

L形鉄筋コンクリート造耐震壁の構造性能に関する実験研究

Experimental Study on Structural Performance of RC L-shaped Shear Walls

中澤 敏樹* 山内 豊英* 菊地 克典*²
飛田 喜則*³ 佐藤 尚隆*⁴

要 旨

コア壁構造を超高層RC造建物に用いた場合の構造性能を把握することを目的として、比較的大規模なスケール1/4.5としたL形コア壁の構造実験を行った。実験結果をファイバーモデルによる解析結果と比較すると、45°方向加力の場合、平面保持が成立すると思われる変形の範囲内では実験値を精度良く評価できた。しかし、変形が大きくなり平面保持が成立しなくなるとと思われる変形域では実験結果を過大評価した。

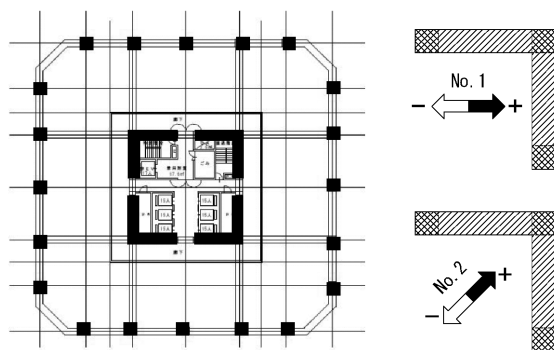
キーワード：L字形／コア壁／変動軸力／鉄筋コンクリート構造

1. はじめに

超高層RC造建物において、建物のコア部分にL形やH形などの耐震壁を設けるコア壁構造が提案されている。コア壁構造では、地震力の大半をコア壁に負担させることによって周辺の柱や梁断面を縮小でき、計画上の自由度を高めることが可能になるとされている。

L形コア壁構造については、既往の研究¹⁾から①隅角部、端部をせん断補強筋で拘束することによってコア壁の変形性能が向上する、②荷重－変形関係は平面保持を仮定したファイバーモデルによって概ね評価可能である、などの知見が得られている。しかし、文献²⁾では、L形コア壁において曲げひび割れ発生以降は平面保持が成立しないことが指摘されている。また、既往の実験では試験体のスケールを1/6程度としているため、実際のコア壁に比べて鉄筋比が小さいといった問題点がある。

本報では、L形コア壁の構造性能を把握するために、試験体のスケールを比較的大規模な1/4.5とした载荷実験を行った結果について報告する。



図－1 試験体計画に際し想定した建物

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体の計画に際し、図－1に示すような建物中央部（コア部分）に平面形状がL型の壁を4体組み合わせ配置したRC造40階建て集合住宅を想定した。

試験体の諸元を表－1に、形状および配筋図を図－2に示す。試験体は2体であり、共に図－1に示す超高層RC造建物の低層部3層を想定したL形壁である。実験因子は加力方向であり、試験体No.1はL形壁に直交する方向（90°方向）に加力し、試験体No.2は45°方向に加力した。試験体形状は壁厚200mm、各辺1200mmの等辺のL形壁であり、隅角部および端部において200mm×200mmの領域を柱型と考え、横拘束筋D6を囲型に配筋した。2体の試験体の形状および配筋は同一である。

表－1 試験体諸元

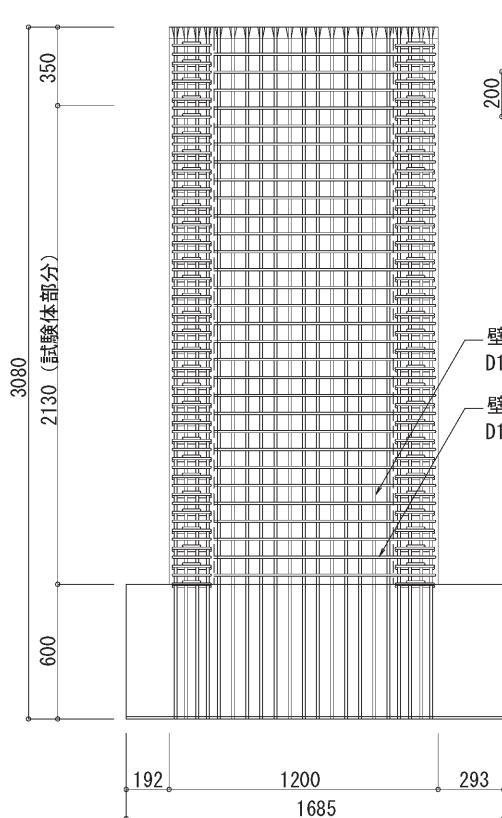
試験体No.		No.1	No.2
L形壁断面	壁厚 D (mm)	200	
	壁せい L (mm)	1200	
	内法高さ h (mm)	2480	
	加力点高さ H (mm)	3080	
柱断面 (柱型A,B,C 共通)	b×D (mm)	200×200	
	主筋	16-D13 (SD390)	
	横拘束筋 (せん断補強筋)	4-D6 @80 (SD295A) pw=0.79%	
壁断面 (W1,W2 共通)	縦筋	3-D13 @63 (SD490) pw=3.02%	
	横筋	2-D10 @80 (SD390) pw=0.89%	
加力方向		90°	45°

*技術研究所構造研究グループ

*²東京本店設計部構造グループ

*³大阪本店設計部構造グループ

*⁴技術本部建築技術部（独立行政法人 科学技術振興機構(JST) 出向)



図－２ 試験体形状、配筋図

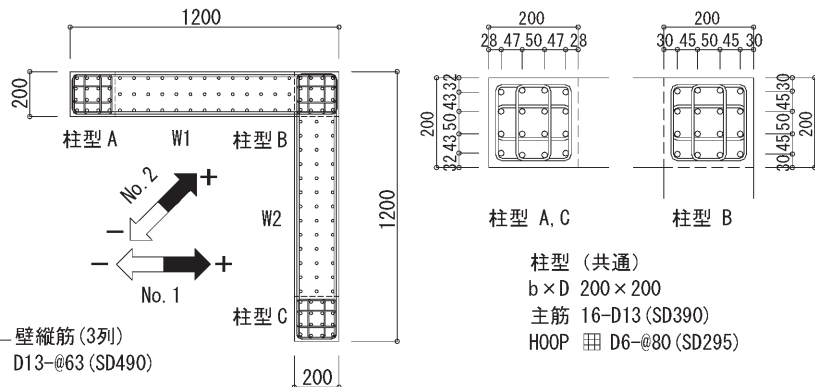
柱型端部と隅角部とのそれぞれの間の領域には壁縦筋と横筋を配筋し、幅止め筋は配筋していない。実験で用いた鉄筋とコンクリートの材料試験結果を表－２に示す。

2.2 荷重計画

荷重装置を図－３に示す。荷重方向は、隅角部が圧縮される方向を正とした。

水平力は3000kNジャッキ、軸力は4000kNジャッキ２本により加力した。試験体の両側に配置した8000kNジャッキ２本によって、反曲点高さが６層目高さ（試験体脚部から4260mmの位置）に相当する台形のモーメント分布となるように制御した。また、試験体の面外変形を1000kNジャッキ２本と2000kNジャッキ１本により制御した。

荷重は３層目高さにあたる試験体脚部から2130mmの位置における水平変形角により制御した。水平力は正負交番繰り返し静的荷重とし、荷重履歴をNo.1では部材角 $R = \pm 0.1, \pm 0.25, \pm 0.5, \pm 0.75, \pm 1.0, \pm 1.5, \pm 2.0$ で各２回、No.2では部材角 $R = \pm 0.16, \pm 0.34, \pm 0.5, \pm 0.66, \pm 1.0, \pm 1.5, \pm 2.0$ で各２回とした。軸力は変動とし、初期軸力比を0.2、最大軸力比を0.35、最小軸力比を0となるように制御した。



表－２ 材料試験結果

a) 鉄筋

呼び径	材質	σ_y	E_s
D6	SD295A	425.0	1.87
D10	SD390	443.0	1.80
D13	SD390	444.0	1.98

σ_y : 降伏強度 (N/mm²)

E_s : ヤング係数 ($\times 10^5$ N/mm²)

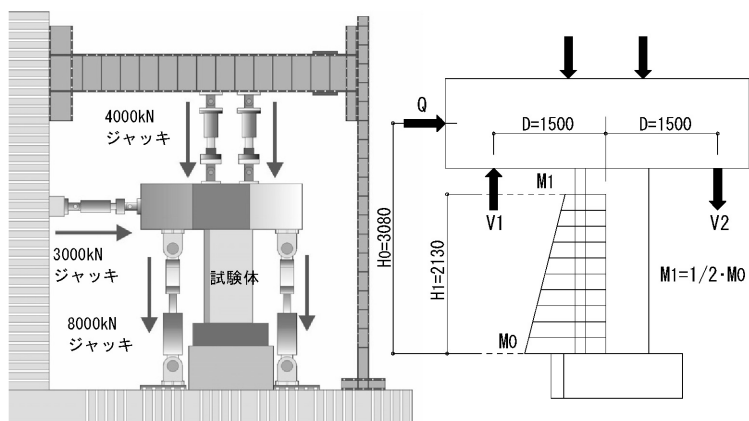
b) コンクリート

試験体	σ_B	E_c	σ_T
No.1	88.6	39.1	6.35
No.2	76.4	40.4	5.00

σ_B : 圧縮強度 (N/mm²)

E_c : ヤング係数 ($\times 10^4$ N/mm²)

σ_T : 引張強度 (N/mm²)



図－３ 荷重装置図およびジャッキ制御概念図

3. 実験結果

3.1 実験経過

各試験体の荷重－変形角関係を図－４に示す。

No.1では、 $R = +0.10\%$ で柱型Aに曲げひび割れ発生した後、 $R = -0.50\%$ で圧縮縁に圧壊が発生し、 $R = -1.00\%$ で圧縮縁の被りコンクリートが剥離した。 $R = +1.00\%$ で正側最大耐力に、 $R = -1.50\%$ で負側最大耐力に達した後、 $R = +1.50\%$ の手前で加力方向と直交する側の壁コンクリートが圧壊し、急激に水平力が低下した。

柱型Aの柱主筋は $R = -0.25\%$ で圧縮降伏、 $R = +0.50\%$ で引張降伏が発生した。柱型Bの柱主筋は、 $R = +0.21\%$ で圧縮降伏、 $R = -0.58\%$ で引張降伏が発生した。ゲージを貼り付けた４隅の柱主筋全てが降伏したのは、柱型Aでは $R = -6.50\%$ で圧縮降伏、 $R = +6.80\%$ で引張降伏した。柱型Bでは $R = -10.30\%$ で引張降伏し、全ての柱

主筋が圧縮降伏することはなかった。

No.2では、 $R=+0.16\%$ で柱型Cに、 $R=-0.16\%$ で柱型Bに曲げひび割れが発生した。 $R=+0.50\%$ で柱型Bに圧壊が発生し、 $R=+1.00\%$ で柱型Bの被りコンクリートが剥離した。 $R=\pm 1.50\%$ で正負側共に最大耐力に達した後、 $R=+2.00\%$ で隅角部の壁コンクリートが圧壊し、急激に水平力が低下した。

柱型Bの柱主筋は、 $R=+0.24\%$ で圧縮降伏、 $R=-0.49\%$ で引張降伏が発生した。端部の柱について、柱型Aの柱主筋に $R=-0.59\%$ で圧縮降伏、柱型Cの柱主筋に $R=+0.58\%$ で引張降伏が発生した。4隅の柱主筋全てが降伏したのは、柱型Bでは $R=+10.60\%$ で圧縮降伏、 $R=-11.70\%$ で引張降伏した。端部については、柱型Cが $R=-11.70\%$ で引張降伏し、柱型A,C共に全ての主筋が圧縮降伏することはなかった。

3.2 断面のひずみ分布

図-5に示す位置のひずみゲージについて、試験体脚部から60mmの高さ位置における各変形角のひずみ分布を図-6に示す。

No.1では、正負側加力時ともに $R=\pm 0.50\%$ までひずみ分布はほぼ線形であるが、 $R=\pm 0.75\%$ 以降は柱型Aの最外端および柱型BからCまでのひずみ分布は線形にはならず、平面保持は成立していないと考えられる。

No.2では、正側加力時については $R=+0.34\%$ までの小変形時には平面保持の仮定が成立していると考えられる線形のひずみ分布であるが、 $R=+0.50\%$ 以降の変形では圧縮側のひずみが急激に増大している。一方、負側加力時は $R=-1.00\%$ までひずみ分布は線形であり、平面保持が成立していると考えられる。

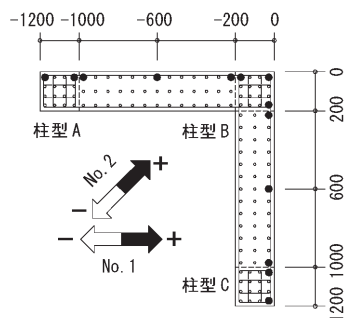


図-5 ひずみゲージ位置

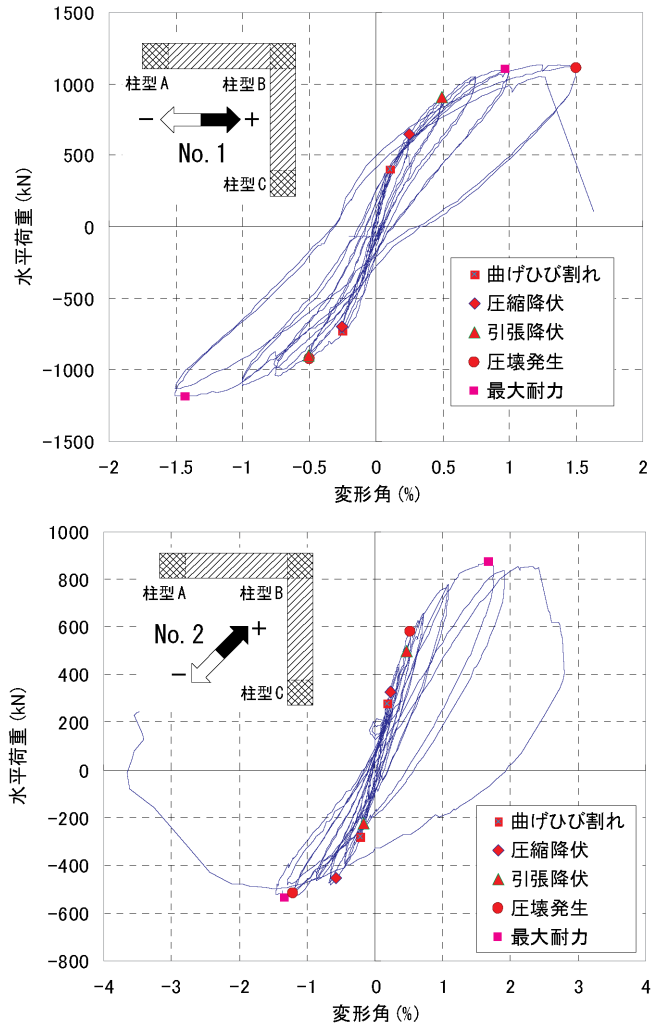


図-4 荷重-変形角関係

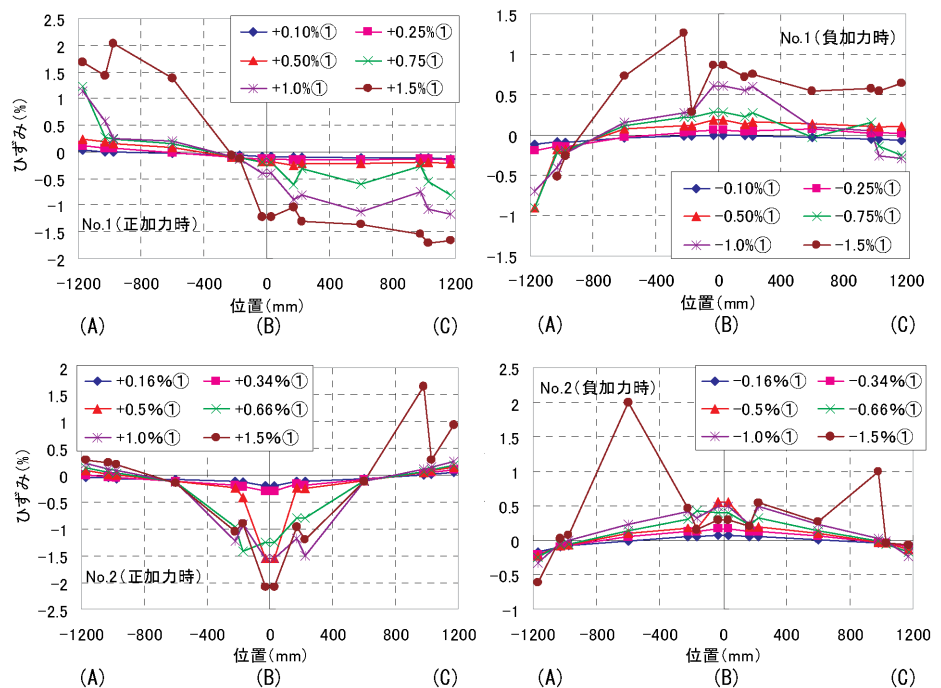


図-6 壁断面のひずみ分布

4. 解析結果

平面保持を仮定したファイバーモデルによって数値解析を行う。解析に用いたモデルを図-7に、材料モデルを図-8に示す。コンクリートの圧縮特性は、横拘束筋に囲われた領域を拘束領域とみなし孫・崎野モデル³⁾で、その他の領域を非拘束領域とみなしFafitis-Shahモデル⁴⁾で評価した。コンクリートの引張特性に関しては、応力を負担しないモデルとした。鉄筋は完全弾塑性モデルとした。

ファイバーモデルによる解析結果と実験結果との比較を図-9に示す。なお、同図は試験体脚部での鉄筋の抜け出し、めり込みの影響を小さくするために、No.2では試験体脚部から105mm～780mmの領域における平均モーメント M と平均曲率 ϕ との関係について示した。ただし、No.1では計測の都合により脚部から780mmの領域について示した。

No.1では、正負側加力時ともに小変形時から耐力、剛性の解析値が実験値を過大評価する結果となった。これは、試験体脚部を解析範囲に含むことによって鉄筋の抜け出し、めり込みの影響があったこと、加力軸に対して

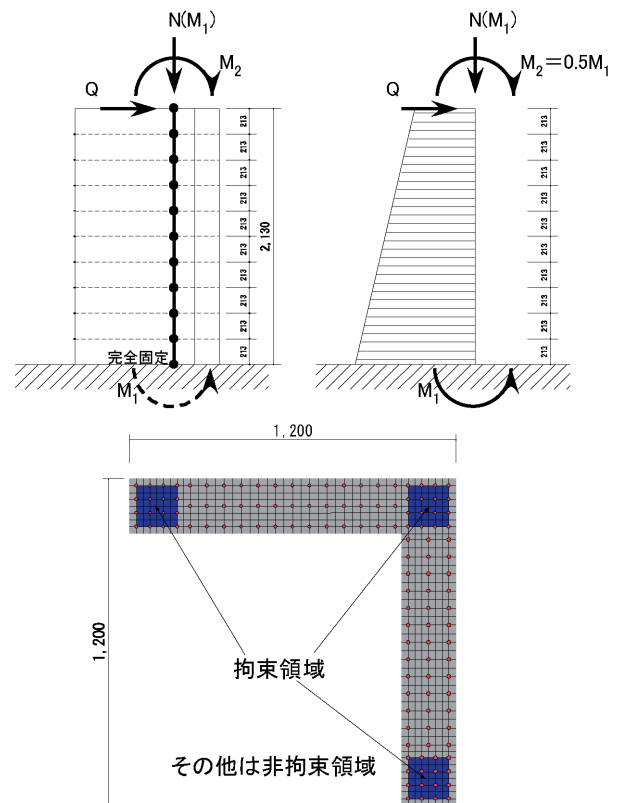


図-7 解析に用いたモデル

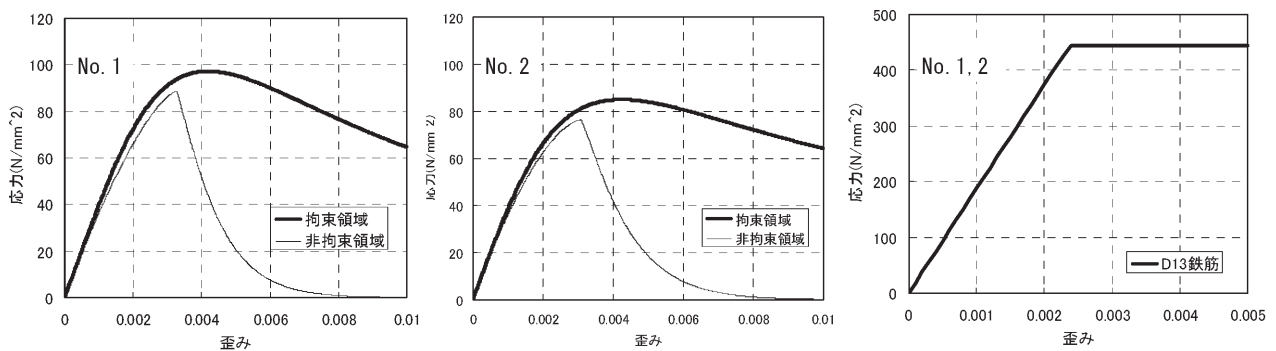


図-8 材料の応力-ひずみ関係

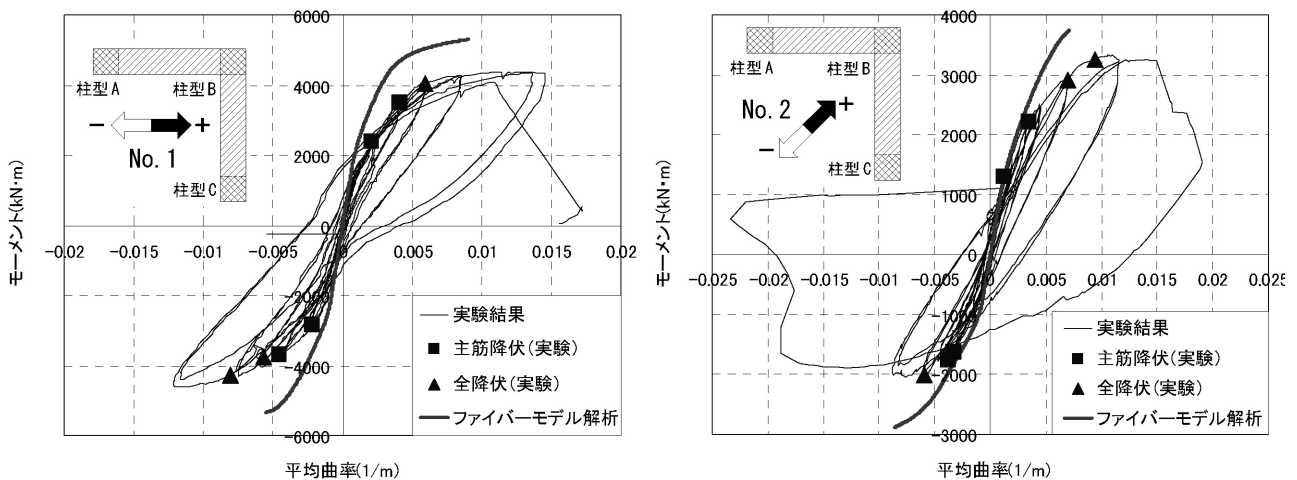


図-9 ファイバーモデルによる解析値と実験値との比較

断面が対象形ではないことから、加力方向と直交する方向に力が作用したこと、等に起因すると考えられる。

No.2では、正側加力時において平面保持が成立していると思われる $\phi = +0.23 \times 10^{-2}$ ($R = +0.34\%$ に相当)程度まで解析値は実験値を精度良く評価できているが、それ以降について解析では剛性が低下せず、実験値を過大評価する結果となった。負側加力時では $\phi = -0.35 \times 10^{-2}$ ($R = -0.50\%$ に相当)程度までは精度良く評価できているが、それ以降については正側と同様に解析値が実験値を過大評価する結果となった。これは、隅角部および端部の柱型に圧壊が発生した後の圧縮柱の損傷を、ファイバーモデルでは適切に評価できていないことに起因すると考えられる。

5. まとめ

超高層RC造建物の低層3層部分を想定したL形コア壁の載荷実験を行い、復元力特性や損傷の進展を把握した。また、ファイバーモデルを用いた解析を行い、実験結果と比較した。実験によって得られた知見を以下に示す。

- 1) 90° 方向に加力した試験体では、正負側加力時ともに $R = \pm 0.75\%$ 以降は平面保持を仮定できる線形なひずみ分布とはならず、加力方向と直交する側の壁が圧壊した。
- 2) 45° 方向に加力した試験体では、正側加力時に隅角部圧縮柱の損傷が進展し、 $R = +0.50\%$ 以降は線形なひずみ分布にならなかった。一方、負側加力時では $R = -1.00\%$ までひずみ分布は線形となった。
- 3) ファイバーモデルを用いた解析結果を 45° 方向加力の試験体の実験値と比較すると、正側では $R = +0.34\%$ まで、負側では $R = -0.50\%$ までは実験値を概ね追跡できたが、それ以降は実験値を過大評価する結果となった。これは、圧縮柱の損傷を評価できなかったことが原因であると考えられる。

[謝辞]

本研究は、京都大学の渡邊研究室と共同で実施しました。本研究を行うにあたり京都大学の渡邊史夫教授（現竹中工務店）、河野進准教授にご指導頂きました。また、本実験を行うにあたり渡邊研究室の学生の方々にご協力を頂きました。関係者に深く謝辞を表します。

[参考文献]

- 1) 小西覚ほか：鉄筋コンクリート造L型断面耐震壁に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告

集、Vol.19 No.2、pp.1083－1088、1997

- 2) 仲地唯治：鉄筋コンクリート造コア壁の有限要素解析、コンクリート工学年次論文集、Vol.29 No.3、pp.319－324、2007
- 3) 孫玉平、崎野健治：高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の靱性改善に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.15 No.2、pp.719－724、1993
- 4) Fafitis, A. and Shah, S.P. : Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns, ACI SP-87-12, pp. 213－232, 1985

