断面内の各節点は、逆対称に変位するような境界条件を与えた。一方、スタブについては、スタブ底面が水平平面を保持するような境界条件を与えた。要素分割図を図-7に示す。コンクリートは六面体要素、主筋および試験部分断面内のせん断補強筋はトラス要素でモデル化した。コンクリートの応力度-歪度関係は、修正 Ahmad 式¹⁰⁾を用い、多軸応力下の破壊条件は、コアコンクリートについては Ottosen の提案¹¹⁾に従い、畑中らの係数¹²⁾を用いた。本破壊基準では、拘束応力により最大強度が上昇する現象を再現できる(図-8参照)。一方、かぶりコンクリートについては、拘束による強度上昇を考慮しないモデルとした。最大強度到達後は軟化域に入り、応力低下による不釣り合い力を解除する。また、鉄筋の応力度-歪度関係はバイリニアとした。主筋のトラス要素とコンクリートの六面体要素との間には、物理的な大きさを持たない接合要素を配置し、主筋とコンクリート間の付着劣化によるすべりをモデル化した。このとき、藤井ら¹³⁾の提案を元にした市ノ瀬¹⁴⁾の手法に基づいて付着応力度-すべり関係を設定した。付着応力度-すべり関係の例を図-9に示す。解析は一方向漸増載荷解析とし、繰り返しによる耐力劣化などは考慮せず、実験における最大耐力付近までを検討対象とした。

5. 実験結果に対する解析結果および評価手法の対応性の検討

本章では、提案手法による計算結果とFEM解析結果(以下、解析結果と呼ぶ)の実験結果との対応性を検証する。特に、荷重-変形関係のみでなく、提案手法による剛性評価の過程で導かれる部材軸および部材軸直交方向の歪度および主応力角度について検証する。また、主筋歪度について解析結果と実験結果の比較も行う。

5.1 荷重-変形関係

各試験体のせん断応力度-部材角関係を、実験結果と計算結果および解析結果とを比較して図-10に示す。また、せん断応力度-せん断変形角関係を図-11に示す。このとき、全体変形から、測定値より求めた曲げ変形(図-13参照)を除いたものをせん断変形と定義した。計算における曲げ変形成分は三折れ線により評価するため、F10シリ

図-10 せん断応力度(τ)-部材角(R)関係 図-11 せん断応力度(τ)-せん断変形角(γ)関係

ーズでは二段筋の降伏時を降伏点とし、Sシリーズでは、曲げ降伏に至る前に破壊していることから、一段筋の降伏時により降伏点剛性を算出した。解析結果および計算結果は、破壊性状により若干傾向の違いは見られるものの、概ね実験結果と対応しているといえる。実験値の計算値に対する比は、せん断耐力式に靱性指針式を用いた場合平均値 1.14、変動係数 8.9%となるのに対し、せん断耐力式に提案式を用いた場合、平均値 1.11、変動係数 8.0%となり、靱性指針式と同程度以上の評価精度であった(表-3)。一方、特に実験においてせん断補強筋または主筋の降伏が確認された点の割線剛性と、復元力特性評価法で算出される第二折れ点時割線剛性とを比較すると、実験値の計算値に対する比は、平均値 1.05、変動係数 19.0%となり(せん断変形成分の場合それぞれ 1.11、19.6%)、概ね対応している。また、破壊モード別に見ると、せん断破壊型の S6 シリーズでは過小評

価する傾向にあり、曲げ降伏先行型の F10 シリーズでは過大評価する傾向があり、この傾向は全体変形成分、せん断変形成分いずれにも見られる。これ以降、せん断変形成分に着目して議論を進める。

5.2 歪度分布

各試験体の主筋歪度分布を実験結果と解析結果を比較して図-12に示す。図は、F10シリーズ試験体では部材角 $R=1/100$ 時、Sシリーズ試験体では $R=1/125$ 時を代表して示した。F10シリーズ試験体では、解析結果は実験結果に対し、圧縮歪度を大きく評価する傾向にあるものの、降伏後の引張歪度を概ね評価できている。また、せん断破壊型とともに、二段筋の歪度分布状況や、中子筋の有無により中子筋の掛からない鉄筋の歪度が掛かる鉄筋に比べて小さくなる状況などを解析により再現できているといえる。

A,B,Cはそれぞれ鉄筋位置を表す。位置は図-4 参照。

図-12 主筋ひずみ度分布

5.3 復元力特性評価法の計算仮定の検証

本節では、提案手法の計算仮定に関する検証を行う。すなわち、割線剛性評価において構成する X 軸方向（加力面内の部材軸と直交する方向）および、Y 軸方向（部材軸方向）の歪みの評価結果を、解析により得られた結果を参照しながら実験結果と比較する。また、主応力角度の計算仮定について、解析結果を参照しながら、実験結果と比較検証する。

X および Y 軸方向の歪み (ε_x , ε_y) は剛性導出の過程から、以下のように表示できる。

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \end{Bmatrix} = G_T \cdot \begin{Bmatrix} \tan \theta / K_x \\ 1 / K_y \cdot \tan \theta \end{Bmatrix} \cdot \gamma_{XY} \quad \text{.....(8)}$$

$$\tau_{XY} = G_T \cdot \gamma_{XY} \quad \text{.....(9)}$$

ここで、 τ_{XY} : せん断応力度, γ_{XY} : せん断変形角, K_x , K_y , G_T , θ は、各折れ点に対応する変数を用いる。

(1) X 軸方向歪度

実験では、柱脚部付近、スパン中央付近および両者の中間付近において、断面せい方向に直径 6mm のパイプを貫通して埋入しておき、せい方向の膨らみ変位を測定した¹⁵⁾。また、約 0.5D (D:柱断面せい) 間隔毎に測定した軸方向変形から、曲率を算出する一方で、同一高さ位置の水平変位を測定した。これらの結果から、領域毎の全体変形および曲げ変形を算出し、両者の差をせん断変形とした (図-13)。

F10 および S6 シリーズのスパン中央付近における膨らみ変位測定結果から X 軸方向歪度を算出し、せん断応力度-X 軸方向歪度関係として図-14 に示す。計算結果および解析結果もあわせて示す。実験では、小さな歪度で推移した後、急激な歪度の増加が起きており、これは、測定位置にひびわれが生じたことによると考えられる。計算結果は、このような歪の進展状況とはほぼ対応している。特に、ひびわれ後の歪度は、計算結果の第二折れ点（曲げ降伏点あるいはせん

図-13 変位計測位置と解析要素位置

図-14 中子筋の有無とせん断応力度-X 軸方向歪度関係

図-15 各領域の X 軸方向歪度-せん断変形角関係

断終局耐力点) 時の歪度と対応している (図中矢印および丸で囲んで示す)。このことは、ひびわれ発生後の割線剛性を求めるという本評価手法との対応性を示しているといえる。また、F10 シリーズでは、中子筋が無い場合に歪度が大きくなるのに対し、中子筋があることで歪度の増加が小さく押さえられており、計算結果でも同様の傾向が見られ、よく対応している。この傾向は、S6 シリーズではあまり顕著に見られず、曲げ降伏先行型部材において特に、中子筋の有無がせん断性状に大きな影響を与えることを示唆しているといえる。

次に、S13 シリーズの領域毎の X 軸方向歪度-せん断変形角関係を包絡線で図-15 に示す。計算・解析結果ともに、実験結果とよく対応している。特に領域 I (柱頭柱脚付近) で歪度が小さく、X 軸方向剛性を無限大とする計算仮定の妥当性を示すものといえる。また、部材寸法の違いが歪度に与える影響は見られない。

図-16 Fシリーズ試験体のせん断応力度-Y軸方向変位関係

図-17 歪度積分値と計測値の比較

(2) Y 軸方向歪度

Y 軸方向歪度計算値を領域毎に積分して和をとり、部材軸方向変形に換算したものを、実験結果と比較して図-16 に示す。実験値は、上下スタブに固定したボルト間距離の測定値である。図は、F10 シリーズについて、せん断応力度-Y 軸方向変位の関係を示した。解析結果もあわせて示す。ここで、計算では、一定軸力載荷直後の軸方向変形（縮み量）を、コンクリートと鉄筋のヤング係数比を考慮した等価断面積から算出した。実験および解析では、曲げ降伏した後（せん断応力度がほぼ一定となってから）、軸方向変位が伸びる傾向があり計算ではこの傾向が追跡できていない（軸方向変位 1mm 程度まで）。これは、主筋の降伏後の塑性化や抜け出しにより部材軸方向変位が大きくなる現象が、提案手法では評価できていないことによると考えられる。ここで、試験体 F10-N の場合の軸方向変位測定値を図-17 に示す。図には、軸方向変形測定値 (Dv_{total}) と、柱脚および柱頭で測定した軸方向変形 ($Dv1+Dv6$)、同じく曲率算出用に計測した左右の値の平均値のスパン全長の総和 ($Dv1+Dv2+\dots+Dv6$)、および主筋歪度分布の積分値を示す。主筋歪度分布の積分では、引張側主筋のスタブ内 0.5D 区間で計測した歪度を用い、圧縮側の伸縮をゼロと仮定して、積分値の 1/2 を柱頭または柱脚の軸方向変位とした。図より、直接計測した軸方向変位 (Dv_{total}) と曲率算出用の変位計の値から換算した変位 ($Dv1+Dv2+\dots+Dv6$) はほぼ同等であること、柱頭柱脚に生じる軸方向変位 ($Dv1+Dv6$) は、主筋歪度の積分値と同等であり、軸方向変位の 6 割程度を占めていることがわかる。このことから、主筋引張降伏後の部材軸方向変位は、柱頭柱脚に集中しており、その値は、主筋の抜け出しによるものであると考えられる。そこで、図-16 には、主筋の歪度（断面解析により得られた圧縮縁歪度 0.3% 時の引張鉄筋歪度）を、ヒンジ長さ (1.0D と仮定した) において積分した値を足したものも示した。図-17 と同様に、圧縮側の伸縮をゼロと仮定し、引張側の伸び量の 1/2 を軸方向変位とし、柱頭柱脚に等しい軸方向変位が生じると仮定した。この結果、計算結果は 4mm 程度となる。

一方、S シリーズ試験体について、Y 軸方向変位-せん断変形角の

図-18 Sシリーズ試験体の Y 軸方向変位-せん断変形角関係

関係を図-18 に示す。この場合、せん断終局耐力時までの軸方向変位の増加傾向、およびその後の変動傾向が、計算および解析結果とも、実験結果とよく対応している。特に、実験結果では、耐力低下の開始とともに、軸方向変位が伸びから縮みに転じており、計算結果の限界変形点付近がこれらの事象と対応している。

以上のことから、曲げ降伏以前の部材軸方向変位は、本提案手法により得られる軸方向歪度の積分値として概ね評価できるといえる。一方、降伏後の軸方向変位については、本提案手法により得られる値では不十分であり、主筋の塑性化などの影響を考慮する必要があることが示唆された。

(3) 主圧縮方向角度

主圧縮方向角度（部材軸から反時計回りを正）の評価精度を、実験結果および解析結果と比較する。主圧縮方向角度は実験では得られないため、スケッチしたひびわれ状況と比較することとした。解析結果は、各要素のうち、最外縁部の要素の主応力角度により代表して示すこととした。また、計算値は、5 分割した領域毎に得られるため、各領域の高さ方向中央位置に図示することとした。計算および解析結果は、対称性から部材上半分のみ示した。各試験体の第二折れ点（せん断終局耐力点または曲げ降伏点）を図-19 に、第二折れ点後の指向点（限界変形点または曲げ終局点）を図-20 に示した。

主圧縮方向角度は、計算においては、領域 I において約 40~50° となり、それ以外の領域では約 25~35° 程度となり、中子筋の有無や補強筋量、破壊モードなどの影響は顕著には見られない。図示した結果では、領域 I（柱頭柱脚近傍）の主圧縮方向角度が大きい（部材軸に対する角度が大きい）傾向があり、解析および計算結果でも同様の傾向が見られることがわかる。また、せん断終局耐力時は、実験・解析ともに、スパン中央付近の主圧縮方向角度が比較的小さく、計算とやや対応しないが、限界変形時ではよく対応していることがわかる。以上のことから、評価手法において柱頭柱脚とその他の部分とを領域分割することの妥当性を示しているといえる。

6. せん断ひびわれ幅算法

ひびわれ幅は、引張主歪度とひびわれ間隔（図-21 参照）の積として算出する^{16), 17)}。ひびわれ幅の算定は、領域 II について代表して求める。各折れ点における最大ひびわれ幅 ($W_{s,max}$) は次式による。せん断応力度-せん断変形角関係とせん断ひびわれ幅の関係を図-22 に示す。

$$W_{s,min} = L_{min} \cdot \epsilon_1 \dots\dots\dots (10)$$

$$W_{s,max} = 2 \cdot W_{s,min} \dots\dots\dots (11)$$

図-19 主応力角度分布(曲げ降伏またはせん断終局耐力時)

図-20 主応力角度分布(最終破壊時)

$$L_{\min} = 2 \cdot \sigma_T \cdot b_{ew} \cdot t_c / (\tau_X \cdot \phi_X + \tau_Y \cdot \phi_Y) \quad (12)$$

$$\varepsilon_1 = G_T \cdot \left(\frac{1}{K_2} \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta + \frac{\tan \theta}{K_X} + \frac{1}{K_Y} \cdot \tan \theta \right) \cdot \gamma \quad (13)$$

$$b_{ew} = S_X \cdot \sin \theta + S_Y \cdot \cos \theta \quad (14)$$

$$\tau_X = 0.7 \cdot (1 + \frac{\sigma_O}{\sigma_B}) \cdot \sigma_B^{0.667}, \quad \tau_Y = 0.7 \cdot \sigma_B^{0.667} \quad (15)$$

G_T および θ は、各折れ点に対応する値を用いる。

t_c : 主筋芯から側面までの距離×2, S_X : 主筋間隔[mm], S_Y : せん断補強筋間隔[mm], ϕ_X : せん断補強筋の周長[mm], ϕ_Y : 主筋の周長[mm], σ_B : コンクリート圧縮強度[N/mm²], σ_O : 軸方向応力度[N/mm²], その他の記号は文献⁵⁾による。

曲げ終局時点(MU)に対しては(10), (13)に変えて次式を用いる。

$$\min W_s = L_{\min} \cdot \Delta \varepsilon_1 + \min W_{s,MY}, \quad \max W_s = 2 \cdot \min W_s \quad (16)$$

$$\Delta \varepsilon_1 = G_{TMU} \cdot \left(\frac{1}{K_2} \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta + \frac{\tan \theta}{K_X} + \frac{1}{K_Y} \cdot \tan \theta \right) \cdot (\gamma_{mu} - \gamma_{my}) \quad (17)$$

$\min W_{s,MY}$ は曲げ降伏点における最小ひびわれ幅で、せん断終局耐力点におけるひびわれ幅から線形補完して算出する。

部材角・ひびわれ幅関係の計算値と実験値を比較してSシリーズ試験体の場合を図-23に、F10シリーズ試験体の場合を図-24に示す。

ひびわれ幅の計測は、クリップ型変位計または二軸型亀裂変位計を用いた計測(図中 Measured)と、目視でクラックスケールを用いた観測(図中 Observed)によった。変位計による計測では、正方向加力時にひびわれ発生を確認したあと、ひびわれ方向とはほぼ直交する方向の変位を測定できるように変位計を設置し、負方向加力終了

後、荷重がゼロとなった時点を開始として測定を開始した。目視による計測は、各加力サイクルピーク時に測定した。図は、正加力時サイクルピーク時の値のみ示した。せん断破壊型で中子筋の有無を変数とした場合、同一変形時に、S6-Gに比べS6-Nの方がひびわれ幅が大きくなる傾向がある。これは、同一補強筋量として中子筋がある場合(S6-N)、せん断補強筋間隔が大きくなるため、ひびわれ幅が大きくなると考えられる。この傾向は計算でも評価できている。また、S13-NとS13-N-Rでは、試験体寸法による有意な差はなく、どちらも計算により実験結果を概ね評価できている。本実験では、鉄筋間隔が大きく異なるため、寸法の違いによる影響を表す結果ではないと考えられる。

F10シリーズ試験体では、中子筋の有無により、ひびわれ幅の大きさに有意差は見られないもののせん断変形量が異なっており、この傾向は計算でも評価できている。すなわち、中子筋があることによりせん断変形量は小さくなるものの、降伏時および曲げ終局時のひびわれ幅はそれぞれ0.2mm, 1.0mm程度となっている。横軸をせん断変形角とすると(図-24(b))、この傾向がより顕著となる。

ひびわれ幅の算定にあたっては、試験体変数による違いを概ね評価できているが、特にS6シリーズで、過小評価する傾向がある。これは、ひびわれ間隔の算定において仮定している付着応力度の算定を過大評価しているためと考えられる。特に、細径の鉄筋(D6)を用いた場合には、式(15)で得られる付着応力度を発揮していないと考えられる。そのため、付着応力度については、より実状に近い算定法を考案することが、ひびわれ幅評価精度向上につながるという。

図-21 ひびわれ間隔(L_{cr})の算定 図-22 セン断ひびわれ幅と τ - γ 関係

図-23 セン断ひびわれ幅-部材角関係(Sシリーズ試験体)

図-24 セン断ひびわれ幅(Fシリーズ試験体)

7. まとめ

鉄筋コンクリート造部材のせん断変形状の把握およびひびわれ幅データの収集を目的として柱部材の静的実験を行い、既報に述べた復元力特性評価手法とFEM解析それぞれによる復元力特性の評価精度を検証した。その結果、以下の知見が得られた。

(1) 部材軸直交方向歪度：曲げ降伏先行型の試験体では、中子筋の有無により、部材軸直交方向の歪度に大きな差が生じることが確認され、結果として、中子筋があることによりせん断変形成分が小さく押さえられることがわかった。この傾向は、提案手法によって評価可能であるとともに、FEM解析結果においても同様に確認された。

(2) 部材軸方向歪度：せん断破壊型の場合、提案手法により算出される軸方向歪度は、実験結果とよく対応しており、せん断剛性に寄与する成分の一つである部材軸方向剛性が、部材の伸び変位を生じさせていることが推察された。一方、曲げ降伏先行型の場合、主筋の降伏までは精度よく評価できるものの、降伏後の軸方向変形成分には、主筋の塑性化と拔出しに起因するものが支配的になる場合があり、これらの影響を考慮する必要があることが推察された。

(3) 主圧縮方向角度：実験により観察されたひびわれ方向と、主圧縮方向角度の計算結果およびFEM解析の結果得られた主応力角度そ

れぞれの対応を比較した結果、計算仮定とした領域分割が概ね妥当であることがわかった。ただし、既報および本論文で検証した範囲外（せん断スパン比2以上あるいは1未満）については、分割長さの妥当性の検証が必要であると考えている。

(4) セン断ひびわれ幅：剛性評価法に基づき、せん断ひびわれ幅の評価法を提案し、実験結果と比較した。その結果、破壊モード、中子筋の有無などにより異なる、ひびわれ幅の伸展状況を、概ね評価できていることがわかった。

本論文では、復元力特性およびひびわれ幅の評価として、包絡線を基本としており、繰返しによる耐力低下が生じるような履歴特性については言及していない。また、ひびわれ幅については、最大応答値に相当する変位ピーク時の値を対象としている。そのため、実際の地震時の挙動を評価するためには、履歴特性および残留ひびわれ幅の評価手法も必要であり、今後の検討課題である。

謝辞

本研究を進めるにあたり、東京大学 塩原等助教授より懇切丁寧なご指導をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。また、本論文執筆にあたり貴重な助言をいただいた(株)大林組 長沼一洋・津田和明 両博士に謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004
- 2) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2001
- 3) 加藤大介ほか：RC造柱の修復限界状態の評価法（その2：ひび割れ幅），日本建築学会学術講演梗概集，C-2，構造Ⅳ，pp.405-406，2002.8
- 4) 金本清臣ほか：鉄筋コンクリート柱部材の地震時損傷評価に関する実験的研究（その3 ひび割れ面積率による考察），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造Ⅳ，pp.407-408，2002.8
- 5) 杉本訓洋：鉄筋コンクリート造柱・梁部材の復元力特性の評価法（せん断非線形性状に着目した包絡線の評価），日本建築学会構造系論文集，第578号，pp.123-130，2004.4
- 6) 梅村 魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続（中層編），技報堂出版，1982
- 7) 梅村 恒，境有紀，南忠夫，壁谷澤寿海：繰返し載荷による耐力低下が地震応答に与える影響（その1）復元力特性モデルの開発，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造Ⅳ，pp.27-28，1998.9
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 9) 長沼一洋，米澤健次ほか：RC構造部材の三次元繰返しFEM解析の精度向上 その3 非直交ひび割れモデルの改良と付着すべりモデルの導入，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造Ⅳ，pp.427-428，2003.9
- 10) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力-ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第474号，pp.163-170，1995.8
- 11) Ottosen, N. S. : A Failure Criterion for Concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 103, No. EM4, pp.527-535, Aug. 1977
- 12) 畑中重光，服部宏巳ほか：低側圧3軸圧縮下の高強度コンクリートの塑性変形挙動，コンクリート工学年次論文集，12-2，pp.719-724，1990
- 13) 後藤定己，森田司郎，藤井栄ほか：割き付き強度モードに与える横補強筋の影響，日本建築学会近畿支部研究報告，pp.197-200，1981.6
- 14) 市ノ瀬敏勝：鉄筋コンクリート短柱における付着破壊のメカニズム，日本建築学会論文報告集，No.333，pp.73-83，1983.11
- 15) 岡野忠司，今井正洋ほか：繰返し載荷を受けるRC部材の3次元せん断破壊，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，pp.571-576，2000
- 16) 津田和明ほか：鉄筋コンクリート造連層耐震壁の曲げ及びせん断ひびわれ幅の算定法，日本建築学会構造系論文集，第575号，pp.97-104，2004.1
- 17) 安達洋ほか：鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断ひびわれ発生機構に関する研究，第3回コンクリート工学年次論文報告集，pp.469-472，1981

(2004年8月3日原稿受理，2005年2月22日採用決定)