

# 論文 曲げ破壊先行型柱の一面耐震補強工法の変形性能に関する実験的検討

細川 良美\*1・菅野 貴浩\*2・小林 寿子\*3

**要旨：**柱の一面から補強する一面耐震補強工法は、鉄道用 RC ラーメン高架橋の高架下を店舗等で利用している箇所の高架橋柱等の耐震補強で実施されている。本研究では、従来行われていた曲げせん断耐力比が 1.0 未満となるせん断破壊先行型柱に対する耐震補強ではなく、曲げ破壊先行型柱を補強する場合の変形性能について実験的検討を行った。実験の結果、曲げ破壊先行型柱を対象とした補強でも従来の柱一面からの補強や本実験で検討した丸鋼に定着体を設けた補強方法により変形性能が改善されることを確認した。

**キーワード：**耐震補強, RC 柱, 正負交番载荷, 変形性能

## 1. はじめに

都市部の鉄道用 RC ラーメン高架橋などでは、高架下が店舗や倉庫などで利用されている場合が多く、高架下利用箇所の補強工事として、鋼板巻き耐震補強工法のような全周巻き立てによる耐震補強を実施した場合、既存建物の一部撤去・復旧等が必要となり工事費・工期の増大につながる。また工事期間中は、店舗等の営業ができなくなるため、テナントの了解を得るための時間と労力も必要となる。このような RC ラーメン高架橋柱に適用できる工法の一つとして、一面耐震補強工法<sup>1)</sup>がある。本工法は、既設 RC 柱の露出している一面から補強鉄筋と補強鋼板を配置することにより補強を行うものであり、補強鋼板と平行方向の作用力に対して補強鋼板が補強材として機能し、補強鋼板と直角方向の作用力に対しては補強鉄筋が補強材として機能することとして設計を行っている。(図-1)

一般に耐力比(せん断耐力と部材が曲げ耐力に達するときのせん断耐力の比)が 1.0 未満のせん断破壊先行型の RC 柱を補強する場合には、補強鉄筋は十分に配置される。そのため、既往の研究<sup>2), 3)</sup>では、補強鉄筋により補強された RC 柱の変形性能およびせん断耐力が向上することが確認されている。一方で、耐力比が 1.0 以上の曲げ破壊先行型の RC 柱に現行の設計方法を適用した場合、補強鋼材量はせん断破壊先行型の RC 柱に対する補強鋼材量よりも少なくなるが、そのような場合における補強鉄筋により補強された RC 柱の変形性能に関する知見は少ない。また、異形鉄筋以外の材料を使用し補強された RC 柱の変形性能を確認した知見も少ない。

以上を背景に本稿では、補強前の耐力比を 1.05 とした RC ラーメン高架橋の柱部材を模した試験体を用いて静的正負交番载荷試験を行い、柱一面から補強した試験体の変形性能を確認する。

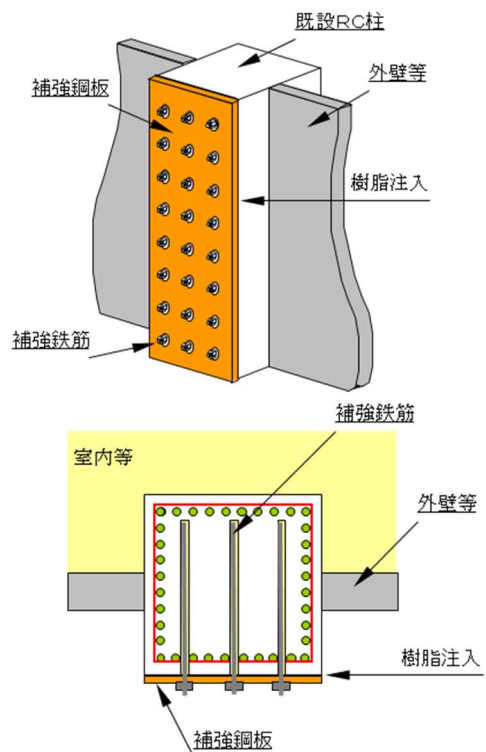


図-1 一面補強工法の概要

## 2. 実験の概要

表-1 は試験体の諸元、図-2、図-3 は試験体寸法および補強概要図である。補強方法をパラメータとして 3 試験体の試験を行った。寸法および配筋は共通であり、部材寸法を実物の 1/2 程度のスケールとした。図-4 に交番载荷試験状況を示す。軸方向応力度は、鉄道用 RC ラーメン高架橋に常時かかる 0.98N/mm<sup>2</sup> とし、载荷は補強材料と平行方向に行った。

No.1 は、補強前の基準試験体であり耐力比は 1.05 とした。No.2 は、せん断破壊先行型の RC 柱を用いた既往の研究<sup>2)</sup>にて、補強効果が確認されているものと同様に

\*1 東日本旅客鉄道(株) JR 東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 研究員 (正会員)

\*2 東日本旅客鉄道(株) JR 東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 上席研究員 博(工)(正会員)

\*3 東日本旅客鉄道(株) JR 東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 主幹研究員 (正会員)

異形鉄筋を用いた試験体である。No.3は、異形鉄筋ではなく丸鋼を使用し端部に定着体を設けた<sup>4)</sup>試験体である。丸鋼を使用することで鉄筋周囲の付着を切り、引張力が作用した際に定着体の支圧力により抜け出しを防止することでコンクリートの付着強度や引張強度によらず、母材コンクリートの圧縮強度に依存させることで安定した引抜き耐力が期待できる。No.2, No.3については、文献<sup>1)</sup>に基づき補強鉄筋と平行方向の耐力比を設計上必要とされている2.0以上の2.38と2.44とした。

本試験における試験体の製作は、既往の研究<sup>2)</sup>より製作方法の違いによる損傷状況の違いは見られなかったと

いうことから、コンクリート打設前にあらかじめ補強鉄筋をセットしてからコンクリートを打設した。また、補強鋼板はRC柱面との間隔が3mmとなるように取り付け、空隙にエポキシ樹脂を注入した。

載荷は、軸方向鉄筋が降伏した時の載荷点の水平変位を降伏変位 $\delta_y$ とし、以降、 $\delta_y$ の整数倍の水平変位で載荷を行った。また、各サイクルでの繰り返し回数は1回とした。

各試験体に使用したコンクリート、鉄筋および鋼板の材料試験結果を表-2に示す。

表-1 交番載荷試験の試験体諸元

試験体No.	断面寸法 幅(mm)×高さ(mm)	主鉄筋			帯鉄筋		補強用鋼板		補強材料				軸方向 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	耐力比 (V <sub>y</sub> /V <sub>mu</sub> )
		径	本数 (本)	引張側鉄筋 最外縁の鉄筋 (本)	径	ピッチ (mm)	鋼板厚さ (mm)	材質	径	材質	ピッチ (mm)	本/段		
1	450×450	D22	16	5	D10	150	—	—	—	—	—	—	0.98	1.05
2							4.5	SS400	D13	SD345	150	4	0.98	2.38
3							—	—	Φ13	SR235	40,40,70	2	0.98	2.44

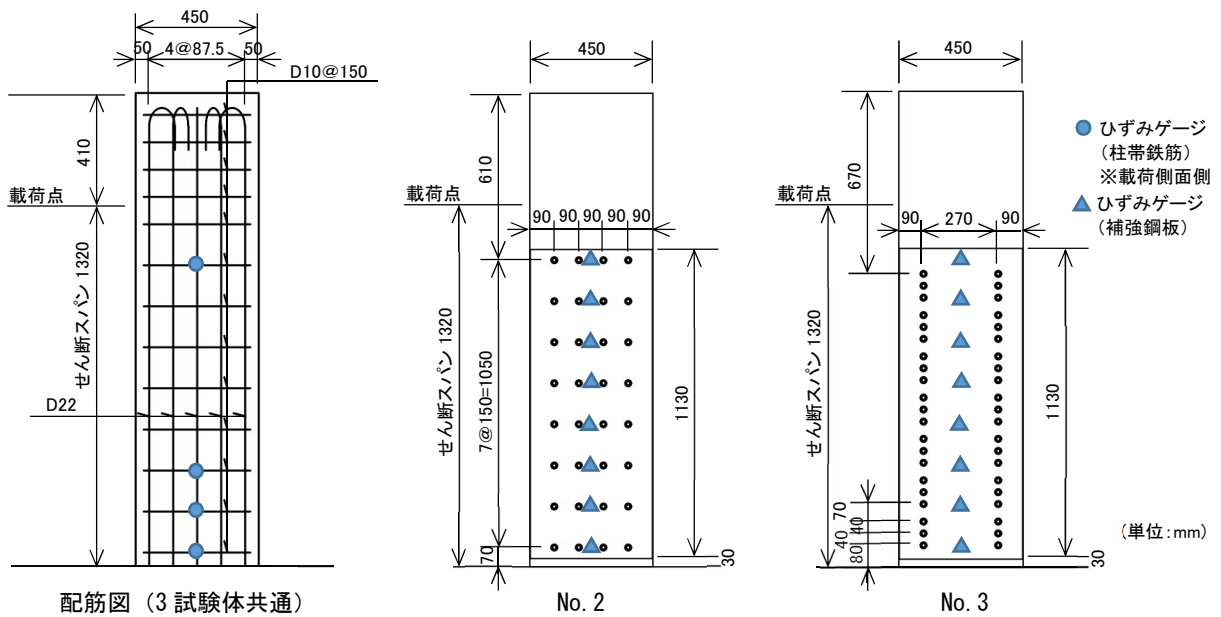


図-2 試験体配筋および補強概要図

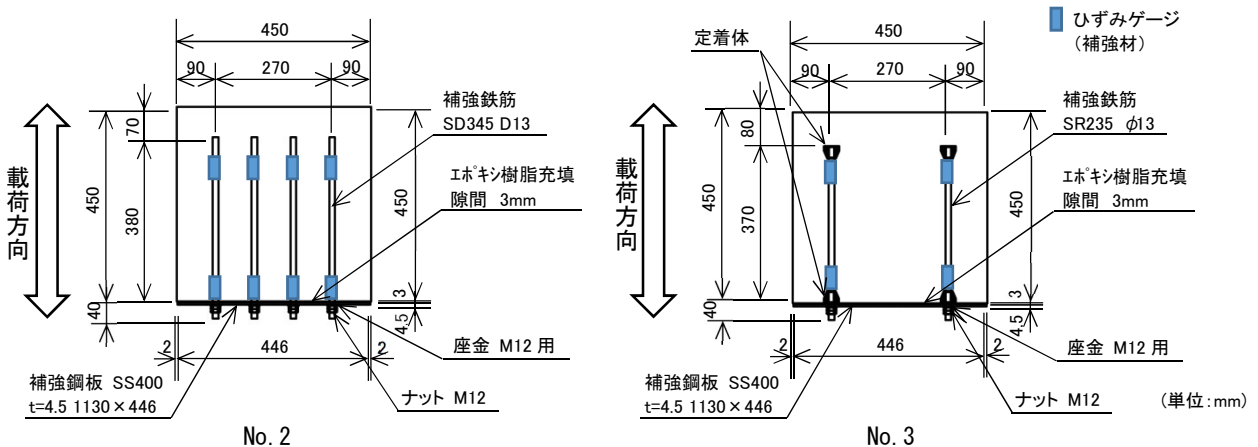


図-3 試験体断面図

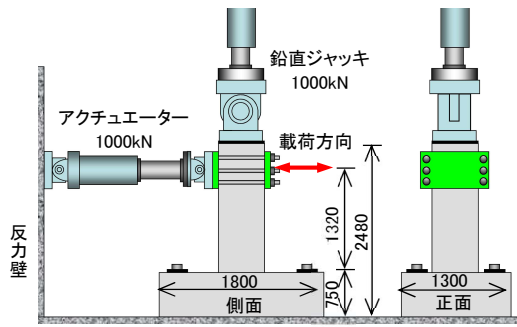


図-4 交番載荷試験状況

### 3. 試験結果

#### 3.1 試験体の損傷進展状況

交番載荷試験の結果を表-3に示す。図-5は、試験体の損傷状況であり、各試験体の荷重-変位曲線の包絡線上で、降伏荷重を下回らない最大変位（以下、終局変位 $\delta u$ とする）時を示す。これは、一面耐震補強工法を用いた既設RC柱がエネルギー吸収能力を発揮できる範囲として定めた変位の限界点である。<sup>2)</sup>

無補強試験体 No.1 は載荷開始後、基部付近から徐々に曲げひび割れが発生し、曲げひび割れから進展した斜めひび割れが発生した。曲げひび割れの間隔は 70~150mm 程度で発生した。2 $\delta y$  で最大荷重となり、基部から 0.4D, 0.8D (D: 断面高さ) 付近の帯鉄筋が降伏した。

3 $\delta y$  載荷時には、基部から 1D 付近を起点とする斜めひび割れが対角の基部周辺まで進展した。その後、4 $\delta y$  では帯鉄筋のひずみの増加とともに斜めひび割れ幅が急激に拡大し終局変位となった。終局変位以降も載荷を行ったところ、6 $\delta y$  で柱全体のかぶりコンクリートが剥離・剥落し、帯鉄筋内側のコアコンクリートも破壊されていった。耐力比は 1.05 であるが、高さ 900mm 付近から基部にかけて斜めひび割れが生じた。

補強試験体 No.2, No.3 についても載荷開始後、基部付近から曲げひび割れが発生した。曲げひび割れの間隔も No.1 同様に 70~150mm 程度で確認された。この際、曲げひび割れから進展した斜めひび割れが確認されたが、対角の基部周辺までは進展しなかった。

両者とも 4 $\delta y$  で最大荷重となり、No.2 は基部から 1.1D 付近まで、No.3 は 1.4D 付近まで曲げひび割れ幅が徐々に拡大した。終局変位時には、軸方向鉄筋のはらみだしによって、鋼板のない載荷面側のかぶりコンクリートが剥離・剥落した。コンクリートの剥離・剥落は曲げひび割れ幅の拡大した 1.1D および 1.4D 程度の高さまで発生した。柱側面では、同様に 1.1D および 1.4D 範囲で斜めひび割れ幅が顕著となり、斜めひび割れに沿ってかぶりコンクリートが剥落した。

表-2 材料強度

試験体No.	コンクリート圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )		軸方向鉄筋			帯鉄筋			補強筋		
	柱	フォーミング	降伏強度	降伏ひずみ	ヤング係数	降伏強度	降伏ひずみ	ヤング係数	降伏強度	降伏ひずみ	ヤング係数
			N/mm <sup>2</sup>	$\mu$	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	$\mu$	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	$\mu$	N/mm <sup>2</sup>
1	23.8	25.3	369.4	1899.6	1.94.E+05	384.6	2075.6	1.85.E+05	389.2	2003.7	1.94.E+05
2	23.8	25.3	369.4	1899.6	1.94.E+05	384.6	2075.6	1.85.E+05	389.2	2003.7	1.94.E+05
3	29.3	30.2	402.2	2015.2	2.00.E+05	355.0	2027.1	1.75.E+05	312.9	1696.3	1.84.E+05

表-3 交番載荷試験結果

試験体No.	耐力比 (V <sub>y</sub> /V <sub>nu</sub> )	実験値					計算値		比較	
		降伏変位	終局変位	靱性率	降伏荷重	最大荷重	降伏荷重	最大荷重	Py/Pyc	Pmax/Pmaxc
		$\delta y$ (mm)	$\delta u$ (mm)	$\mu = \delta u / \delta y$	Py (kN)	Pmax (kN)	Pyc (kN)	Pmaxc (kN)		
1	1.05	10.3	40.0	3.88	289.8	354.2	252.1	315.8	1.15	1.12
2	2.38	8.1	65.2	8.05	273.2	358.1	252.1	315.8	1.08	1.13
3	2.44	8.53	59.9	7.02	298.7	381.2	276.4	346.9	1.08	1.10



図-5 降伏荷重を下回らない最大変位時の損傷状況

### 3.2 荷重－変位関係

図－6 は、各試験体の荷重－変位曲線、図－7 に荷重－変位曲線の包絡線（正負平均値）を示す。3 試験体の降伏変位までの剛性に変化は見られなかった。

無補強試験体 No.1 の載荷荷重は、最大荷重後の載荷ステップで低下傾向となり、降伏荷重を保持することができなくなった。

補強試験体は、No.2、No.3 とともに降伏荷重を保持できる載荷点変位が No.1 よりも大きくなっており、変形性能の改善効果が確認できた。靱性率（ $\delta u / \delta y$ ）は、正負平均とした。No.2 では 8.05、No.3 では 7.02 まで向上した。

本実験では、異形鉄筋を使用した試験体と丸鋼に定着体を設けた試験体と補強方法が異なる場合においても、耐力比が同程度であれば変形性能について同程度改善されることが確認できた。

### 3.3 帯鉄筋ひずみの発生状況

図－8 は、各試験体の帯鉄筋の各  $\delta y$  載荷時のひずみをフーチング上面からの高さ方向の分布で示す。

無補強試験体 No.1 では、 $2\delta y$  載荷時に基部から 0.4D および 0.8D 位置のひずみが急激に大きくなり降伏ひずみに達した。以降もひずみは増加していき、 $3\delta y$  載荷時には載荷側面に斜めひび割れが発生した。

補強試験体では、No.2、No.3 とともに無補強試験体と比較するとひずみが急激に大きくなる傾向はなく、徐々に増加していった。No.2 は、0.4D 付近のひずみが最大となったが、No.3 は、0.8D 付近のひずみが最も大きくなった。

### 3.4 補強鉄筋ひずみの発生状況

図－9 は、補強試験体 No.2、No.3 の補強鉄筋の各  $\delta y$  載荷時のひずみをフーチング上面からの高さ方向の分布で示す。

No.2、No.3 とともに荷重の低下が顕著にみられた載荷の際に 400mm 高さまでの補強鉄筋ひずみがマイナスに転じた。また、両試験体とも補強鉄筋が降伏に達することはなかった。

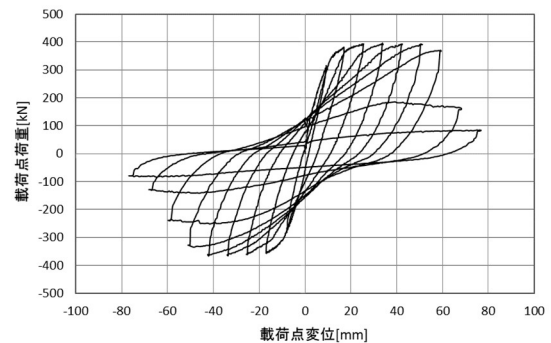
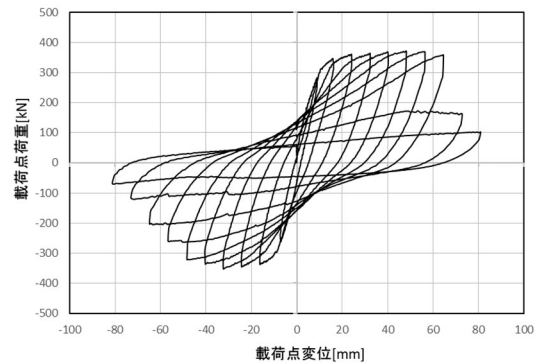
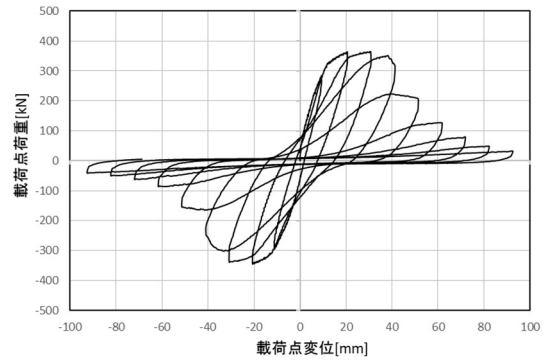
### 3.5 補強鉄筋および帯鉄筋の水平力の負担

図－10 は、補強試験体について、補強鉄筋のひずみの発生状況および帯鉄筋のひずみの発生状況より、基部から 1D 区間において補強鉄筋と帯鉄筋がどの程度水平力を負担しているのかを示す。

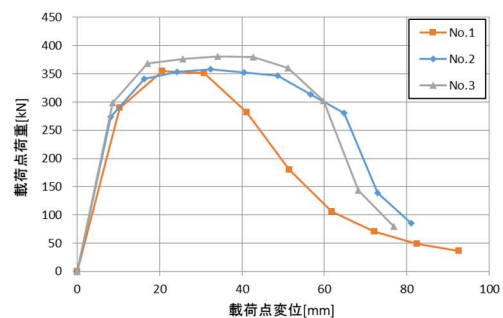
帯鉄筋が負担する水平力については、No.2、No.3 とともに同程度であった。これに対し、補強鉄筋が負担している水平力については、No.2 の試験体では、帯鉄筋が負担する水平力の 2 倍程度であるのに対して、No.3 の試験体では、帯鉄筋が負担する水平力の 2.5 倍近くと大きくなった。

帯鉄筋および補強鉄筋が負担する水平力が大きいと

いうことは、コンクリートに分担される水平力が小さくなることであるため、コンクリートの損傷が低減されると考えられる。補強試験体 No.3 については、最大荷重付近以降、補強鉄筋における水平力の負担が小さくなった。これにより、柱全体の耐力が低下していったものと考えられる。



図－6 荷重－変位曲線



図－7 荷重－変位曲線の包絡線

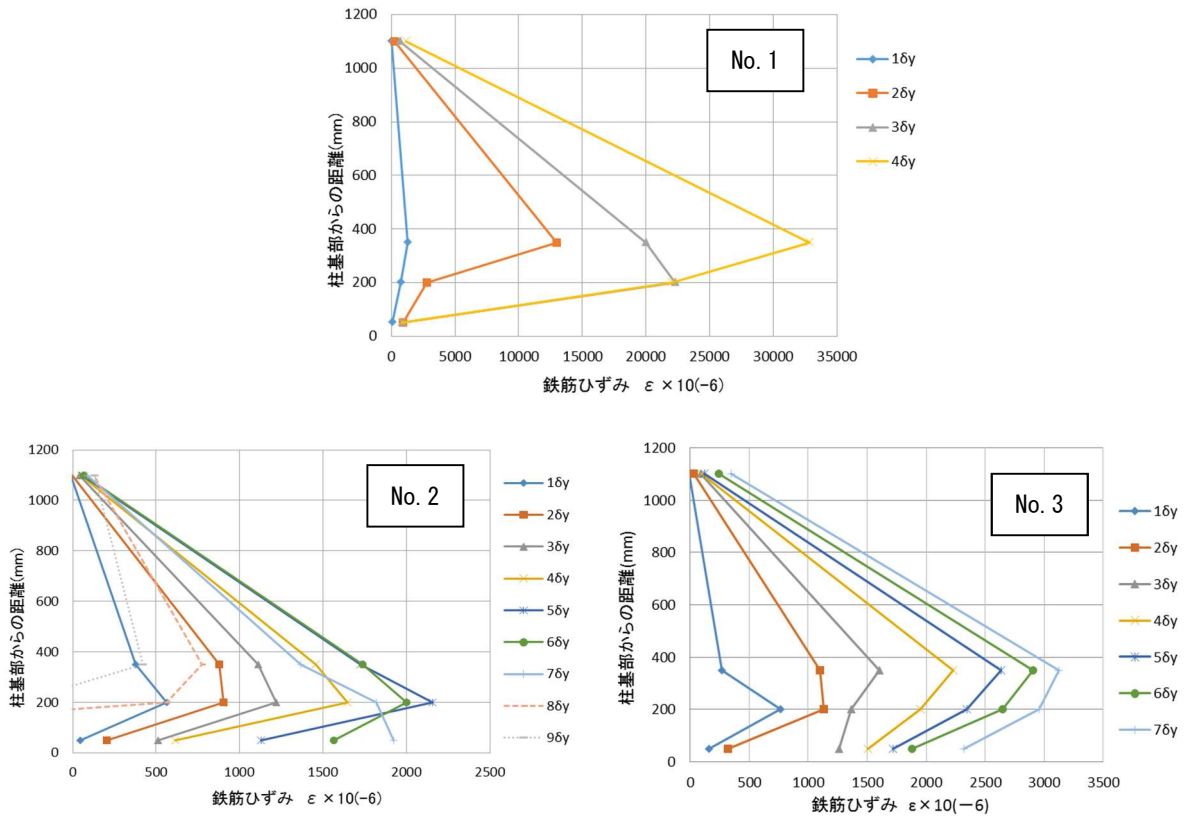


図-8 帯鉄筋のひずみ分布

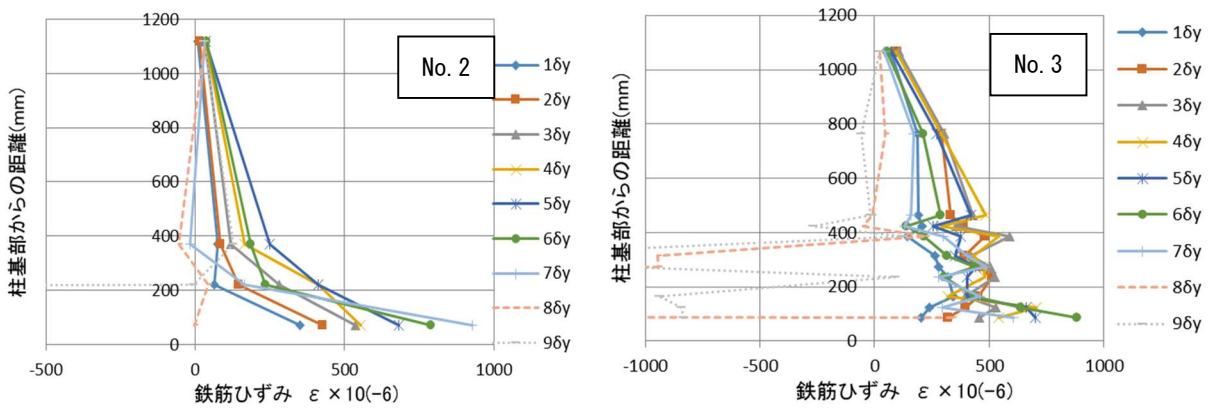


図-9 補強鉄筋のひずみ分布

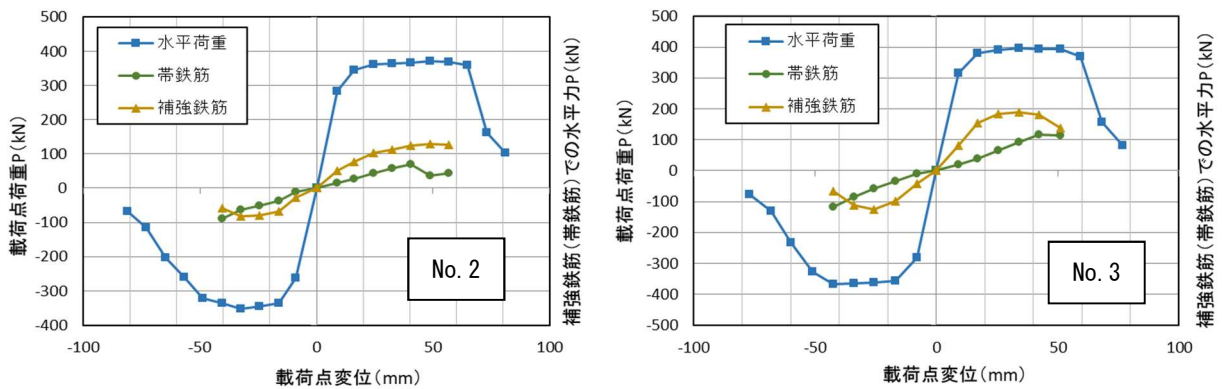


図-10 試験体の水平変位と補強鉄筋、帯鉄筋で負担する水平力との関係

### 3.6 補強鋼板ひずみの発生状況

図-11 は、試験体 No.3 における補強鋼板の各  $\delta y$  載荷時のひずみをフーチング上面からの高さ方向の分布を示しており、鋼板のない面側が圧縮となる方向に載荷を行ったときのものである。また、図-12 は、試験体 No.3 の終局変位時以降も載荷を行った 9  $\delta y$  載荷終了後の損傷状況を示す。ひずみゲージは鋼板中央に取り付けた。

補強鋼板のひずみは載荷荷重が低下する前の 7  $\delta y$  載荷の時点でひずみが小さくなり、その後の 8  $\delta y$  載荷時に荷重が低下した。この際、荷重低下とほぼ同時にひずみがマイナスに転じている。これは、鋼板を固定していた補強鉄筋とコンクリートの付着切れや端部に取り付けた定着体が抜け出したために、鋼板を押さえつける力が失われ、鋼板が引張側となる載荷を行った際に柱の変形に鋼板が追従できず、補強鋼板とコアコンクリートの一体性が失われてしまったためだと考えられる。図-12 から基部付近の鋼板が 500mm 付近まで反りあがっているのが確認できる。鋼板がコンクリート表面から剥離しているのではなく、鋼板側のかぶりコンクリートが剥離しているような状況である。

試験体 No.2 についても、最大荷重時以降ひずみが徐々に小さくなり、載荷終了時には柱基部に近い 70~220mm 位置のひずみがマイナスの値を示していた。試験体 No.3 同様に、鋼板を固定していた補強鉄筋とコンクリートの付着切れが発生したためだと考えられる。

補強鉄筋とコアコンクリートの一体性の向上や抜け出しを防ぐような構造を検討することで、変形性能のさらなる向上が期待できるのではないかと考えられる。

鋼板のある側面が圧縮となる方向に載荷を行った際に、ひずみは基部付近で最小値が  $-1100\mu$  程度となった。また、No.2, No.3 ともに座屈は見られなかった。

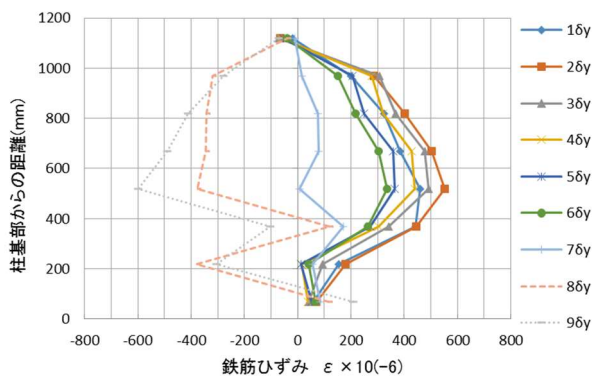


図-11 補強鋼板のひずみ分布



図-12 試験体 No. 3 載荷終了時の損傷状況

### 4. まとめ

RC ラーメン高架橋の柱部材を模した今回の試験体における補強材料と平行方向に載荷を行った正負交番載荷試験で得られた知見を以下に示す。

- (1) 耐力比が 1.05 の試験体では、曲げひび割れ発生後、柱の上部から基部にかけて曲げひび割れが進展し、曲げせん断破壊の傾向を示した。
- (2) 補強前の耐力比が 1.05 の試験体に対しても柱の一面から補強し耐力比を 2.0 以上とすることで変形性能の改善が確認できた。
- (3) 異形鉄筋を使用した試験体と丸鋼に定着体を設けた試験体と補強方法が異なる場合においても、補強後の耐力比が同程度であれば無補強に対して変形性能は同程度改善されることが確認できた。

### 参考文献

- 1) 東日本旅客鉄道(株)：維持管理マニュアルⅡ 補修・補強編 耐震補強設計施工マニュアル 鉄筋コンクリート構造物編, 2007.12
- 2) 小林薫, 石橋忠良: RC 柱の一面から施工する耐震補強工法の後挿入鉄筋の補強効果に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.683, V-52, pp.91-102, 2001.8
- 3) 小林薫, 石橋忠明: RC 柱の一面から施工する耐震補強工法の鋼板の補強効果に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.683, V-52, pp.75-89, 2001.8
- 4) 小林薫, 鈴木雄大, 平林雅也, 伊藤隼人: テーパー型ナットを PC 鋼棒定着体としたあと施工アンカー工法に関する検討: コンクリート工学年次論文集, vol.38, No2, 2016