鉄骨鉄筋コンクリート柱部材の復元力特性に関する研究

— 単一 H 形鋼を内蔵した SRC 柱の骨格曲線の定式化 —

HYSTERESIS CHARACTERISTIC OF STEEL REINFORCED CONCRETE BEAM-COLUMNS

Formulae on skeleton curves of SRC beam-columns encased H-shaped steel

堺 純一*, 松井千秋**

Junichi SAKAI and Chiaki MATSUI

Formulae of hysteresis characteristic of SRC columns encased simple H shaped steel were proposed. Dimensions of encased steel, strength of materials, hoop ratio and axial load ratio were selected as analytical parameters and skeleton curves were calculated by the elastic-plastic analysis. Hysteresis curves was supposed to consist of the following four points; happening point of transverse tension crack, yield point, maximum strength point and the point under strength deterioration. Effect of the parameters on the strength and rotation angle of the four points was discussed and the regression curves were studied.

Keywords: loading test, elastic-plastic analysis, shear span ratio, axial load ratio, strength of materials, hoop ratio

載荷実験, 弾塑性解析, せん断スパン比, 軸力比, 材料強度, せん断補強筋比,

1. 序

各種建築構造物の構造設計は今後、性能設計さらに限界状態設計へと移行する状況にあり、特に限界状態設計では、使用限界状態および終局限界状態、その他の限界状態を設定し、それぞれに対して設計を行うことになるものと思われる。外力が骨組に作用するときの、それらの限界状態に対して、耐力のみならず変形も考慮し、部材、水平抵抗要素およびそれらを組み合わせた骨組の適切な復元力特性を考えておく必要がある。

鉄骨鉄筋コンクリート(以下SRC)柱部材は鉄骨と鉄筋コンクリートとを合成した部材であるため、部材の弾塑性挙動に及ぼす影響因子が複雑であり、復元力特性に対して未だ明らかにされているとは言い難い点がある。SRC部材の復元力特性の研究は立花、土井等によってなされており、立花等は部材の載荷実験結果をもとに実験式を中心に曲げ破壊先行型の柱部材の復元力特性を定量的に検討している¹⁾。土井は力学モデルを取り入れることにより復元力特性のモデル化を行い、曲げ破壊およびせん断破壊に対する復元力特性の定式化を行っている²⁾。しかしながらこれらは作用軸力、鋼材およびコンクリートの材料強度およびせん断補強筋量の違いなどが復元力特性に及ぼす影響については検討されていない。

本研究では、曲げ破壊先行型のSRC部材を対象とし、復元力特性が

骨格曲線と履歴ループで構成されるものと考え、その骨格曲線が4つの特異点、すなわち曲げひび割れ発生点、降伏点、最大耐力発揮点、最大耐力発揮後の耐力劣化域上の点、からなるものとした。柱部材の載荷実験および弾塑性解析を行い、これら4つの特異点に及ぼす、材料強度、内蔵鉄骨量、せん断補強筋量、軸力比の影響を検討し、それらをもとに骨格曲線を定式化した。

SRC断面の内蔵鉄骨の形状は種類が多く、単一H形鋼を用いたもの、十字形さらにL字形に組んだ鋼材を内蔵させたものがあるが、これらの内蔵鉄骨の形状により柱の弾塑性挙動は大きく異なるものと考えられる。本論文ではSRC柱で最も基本的なものである単一H形鋼を強軸曲げに配したSRC断面を対象としており、その他の内蔵鉄骨についても今後検討を行う予定である。

2. 実験計画

2.1 試験体および実験変数

一定軸力と繰返し水平力を受けるSRC柱部材の弾塑性挙動を調べるために、図1に示すような片持柱試験体を10体製作した。試験体断面は200 x 200 (mm)で、内蔵鉄骨にH-125x60x6x8を用い、強軸曲げとなるように配している。せん断補強筋は4φの鉄筋を用い、4cm間隔で配筋している(せん断補強筋比 $p_w=0.31\%$)。ただし、平行部の重ね部

本論文は文献4)～6)に加筆、修正を加えたものである。

* 九州大学大学院人間環境学研究所 助手・工修

** 九州大学大学院人間環境学研究所 教授・工博

Research Assistant, Division of Architecture, Graduate School of Human-Environment Studies, Kyushu University, M. Eng.
Prof., Division of Architecture, Graduate School of Human-Environment Studies, Kyushu University, Dr. Eng.

分を溶接することにより閉鎖型フープとした。

SRC柱の弾塑性挙動に及ぼすせん断スパン比と軸力比の影響を検討するために、実験変数としてこれらを選んだ(表1参照)。せん断スパン比は2～6までの5種類としており、材長を変化させることにより調整した。軸力比 n はSRC断面の圧縮耐力に対する作用軸力の比とし、0.1, 0.3, 0.5とした(せん断スパン比3では軸力比が0.4の柱も加えた)。これらの軸力は鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準³⁾(以下SRC規準と略記)に規定された制限軸力の0.28倍, 0.85倍, 1.41倍である(軸力比0.4では1.1倍)。

材料の機械的性質およびコンクリートの調合をそれぞれ表2と表3に示す。コンクリートのシリンダー強度を表4に示す。

2.2 加力装置と測定方法

加力装置は柱脚固定、柱頭ピン支持の境界条件となるようにした(図2参照)。載荷は500tonf万能試験機で柱頭に圧縮軸力を載荷し、一定に保持した状態で、水平力を、3/100 rad.までは5/1000 rad.を単位とし、それ以降は1/100 rad.を単位として、各変位振幅で2回繰返す漸増変位振幅で準静的に載荷した。軸力は500tonf試験機の計測装置で、水平力はオイルジャッキ先端に取り付けたロードセルで測定した。変位は、試験体の基礎梁から取り出したフレームに変位計を取り付け、柱頭水平変位を測定した。

3. 実験結果

3.1 崩壊性状

各試験体とも部材角が5/1000rad.までにコンクリートに曲げひび割れが生じ、1/100rad.前後からコンクリートの圧壊が生じ始めた。軸力比が0.1の試験体は固定端からコンクリート断面せい cD 離れた範囲内でかぶりコンクリートの損傷が生じているが、主筋の座屈は認められなかった。軸力比が0.3, 0.4および0.5の試験体ではせん断スパン比に関わらず固定端から1.5・ cD の範囲内での破壊が著しい。軸力比0.3の試験体では、部材角が2/100rad.前後でかぶりコンクリートが剥落し、その後、主筋の座屈が目視により確認できた。軸力比が0.4, 0.5の試験体では部材角が3/200～2/100rad.で損傷が激しい。軸力比0.1以外の試験体では、主筋の座屈発生後、せん断補強筋が隅角部で破断し、抵抗力が急激に低下した。図3に、コンクリートが剥離した後の、目視により確認した主筋の座屈発生点を▲印で示している。

3.2 弾塑性挙動

図3に水平力 H -部材角 R 関係を示す。図中、実線および点線は塑性崩壊機構直線であり、固定端に塑性ヒンジが形成されるとして求め

図1 試験体

図2 加力装置

ている。塑性ヒンジでの抵抗モーメントは実線が鋼材の降伏応力度 σ_y とコンクリート強度 σ_b を用いて計算した一般化累加強度(M_{pc1})であり、点線は鋼材の降伏応力度とコンクリートの圧縮強度をSRC規準に基づき低減したもので計算した累加強度(M_{pc2})である。全試験体とも鋼材の降伏応力度とコンクリート強度を用いて計算した一般化累加強度 M_{pc1} に達しており、精度よく実験耐力を評価している。柱の最大曲げ耐力はせん断スパン比および軸力の違いに拘わらず、かぶりコンクリート部分の圧壊で決まっている。履歴挙動は全ての試験体で紡錘形の履歴性状を示しており、軸力比が0.1の試験体は抵抗モーメントの低下は認められず部材角6/100rad.まで安定した挙動を示してい

表1 実験条件

試験体名	せん断スパン比	軸力比
H-23	2	0.3
H-31	3	0.1
H-33		0.3
H-34		0.4
H-35		0.5
H-43	4	0.3
H-51	5	0.1
H-53		0.3
H-55		0.5
H-63	6	0.3

表2 鋼材の機械的性質

鋼材の種類	規格	降伏応力度 σ_y (MPa)	引張強度 σ_u (MPa)	降伏比	伸び	備考
H-125x60x6x8	SS400	328	464	0.71	32.2%	フランジ
		349	471	0.74	34.5%	ウェブ
D13	SD345	378	564	0.67	26.6%	主筋
4φ	SGD B	378	478	0.79	22.0%	帯筋

表3 コンクリートの調合

コンクリート種類	設計強度	スランブ	水セメント比	細骨材比
普通セメント	26.5 MPa	18cm	49%	44.1%
水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
190 kg/m ³	388 kg/m ³	724 kg/m ³	1,020 kg/m ³	0.97 kg/m ³

図3 水平力-部材角関係

る。軸力比が0.3以上の試験体は最大耐力発揮以降コンクリートの圧壊および剥落により耐力が徐々に低下しており、主筋の座屈発生後、帯筋が破断したため耐力が急激に低下している。しかしながらこのように耐力は低下しているものの、鉄筋コンクリート柱に見られる曲げ降伏後のせん断破壊により軸力を保持できなくなる崩壊形とは異なり、水平力が無くなる時点で実験を終了しているが、この時点まで軸力を保持できている。

4. 弾塑性解析

4.1 解析方法

解析モデルを図4に示すように弾塑性ヒンジ部と剛体からなるモデルと考え、柱部材の変形を弾塑性ヒンジ部に集中させ、その点での断面のモーメント-曲率関係を元に、力の釣り合いを満足させることにより、柱の挙動が説明できるものと考えた。弾塑性ヒンジ部での断面のモーメント-曲率関係は平面保持の仮定のもとで断面区分法により求めた。材料の応力-ひずみ関係は図5に示すモデルを用いた。鋼材は降伏後バウシinger効果により軟化する現象を考慮している。コンクリートは包絡線に崎野・孫モデルを用い⁷⁾、繰返し則は渡辺らのモデルを用いた⁸⁾。さらに弾塑性ヒンジ部での曲率 ϕ と柱部材角 R の間に次式が成り立つものと仮定した。

$$R = \alpha \cdot L \cdot \phi \quad \cdots (1)$$

ここで、 L は固定端から柱頭までの片持柱の部材長さである。

(1)式中、 α の値を、解析で得られた水平力-部材角関係の初期剛性と実験結果のそれが等しくなるようにした。 α の値は軸力が無い片持ち柱の曲げ変形の弾性理論解では1/3となるが、以下のことを考え、せ

図4 解析モデル

▲, ▼: 主筋の座屈発生点を示す

(a) 鉄骨および鉄筋

(b) コンクリート

図5 材料の応力-歪関係

ん断変形および鉄骨、主筋の抜け出しによる付加変形を弾塑性ヒンジ部の曲率の一部に含める形でこのような仮定を設けた。鋼構造部材では座屈等不安定現象が無ければ、材端での抵抗力の上昇に伴い塑性域((1)式の α と L の積に対応する長さ)が材長方向に広がり(1)式の α の値は刻々異なるが、コンクリート系の部材では最大耐力発揮後コンクリートの圧壊により材端での抵抗力は減少し、それに伴い塑性域以外の部分は弾性に留まるため、塑性域は限定された区間となり、柱部材角は材端での曲率が支配的となる。柱の弾性変形および弾塑性変形に拘わらず、柱の部材角は、材端での曲率が塑性域に対応する長さ内で一様に分布した状態での変形で表されるものと考え、解析の簡便さと実験挙動との比較の妥当性より、弾性剛性を合わせることで、弾性、弾塑性の状態に拘わらず(1)式が成り立つものと仮定した。

4.2 解析結果

図6に解析挙動と実験挙動の比較の例を示す。初期剛性を合わせることで、主筋の座屈が生じる段階までの実験挙動を本解析により追跡できているものと考えられる。解析による最大水平耐力が実験耐力に比べ小さく評価されているが、これは弾塑性解析では弾塑性ヒンジを柱脚固定端にあるとしていること、実験では危険断面が固定端よりも上に形成され、スパンが短くなることにより、水平力 H で見たときの実験耐力が上

表4 実験結果

試験体	c σ (MPa)	軸力 (kN)	実験耐力				計算耐力		Mmax Mpc1	Mmax Mpc2	Lp (cm)	α
			Hmax (kN)		Mmax (kN m)		Mpc1 (kN m)	Mpc2 (kN m)				
			正側	負側	正側	負側						
H-23	27.5	533	160	-169	67	-70	66	61	1.04	1.13	30	0.75
H-31	27.3	179	97	-101	62	-64	59	57	1.06	1.11	35	0.58
H-33	27.2	529	114	-107	73	-68	66	60	1.07	1.16	30	0.50
H-34	28.9	726	106	-107	68	-68	63	59	1.08	1.17	29	0.48
H-35	28.9	914	97	-100	63	-64	57	51	1.12	1.25	28	0.47
H-43	30.5	567	81	-82	71	-72	69	63	1.04	1.13	32	0.40
H-51	28.2	180	59	-55	62	-59	60	57	1.01	1.06	40	0.40
H-53	29.7	558	63	-61	71	-69	68	63	1.03	1.12	35	0.35
H-55	29.7	930	55	-57	65	-66	62	52	1.05	1.25	33	0.33
H-63	30.5	567	50	-51	69	-71	69	63	1.02	1.11	35	0.29

1) c**σ**: コンクリートのシリンダー強度. 2) 実験耐力中, Hmax: 実験最大水平力, Mmax: 固定端における抵抗モーメントの最大値. 3) 計算耐力中, Mpc1: 鋼材の降伏応力度と c**σ** を用いて計算した一般化累加強度, Mpc2: 鋼材の降伏応力度と SRC 規準に基づきコンクリート強度を低減して求めた一般化累加強度. 4) Lp: (1)式中の曲率と部材角を関係づけるもので, α と材長 L との積.

図6 解析結果と実験挙動の比較

図7 曲率と部材角を関係づける α

昇したためであると考えられる。なお、本実験に用いたローラの静摩擦係数は測定の結果0.1%程度であり、摩擦による実験耐力上昇はほとんど無いものと考えられる。

図7(a)に上記の方法で算定した、本実験の結果より得られた α の値をプロットしている。図中の曲線は本実験データをもとにした回帰曲線であり、下式が得られた。

$$\alpha = 0.1 + 1.3 \frac{cD}{L} \quad \dots (2)$$

ここで、cDは断面せいである。

図7(b)にSRC柱の既往の実験に対する結果^{9)~16)}と本近似式の比較を示す。本実験結果と同様であるが作用軸力の比が小さい場合近似曲線は小さめの値を与えること、軸力比が0.3程度以上となれば本評価式は概ね妥当なものであると考えられる。

5. 復元力特性の定式化

5.1 解析条件

図8に示すSRC断面を対象とし、4章の解析モデルと解析手法を用いて、鉄骨寸法、材料強度、軸力比、せん断補強筋量を変化させSRC柱材の弾塑性解析を行った。解析変数を表5に示す。復元力特性の骨格曲線を曲げひび割れ点、降伏点、最大耐力発揮点、最大耐力発揮後の劣化域にある点、で構成されるものと考え(図9)、解析変数がこれら4つの特異点に及ぼす影響を検討し、回帰的に骨格曲線の定式化を行った。以降の各式にてでくる諸記号を以下にまとめて示す。

$$d_s = \frac{sD}{cD}, n = \frac{N}{N_u}, n' = \frac{N}{N_u}, f_c = \frac{c\sigma_b}{30\text{MPa}}, f_s = \frac{s\sigma_y}{294\text{MPa}}$$

(3), (4), (5), (6), (7)

図8 解析条件

図9 復元力特性のモデル化

ここで、 sD 、 cD は鉄骨およびコンクリート断面せい、 N は柱に作用する軸力、 $N_{u,c}$ 、 N_u はそれぞれSRC断面およびコンクリート断面の圧縮耐力、 $c\sigma_b$ 、 $s\sigma_y$ はそれぞれコンクリートの圧縮強度、内蔵鉄骨の降伏強度、である。

5.2 初期剛性

断面のモーメント-曲率関係 ($M-\phi$ 関係) における初期剛性を (8) 式により求める。

$$srcEI = sE_s I_s + E_r I_r + cE_c I_c \quad (8)$$

$$cE = 21000 \cdot \left(\frac{\gamma}{23}\right)^{1.5} \cdot \sqrt{\frac{c\sigma_b}{20}} \quad (MPa) \quad (9)$$

ここで、 E :ヤング係数、 I :断面二次モーメント、添字の s,r,c :鉄骨、鉄筋、コンクリート、 γ :コンクリート密度 (kN/m^3)、である。

5.3 第1折れ点 (曲げひび割れ発生点)

第1折れ点をコンクリートの曲げひび割れ発生点とした。この点は曲率の増大に伴い、曲げ引張側コンクリートが引張歪となり $M-\phi$ 関係の剛性が低下することに対応する点であり、(8)式で算定される初期剛性を下回る点である。図10に弾塑性解析を行った結果、得られた曲げひび割れ発生曲率 ϕ_{p1} を示している。この曲率は軸力比およびコンクリート強度の違いによる影響を大きく受けるが、他の因子の影響は二者に比べ小さい。回帰分析の結果、第1折れ点の曲率は (12) ~ (15) 式で評価できる。第1折れ点のモーメント M_{p1} および部材角 R_{p1} はそれぞれ (10)、(11) 式で算定できる。 α は (2) 式で得られる値である。

$$M_{p1} = srcEI \cdot \phi_{p1} \quad (10)$$

$$R_{p1} = \alpha \cdot L \cdot \phi_{p1} \quad (11)$$

$$\phi_{p1} = \frac{f_{11} + f_{12} \cdot n' + f_{13} \cdot n'^2}{cD} \cdot 10^{-3} \quad (12)$$

$$f_{11} = -(4.9 + 3.9 \cdot f_c) / 100 \quad (13)$$

$$f_{12} = 1.65 + 2.1 \cdot f_c \quad (14)$$

$$f_{13} = -(1.7 + 1.4 \cdot f_c) \quad (15)$$

(12) ~ (15) 式の評価式で得られる第1折れ点の曲率と弾塑性解析の結果得られたものとの比較を図11に示す。コンクリート断面の圧縮耐力に対する作用軸力の比 n' が0.6を越える範囲では本評価式は弾塑性解析の曲率を大きく評価する傾向にあるが、 n' が0.6以下では本評価式は解析の結果を90 ~ 110%の範囲内で評価している (全データでの

表5 解析変数

1) 内蔵鉄骨寸法	1) H-492x198x8x12 (1.3%), 2) H-506x200x10x19 (1.9%) 3) H-518x203x13x25 (2.5%), 4) H-524x204x14x28 (2.8%)
2) $s\sigma_y$	1) 235, 2) 294, 3) 353 (MPa)
3) $c\sigma_b$	1) 20, 2) 30, 3) 40 (MPa)
4) 帯筋比 p_w	1) 0.2%, 2) 0.4%, 3) 0.6%
5) 軸力比 n	0 ~ 0.6まで0.1刻み ($n = N/srcNu$)
共通事項	コンクリート断面: 800 x 800 mm 主筋12-D25 (SD345), 帯筋D13 (SD345)

1) ()内は鉄骨比, 2) $s\sigma_y$: 鉄骨降伏応力度, 3) $c\sigma_b$: コンクリート強度

評価式に対する解析値の比の平均値は0.96, 変動係数は9.14%である)。

5.4 第2折れ点 (降伏点)

第2折れ点は柱部材の降伏点に対応する点であり、引張り側フランジの降伏と圧縮側かぶりコンクリートの圧壊のどちらか早期に起こる方で決まるものとし、(18-1)式に基づき算定する。図12に鉄骨の降伏およびコンクリートの圧壊開始時曲率 ϕ_{2s} 、 ϕ_{2c} を示す。回帰分析の結果、それぞれの曲率は(19)および(20)式で評価できる。図12よりSRC断面の圧縮耐力に対する作用軸力の比 n が0.3を越える範囲では、この曲率は殆どコンクリートの圧壊で決まり、 n が0.1以下では鉄骨フランジの降伏で決まることがわかる。第2折れ点の曲率に関する評価式と弾塑性解析の結果の比較を図13に示す。本評価式は軸力比に拘わらず弾塑性解析結果を0.9倍から1.1倍程度に評価している (平均値1.01, 変動係数2.83%)。ただし、コンクリートせいに対する鉄骨せいの比 ds が0.6より小さい場合、内蔵鉄骨の降伏開始に伴うモーメント-曲率関係の剛性の変化はあまり見られないことを考慮し、この場合の第2折れ点はコンクリートの圧壊で決まるものとする。

第1折れ点から第2折れ点までの剛性は初期剛性に対する剛比 k_2 で評価し、この値は第2折れ点の曲率によって異なり、第2折れ点がフランジの降伏で決まる場合 (21) 式で、コンクリートの圧壊で決まる場合 (22) ~ (25) 式で評価できる。

コンクリートの圧壊で決まる場合の k_2 については、鉄骨せいのコンクリート断面せいに対する比 ds が0.6を下回る場合と、軸力比 n が0.3を下回る場合は(25-1)式ではかなりの安全側の評価となるため、(25-2) ~ (25-4)式で評価することにした。

この剛性の評価式と弾塑性解析の結果得られた剛性の比較を図14に示す。本評価式は弾塑性解析の結果を軸力比に拘わらず0.9 ~ 1.1倍の間で評価している (平均値1.01, 変動係数3.36%)。

$$M_{p2} = M_{p1} + k_2 \cdot srcEI \cdot (\phi_{p2} - \phi_{p1}) \quad (16)$$

$$R_{p2} = \alpha \cdot L \cdot \phi_{p2} \quad (17)$$

$$(a) ds \geq 0.6 \text{ の場合} : \phi_{p2} = \min(\phi_{2s}, \phi_{2c}) \quad (18-1)$$

$$(b) ds < 0.6 \text{ の場合} : \phi_{p2} = \phi_{2c} \quad (18-2)$$

$$\phi_{2s} = \frac{2.9f_s + (4.9 + 0.92f_s)n}{cD} \cdot 10^{-3} \quad (19)$$

$$\phi_{2c} = \frac{(2.8 + 4.3f_c - 1.4f_c^2) - (2.1 + 5.6f_c - 2.0f_c^2)n}{cD} \cdot 10^{-3} \quad (20)$$

図10 第1折れ点の曲率

図11 第1折れ点の曲率に関する弾塑性解析と評価式の比較

図12 第2折れ点の曲率

図13 第2折れ点の曲率に関する弾塑性解析と評価式の比較

(a) 第2折れ点が鉄骨降伏で決まる場合

(b) 第2折れ点がコンクリート圧壊で決まる場合
図14 第1折れ点から第2折れ点間の剛性に関する弾塑性解析と評価式の比較

(a) cru=1.0

(b) cru=0.85-2.5sps

図15 最大耐力の一般化累加強度に対する割合

図16 最大耐力/一般化累加強度(cru=1.0)に関する弾塑性解析と評価式の比較

図17 最大耐力発揮時曲率

図18 最大耐力発揮時曲率に関する弾塑性解析と評価式の比較

図19 最大耐力発揮後の劣化勾配

図20 劣化勾配に関する弾塑性解析と評価式の比較

(i) 第2折れ点が鉄骨の降伏で決まる場合,

$$k_2 = k_{2s} = (-1.05 + 2.3d_s) \cdot (1.20 - 0.20f_s) \cdot (1.2 - 0.24f_c) \quad (21)$$

(ii) 第2折れ点がコンクリートの圧壊で決まる場合,

$$k_2 = k_{2c} = k_{2c1} \cdot k_{2c2} \cdot k_{2c3} \quad (22)$$

$$k_{2c1} = 1.25(f_s - 1) \cdot n - 0.25(f_s - 5) \quad (23)$$

$$k_{2c2} = 1.27 - 0.36f_c + 0.09f_c^2 \quad (24)$$

(a) $n \geq 0.3$ かつ $ds \geq 0.6$ の場合,

$$k_{2c3} = -22.8(d_s^2 - 1.39d_s + 0.457) + 104(d_s^2 - 1.31d_s + 0.419) \cdot n - 128(d_s^2 - 1.27d_s + 0.39) \cdot n^2 \quad (25-1)$$

(b) $n \geq 0.3$ かつ $ds < 0.6$ の場合,

$$k_{2c3} = 0.39 - 0.73n + 1.5n^2 \quad (25-2)$$

(c) $n < 0.3$ かつ $ds \geq 0.6$ の場合,

$$k_{2c3} = -3.1d_s^2 + 5.5d_s - 1.84 \quad (25-3)$$

(d) $n < 0.3$ かつ $ds < 0.6$ の場合,

$$k_{2c3} = 0.34 \quad (25-4)$$

5.5 第3折点 (最大耐力点)

一般化累加強度, M_{pc1} (鋼材の降伏応力度及びコンクリート強度で計算) および M_{pc2} (鋼材の降伏応力度及びコンクリート強度を SRC 規準式³⁾ に従い低減係数 r_u を乗じた強度で計算) に対する最大抵抗モーメントの上昇率をそれぞれ図 15 の (a) と (b) に示す. 最大耐力を M_{pc1} で評価した場合, 軸力比の増大に伴い耐力比が小さくなり, M_{pc2} で評価すると安全側の評価となる. 最大抵抗モーメントを M_{pc1} で評価した場合の耐力上昇率を (26) 式で評価する. 本評価式と弾塑性解析で得られたものとの比較を図 16 に示す. 軸力比に拘わらず本評価式は解析結果を 0.95 ~ 1.05 の範囲で評価している (平均値 1.00, 変

動係数 1.35%).

弾塑性解析の結果得られた最大耐力発揮時の曲率 ϕ_{p3} を図 17 に示す. この曲率を (28) ~ (31) 式で評価する. 図 18 に弾塑性解析の結果と本評価式の結果の比較を示す. 本評価式は軸力比 n が 0.3 以上では解析結果を 0.8 ~ 1.2 の範囲で評価している (平均値 1.00, 変動係数 6.81 %). 軸力比がそれ以下の範囲内では最大耐力発揮時の曲率が大きいですが, その付近での耐力上昇率はわずかなものであるため, この曲率を低めの評価となるようにした.

$$\frac{M_{\max}}{M_{pc1}} = (1.09 - 0.05f_s) - 0.32(1 - 0.25p_w)n \quad (26)$$

$$R_{p3} = \alpha \cdot L \cdot \phi_{p3} \quad (27)$$

$$(a) \ n \geq 0.3 \text{ の場合: } \phi_{p3} = \frac{f_{31} \cdot f_{32}}{cD} \cdot 10^{-3} \quad (28-1)$$

$$(b) \ n < 0.3 \text{ の場合: } \phi_{p3} = \frac{f_{33}}{cD} \cdot 10^{-3} \quad (28-2)$$

$$f_{31} = 7.2 + 3.0p_w - 2.4p_w^2 \quad (29)$$

$$f_{32} = (1.1 + 0.28f_s) \cdot (0.34 + 1.3f_c - 0.61f_c^2) + (1.1 + 0.48f_s) \cdot (0.19 - 2.2f_c + 1.1f_c^2) \cdot n \quad (30)$$

(iii) 既往の実験挙動との比較
図 22 提案した復元力特性式と実験挙動の比較

$$f_{33} = -0.02(n-0.3) + (0.79 + 0.27p_w - 0.155p_w^2) \cdot (5.6 + 2.5f_s) \quad (31)$$

ここで、 p_w はせん断補強筋比(%)である。

5.6 最大耐力発揮後の劣化勾配

最大耐力発揮以降の耐力低下率は初期剛性に対する剛比 k_4 によって表すものとした。最大耐力発揮後の劣化域では部材角 R_{p4} を設定しその部材角に対応する曲率 ϕ_{p4} を(33)式より求め、その曲率に対するモーメント M_{p4} を(32)式および(34)～(36)式で算定するものとした。弾塑性解析では、安全側の評価となるように、この劣化勾配をコンクリートの強度低下を大きく取るために、部材角 $4/100$ rad. の点と最大耐力点から決まる勾配として求めた。弾塑性解析結果より得られた劣化勾配係数 k_4 を図19に示す。回帰分析の結果 k_4 は(34)～(36)式で評価できる。解析では繰返し荷重による強度低下、主筋の座屈等不安定現象を考慮していないが、 $2/100$ rad. 程度の部材角ではそれらの影響は小さいものと考え、適用範囲としてはこの程度の変形までと考えている。

$$M_{p4} = M_{p3} + k_4 \cdot \text{src} \cdot EI \cdot (\phi_{p4} - \phi_{p3}) \quad (32)$$

$$R_{p4} = \alpha \cdot L \cdot \phi_{p4} \quad (33)$$

$$k_4 = k_{41} - k_{42} \cdot n \quad (34-1)$$

$$k_4 < 0 \text{ の場合: } k_4 = 0 \quad (34-2)$$

$$k_{41} = (1.0 - 1.4d_s) \cdot (1.7f_c - 0.69) \cdot (0.31 - 0.29p_w + 0.27p_w^2) \quad (35)$$

$$k_{42} = (5.2 - 6.6d_s) \cdot (1.5f_c - 0.48) \cdot (0.22 - 0.092p_w) \quad (36)$$

本評価式と弾塑性解析の結果の比較を図20に示す。 k_4 が正の値の場合、(34-2)式に従い0としている。軸力比が小さい場合は本評価式のばらつきは大きい、軸力比0.3～0.6の範囲内では0.8～1.2の範囲内で評価している(平均値1.08、変動係数12.4%)。

5.7 提案式と実験結果との比較

提案式を(37)式に従い水平力と部材角に変換した結果と、本実験および既往の実験の挙動との比較の例を図22(a)～(l)に示す。

$$H = M/L - N \cdot R \quad (37)$$

最大耐力は実験結果を安全側に評価しているが、最大耐力以降の劣化勾配を含め、本解析結果は概ね実験挙動を予測できている。

6 まとめ

単一H形鋼を内蔵したSRC柱部材の載荷実験および柱の弾塑性解析を行い、鋼材寸法、鋼材とコンクリートの材料強度、せん断補強筋量および軸力比、がSRC柱の復元力特性に及ぼす影響を検討した。その結果を元に、鉄骨の降伏強度235～353MPa、コンクリート圧縮強度20～40MPa、せん断補強筋比0.2%～0.6%、軸力比0～0.6の範囲内で、曲げ破壊先行型のSRC柱の復元力特性の骨格曲線の定式化を行った。本実験および既往の実験の弾塑性挙動と本提案式を比較した結果、本提案式は実験挙動を概ねよく評価していることを示した。

謝辞

試験体の製作に際し、津賀山健次技官、松岡直人技官、九州大学大学院生、李涛、児玉憲助、山崎和広諸氏の協力を得た。実験に際し、川口晃技官、九州大学院生、李麗氏の協力を得た。研究討議および資料整理に際し、笠義秀氏(竹中工務店)、池田俊也氏(現大林組)の協力を得た。ここに深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 立花正彦, 森田耕次, 中野清司: 曲げ破壊型鉄骨鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集9-2, pp.513-518, 1987.
- 2) 土井希祐: 鉄骨鉄筋コンクリート部材の荷重-変位履歴特性モデルに関する研究, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.17, No.2, pp.1143-1148, 1995.
- 3) 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1987.6.
- 4) 池田俊也, 堺純一, 松井千秋: 鉄骨鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1043-1044, 1998.9
- 5) 池田俊也, 堺純一, 松井千秋, 李麗: 鉄骨鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究 その2 部材の載荷実験および弾塑性解析, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1107-1108, 1999.9.
- 6) 堺純一, 松井千秋, 池田俊也: 鉄骨鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究 その3 復元力特性の定式化, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1109-1110, 1999.9.
- 7) 崎野健治, 孫玉平: 直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-歪み関係, 日本建築学会構造系論文集, 第461号, pp.95-104, 1994.7
- 8) 鎌田圭次郎, 大住和正, 渡辺史夫, 六車 照: 各種強度の鉄筋混使用によるRC断面曲げ性能の制御, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北) 構造II.B, pp.505-506, 1991.9.
- 9) 仲威雄, 森田耕次, 立花正彦: 鉄骨鉄筋コンクリート柱の耐力と履歴特性に関する実験的研究(その2), 日本建築学会論文報告集 第260号, pp.47-58, 1977.10
- 10) 若林實, 南宏一, 中村武: 繰返しせん断力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート柱の履歴特性に関する実験的研究, 京大防災研究所年報 第15号B, pp.69-97, 1972.4
- 11) 社団法人鋼材倶楽部・SRC造への高張力鋼適用に関する調査研究会: 高張力鋼を用いたSRC構造の開発研究, 圧縮力と繰返し曲げを受ける柱の実験, pp.151-191. 1989.
- 12) 西村繁, 齊藤文孝, 上原広, 西村泰志, 南宏一: 偏心した鉄骨を有する鉄骨鉄筋コンクリート柱の曲げ破壊性状に関する実験的研究(その1～その2), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1697-1700, 1991.9
- 13) 日笠英之, 宮内靖昌, 藤田幸二, 西村泰志, 南宏一: 高強度のコンクリートと鉄骨を用いたSRC柱の曲げ破壊性状(その2), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1745-1746, 1994.9
- 14) 松井千秋, 津田恵吾, 江冠華: 高張力鋼を用いたH形鋼を内蔵したSRC柱材の耐力と挙動について(その1), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1431-1434, 1988.10.
- 15) 江冠華: 鉄骨鉄筋コンクリート構造柱部材の安定限界軸力に関する研究, 九州大学学位論文, 1991.11
- 16) 加藤勉, 秋山宏, 称原良一: 鉄骨鉄筋コンクリート柱の曲げせん断破壊に関する研究2, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1209-1210, 1975.10.
- 17) 堺純一, 松井千秋, 南 宏一, 平川葉子: 芯鉄骨合成柱の耐震性能に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, pp.201-208, 1999.12.

(1999年10月8日原稿受理, 2000年3月8日採用決定)