

論文 ワイヤロープを使用した柱一面からの補強における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 RC ラーメン高架橋の高架下を店舗などで利用している箇所の耐震補強で実施されている。本研究では、従来異形鉄筋を直挿入する補強方法ではなく、ワイヤロープを配置した補強方法について実験的検討を行い、変形性能を確認した。実験の結果、従来補強方法に対しワイヤロープを柱内部に配置することによる変形性能の向上を確認した。

キーワード: 耐震補強, RC 柱, 正負交番載荷, 変形性能, ワイヤロープ

1. はじめに

都市部の鉄道 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あり、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鋼板を柱全周に巻き立て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。このように、柱全周から作業できない RC ラーメン高架橋柱に適用される工法の一つとして、一面耐震補強工法¹⁾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)

既往の研究^{2) 3)}では、異形鉄筋を直挿入し補強された RC 柱の変形性能が向上することが確認されている。今回は、さらなる変形性能の向上を目指し、従来の補強方法とは異なる新しい補強方法の検討を行っている。その中で、柱内部のコアコンクリートを囲うような補強方法について検討するため、コの字型に削孔する技術の開発を別途実施している。本稿では先行して、RC ラーメン高架橋の柱部材を模した試験体を用いて異形鉄筋を柱内部に一周させるよう配置した試験体の補強効果を確認するため、静的正負交番載荷試験を行い変形性能の確認を行った。その後、実際の施工に適すと考えられる柔軟性の高いワイヤロープを柱内部に同様に配置させた補強試験体の変形性能を確認する。

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

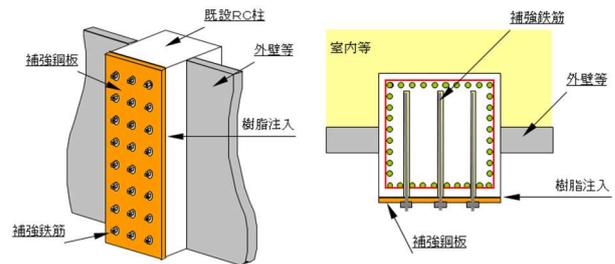


図-1 一面耐震補強工法の概要

交番載荷試験状況を示す。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^2 とし、載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、部材のせん断耐力 (V_y) と部材が曲げ耐力 (M_u) に達するときのせん断耐力 ($V_{mu} = M_u/L_a$, L_a : せん断スパン) の比 (V_y/V_{mu}) (以下、耐力比とする) を 1.05 とした。 V_y の計算には、せん断補強筋のない棒部材のせん断耐力⁴⁾に、せん断補強鋼材 (帯鉄筋) により受け持たれる棒部材のせん断耐力⁵⁾を加えた。さらに No.2 および No.3 は、補強鉄筋により受け持たれるせん断耐力 (計算式は帯鉄筋のせん断耐力同様) を加えている。No.2 は、既往の研究²⁾にて、補強効果が確認されているものと同様に異形鉄筋を用いた補強試験体である。No.3 は、RC 柱内部を一周させるように異形鉄筋を配置しである。No.4 は、No.3 同様に RC 柱内部を一周させるようにワイヤロープを配置した試験体である。ワイヤロープは玉掛用に使用される高強度ケーブルレイドロープを使用している。No.2, No.3 については、文献¹⁾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 2.26 とした。No.4 については、No.3 に使用した異形鉄筋とワイヤロープの総断面積が同程度になるように本数を調整し配置をした。図-5 に、今回試験で使用したワイヤロー

*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)

ープを示す。

本試験における試験体の製作は、既往の研究²⁾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材料をセットしてからコンクリートを打設した。ワイヤーロープはあらかじめプレテンション加工を行っており、試験体製作時には緊張等はせずそのままセットし端部を固定している。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。

荷荷は、試験体毎に軸方向鉄筋が降伏した時の荷荷点の水平変位を降伏変位 δy とし、以降、 δy の整数倍の水平変位で荷荷を行った。10 δy 以降は、2 δy ずつ増加させた。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 交番荷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				軸力 (N/mm ²)	耐力比 (V _y /V _{mu}) 1D区間
		径	本数 (本)	引張鉄筋最外縁の鉄筋 (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		2.38
3							—	—	—	—	50,100	1		2.26
4							—	—	—	—	40,40,70	1		—

※玉掛用高強度ケーブルレイドロープ 7×19+6×(IWRC6×S (13))

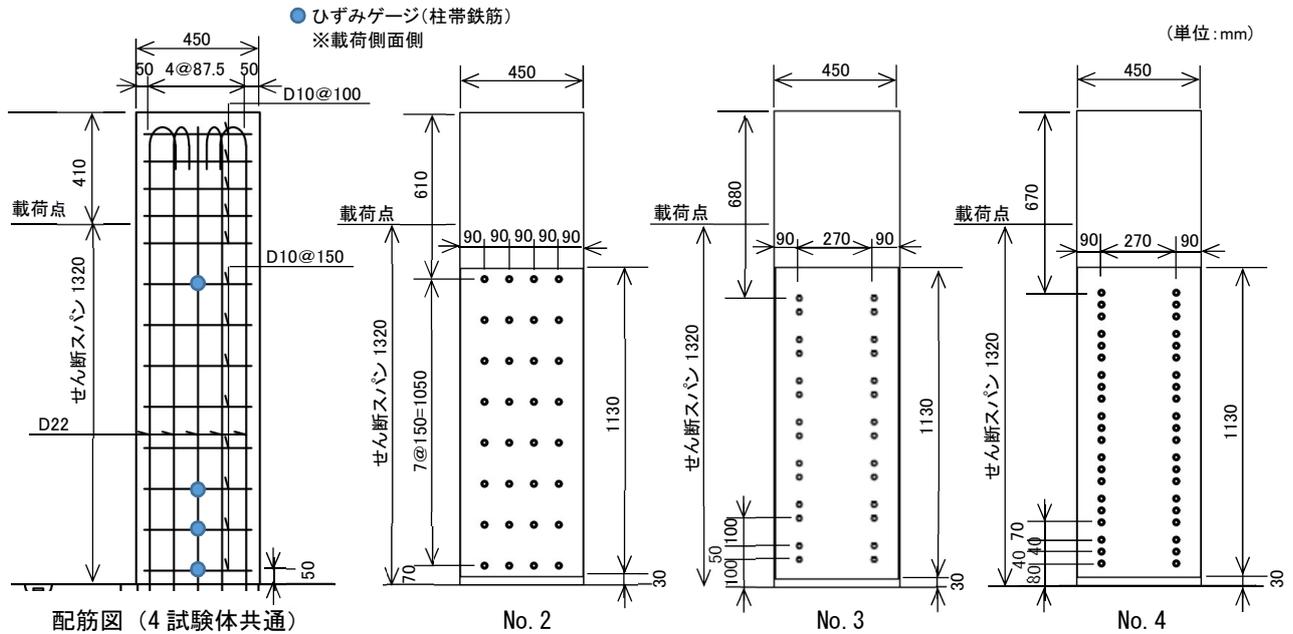


図-2 試験体配筋および補強概要図

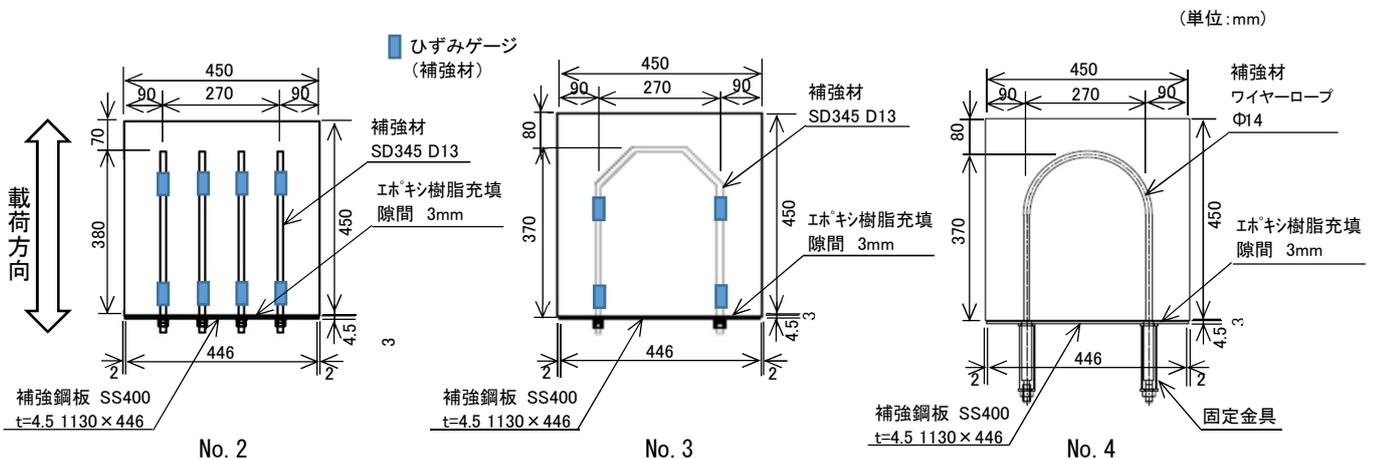


図-3 試験体断面図

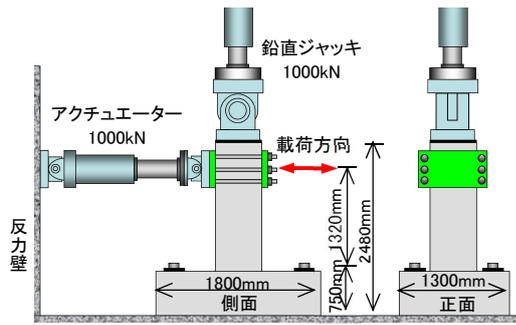
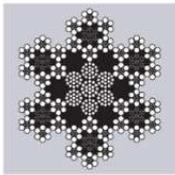


図-4 交番載荷試験状況



Φ14 断面積：78.8mm²
(カタログ値)⁶⁾



実験に使用した
ワイヤーロープ

図-5 ワイヤーロープ概形

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。実験値の変位および荷重は正負平均値である。最大荷重の設計は、鉄道構造物等設計標準・コンクリート構造物⁵⁾からコンクリートの終局ひずみを0.0035として求めた。材料強度は材料試験結果の値を用いた。なお、計算には載荷面側の鋼板を考慮していない。図-6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 δu とする）時付近を示す。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。²⁾

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 δy 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 δy 載荷時には、基部から1D付近を起点とする斜めひ

表-2 材料強度

試験体No.	コンクリート強度		軸方向鉄筋			帯鉄筋			補強材		
	柱	フーチング	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 ²	μ	N/mm ²	N/mm ²	μ	N/mm ²	N/mm ²	μ	N/mm ²
1	23.8	25.3	369.4	1899.6	1.94.E+05	384.6	2075.6	1.85.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	26.1	28.6	368.1	1977.4	1.86.E+05	368.5	1986.6	1.85.E+05	368.0	2027.7	1.82.E+05
4	27.9	27.3	384.4	1979.8	1.94.E+05	375.5	2066.1	1.82.E+05	破断荷重137.5kN		9.20.E+04

表-3 交番載荷試験結果

試験体No.	耐力比 (Vy/Vmu)	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	
		δy (mm)	δu (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	2.26	7.85	94.7	12.06	277.2	367.3	252.8	318.5	1.10	1.15	
4	2.01	9.39	92.9	9.89	296.7	380.9	264.6	333.2	1.12	1.14	

※Pmaxc = Vmu

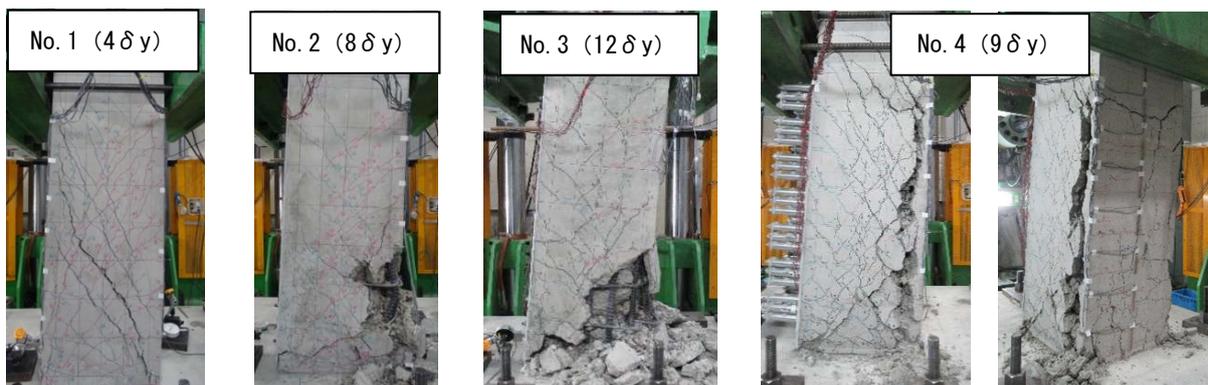


図-6 降伏荷重を下回らない最大変位時付近の損傷状況

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基部から2D付近から基部にかけての斜めひび割れ幅が急激に拡大し終局変位となった。終局変位以降も荷重を行ったところ、 $6\delta y$ 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。

補強試験体 No.2, No.3 についても荷重開始後、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。

No.2 では $4\delta y$, No.3 では $5\delta y$ で最大荷重となり、基部付近の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 1.1D 程度の高さまで発生した。柱側面では、同様に 1.1D 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。No.2 では、かぶりコンクリートが剥落後の $9\delta y$ で急激な荷重低下が確認された。No.3 についてはかぶりが剥離し始めた $7\delta y$ から荷重の低下が徐々に始まったが、No.2 のように急激な荷重の低下は見られなかった。

補強試験体 No.4 についても荷重開始後、基部付近から 70~150mm 程度の間隔で曲げひび割れが発生した。 $5\delta y$ で最大荷重となり、1.1D 付近まで曲げひび割れが徐

々に拡大していったが、 $7\delta y$ の鋼板が引張側となる荷重を行った際に圧縮側コンクリートに最外縁軸方向鉄筋に沿った縦方向のひび割れが発生した。柱側面では、1.1D 付近までの曲げひび割れが拡大していった。終局変位以降も荷重を行ったところ、柱全体にわたりかぶりコンクリートが剥離・剥落していったが、No.3 同様、急激な荷重の低下は見られなかった。また、帯鉄筋内側のコアコンクリート、特にワイヤーロープに囲まれていた部分について大きな損傷は確認されなかった。

3.2 荷重－変位関係

図-7 は、各試験体の荷重－変位曲線、図-8 に荷重－変位曲線の包絡線（正負平均値）を示す。

無補強試験体 No.1 の載荷荷重は、最大荷重後 $4\delta y$ で荷重が低下、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.2~4 とともに δu が No.1 よりも大きくなっており、変形性能の向上が確認できた。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 12.06, No.4 では 9.89 まで向上した。また、試験体 No.2 では $8\delta y$ から $9\delta y$ の載荷にかけて荷重の低下が顕著に見られたが、No.3, No.4 については急な荷重の低下は見られなかった。

本実験では、補強材料を柱のコアコンクリートを囲うよう配置することで従来補強方法よりも変形性能が向上することが確認できた。

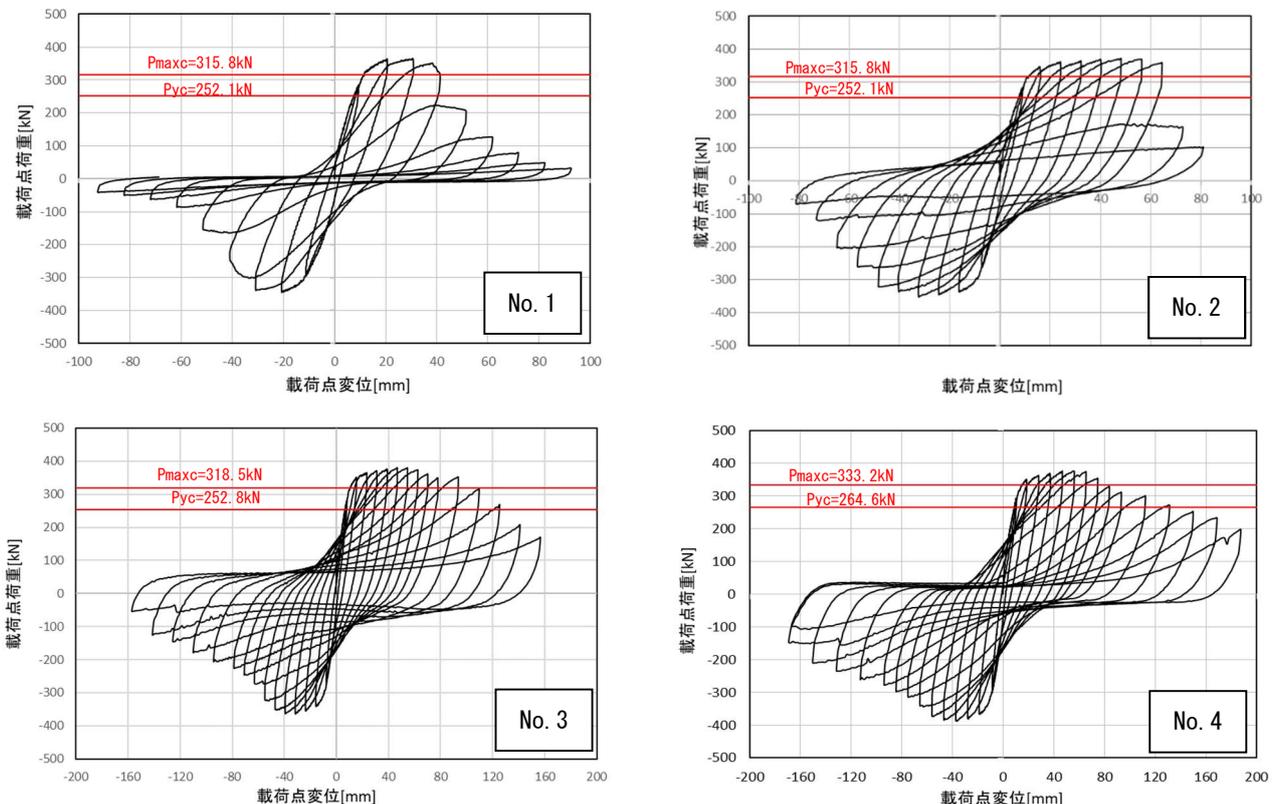


図-7 荷重－変位曲線

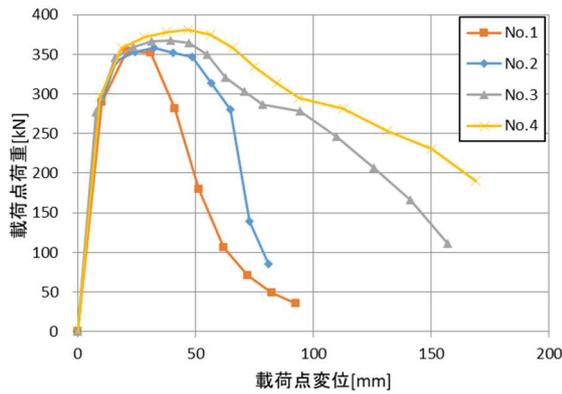


図-8 荷重-変位曲線の包絡線

3.3 帯鉄筋ひずみの発生状況

図-9 は、各試験体の帯鉄筋の各 δy 荷重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、 $2\delta y$ 荷重時に基部から 200mm および 350mm 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、 $3\delta y$ 荷重時には荷重側面に斜めひび割れが発生した。

補強試験体では、No.2~4 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、徐々に増加していき、 $5\delta y$ 荷重時に基部から 200mm 位置にある帯鉄筋が降伏した。鋼板と反対側のかぶりコンクリートが剥離したタイミングでひずみが最大となり、以降の荷重ではかぶりコンクリートによる拘束が無くなったためか、ひずみが小さくなっていった。

3.4 補強鉄筋ひずみの発生状況

図-10 は、補強試験体 No.2, No.3 の補強鉄筋の各 δy 荷重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。

試験体 No.2 と比較して No.3 の補強鉄筋ひずみは、基部付近で最大 1.8 倍程度大きくなっていった。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-11 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。水平力は、材料試験結果から得られる応力-ひずみ曲線より、鉄筋が降伏するまで（弾性域）のデータを利用して、交番荷重試験で得られた各鉄筋のひずみから、それぞれ鉄筋に作用している応力を求めており、1D 区間内に配置されている鉄筋に生じている力を合計したものである。

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、試験体 No.2 では、130kN 程度であるのに対して、試験体 No.3 では、最大で 200kN 近く水

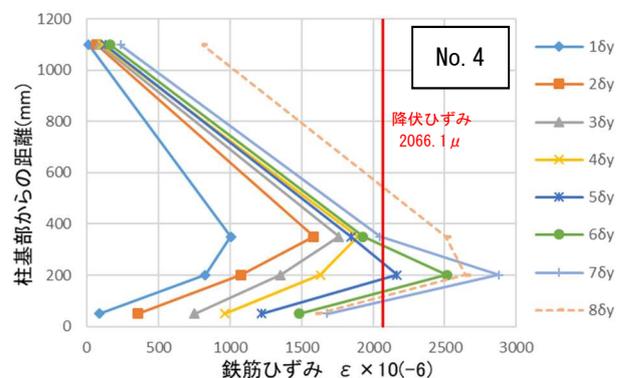
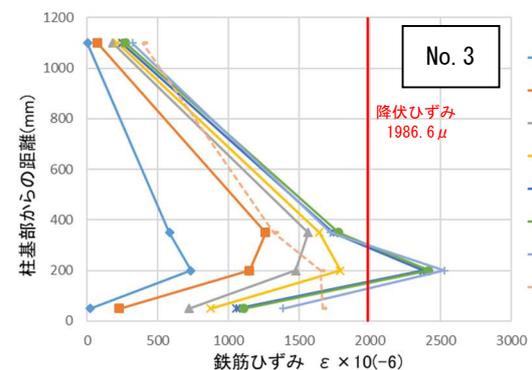
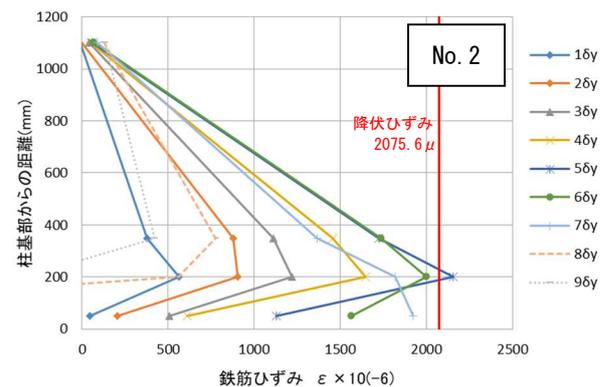
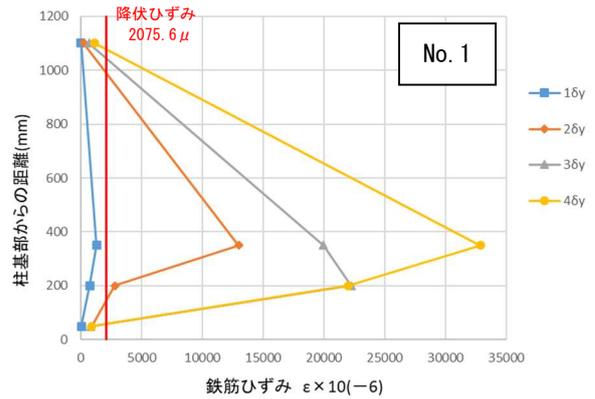


図-9 帯鉄筋のひずみ分布

平力を負担している。

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

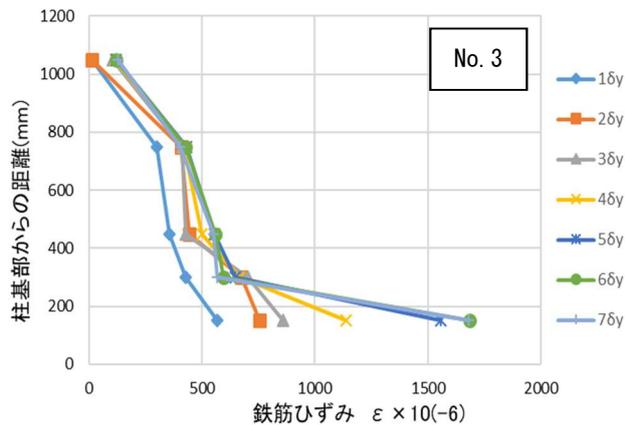
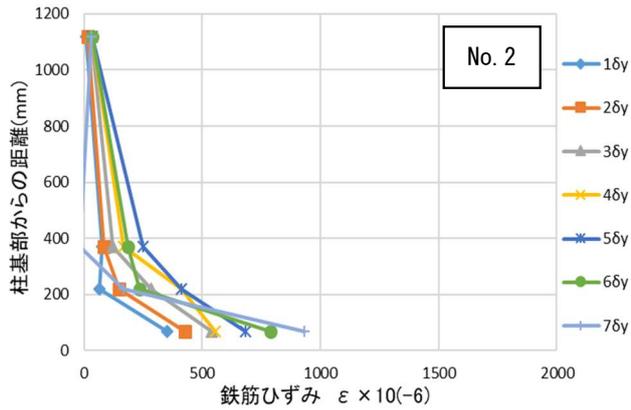


図-10 補強鉄筋のひずみ分布

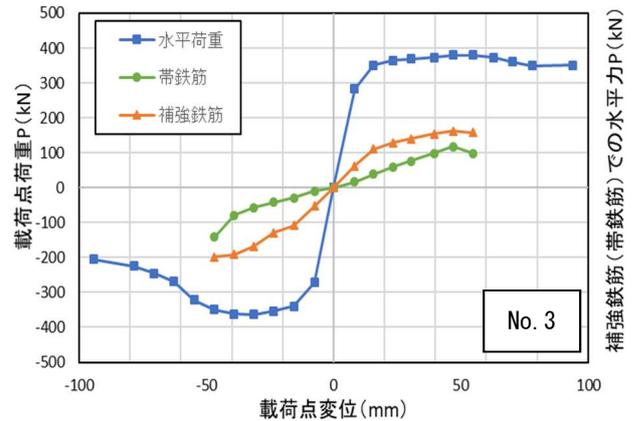
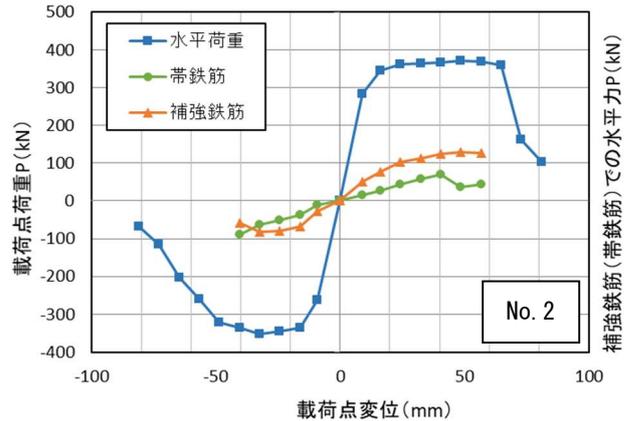


図-11 試験体の水平変位と補強鉄筋，帯鉄筋で負担する水平力との関係

るため、コア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.2 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、コアコンクリートが損傷を受け柱全体の耐力が低下していったと考えられる。一方で、試験体 No.3 は補強鉄筋が負担する水平力は No.2 よりも大きく、荷重荷重を維持し続けており、コアコンクリートに分担される力が小さくなったものと考えられる。

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荷重を行った正負交番荷重試験で得られた知見を以下に示す。

- (1) 柱内部を一周するように異形鉄筋を配置する補強方法により、従来の異形鉄筋を直挿入した補強方法よりも変形性能が向上することが確認できた。
- (2) 異形鉄筋の代わりにワイヤーロープを使用した補強試験体においても、従来補強方法よりも変形性能が向上することが確認できた。
- (3) 異形鉄筋に代わりワイヤーロープを使用して RC 柱内部を一周補強することでも同程度の補強効果を得ら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) 二羽淳一郎，山田一宇，横沢和夫，岡村甫：せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，No.372，V-5，pp.167-176，1986.8
- 5) 鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善株式会社，2004.4
- 6) 東京製綱株式会社「柔・やわら-（玉掛索用高強度ケーブルレイドローブ）」カタログ参照：
http://saas.startialab.com/acti_books/1045176105/5013/
 （閲覧日：2020年1月14日）