

# 外部スパイラル鋼線巻立耐震補強工法 (APAT 工法) における変形性能評価方法

三澤孝史\* 中村敏晴\*  
柴田輝和\*\*

## 1. はじめに

外部スパイラル鋼線巻立耐震補強工法 (以下、APAT 工法と記す) は、鉄道のRC高架橋を対象に開発した耐震補強工法である。既設 RC 柱の4面にポリマーセメントモルタルを介して、別途製作したプレキャストコンクリートブロック (以下、「セグメント」と記す) を張り付け、亜鉛メッキ鋼より線 (以下、スパイラル鋼線と称す) をアンボンド横拘束筋として巻立て補強する工法である。

APAT 工法は平成 13 年度に、(株)奥村組と西日本旅客鉄道(株)、ジェイアール西日本コンサルタンツ(株)の3社により、地震発生時の緊急点検や日常の維持管理の容易さを確保することを念頭に、施工性をも考慮して共同開発した工法である。既に、平成 16 年度末時点で、橋脚 4000 本程度の施工実績がある。

鉄道構造物の耐震設計は、性能設計法を基本としている。柱部材の耐震性能は部材の損傷レベルにより設

定され、損傷レベルの照査指標として部材の変位量が用いられる。従って、耐震補強された柱の変形性能等の地震時挙動を精度良く算定することは耐震設計上、重要である。

本報では、骨組み解析法で APAT 工法の変形性能を評価する方法および3次元非線形 FEMにより APAT 工法の正負交番載荷試験結果を対象として、柱試験体の変形挙動を模擬した結果について報告する。

## 2. 変形性能評価方法<sup>1)</sup>

### 2.1 変形性能評価方法の検討に用いた試験概要

骨組み解析法に使用するための変形性能評価方法は、表-1に示す AP-1~4 の APAT 工法で耐震補強した柱試験体の正負交番載荷試験結果を用いて定めた。

試験体は、既設柱の断面寸法を 5/8 に縮小したものである (断面寸法 50×50cm) である。表-1に試験体の諸元を示す。図-1に試験体形状および配筋図、図-2に補強詳細図を示す。

表-1 試験体の種類および諸元

試験体名	N-1	AP-1	AP-2	AP-3	AP-4
補強方法	補強なし (既設) 旧基準	N-1 を円形セグメントによる APAT 工法で補強	N-1 を扁平セグメントによる APAT 工法で補強		
柱形状	断面寸法幅 (D) 50cm×50cm, 有効高さ (d) 44cm, せん断スパン (a) 150cm, a/d=3.4				
鉄筋	軸方向鉄筋	D22 20本 (SD295)			
	帯鉄筋	φ6@94mm (SR235) 帯鉄筋比 0.12%			
コンクリート		設計基準強度 21 N/mm <sup>2</sup>			
使用補強材	補強なし	亜鉛メッキ鋼より線 2号(a)1種A級			
		φ6.9@50mm	φ9.6@100mm 補強筋比 0.23%		
		セグメント設計基準強度 40N/mm <sup>2</sup>			
柱下端無補強区間	—	50mm	125mm (0.25D)		
軸方向圧縮応力度	0 N/mm <sup>2</sup>	1 N/mm <sup>2</sup>			

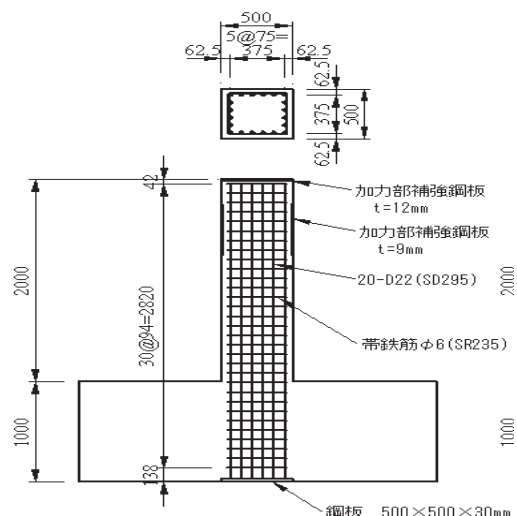


図-1 試験体形状および配筋図 (単位 mm)

\*技術研究所 \*\*関西支社土木工務部

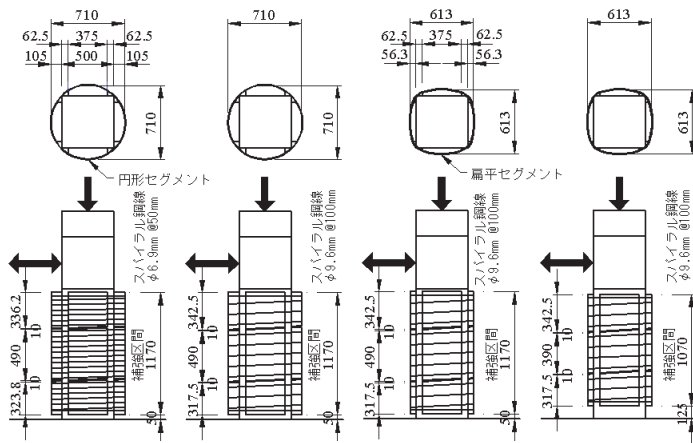


図-2 補強詳細図 (単位 mm)

表-2 耐震補強試験結果と計算値

試験体		AP-1	AP-2	AP-3	AP-4
実験値	降伏荷重 $P_y$ (kN)	303	322	333	326
	降伏変位 $\delta_y$ (mm)	7.5	7.6	9.3	9.0
	最大荷重 $P_{mu}$ (kN)	384	384	388	387
	最大荷重変位 $\delta_{mu}$ (mm)	89.5	91.9	93.3	74.2
	終局変位 $\delta_u$ (mm)	115	113	118	95
計算値	せん断耐力 $V_{ydc}$ (kN)	809	688	717	713
	耐力比 $V_{ydc}/P_{muc}$	2.07	1.76	1.90	1.90
	降伏荷重 $P_{yc}$ (kN)	308	308	298	296
	降伏変位 $\delta_{yc}$ (mm)	6.8	6.8	6.6	6.7
	最大荷重 $P_{muc}$ (kN)	390	390	378	376
	最大荷重変位 $\delta_{muc}$ (mm)	50.7	45.1	45.7	38.5
	終局変位 $\delta_{uc}$ (mm)	78.5	72.9	73.7	66.5
$P_y/P_{yc}$		0.98	1.05	1.12	1.10
$P_{mu}/P_{muc}$		0.98	0.98	1.03	1.03

## 2.2 変形性能評価方法

表-2に試験結果一覧および降伏荷重・最大荷重とこれらに対応する変位の計算値を示す。計算値は鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造)<sup>2)</sup>および鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)<sup>3)</sup>(以下「耐震設計標準」と記す)に準拠し、材料強度試験結果を用いて算定したものである。

図-3に変形性能に関する計算値と実験値の比較を示す。降伏荷重、降伏変位、最大荷重の計算値は、図-3(a)、(b)、(c)に示すように実験値とよく対応している。しかし、最大荷重変位と終局変位は、図-3(d)、(e)に示すように、計算値より実験値の変位が大きくなっている。耐震設計標準による変位の評価式では、帯鉄筋などを用いた一般的な拘束条件下のものであり、最大荷重以降において帯鉄筋や鋼板が、軸方向鉄筋の座屈の影響による局部曲げに抵抗しきれずに終局に至る。これに対し、APAT工法では軸方向鉄筋の変形に応じた拘束効果がスパイラル鋼線の円周方向引

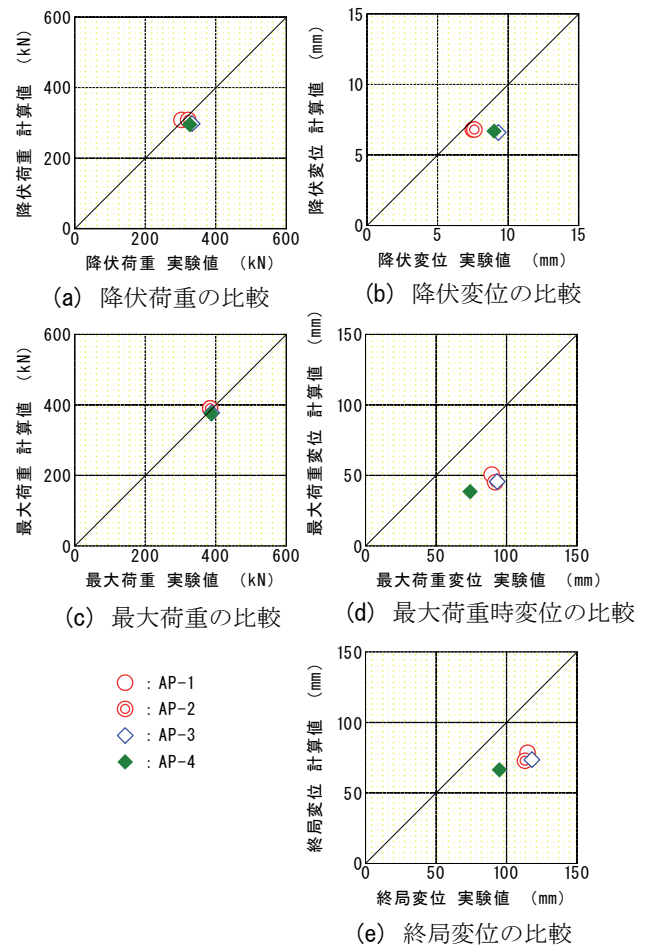


図-3 計算値と実験値の比較

張力としてセグメントを介して軸方向鉄筋や内部コンクリートに伝達され、鉄筋の座屈防止や内部コンクリートの強度増加および軟化領域の拡大に有効に寄与しているためと考えられる。従って、この効果を評価式に反映すればより精度の良い変形量算定式が得られるものと考えられる。

表-2および図-3(d)、(e)より、試験体 AP-1~4における最大荷重点に対応する変位(損傷レベル2限界点の変位)の計算値と実験値との差は、終局荷重点に対応する変位(損傷レベル3限界点の変位)の計算値と実験値との差に概ね等しい。従って、最大荷重点の変位を適切に評価することで終局荷重点の変位も適切に評価できると考えられる。

耐震設計標準および渡邊らの研究<sup>4)</sup>に基づき本工法の変形性能を評価することを試みた。耐震設計標準では最大荷重点に対応する変位(損傷レベル2限界点の変位)  $\delta_m$  は式(1)に示すように算出することとしている。

$$\delta_m = \delta_{m0} + \delta_{m1} = \delta_{mb} + \delta_{mp} + \delta_{m1} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 $\delta_{m0}$  : く体変形による変位

$\delta_{m1}$  : フーチング内からの軸方向鉄筋拔出しによる回転変位

$\delta_{mb}$  : 塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位

$\delta_{mp}$  : 塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位

このうち、フーチング内からの軸方向鉄筋拔出しによる回転変位  $\delta_{m1}$  および塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位  $\delta_{mb}$  については、本工法と従来工法で、基本的に変わることはない。また、柱側面に取付けられたコンクリート製セグメントは、部材軸方向に 490mm の長さで分割されていることから、セグメントの剛性が全体変位に与える影響は小さい。従って、本工法の試験体 AP - 1~4 の変形性能の増加は塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位  $\delta_{mp}$  の差によるものとみなし、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位  $\delta_{mp}$  に着目して変形性能の評価を行うこととした。

耐震設計標準では、最大荷重点（損傷レベル2限界点）に対応するく体変位のうち、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位  $\delta_{mp}$  を帯鉄筋比  $p_w$  の関数として式(2)で与えている。

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (L_a - L_p / 2) \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $L_a$  : せん断スパン

$L_p$  : 等価塑性ヒンジ長

$$L_p = 0.5d + 0.05L_a$$

$d$  : 断面の有効高さ

$\theta_{pm}$  : 塑性ヒンジ部の回転角

$$\theta_{pm} = 0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013 \dots\dots (3)$$

ただし、 $\theta_{pm} \leq 0.04 \dots\dots\dots (4)$

$k_{w0}$  : 帯鉄筋強度を考慮する係数

$$k_{w0} = f_{wy} / 390$$

$f_{wy}$  : 帯鉄筋の引張降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$p_w$  : 帯鉄筋比

図-4は試験体 AP - 1~4 の横拘束筋比と塑性ヒンジ回転角の関係を示したものである。図中に式(3)を実線で示している。APAT 工法の特徴である拘束効果の増加による変形性能の増加を評価するために式(3)を補正することを試みた。既往の研究<sup>5)</sup>でも、他の要因が一定の場合、帯鉄筋比が大きくなればじん性率はほぼ線形的に増加することが明らかとなっていることから、既設 RC 柱の帯鉄筋とスパイラル鋼線が一体として横拘束筋として機能していると考え、APAT 工

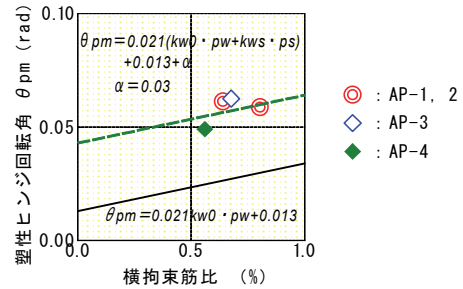


図-4 塑性ヒンジ回転角の評価

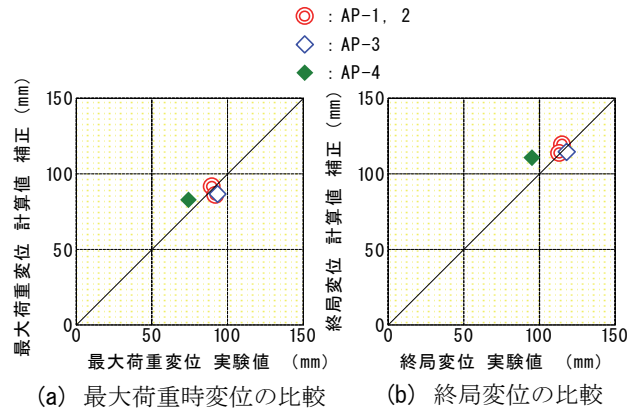


図-5 最大荷重時変位と終局変位

法においても塑性ヒンジ回転角を横拘束筋比の関数として式(5)で算定することとした。

$$\theta_{pm} = 0.021(k_{w0} \cdot p_w + k_{ws} \cdot p_s) + 0.013 + \alpha \dots\dots (5)$$

ただし、 $\theta_{pm} \leq 0.07 \dots\dots\dots (6)$

ここに、 $k_{ws}$  : スパイラル鋼線強度を考慮する係数

$$k_{ws} = f_{sy} / 390$$

$f_{sy}$  : スパイラル鋼線の引張降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$p_s$  : スパイラル鋼線比 (せん断補強筋比)

式(5)において、 $\alpha$  はスパイラル鋼線およびセグメントによる拘束効果により、塑性ヒンジの変形性能が向上する効果を回転角に考慮したもので、図-4より  $\alpha = 0.03$  とした。ここでは、既設 RC 柱の帯鉄筋とスパイラル鋼線が全体として式(3)の  $k_{w0} \cdot p_w$  として挙動するものと考え、式(6)に示すように、塑性ヒンジ回転角  $\theta_{pm}$  は耐震設計標準に式(4)で示される上限値に 0.03 を加えた 0.07 を上限値とした。なお、試験体 AP - 4 の横拘束筋比は、柱下端 0.25D の範囲が無補強であることから、塑性ヒンジ区間に配置されたスパイラル鋼線量の平均値を用いて横拘束筋比とした。

図-5は、最大荷重時の変位および終局変位について、実験値と式(5)により補正した計算値を対比したもので、両者は概ね一致している。

図-4および図-5より、円形セグメントを用いた試験体 AP-1、2 と扁平セグメントを用いた試験体 AP-3、4 とのセグメント形状による拘束効果の差について明らかにすることはできなかったが、本工法により補強された柱の変形性能は、耐震設計標準を準用するとともに、最大荷重点に対応するく体変位のうち、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位  $\delta_{mp}$  の算定に、スパイラル鋼線とセグメントによる外部拘束効果を見込んだ式(5)、(6)を用いることで、適切に評価可能であることが確認できた。

### 3. 3次元FEMによる正負交水平番載荷試験の数値シミュレーション

本章では、表-1に示す APAT 工法により耐震補強された AP-2 試験体の静的正負交番水平載荷試験結果を対象として、3次元非線形 FEM 解析により数値シミュレーションを行った結果を報告する。

#### 3.1 解析概要

##### a. 解析モデル

解析モデルを図-6に示す。使用した要素は以下の通りである。解析コードは、コンクリート計算力学の分野で実績のある DIANA Ver.7を用いた。

- ・コンクリート部：8節点ソリッド要素
- ・軸方向鉄筋：3次元トラス要素
- ・帯鉄筋：埋込み鉄筋要素
- ・スパイラル鋼線：3次元梁要素

スパイラル鋼線は、連続した1本の線を円形セグメント外周に螺旋状に設置するが、解析モデルの作成に当たっては、モデル作成の容易性および分割要素の形状が非線形解析の収束精度に与える影響も考慮して、独立したリング状モデルとした。

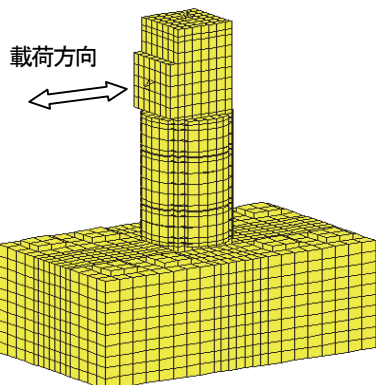


図-6 解析モデル図

境界条件は、フーチング底面を固定とした。

##### b. 構成モデルおよび材料特性

コンクリートは、全ひずみに基づく構成モデルとし、圧縮側応力-ひずみモデルには、圧縮破壊エネルギー、Selby and Vecchio の横拘束効果<sup>6)</sup>を考慮した。ひび割れについては、回転ひび割れモデルを使用し、引張側応力-ひずみモデルは、引張破壊エネルギーを考慮し、Hordijk et al の引張軟化関係<sup>7)</sup>を用いた。

なお、次に示すように、引張破壊エネルギーは土木学会コンクリート標準示方書<sup>8)</sup>の方法、圧縮破壊エネルギーは中村ら<sup>9)</sup>の方法で算定した。

- ・土木学会コンクリート標準示方書<sup>8)</sup>の引張破壊エネルギー

$$G_{ft} = 10d_{\max}^{1/3} \cdot f_c^{1/3}$$

ここに、 $G_{ft}$ ：引張破壊エネルギー (N/m)

$d_{\max}$ ：骨材の最大寸法 (mm)

$f_c$ ：圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

- ・中村ら<sup>9)</sup>の圧縮破壊エネルギー

$$G_{fc} = 8.8\sqrt{f_c}$$

ここに、 $G_{fc}$ ：圧縮破壊エネルギー (kJ/m)

$f_c$ ：圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

ただし、フーチングコンクリートは線形要素とした。鉄筋およびスパイラル鋼線の応力-ひずみ関係はバイリニア型とした。

解析に用いた物性値を表-3に示す。

##### c. 解析条件

変位制御により単調増加および正負交番載荷を行った。載荷ステップは、 $1 \delta_y$  の 1/100 とした。収束計算は Newton-Raphson 法を用いた。

表-3 解析に用いた材料物性

材料名		圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート	柱部	34.5	2.61	$3.03 \times 10^4$
	セグメント	48.0	3.41	$3.15 \times 10^4$
材料名		降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
軸方向鉄筋		365	$2.06 \times 10^5$	535
帯鉄筋		362	$2.06 \times 10^5$	493
スパイラル鋼線		928	$1.90 \times 10^5$	1282

#### 3.2 解析結果

##### a. 荷重-変位関係

図-7に水平荷重-水平変位関係の解析結果を実験結果と併せて示す。実験では3サイクル載荷している

が解析では1サイクルとした。図-7より、実験結果では $12\delta y$  (約90mm) まで水平荷重がほぼ一定の安定した状態が続いている。 $12\delta y$  における水平荷重の低下は軸方向鉄筋の座屈によるかぶりコンクリートのはらみ出しの時点であり、円形セグメントのはらみ出しを伴っている。解析では、実験結果に比べ荷重が少し大きい、水平荷重が顕著に低下する $12\delta y$ 程度までは、履歴形状も実験結果に比較的近い形状を示し、概ね実験結果を模擬している。しかし、実験では変形が進むにつれて載荷時の剛性が低下しているが、解析ではそれ程低下していない。これは、解析では軸方向鉄筋をパイリニヤでモデル化しており、繰り返し載荷および座屈による軸方向鉄筋の剛性低下を考慮していないことによると思われる。また、 $12\delta y$ 以降の軸方向鉄筋が座屈してからの復元力の低下については、鉄筋モデルに座屈挙動を考慮していないため十分に表現できていない。

b. 変形状

写真-1に $16\delta y$ 載荷時における損傷状況を示す。

実験では軸方向鉄筋の座屈、かぶりコンクリートのはらみ出しに伴う最下段の円形セグメントのはらみ出しがあり柱下端のコンクリートが剥落して曲げ破壊した。図-8に解析結果の $16\delta y$ 載荷時における変形図を示す。図-9に水平変位分布を解析結果と実験結果を併せて示す。

図-9より、実験では軸方向鉄筋の座屈が生じる $12\delta y$ 頃より柱基部から上方150mm間において横ズレが表れ、 $16\delta y$ ではより顕著である。解析は、実験結果に比較的近い形状を示しているが、実験における $12\delta y$ 以降の横ズレ発生を表現していない。

c. 鉄筋およびスパイラル鋼線のひずみ

図-10にジャッキ載荷面側における軸方向鉄筋のひずみ分布を示す。解析においても実験と同様に、 $1\delta y$ で柱基部が降伏ひずみに達し、変形が進むにつれてひずみが大きくなる範囲が上方へ広がっている。実験に比べ、若干ひずみは大きいがほぼ同じような分布を示している。

図-11、12に帯鉄筋およびスパイラル鋼線のひずみ分布を示す。着目したひずみは試験体側部のひずみである。図-11、12より、帯鉄筋、スパイラル鉄筋とも解析結果が実験結果よりもひずみが大きくなっている。

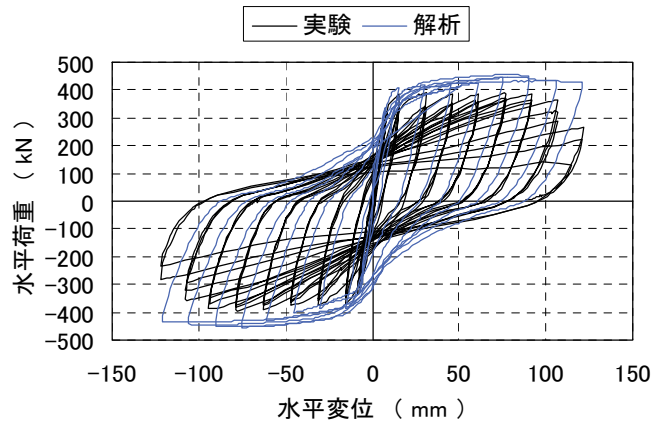


図-7 水平荷重-水平変位関係

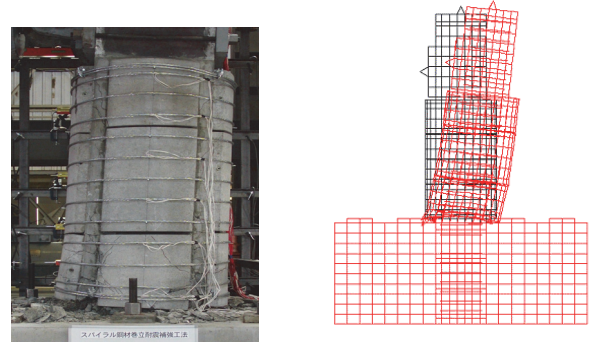


写真-1 損傷状況 図-8 変形図 (解析、 $16\delta y$  載荷時)

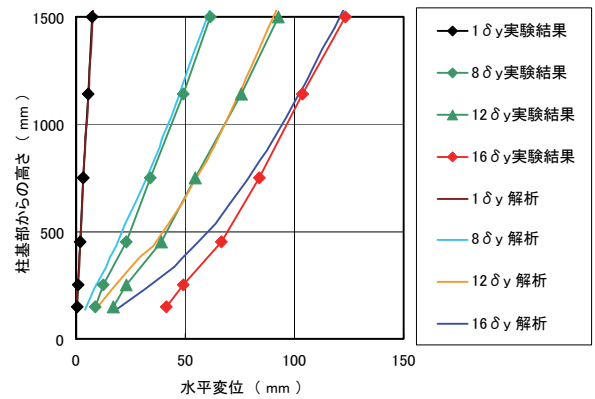


図-9 変位分布

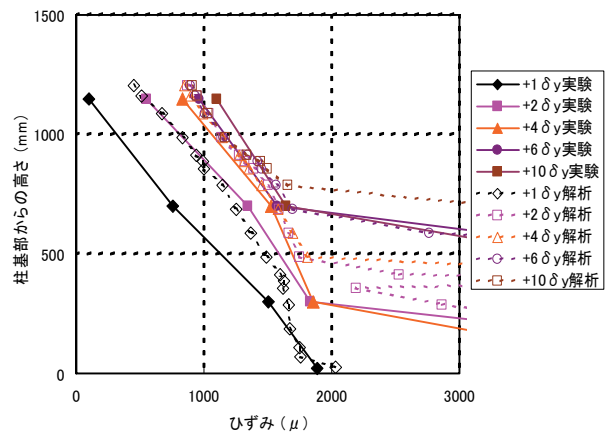


図-10 軸方向鉄筋のひずみ分布

解析では帯鉄筋のひずみは $2\delta y$ において降伏ひずみに達し、 $4\delta y$ 以降、柱基部から約200~900mmの

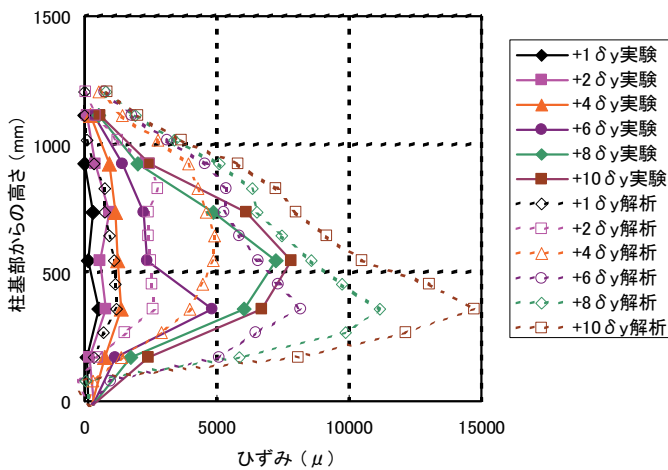


図-11 帯鉄筋のひずみ分布

ひずみが増加している。スパイラル鋼線のひずみも、帯鉄筋のひずみの増加に伴い、 $4\delta y$ より柱基部から約200~900mmのひずみが増加している。実験では、帯鉄筋のひずみは $6\delta y$ より柱基部から約200~900mmのひずみが増加している。これに対し、スパイラル鋼線は、 $6\delta y$ より、帯鉄筋よりも下方の柱基部から約100~500mmのひずみが増加しており、また、帯鉄筋のひずみの増加に比べ、それ程大きくない。これは、解析ではスパイラル鋼線とセグメントを一体としているため、帯鉄筋とスパイラル鋼線は同じ挙動を示している。実験では、スパイラル鋼線をアンボンド横拘束筋としてセグメントに巻き付けており、初期のスパイラル筋の拘束度が若干のゆるみ等により、スパイラル鋼線とセグメントを一体とした場合に比べ低いと考えられる。

#### 4. おわりに

本報の結論を以下に示す。

- i. APAT 工法により補強された柱の変形性能については、『鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）』を準用できるが、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位の算定に、セグメントやスパイラル鋼線による外部拘束効果を取り入れた提案式を用いることで、適切に評価することが可能である。
- ii. APAT 工法の縮小試験体による正負交番荷重水平載荷試験結果を3次元 FEM による静的非線形解析により数値シミュレーションを行った結果、最大耐力程度までは概ね実験結果を模擬できることを確認した。ただし、軸方向鉄筋の座屈以降については、実験結果を十分に表せておらず、座屈モデル

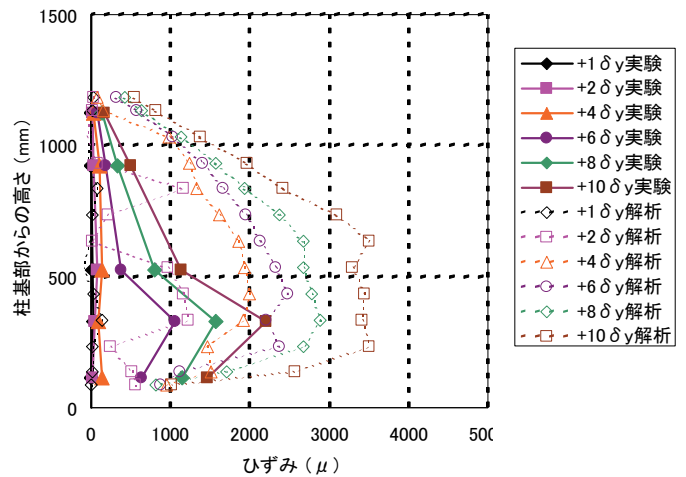


図-12 スパイラル鋼線のひずみ分布

の適用等、今後検討していきたいと考える。

#### 【参考文献】

- 1) 松田好史、中村敏晴、宮川豊章、：コンクリートセグメントと鋼より線を用いた既設RC柱の耐震補強、土木学会論文集、No. 763/VI-63, pp. 185-203, 2004. 6.
- 2) 運輸省鉄道局監修、鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物、丸善、1992. 10.
- 3) 運輸省鉄道局監修、鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計、丸善、1999. 10.
- 4) 渡邊忠明、谷村幸裕、瀧口将志、佐藤勉：鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法、土木学会論文集、No. 683/V-52, pp. 31-45, 2001. 8.
- 5) 石橋忠良、吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究、土木学会論文集、No. 390/V-8, pp. 57-66, 1988. 2.
- 6) Selby, R. G., and Vecchio, F. J. : Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete. Tech. Rep. 93-02, Univ. Toronto, dept. Civil Eng., Toronto, Canada, 1993.
- 7) hordijk, D. A. Local approach to fatigue of concrete. PhD thesis, Delft University of Technology, 1991.
- 8) 2002 年制定 コンクリート標準示方書 構造性能照査編、土木学会
- 9) H. Nakamura, T. Higai : Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-Peak Behavior of Structures Subjected to Seismic Loads, JCI, Vol. 2, pp. 259-272, 1999. 10