

正負交番荷重を受ける SRC 柱の塑性曲率分布のモデル化 および軸方向鉄筋の座屈に着目した靱性能評価

Modeling of plastic curvature distribution of SRC columns subjected to reversal cyclic loading
and its application to ductility evaluation of columns predicting buckling of longitudinal bars

内藤英樹*, 秋山充良**, 高田真人***, 清水真介****, 洪起男*****, 鈴木基行*****

Hideki NAITO, Mitsuyoshi AKIYAMA, Masato TAKADA, Shinsuke SHIMIZU, Kee-Nam HONG and Motoyuki SUZUKI

*修(工) 東北大学助手, 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 6-6-06)

**博(工) 東北大学助教授, 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 6-6-06)

***オリエンタル建設(株), 東北支店技術部 (〒980-0014 仙台市青葉区本町 2-16-10)

****東北大学, 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 6-6-06)

*****博(工) 忠北大学校工科大学講師, 土木工学科 (48, Gaesin-Dong, Cheongju Chungbuk, 361-763, Korea)

*****工博 東北大学教授, 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 6-6-06)

Load-deflection characteristics and plastic curvature distribution were measured in cyclic loading tests to propose ductility evaluation at the spalling of concrete cover of SRC columns. As the results of cyclic loading tests, the plastic curvature developed within the plastic region of longitudinal bars, and the bond between H-shaped steel and concrete was lost at the spalling. In this paper, the evaluation equation of plastic hinge length related to the plastic region of longitudinal bars on SRC columns was proposed. And the plastic curvature distribution was modeled to rectangle distribution with the plastic hinge length and its curvature calculated by buckling analysis of bars as assuming that H-shaped steel was removed from SRC sections. Comparing with previous experimental results, the method fairly evaluated the displacement at the spalling of SRC columns.

Key Words: SRC columns, cyclic loading tests, plastic hinge length, ductility evaluation

キーワード: SRC 柱, 正負交番載荷実験, 等価塑性ヒンジ長, 靱性能評価

1. はじめに

近年, 施工の合理化と耐震性能の向上を目的として, 鉄骨鉄筋コンクリート構造やコンクリート充填鋼管などの合成構造の土木構造物への適用例が増加している。特に, 鉄筋コンクリート(以下, RC)断面に H 形鋼を埋め込んだ充腹形の鉄骨鉄筋コンクリート(以下, SRC)柱では, 曲げ耐力とせん断耐力を H 形鋼に期待できることから, 配筋作業の省力化と断面の縮小化が可能になるなど, 今後の施工例の増加が予想される。しかし, 一般的な構造部材として活用されてきた建築分野での研究¹⁾と比較して, 土木分野での SRC 部材の実験および解析的研究は少なく, 橋脚などに SRC 構造を適用した場合の部材損傷過程や復元力特性などは明らかにされていない。このため, 現行の鉄道構造物等設計標準²⁾(以下, 鉄道標準)では, 十数体の SRC 柱の正負交番載荷実験³⁾の結果から, 軸力比や帯鉄筋比をパラメータとする靱性能評価式を回帰的に定めている。

しかし, 既往の SRC 柱の正負交番載荷実験の結果を見る限り, SRC 柱の荷重-変位関係は, 軸方向鉄筋と H 形

鋼の割合に応じて連続的に変化しており, RC から SRC 柱まで統一的に適用できる靱性能評価法の構築が可能と考えられる。そのためには, 限られた供試体諸元の実験結果に対する回帰式などではなく, 力学的な根拠に基づき各部材損傷点に対応した RC と SRC 柱の変形性能評価法を構築する必要がある。これにより, 従来に比べ, より広範な諸元を有する RC と SRC 柱の耐震設計が可能になる。

一方, 著者ら⁴⁾は, 軸力が小さい RC 柱では, かぶりコンクリートの剥落と軸方向鉄筋の座屈が同時に生じ, 荷重-変位関係にも明確な耐力低下が見出せることから, かぶりコンクリートの剥落を終局とした靱性能評価法を提示した。参考文献 4)では, 軸方向鉄筋の座屈解析に基づき算定される断面の終局曲率に対して, その曲率が生じていると見なせる塑性ヒンジ長(以下, 等価塑性ヒンジ長)を仮定することで, 塑性曲率分布をモデル化した。さらに, モデル化した塑性曲率分布を積分することで得られる荷重載荷点位置の変位は, 正負交番荷重を受ける RC 柱のかぶりコンクリート剥落時変位に対応することを確認した。一方, SRC 柱でも, 既往の実験結果^{1),3)}を参照すると, かぶりコ

表-1 供試体諸元一覧

供試体 番号	せん断 スパン (mm)	断面寸法 幅×高さ (mm)	有効 高さ (mm)	H 形鋼寸法 $H_s \times B_s \times t_w \times t_f$ (mm)	軸方向鉄筋		帯鉄筋		鉄骨 鉄筋比 ^{注)}	曲げ せん断 耐力比
					径・本数	鉄筋比 (%)	径・間隔 (mm)	体積比 (%)		
No.0	1500	650×650	600	(RC 供試体)	D19×18	1.22	D13@100	0.91	---	1.9
No.1S	1500	500×500	450	300×200×10×15	D16×10	0.79	D10@100	0.66	4.4	2.1
No.2S				300×80×10×15	D25×8	1.62	D10@100	0.66	1.3	2.0
No.3S				300×250×10×15	D13×8	0.41	D10@100	0.66	10.1	2.0
No.4S				300×250×10×15	D13×8	0.41	D6@300	0.10	10.1	1.6

注) 鉄骨鉄筋比: (H 形鋼の総断面積) / (軸方向鉄筋の総断面積)

ンクリート剥落および軸方向鉄筋の座屈発生点までの損傷進展過程は RC 柱と同様であり、その後に H 形鋼の局部座屈などが生じることにより耐力を失う。力学的な根拠に基づき SRC 部材の限界状態を定めるためには、正負交番載荷実験により得られる荷重-変位関係上の特性ではなく、参考文献 4) のように、各部材損傷点で生じる鉄筋や H 形鋼の挙動に着目した靱性能評価が必要である。しかし、RC 柱に比べ、土木構造物の諸元を模した SRC 柱の正負交番載荷実験は少なく、特に、塑性曲率分布や軸方向鉄筋および H 形鋼の塑性化区間などの実験データが報告されたことはない。このため、例えば、参考文献 4) の手法を SRC 柱に適用した場合など、解析的に得られる、ある部材損傷点に対応した塑性曲率分布の妥当性を実験結果との比較により検証することはできない。

そこで、本研究では、橋脚を想定した供試体諸元を持つ SRC 柱の正負交番載荷実験を行うことで、荷重-変位関係と部材損傷過程の対応、塑性曲率分布、軸方向鉄筋や H 形鋼のひずみ分布など、SRC 柱の靱性能評価法を構築する上で必要となる基礎的データを収集した。そして、参考文献 4) の手法を拡張することで、RC から SRC 柱まで統一的に適用可能なかぶりコンクリート剥落時変位の評価手法を提案する。具体的には、かぶりコンクリートの剥落が生じる際の実験データを用いて、RC から SRC 柱まで適用可能な等価塑性ヒンジ長の算定手法を提示し、一方で、その区間での平均曲率を参考文献 4) の手法を基に算定することで、塑性曲率分布をモデル化する。そして、得られた塑性曲率分布を二階積分した結果と、既往の RC と SRC 柱の正負交番載荷実験の結果を比較することで、かぶりコンクリートの剥落に着目した提案手法の妥当性を示した。

着目したかぶりコンクリート剥落点は、RC および SRC 柱ともに、地震による損傷を限定的なものにとどめ、構造としての機能の回復が速やかに行い得る損傷レベルであり、修復性の観点から求められる耐震性能に対応する耐震設計上の重要な限界状態のひとつと考える^{2),5)}。なお、本研究で提示する SRC 柱の正負交番載荷実験でも確認されるように、SRC 柱では、H 形鋼の存在のため、かぶりコンクリート剥落後も降伏荷重程度を維持し、安定した復元力特性を示すなど、RC 柱に比べ非常に大きな変形性能を有している。最終的な荷重低下は、H 形鋼の局部座屈後にも

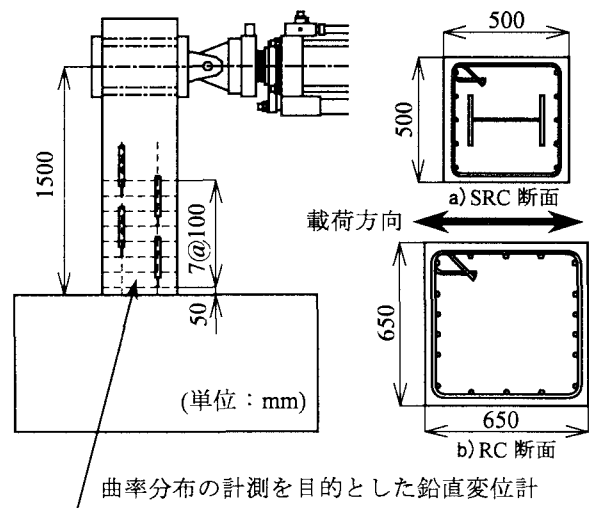


図-1 供試体概略図

たらされる場合が多く、構造物全体系の崩壊に対する照査などでは、この点の変形性能評価法も必要になる。この評価法については、別途報告する。

2. 実験概要

4 体の SRC 柱と 1 体の RC 柱の正負交番載荷実験を行った。供試体概略図と供試体諸元を図-1 および表-1 に示す。せん断スパンは全ての供試体で 1500mm とする。曲げせん断耐力比が 2.0 程度となる RC 供試体の No.0 に対して、鉄道標準⁶⁾を用いて算定される曲げ耐力とせん断耐力がそれぞれ同程度となるように鉄骨鉄筋比を変化させた 3 体の SRC 供試体 (No.1S~No.3S) を作製した。ここで、RC 供試体と同程度の曲げ耐力を有する SRC 供試体の断面は、650mm×650mm の RC 断面に対し、500mm×500mm までの縮小化が可能になる。なお、本研究では、せん断スパンと曲げ耐力を等しくするとの条件を設けて RC 供試体と SRC 供試体を設計したため、両者のせん断スパン比は異なる結果となった。SRC 供試体では、鉄骨鉄筋比 4.4 の No.1S を基準にして、軸方向鉄筋の割合が多い No.2S (鉄骨鉄筋比 1.3)、および H 形鋼の割合が多い No.3S (鉄骨鉄筋比 10.1) を作製した。さらに、帯鉄筋の影響を検討するため、No.3S の帯鉄筋量を体積比 0.10% まで低減させた No.4S を作製した。なお、No.1S~No.4S では、フー

表-2 鋼材の引張試験

呼び名	供試体番号	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
D6	No.4S	317	495	140000
D10	No.1S	457	630	200000
D10	No.2S,3S	390	558	198000
D13	No.0	435	599	208000
D13	No.3S,4S	409	575	213000
D16	No.1S	442	652	204000
D19	No.0	424	633	189000
D25	No.2S	436	659	195000
PL-15	No.1S	376	496	200000
PL-15	No.2S,3S,4S	293	433	205000

チング下面(フーチング高さ 890mm)に設置した厚さ 25mm の鋼製ベースプレートに H 形鋼を溶接している。

載荷は、降伏変位 δ_y の整数倍を載荷ステップとして 3 回の交番載荷を行い、軸力は載荷しない。降伏変位 δ_y は、柱基部から 50mm 位置の軸方向鉄筋と H 形鋼に貼付したひずみゲージの一方が、表-2 の鋼材の引張試験結果から得られた降伏ひずみに達する変位とした。

鉄骨、鉄筋、およびコンクリートの材料試験結果を表-2 および表-3 に示す。

3. 荷重-変位関係と部材損傷状況

実験結果から得られた荷重-変位関係を図-2 a) ~ e) に示す。また、各供試体の降伏点、目視によりかぶりコンクリートの剥落が確認された点、および柱基部から剥落が生じた区間を表-4 に示す。

RC 供試体の No.0 では、水平変位 6.4mm で軸方向鉄筋が降伏ひずみに達し、その後、降伏荷重の 1.3 倍程度の水平耐力に達した。水平変位 36.2mm($\pm 6\delta_y$)の交番載荷において軸方向鉄筋のはらみ出しに伴いかぶりコンクリートが大きく剥落する様子(以下、かぶり剥落)が目視にて観察された。かぶりコンクリートの剥落区間と軸方向鉄筋のはらみ出しが生じた区間は概ね対応しており、このとき、図-2 a) の荷重-変位関係において明確な耐力低下が生じた。その後の交番載荷では、載荷直角面に生じたせん断ひび割れが顕著となることで載荷直角面のかぶりコンクリートも剥落した。石橋ら⁷⁾および衣笠ら⁸⁾は、正負交番荷重を受ける RC 柱では、曲げ破壊型の供試体でも、最終的にはせん断ひび割れが顕著となることで耐力を失うことを報告している。本実験の No.0 も軸方向鉄筋の座屈と、その後にせん断ひび割れが顕著となることで、水平耐力が大きく低下し、逆 S 字型の履歴ループ形状へ移行したと考えられる。

鉄骨鉄筋比 4.4 とした SRC 供試体の No.1S では、降伏変位が 7.6mm で軸方向鉄筋が降伏ひずみに達し、その後、降伏荷重の 1.6 倍程度の水平耐力に達した。SRC 柱では、

表-3 コンクリート材料試験

供試体番号	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
No.0	20.7	2.70	22000
No.1S	25.3	2.41	24900
No.2S	24.4	2.20	25900
No.3S	25.2	2.40	26900
No.4S	28.6	2.20	27300

軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した後も H 形鋼の存在により水平荷重が増加するため、降伏荷重に対する最大荷重の比が大きくなる。水平変位 72.9mm($\pm 9\delta_y$)の交番載荷にて、かぶり剥落が確認されたが、その後の交番載荷では H 形鋼を有することでせん断ひび割れが顕著とはならず、かぶりコンクリートの剥落区間において軸方向鉄筋の破断、H 形鋼フランジの露出、そしてフランジの局部座屈の順に部材損傷が生じた。鈴木ら⁹⁾は、充腹形の鉄骨コンクリート柱では、H 形鋼フランジの局部座屈に伴いウェブが局部座屈する連成座屈が回避されることから、フランジの局部座屈後も耐力低下が小さく、安定した復元力特性を示すことを報告している。このことから、H 形鋼フランジが破断しなかった No.1S では、実験終了時まで荷重-変位関係において紡錘形の履歴ループ形状を維持した。なお、本実験では、かぶり剥落後の交番載荷において、軸方向鉄筋の破断などが載荷面に対して対称に生じないことから、耐力低下に伴い供試体が載荷直角方向に大きく傾いた。このため、載荷装置の安全上から、定変位毎の交番載荷が困難となる場合には、載荷パターンを変更した。

鉄骨鉄筋比 1.3 の軸方向鉄筋の割合が多い No.2S では、水平変位が 6.6mm で H 形鋼フランジが降伏ひずみに達し、その後、降伏荷重の 1.7 倍程度の水平耐力に達した。さらに、水平変位 55.8mm($\pm 9\delta_y$)の交番載荷でかぶり剥落が確認され、RC 供試体の No.0 と同様に、荷重-変位関係にて大幅な耐力低下が生じ、紡錘形の履歴ループ形状からエネルギー吸収能の小さい履歴ループへと移行した。しかし、H 形鋼を有することで、かぶり剥落後にせん断ひび割れが顕著とならず、No.0 とは異なる破壊形態となった。このため、かぶり剥落点以降の耐力低下と履歴ループ形状の変化は、軸方向鉄筋の座屈後の履歴特性^{10),11)}によるものと考えられる。

鉄骨鉄筋比 10.1 の H 形鋼の割合が多い No.3S では、水平変位が 4.5mm で軸方向鉄筋が降伏ひずみに達し、その後、降伏荷重の 2.0 倍程度の水平耐力に達した。さらに、水平変位 45.3mm($\pm 9\delta_y$)の交番載荷でかぶり剥落が確認されたが、軸方向鉄筋の割合が小さいことから軸方向鉄筋の座屈や破断が耐力低下や履歴ループ形状に与える影響は小さい。また、No.1S と同様に、せん断ひび割れは顕著とならずに、大変形域まで紡錘形の履歴ループ形状を維持したが、H 形鋼フランジの局部座屈後の交番載荷によりフランジの破断が生じたことで脆性的に耐力を失った。

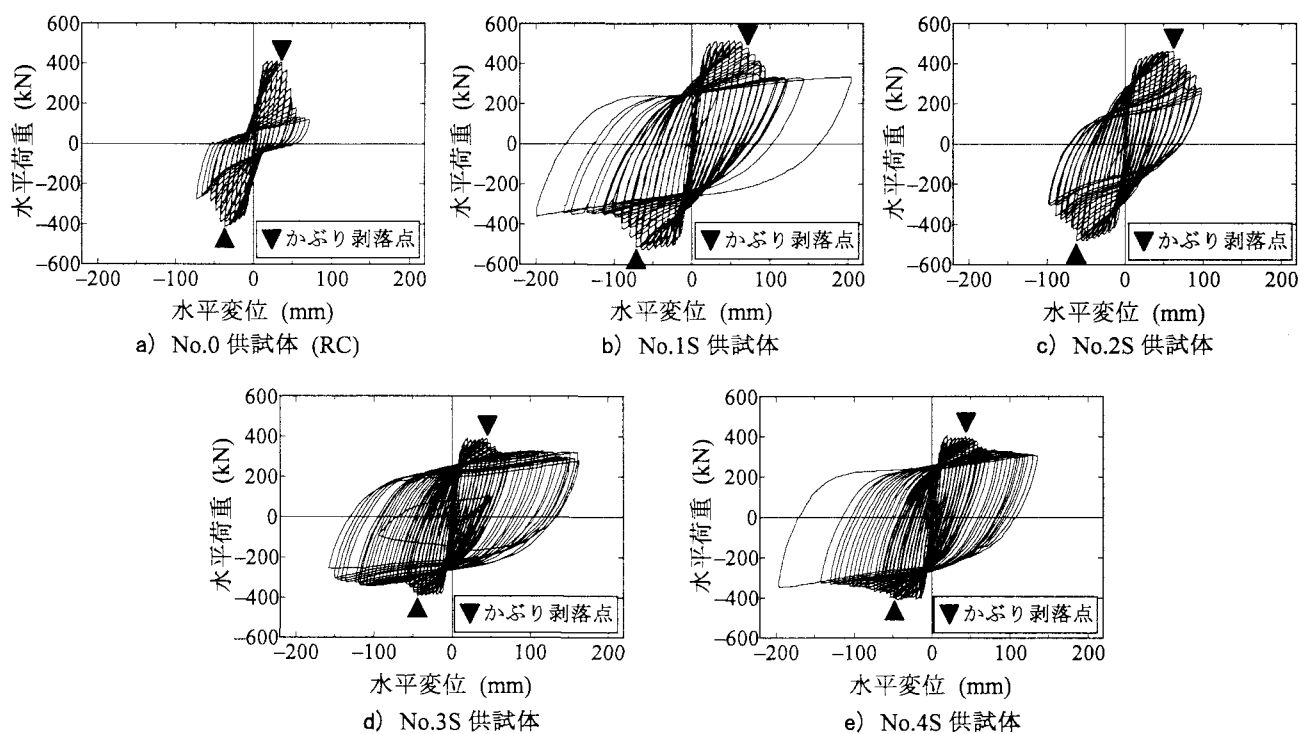


図-2 荷重—変位関係と部材損傷との対応

No.3S の供試体諸元に対して帯鉄筋の体積比を 0.10%に低減した No.4S では、No.3S と同様の損傷過程および荷重—変位関係を示した。正載荷において供試体が載荷直角方向に大きく傾いたことから、-200mm までの負載荷を行い、実験を終了した。このとき、H 形鋼フランジの局部座屈が確認されたが、H 形鋼の破断は確認されず、実験終了時まで優れた靱性能を示した。

以上より、せん断スパンと曲げ耐力を等しくすると条件を設けて RC と SRC 柱を設計する場合、断面が縮小化される SRC 柱では、いずれの供試体でも RC 柱と比較して大変形域までかぶり剥落が生じなかった。さらに、SRC 供試体では、かぶり剥落後にせん断ひび割れが顕著とならず、RC 柱とは破壊形態が異なった。特に、H 形鋼の割合が多い SRC 柱では、軸方向鉄筋量と帯鉄筋量とともに低減させた場合にも、かぶり剥落後の耐力低下が小さく、紡錘形の履歴ループ形状を維持するなど、優れた靱性能を発揮した。このように、SRC 構造は、RC 構造に比べ配筋作業の大幅な軽減と靱性能の向上が期待できることを実験的に確認した。しかし、一方で、軸方向鉄筋の割合が多い SRC 柱では、かぶり剥落と同時に軸方向鉄筋が座屈することで大幅な耐力低下が生じる結果となった。このように、同じ SRC 構造でも、軸方向鉄筋量に対する鉄骨量の割合により、得られる変形性能は大きく異なる。両者の組合せにより複雑に変化する SRC 柱の変形性能を適切に評価するためには、荷重—変位関係上の変化点などに着目した回帰分析ではなく、後述するような力学モデルに立脚した解析手法が必要である。

なお、本研究では、交番載荷の基準となる降伏変位 δ_y を軸方向鉄筋または H 形鋼の降伏で定義した。しかし、

表-4 実験による降伏点とかぶり剥落点

供試体 番号	降伏点		かぶり剥落点 ^(注)		
	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	剥落範囲 (mm)
No.0	6.4	302	36.2	403	300
No.1S	7.6	311	72.9	501	300
No.2S	6.6	278	55.8	460	500
No.3S	4.5	196	45.3	390	200
No.4S	4.5	204	44.6	404	200

注) かぶり剥落が確認された載荷ステップにおける正載荷での最大変位点を示す。

SRC 柱では降伏点以降も水平荷重が大きく増加するなど、降伏点と部材剛性の低下との対応は明確でなく、終局変位を降伏変位で除した靱性率を用いて RC と SRC 柱の塑性変形能を比較することは適切ではない。

4. かぶり剥落点の塑性曲率分布のモデル化

(1) 概説

著者ら⁴⁾は、正負交番荷重を受ける RC 柱の塑性曲率分布を計測した朝津・星隈ら^{12),13)}の実験データに対して、図-3 に示すように、軸方向鉄筋の座屈が生じている区間(以下、座屈区間)での平均曲率 ϕ_m を基に、計測値を均すことで得られる等価塑性ヒンジ長 L_p を用いて、かぶり剥落点での塑性曲率分布をモデル化した。そこで、実施した SRC 柱の正負交番載荷実験におけるかぶり剥落点で計測された塑性曲率分布に対し、図-3 のモデル化を試みる。

なお、著者ら¹⁴⁾は、表-1 に示した 4 体の SRC 供試体のほかに、フーチング内の H 形鋼の定着形式の影響を検

表-5 参照する供試体諸元一覧¹⁴⁾

供試体 番号	せん断 スパン (mm)	断面寸法 幅×高さ (mm)	有効 高さ (mm)	H 形鋼寸法 $H_s \times B_s \times t_w \times t_f$ (mm)	軸方向鉄筋		帯鉄筋		鉄骨 鉄筋比	曲げ せん断 耐力比
					径・本数	鉄筋比 (%)	径・間隔 (mm)	体積比 (%)		
No.1	1500	500×500	450	300×200×10×15	D16×10	0.79	D10@100	0.66	4.4	2.1
No.2				300×80×10×15	D22×10	1.55	D10@100	0.66	1.3	2.2
No.3				300×250×10×15	D13×10	0.51	D10@100	0.66	8.1	2.0
No.4				300×250×10×15	D13×10	0.51	D6@300	0.10	8.1	1.5

討するため、フーチング内の H 形鋼フランジに異形鉄筋 (D19) をスタッド筋として貫通または溶接した 4 体の SRC 供試体を製作し、その正負交番荷重実験を行っている。この実験では、かぶり剥落点以降において、スタッド筋位置の H 形鋼が破断することで脆性的に耐力を失う結果となったが、スタッド筋の設置の有無は H 形鋼の破断が生じるまでの柱の挙動に影響しないことを確認している。そこで、かぶり剥落点までの挙動に着目する以降の検討では、表-5 の 4 体の供試体 (No.1~No.4) も加えることにする。

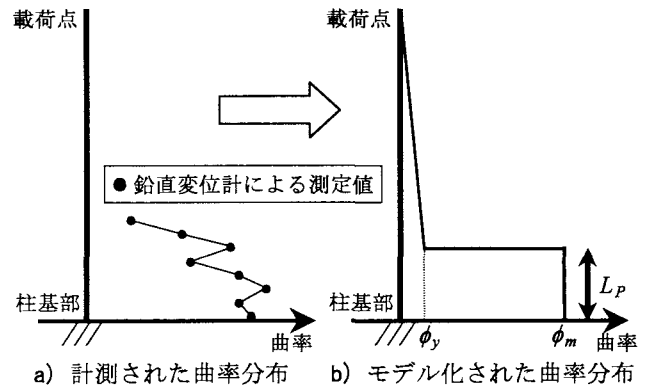
(2) 塑性曲率分布の計測

星隈ら¹³⁾の研究を参考に、図-1 のように柱基部から高さ方向に、鉛直変位計を 100mm 間隔で圧縮側と引張側に設置した。計測区間 i での平均曲率 $\phi_{i,exp}$ は式(1)を用いて算定される。なお、 $i=1$ は、柱基部～高さ 50mm の計測区間に対応する。

$$\phi_{i,exp} = \frac{\Delta_{i,T} - \Delta_{i,C}}{D_i \cdot S_i} \quad (1)$$

ここで、 S_i は計測区間長、 $\Delta_{i,T}$ および $\Delta_{i,C}$ は測定区間 i の上下に設置した変位計から得られる引張側および圧縮側の相対変位、 D_i は引張側と圧縮側に配置した変位計の水平距離である。

目視によりかぶり剥落が確認された荷重ステップの塑性曲率分布 $\phi_{i,exp}$ を図-4 に示す。なお、No.3S は、後述されるように、設置した鉛直変位計による塑性曲率分布の計測に大きな誤差が含まれたと判断されたため、図-4 にその実験結果を示していない。各荷重ステップでの塑性曲率分布は正負最大変位時の平均値とした。また、柱基部に設置した変位計 (高さ 50mm 位置) にはフーチングからの鋼材の伸び出し量が含まれることから^{12),15)}、式(1)を用いて $\phi_{1,exp}$ を評価することはできないため、柱基部～高さ 50mm 区間での平均曲率は、図-3 のモデル化を行う際に基準とする座屈区間での平均曲率 $\phi_{m,exp}$ から求めた。鉛直変位計を用いて計測される図-4 の塑性曲率分布は、滑らかな直線分布とならずに複雑な分布形状を示した。これは計測区間長 S_i を短くして曲率 $\phi_{i,exp}$ を計測しているために、大きなひび割れが入った計測区間での平均曲率と、その上下の計測区間でひび割れが生じなかった区間とでは、計測値として大きな差異が生じるためである¹³⁾。その結果、式(1)による曲率 $\phi_{i,exp}$ が負の値となる場合には、計測区間 i の平均曲率は、上下の値を用いて $(\phi_{i-1,exp} + \phi_{i+1,exp})/2$ から求めた。

図-3 等価塑性ヒンジ長 L_p による曲率分布のモデル化

また、ひずみゲージの値から、軸方向鉄筋が降伏しない範囲では、図-3 に示すように、解析的に得られる降伏曲率 ϕ_y を用いて荷重点からの直線分布を仮定した。

荷重ステップ毎の塑性曲率分布を二階積分した値と荷重点に設置した水平変位計の値とを比較することで塑性曲率分布の計測方法の妥当性を検討した。塑性曲率分布の積分では、各荷重ステップの 1 回目の交番荷重における正負最大変位時の塑性曲率分布を用いた。また、荷重点に設置した水平変位計の値には、フーチングからの鋼材の伸び出しの影響が含まれるため、伸び出しの影響 Δ_{pull} を式(2)で評価し、水平変位計の値から除去した。

$$\Delta_{pull} = \frac{\Delta_{i,T} - \Delta_{i,C}}{D_i} h - S_i \phi_{m,exp} \left(h - \frac{S_i}{2} \right) \quad (2)$$

ここで、 h はせん断スパンである。

降伏点からかぶり剥落点までの塑性曲率分布の積分値と荷重点の水平変位計の計測値との比較を図-5 に示す。かぶり剥落後には、耐力低下に伴い供試体が荷重直角方向に傾くことから、荷重直角面に設置した鉛直変位計に大きな誤差が含まれたが、降伏点からかぶり剥落点までは両者が概ね一致しており、その範囲において塑性曲率分布の計測は妥当であると判断される。なお、No.3S では、図-5 に示されるように、塑性曲率分布を二階積分した値と荷重点に設置した水平変位計の値は一致せず、降伏点からかぶり剥落点までの各荷重ステップにおいて、式(2)を用いて算定されるフーチングからの鋼材の伸び出しの影響 Δ_{pull} が柱の全体変位の 80% 程度を占めるなど、No.3 や No.4S と比較して著しく異なる塑性曲率分布が得られた。このような誤差が生じた理由を明らかにすることはできなかったが、No.3S で得られ

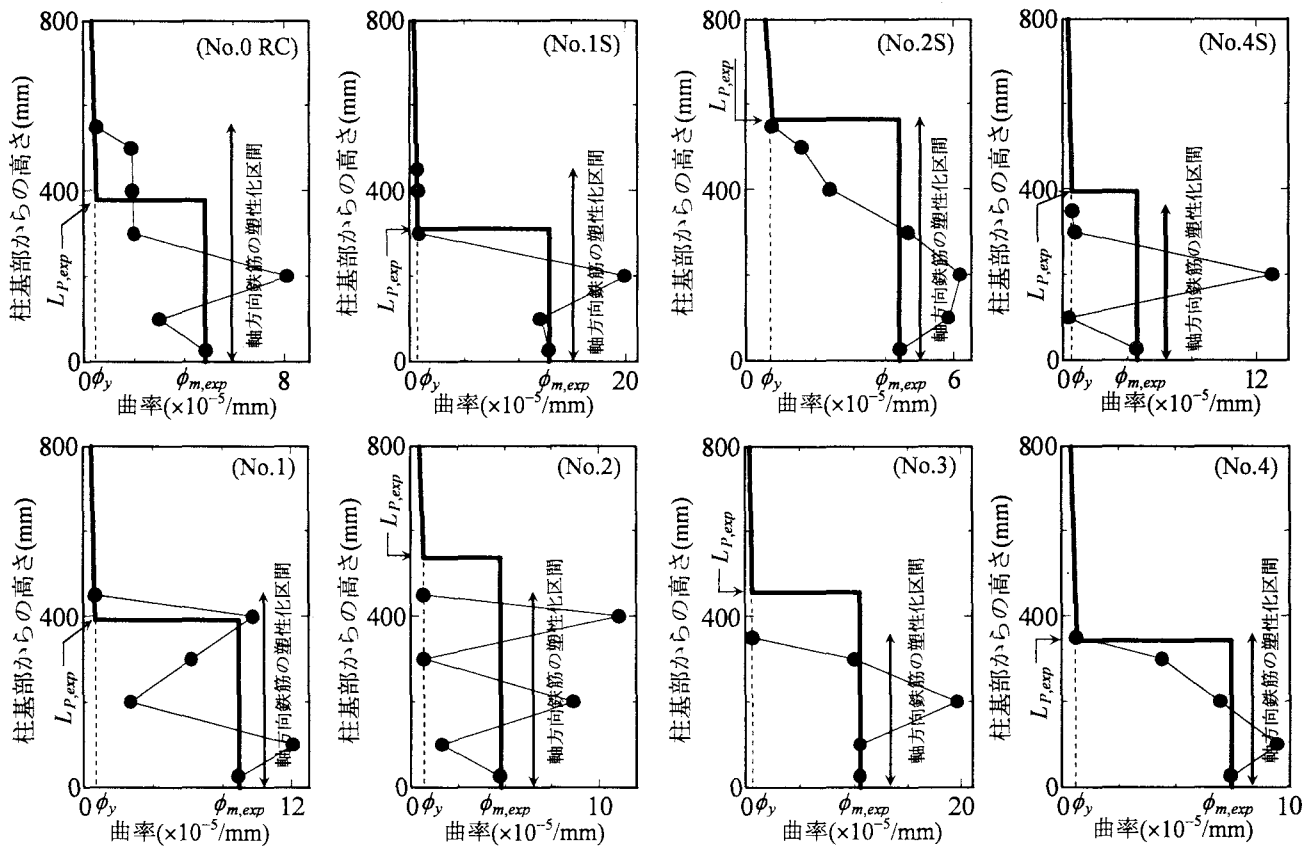


図-4 計測された塑性曲率分布と等価ブロックによるモデル化

た塑性曲率分布は信頼性に乏しいと判断し、図-3のモデル化を検討する際には参照しない。

(3) 等価塑性ヒンジ長と損傷区間との対応

図-4に示す各供試体の塑性曲率分布は、軸方向鉄筋の塑性化区間において大きな塑性曲率が生じており、複雑な分布形状を示した。しかし、橋脚の耐震設計においては、複雑な分布形状を平均化した簡便な曲率分布にモデル化することが合理的である。そこで、RC柱を対象とした参考文献4)と同様に、軸方向鉄筋の座屈区間での平均曲率 ϕ_m を基準とした図-3のモデル化を検討する。矩形ブロックによる図-3 b)の塑性曲率分布を二階積分することで、載荷点位置での水平変位 δ_m は式(3)で算定される。

$$\delta_m = \delta_y + (\phi_m - \phi_y)L_p(h - L_p/2) \quad (3)$$

ここで、 δ_y は降伏変位、 ϕ_y は降伏曲率、 ϕ_m は座屈区間での平均曲率、 L_p は等価塑性ヒンジ長、 h はせん断スパンである。

図-4の塑性曲率分布に対して、座屈区間での平均曲率を $\phi_{m,exp}$ 、塑性曲率分布を二階積分した値を $\delta_{m,exp}$ とすることで、式(3)を用いて等価塑性ヒンジ長 $L_{p,exp}$ を定める。算定された等価塑性ヒンジ長 $L_{p,exp}$ を用いた曲率分布のモデル化を図-4に併せて示す。また、等価塑性ヒンジ長 $L_{p,exp}$ に対して、ひずみゲージから判断される軸方向鉄筋の塑性化区間とH形鋼フランジの塑性化区間、および目視による軸方向鉄筋の座屈区間との比較を表-6に示す。これら

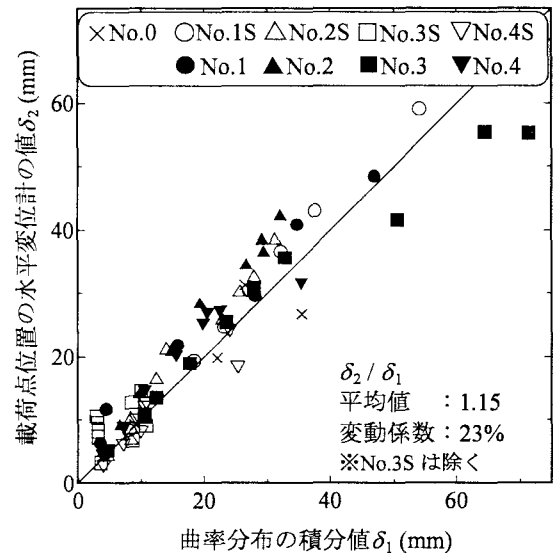


図-5 曲率分布の測定方法の妥当性

の比較から、軸方向鉄筋の塑性化区間と等価塑性ヒンジ長 $L_{p,exp}$ が概ね対応しており、軸方向鉄筋の鉄筋径の増加に伴い両者が大きくなった¹⁶⁾。また、軸方向鉄筋の座屈区間やH形鋼フランジの塑性化区間については、等価塑性ヒンジ長 $L_{p,exp}$ との対応は確認されなかった。

以上より、鉛直変位計を用いて計測したSRC柱の塑性曲率分布は、軸方向鉄筋の座屈区間における平均曲率 ϕ_m と軸方向鉄筋の塑性化区間を塑性ヒンジ長 L_p としたモデル化で概ね評価されることが示された。以降では、 ϕ_m と L_p の具体的な算定手法について検討する。

表-6 実験結果による等価塑性ヒンジ長 $L_{P,exp}$ と損傷区間との対応 (mm)

	No.0	No.1S	No.2S	No.4S	No.1	No.2	No.3	No.4
座屈区間	300	300	500	200	200	400	100	300
軸方向鉄筋の塑性化区間	550	450	550	350	450	450	350	350
H形鋼フランジの塑性化区間	—	250	250	350	250	250	250	350
等価塑性ヒンジ長 $L_{P,exp}$	379	313	566	394	392	537	456	343

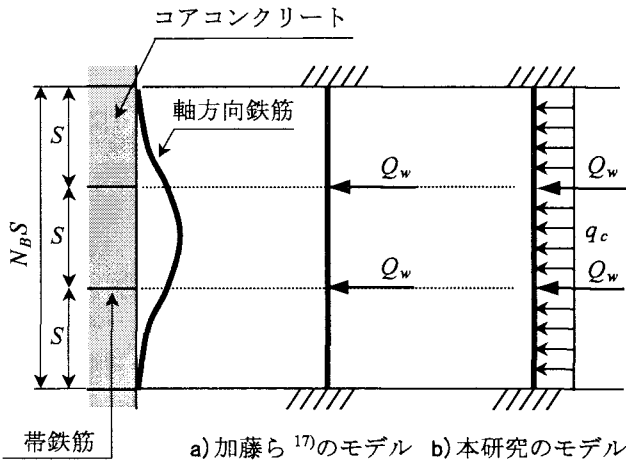


図-6 軸方向鉄筋の座屈解析モデル⁴⁾

5. 軸方向鉄筋の座屈解析に基づく靱性能評価

(1) 座屈区間での平均曲率 ϕ_m の算定

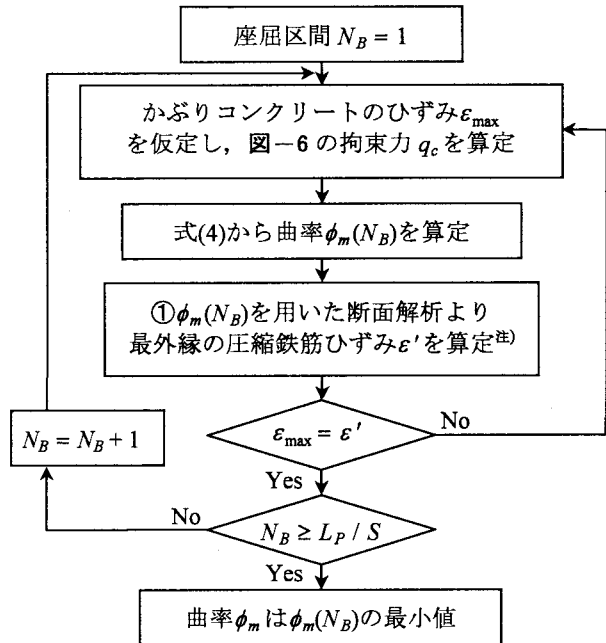
参考文献 4) で提示した軸方向鉄筋の座屈解析を SRC 柱に適用することで、座屈区間での平均曲率 ϕ_m を算定する。参考文献 4) の手法は、加藤ら¹⁷⁾ の研究を参考にしており、帯鉄筋とかぶりコンクリートの拘束効果をそれぞれ図-6 に示す集中荷重 Q_w と等分布荷重 q_c で評価した軸方向鉄筋の座屈解析モデルに基づき、図-7 のフローに従い ϕ_m を算定する。

$$\phi_m = \frac{\Delta \varepsilon_{buc}}{d'} = -\frac{1}{\alpha d'} \ln \left[\left(\frac{\sigma_y}{E_s} - b \Delta \varepsilon_B \right) \left(\frac{2SN_B}{\pi D} \right)^2 - \gamma \right] + \frac{\Delta \varepsilon_B}{d'} \quad (4)$$

ここで、 $\alpha=180$ 、 $\gamma=0.045$ 、 $b=1/100$ 、 σ_y は軸方向鉄筋の降伏応力、 E_s は軸方向鉄筋の初期剛性係数、 S は帯鉄筋間隔、 N_B は座屈区間(図-6 では $N_B=3$)、 D は軸方向鉄筋の鉄筋径、 $\Delta \varepsilon_B$ は帯鉄筋とかぶりコンクリートの拘束効果を考慮した値、 $\Delta \varepsilon_{buc}$ は軸方向鉄筋が引張塑性ひずみを有する状態から座屈が生じるまでのひずみ増分である。

式(4)では、一定軸力と正負交番の繰返し曲げを受ける矩形断面において、最外縁に配置される軸方向鉄筋のひずみの変化量が $\Delta \varepsilon_{buc}$ に一致するとき軸方向鉄筋の座屈が生じることを仮定しており、 $\Delta \varepsilon_{buc}$ を d' (圧縮鉄筋と引張鉄筋の距離) で除した値が軸方向鉄筋の座屈発生点に対応した断面曲率 ϕ_m となる。

提示した図-7 のフローでは、まず、図-6 の等分布荷重 q_c を算定するために、かぶりコンクリートの圧縮ひずみ ε_{max} を仮定し、 q_c を低減する。最終的には、繰返し断面解析を行い、最外縁位置の圧縮鉄筋ひずみ ε' と ε_{max} が等し



注) SRC 柱への適用は、①において、SRC 断面から H 形鋼を除く断面を解析対象とする。

図-7 ϕ_m の算定フロー⁴⁾

くなるようにする。ここで、SRC 断面の平面保持則を仮定した計算結果では、柱高さ方向の軸方向鉄筋と H 形鋼フランジの塑性化区間は同程度になるが、表-6 に示した両者の塑性化区間は大きく異なっており、かぶりコンクリートの剥落が生じる段階になると、平面保持則は成り立っていないことが確認される。さらに、柱基部から 250~300mm 位置に貼付した H 形鋼フランジのひずみゲージの値から、いずれの供試体においても H 形鋼の中立軸位置と図心軸位置がほぼ一致することから、H 形鋼とコンクリートの付着による応力伝達は無視できると考えられる。そこで、図-7 のフローを SRC 柱に適用する際には、フローの①において SRC 断面から H 形鋼を除いた断面解析を行うことで ϕ_m を算定する。

図-7 のフローによる解析結果と実験結果との比較を表-7 に示す。図-7 のフローを SRC 柱に適用した結果は、RC 供試体の No.0 と同様に、実験結果と概ね対応した。また、解析的に得られる座屈区間は、実験にて確認された軸方向鉄筋の鉄筋径や帯鉄筋量による座屈区間の変化を再現できており、参考文献 4) で提示した軸方向鉄筋の座屈解析モデルは、断面解析時に H 形鋼を除く仮定を設けることのみで、SRC 柱を対象とした場合にも適用可能となることが示された。

表-7 軸方向鉄筋の座屈解析による算定結果

		No.0	No.1S	No.2S	No.4S	No.1	No.2	No.3	No.4
座屈曲率 ($\times 10^{-5}/\text{mm}$)	実験	4.87	12.95	4.44	4.60	8.96	4.74	10.65	7.45
	解析	4.01	9.27	6.40	7.35	10.62	8.39	10.27	7.20
座屈区間 (mm)	実験	300	300	500	200	200	400	100	300
	解析	300	300	400	300	200	300	100	300

表-8 RC 柱の等価塑性ヒンジ長 L_p の算定(mm)

	実験結果 ^{注)}	Mattock 式	提案式
供試体 A ¹⁹⁾	225	251	259
タイプ A ¹⁵⁾	225	252	231
タイプ B ¹⁵⁾	225	251	257
タイプ C ¹⁵⁾	225	251	286
タイプ D ¹⁵⁾	275	251	259
Case1 ²⁰⁾	413	431	410
Case2 ²⁰⁾	413	370	350
No.2 ²¹⁾	300	208	227
No.2 ²²⁾	150	253	279
No.0	550	375	457
実験/解析	平均値	1.08	1.04
	変動係数	20%	16%

注) ひずみゲージより判断される軸方向鉄筋の塑性化区間

(2) 等価塑性ヒンジ長 L_p の算定

図-7 のフローによる座屈区間での平均曲率 ϕ_m と式(5) の Mattock¹⁸⁾ の算定式による塑性ヒンジ長 L_{p0} を式(3)に代入することで、既往の RC 柱の正負交番載荷実験におけるかぶり剥落時変位は精度良く算定できる⁴⁾。

$$L_{p0} = 0.5d + 0.05h \quad (5)$$

ここで、 d は断面の有効高さ、 h はせん断スパンである。

一方で、計測された SRC 柱の塑性曲率分布を座屈区間での平均曲率 ϕ_m を用いて均すことで得られた等価塑性ヒンジ長 $L_{p,exp}$ は、図-4 や表-6 に示すように軸方向鉄筋の塑性化区間と概ね対応した。そこで、SRC 柱の軸方向鉄筋の塑性化区間に対応した等価塑性ヒンジ長 L_p を算定する。

表-1 と表-5 の供試体のほかに、軸方向鉄筋に貼付したひずみゲージの値から鉄筋の塑性化区間が明記されている既往の実験結果^{15),19)-22)}を加えた計 10 体の RC 柱、および計 8 体の SRC 柱について、式(5)の Mattock の算定式と実験時に計測された軸方向鉄筋の塑性化区間との比較を行った。RC および SRC 柱に対する検討結果をそれぞれ表-8 と表-9 に示す。RC 柱では、式(5)の Mattock の算定式と実験結果は概ね対応したが、SRC 柱との比較では、Mattock の算定式は実験結果を過小評価した。これは、SRC 柱では、1)断面に H 形鋼を有することで RC 柱と比較して降伏モーメントと最大モーメントの差が大きくなるため塑性化区間が拡大すること²³⁾、2)太径の軸方向鉄筋を使用した場合には、塑性化区間が拡大すること^{15),24)}、などの理由が考えられる。そこで、式(5)を見直すことで、RC 柱に対しては参考文献 4)で提示した解析結果と同程度の精度

表-9 SRC 柱の等価塑性ヒンジ長 L_p の算定(mm)

	実験結果 ^{注)}	Mattock 式	提案式
No.1S	450	300	399
No.2S	550	300	440
No.3S	250	300	417
No.4S	350	300	419
No.1	450	300	380
No.2	450	300	421
No.3	350	300	400
No.4	350	300	398
実験/解析	平均値	1.33	0.98
	変動係数	23%	22%

注) ひずみゲージより判断される軸方向鉄筋の塑性化区間

を確保し、SRC 柱のかぶり剥落点も算定することができる等価塑性ヒンジ長 L_p の算定式を検討した。上記 1),2)を考慮して、表-8 と表-9 の RC および SRC 柱の実験時に計測された軸方向鉄筋の塑性化区間と対応するように、式(5)の塑性ヒンジ長 L_{p0} を基にした式(6)の算定式を定めた。

$$L_p = L_{p0} \{ (1 + 0.04t_{ek}) M_m / M_y - 0.25 \} + 12(D - 12) \quad (6)$$

ここで、 M_m と M_y は鉄道標準⁹⁾による最大モーメントと降伏モーメント、 D は軸方向鉄筋径(mm)、 t_{ek} は鉄骨鉄筋比であり、H 形鋼の割合が多くなるほど t_{ek} は大きくなる。

式(6)は、 L_{p0} を基にして上記 1)の影響を考慮する際に、平面保持則を仮定した簡便な M_m/M_y の計算⁹⁾のみでは SRC 柱の実験結果を十分な精度で評価できないことから、鉄骨鉄筋比 t_{ek} をパラメータとすることで H 形鋼の影響を考慮した。さらに、上記 2)を考慮するため、Priestley ら²⁴⁾の算定式を参考に、表-8 と表-9 の実験結果と整合するように軸方向鉄筋径をパラメータとする式(6)の第二項を加えた。なお、式(6)を定める際に用いた RC と SRC 供試体の諸元は、 D が 10~25mm、 t_{ek} が 0~10.1、 h が 563~3010mm、 d が 296~600mm、せん断スパン比が 1.3~5.4 である。

式(6)により得られる等価塑性ヒンジ長 L_p と実験時に計測された軸方向鉄筋の塑性化区間の比較を表-8 および表-9 に示す。RC 柱との比較では、提案式(6)は Mattock の算定式と同程度の精度で実験結果による軸方向鉄筋の塑性化区間と対応し、さらに参考文献 4)に示した 57 体の RC 柱の正負交番載荷実験に対しても Mattock の塑性ヒンジ長 L_{p0} を仮定した場合と同程度の精度でかぶり剥落時変位が算定できることを確認した。また、表-9 の SRC 柱との比

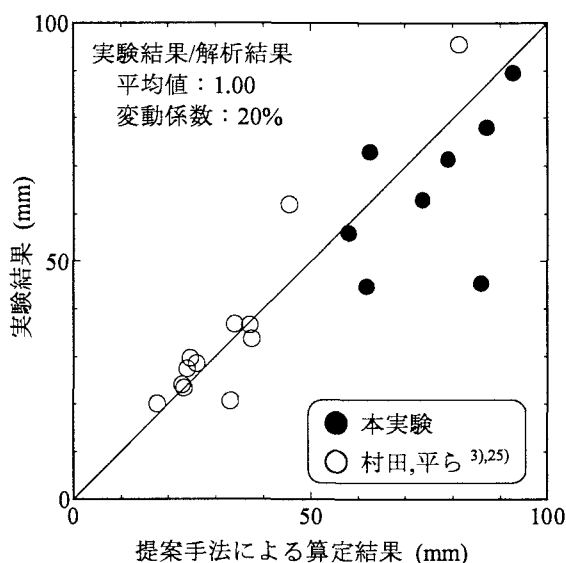


図-8 提案手法による靱性能評価

較においても、提案式(6)は実験結果を概ね再現できた。なお、参考文献 4)に示した 57 体を含めた供試体の諸元は、 D が 10~35mm, t_{ek} が 0~10.1, h が 563~9600mm, d が 275~2300mm, セン断スパン比が 1.3~5.6 である。以上より、提案式(6)により、RC から SRC 柱までの広範な諸元に対して、一元的に等価塑性ヒンジ長 L_p を算定できる。

(3) 既往の SRC 柱の正負交番載荷実験との比較

図-7のフローによる ϕ_m と式(6)の L_p を式(3)に代入することで、正負交番荷重を受ける SRC 柱のかぶり剥落点が算定される。そこで、既往の SRC 柱の正負交番載荷実験との比較を行い、提案手法の妥当性を検討した。

村田, 平ら^{3), 25)}の実験では、荷重-変位関係において明確な耐力低下が見出せる点を最大荷重点とし、その損傷状況としてかぶり剥落が対応することを報告している。そこで、著者らの供試体に、村田, 平らの曲げ破壊した供試体(帯鉄筋を配置しない A-1 供試体を除く)を加えた計 20 体の SRC 柱の正負交番載荷実験との比較を行った。また、これらの供試体に対して鉄道標準²⁾を用いた算定結果との比較も行う。フーチングからの鋼材の伸び出しの影響は、著者らの供試体では柱基部に設置した鉛直変位計の値を用いて式(2)から算定し、村田, 平らの供試体では、これらの実験結果を回帰して得た評価式^{2), 3)}を用いて伸び出しの影響を付加した。なお、村田ら³⁾の実験結果を回帰することで得られた評価式を供試体諸元が異なる本実験供試体に適用した結果、式(2)による計測値を著しく過小評価した。このため、前記したように、柱基部の変位計に大きな誤差が含まれた No.3S では、かぶり剥落点までの挙動に大きな差異が生じなかった No.4S の計測値を用いて、フーチングからの鋼材の伸び出しの影響を付加した。

これらの供試体から得られた実験結果と解析結果との比較を図-8 および図-9 に示す。提案手法では、供試体諸元が異なる村田, 平らの実験結果に対しても精度良く再

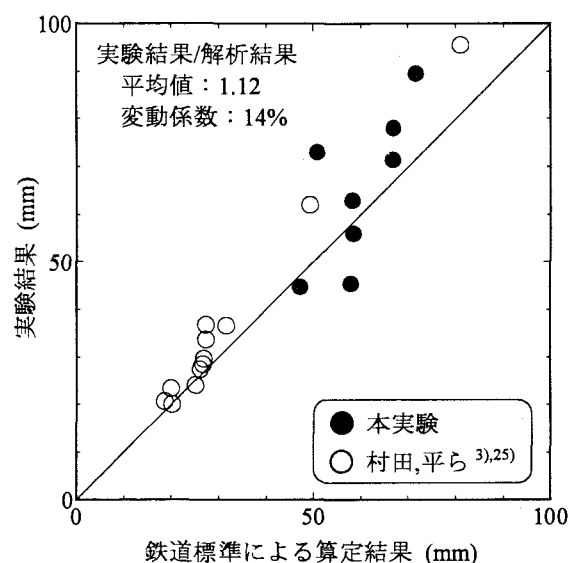


図-9 鉄道標準による靱性能評価

現できた。また、鉄道標準の手法では、軸力を載荷しない著者らの実験結果を過小評価する傾向が見られるが、全体としては、全 20 体の実験結果を概ね再現している。しかし、RC と SRC 柱の正負交番載荷実験から、それぞれに実験回帰式を定めている鉄道標準に対して、提案手法では、RC から SRC 柱までを一元的に評価でき、さらに、これらの部材損傷点を力学的に明確な定義に基づき評価することができる。

6. まとめ

本研究では、曲げ破壊型の SRC 柱の正負交番載荷実験を行い、荷重-変位関係と部材損傷過程の対応、塑性曲率分布、軸方向鉄筋や H 形鋼のひずみ分布など、SRC 橋脚の靱性能評価法を構築する上で必要となる実験データを収集した。さらに、かぶり剥落点で得られた実験データを基に、SRC 柱の靱性能評価法に関する解析的検討を加えた。本研究で得られた知見を以下に示す。

- 1) セン断スパンと曲げ耐力を等しくすると条件を設けた場合、SRC 柱では RC 柱と比較して断面の縮小化が可能であり、さらに、実施した正負交番載荷実験では、いずれの SRC 供試体でも RC 供試体と比べて大変形域までかぶり剥落が生じなかった。
- 2) RC 供試体では、かぶり剥落と同時に軸方向鉄筋の座屈が生じ、その後セン断ひび割れが顕著となることで、耐力が大きく低下した。一方で、SRC 供試体では、かぶり剥落後にセン断ひび割れが顕著とならず、H 形鋼の破断が生じない限りにおいて、優れた靱性能を発揮した。しかし、軸方向鉄筋の割合が多い SRC 柱では、かぶり剥落と同時に軸方向鉄筋の座屈により大幅な耐力低下が生じるため、SRC 構造の優れた靱性能が十分に発揮されない結果となった。
- 3) 実験結果として、軸方向鉄筋の塑性化区間を等価塑性ヒンジ長 L_p とし、その区間の平均曲率を軸方向鉄筋の座

屈区間での平均曲率 ϕ_m で与えた塑性曲率分布のモデル化により、正負交番載荷実験でのかぶり剥落時変位が簡便に算定できることを示した。

4) RC および SRC 柱に適用可能な等価塑性ヒンジ長 L_p の算定式(式(6))を提示した。さらに、著者らが RC 柱を対象に提案してきた、軸方向鉄筋の座屈解析を用いた ϕ_m の算定手法は SRC 柱にも適用できることを確認した。これらの算定手法から得られる L_p と ϕ_m を用いてモデル化される塑性曲率分布を二階積分することで、既往の RC および SRC 柱の正負交番載荷実験におけるかぶり剥落時変位を概ね評価できた。

H 形鋼がある一定量以上配置された SRC 柱(例えば、No.3S 供試体)では、かぶり剥落後も降伏荷重程度を維持し、H 形鋼の局部座屈後の破断が生じるまで優れた変形性能を有する。本研究では、構造の修復性の観点から定められる限界状態としてかぶりコンクリート剥落点に着目したが、一方で、構造全体系の崩壊に対する照査などでは、このような H 形鋼の局部座屈点に対応した変形性能評価法も必要になる。この評価法については、別途報告する。

参考文献

- 1) 例えば、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，No.260，pp.47-58，1977.
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計，1999.
- 3) 村田清満，池田学，川井治，瀧口将志，渡邊忠朋，木下雅敬：鉄骨鉄筋コンクリート柱の変形性能の定量評価に関する研究，土木学会論文集，No.619/I-47，pp.235-251，1999.
- 4) 秋山充良，内藤英樹，鈴木基行：軸方向鉄筋の座屈発生点に対応した終局曲率の簡易算定法および RC 柱と SRC 柱の靱性能評価への適用，土木学会論文集，No.725/V-58，pp.113-129，2003.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.
- 6) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説鋼とコンクリートの複合構造，1998.
- 7) 石橋忠良，津吉毅，小林薫，小林将志：大変形正負交番載荷を受ける RC 柱の損傷状況及び補修効果に関する実験的研究，土木学会論文集，No.648/V-47，pp.55-69，2000.
- 8) 衣笠秀行，高柳美佐子：低軸力を受ける RC 柱部材の大変形繰返し載荷下の破壊性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，pp.223-228，2000.
- 9) 鈴木敏郎，元結正次郎，内山政彦：一定軸力下において繰返し曲げを受ける鉄骨コンクリート部材の履歴特性および塑性変形能に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.490，pp.207-214，1996.
- 10) 田上和也，中村光，斉藤成彦，檜貝勇：座屈を考慮した鉄筋の繰返し履歴モデル，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.223-228，2002.
- 11) 田上和也，中村光，斉藤成彦，檜貝勇：繰返し荷重を受ける鉄筋の座屈モデルに関する研究，構造工学論文集，Vol.47A，pp.725-734，2001.
- 12) 朝津直樹，運上茂樹，星隈順一，近藤益央：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究，土木学会論文集，No.682/I-56，pp.177-194，2001.
- 13) 星隈順一，長屋和宏，運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚の塑性曲率分布と塑性ヒンジ長，構造工学論文集，Vol.46A，pp.1461-1468，2000.
- 14) 内藤英樹，清水真介，青木茂夫，鈴木基行：部材損傷に着目した RC および SRC 柱の靱性能評価法に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.205-210，2004.
- 15) 川島一彦，庄司学，榊原泰造：矩形断面鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する実験的検討，構造工学論文集，Vol.46A，pp.767-776，2000.
- 16) 星隈順一，運上茂樹，川島一彦，長屋和宏：載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形能とその評価法，構造工学論文集，Vol.44A，pp.877-888，1998.
- 17) 加藤大介，金谷淳二：RC 造角柱の主筋の座屈性状の評価に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12，No.2，pp.433-438，1990.
- 18) Mattock, A.H.: Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams, ACI-SP12, pp.143-173, 1964.
- 19) 川島一彦，細入圭介，庄司学，堺淳一：塑性ヒンジ区間で主鉄筋をアンボンドした鉄筋コンクリート橋脚の履歴特性，土木学会論文集，No.689/I-57，pp.45-64，2001.
- 20) 長屋和宏，運上茂樹，星隈順一：矩形断面 RC 橋脚の損傷領域・変形性能に及ぼすせん断支間比の影響，第 4 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演会論文集，pp.239-244，2000.
- 21) 岡本大，佐藤勉，吉田幸司，黒岩俊之：高強度材料を用いた RC 部材の変形性能について，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，2001.
- 22) 楠木秀樹，谷村幸裕，佐藤勉：せん断スパン比の小さい鉄道高架柱の変形性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.1249-1254，2003.
- 23) 朝津直樹，運上茂樹，林昌弘：鉄筋コンクリート橋脚における塑性ヒンジ領域の検討，土木学会第 54 回年次学術講演会，I-B179，pp.356-357，1999.
- 24) Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M.: Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, Inc., 1996.
- 25) 平暁，村田清満，池田学，木下雅敬：鉄骨鉄筋コンクリート部材の変形性能に関する検討，土木学会第 54 回年次学術講演会，I-A160，pp.320-321，1999.

(2004 年 9 月 17 日受付)