

論文 柱一面から鉄筋を後挿入した RC 柱の補強効果の実験的研究

土方 康裕^{*1}・小林 薫^{*2}・吉田 徹^{*3}・石橋 忠良^{*4}

要旨: 都市部の制約された環境下での RC ラーメン高架橋の耐震補強として、橋柱の一面から鉄筋を後挿入し、鋼板を取り付ける耐震補強工法を考案した。本論文では、後挿入する鉄筋が RC 柱の補強となる場合に着目し、模型 RC 柱試験体による交番載荷試験結果から後挿入鉄筋の補強効果について報告する。試験の結果、後挿入鉄筋による補強は、変形性能を改善する効果が得られることを確認した。

キーワード: 耐震補強工法, 後挿入鉄筋, 変形性能, 交番載荷試験

1. はじめに

RC ラーメン高架橋において、都市部などでは高架下空間が店舗等として利用されている箇所や間仕切り壁を有しているような場合が多い。このような高架橋柱においては、柱部材表面の四面のうち一面ないしは二面が外側に露出している場合がある。著者らはこの露出面からの施工により、高架橋下利用を継続したままで、耐震補強が可能となる新しい工法の開発を進めてきた。

本工法は、既設 RC 柱で露出している一面からコアボーリングで削孔し鉄筋を挿入後、グラウト注入を行ない RC 柱と一体化する。鋼板は、鉄筋の挿入を行った柱面に取り付け、鋼板と既設 RC 柱との空隙にエポキシ樹脂を注入して接着を行い一体化する。これらの施工により本工法は、後挿入鉄筋と柱一面に取付けた鋼板が荷重方向に応じて、RC 柱の補強として機能する。

本論文では、後挿入鉄筋の補強効果に着目したもので、模型 RC 試験体による交番載荷試験から、後挿入鉄筋の補強効果について実験的な検討を行ったものである。

2. 交番載荷試験の概要

2.1 試験体諸元

表-1 に交番載荷試験を行った試験体の諸元、図-1 に試験体の柱断面図の例 (As-2)、図-2 に

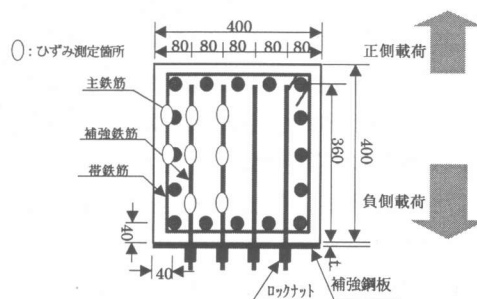


図-1 試験体断面図の例

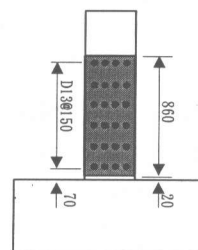


図-2 試験体側面図の例

*1 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所 工事管理室 課員 (正会員)
 *2 東日本旅客鉄道(株) 建設工事事務部 構造技術センター 主席 (正会員)
 *3 東日本旅客鉄道(株) 建設工事事務部 構造技術センター 課員 (正会員)
 *4 東日本旅客鉄道(株) 建設工事事務部 構造技術センター 所長 工博 (正会員)

表-1 試験体諸元

試験体	柱断面寸法 b×h (mm)	有効高 d (mm)	せん断 パン比 a/d	コンクリート 圧縮強度 f _c (N/mm ²)	主鉄筋 (SD345)		帯鉄筋 (SD345)		補強鋼板 (SS400)	補強鉄筋 (SD345)		
					径	本数	径	ピッチ (mm)	厚さ (mm)	径	本/段	ピッチ (mm)
A-0	400×400	360	3.19	26.7	D19	16	D6	200.0	—	—	—	—
As-1	400×400	360	3.19	28.3	D19	16	D6	200.0	3	D16	2	150
As-2	400×400	360	3.19	28.7	D19	16	D6	200.0	3	D13	4	150
As-3	400×400	360	3.19	29.7	D19	16	D6	200.0	3	D13	4	100
As-4	400×400	360	3.19	31.2	D19	16	D6	200.0	3	D13	4	250
As-5	400×400	360	3.19	29.9	D19	16	D6	200.0	3	D13	4	400
RC-3	400×400	360	3.19	32.5	D19	16	D13	80.0	—	—	—	—

試験体側面図の例 (As-2) を示す。

本試験では、7体の試験体を用いた。すべての試験体の断面は400mm×400mmで、既設高架橋柱の1/2程度とし、軸方向鉄筋比 ($P_a = \sum A_s / b \cdot h$) を2.86%、せん断スパン比 (a/d) を3.19とした。

基準試験体 (A-0) は補強を行わず、帯鉄筋 (D6) を200mm毎に配置し、耐力比 (V_y / V_{mu} ; ここで、 V_y :せん断耐力、 $V_{mu} = M_u / a$ 、 M_u :曲げ耐力、 a :せん断スパン) を0.8程度となるように設定した。補強試験体 (As-1~As-5) は、基準試験体 (A-0) を後挿入する鉄筋 (以下補強鉄筋と呼ぶ) によって、補強したものである。補強試験体 (As-1~As-5) は、補強鉄筋を荷重載荷方向と平行とし、長さを対面の軸方向鉄筋の中心位置まで配置した。また、ピッチと一段当りの鉄筋本数が異なるようにし、主鉄筋にはD19 (降伏強度368.5~380.3N/mm²) を、帯鉄筋にはD6 (降伏強度354.6N/mm²) の鉄筋を使用した。

鋼板は図-1に示すように載荷面側の一面に取り付け、厚さ $t=3$ mm でSS400の材質のものを使用した。As-1~As-5の補強試験体では、As-3のみ実際の施工と同様の方法で製作し、その他の試験体は鉄筋組立時に補強鉄筋及び鋼板を設置しておき、一体でコンクリートを打設して製作した。また、鋼板はフーチング上面から20mm離して貼り付けた。これは交番載荷時にフーチング上面に鋼板が接しないようにしたためである。

RC-3試験体は、帯鉄筋を比較的密に配置したRC柱でAs-1試験体との比較のために設定したものである。RC-3試験体のせん断補強量は、As-1試験体とほぼ同程度になっている。

2.2 試験方法

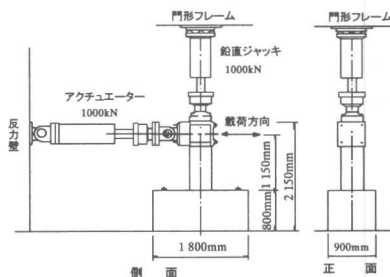


図-3 交番載荷試験の概要

図-3に交番載荷試験状況の概要を示す。試験体はフーチング部をPC鋼棒で固定し、軸力用鉛直ジャッキで一定の軸方向応力 (0.98N/mm^2) を導入した。水平力は試験体柱下端から1,150mmを載荷点として静的に正負交番載荷試験を行った。試験体は、降伏変位 ($1\delta_y$) までは荷重制御で行い、 $2\delta_y$ 以降は変位制御で行った。

試験時の基準変位となる降伏変位 δ_y は、最外縁の軸方向鉄筋のひずみが鉄筋の材料試験の結果から得た降伏ひずみに達したときの載荷点の水平

表-2 試験結果総括表

試験体	耐力比 (V_y/V_{mu})	試験結果					計算値	
		降伏変位 δy (mm)	終局変位 δu (mm)	じん性率 $\mu = \delta u / \delta y$	降伏荷重 P_y (kN)	最大荷重 P_{max} (kN)	降伏荷重 P_y (kN)	最大荷重 P_{max} (kN)
A-0	0.81	6.25	14.45	2.31	217.2	263.6	199.2	250.5
As-1	2.06	5.80	56.15	9.68	225.4	290.6	200.2	252.6
As-2	2.37	5.85	56.58	9.67	232.8	295.0	200.4	253.1
As-3	3.01	5.55	57.30	10.32	227.9	292.5	210.2	264.8
As-4	1.67	5.55	52.00	9.37	220.0	286.7	211.2	266.6
As-5	1.34	5.75	46.21	8.04	223.9	294.5	210.4	265.0
RC-3	2.02	4.90	62.47	12.75	238.3	297.1	211.0	268.8

変位とした。

載荷ステップは、 $1 \delta y$ の整数倍に変位を増加させ、1 ステップ 1 サイクルの載荷回数とした。また載荷方向は、図-1 に示すような方向を正側載荷及び負側載荷とした。

3. 交番載荷試験結果の概要

3.1 試験結果

交番載荷試験結果を表-2 に示す。降伏荷重の実験値は、試験体の水平変位が降伏変位となるときにの荷重載荷位置の水平荷重とした。最大荷重の計算はコンクリートの終局ひずみを文献¹⁾より 0.0035 として求めた。

終局変位 δu は、実験から得られる荷重変位曲線の包絡線において、試験体の水平荷重の値が降伏荷重の値を下回らない最大変位とし、正側載荷と負側載荷の平均とした。じん性率 μ は、終局変

位 δu を降伏変位 δy で除して求めた。また表中の耐力比は、 $V_c + V_s / V_{mu}$ (ここに V_c : せん断補強鉄筋を用いない棒部材のせん断耐力、 V_s : せん断補強鉄筋および補強鋼板が受け持つせん断耐力、 V_{mu} : 部材が曲げ耐力 M_u に達する時の部材のせん断耐力) であり、計算¹⁾ は材料試験から定まる実材料強度を用い、 V_{cd} は a/d の効果を考慮した二羽²⁾ら ($a/d \geq 2.5$) 及び石橋³⁾ら ($2.5 \geq a/d \geq 0.5$) の式を用いた。

3.2 荷重と変位

図-4 に荷重変位曲線の例を示す。基準試験体 (A-0) に対し補強試験体 (As-1) の場合は、最大荷重を維持する能力が向上すると同時に、急激な荷重低下が認められなかった。

各試験体の荷重-変位の包絡曲線を図-5 に示す。横軸に塑性率 (載荷ステップ毎の水平変位 δ

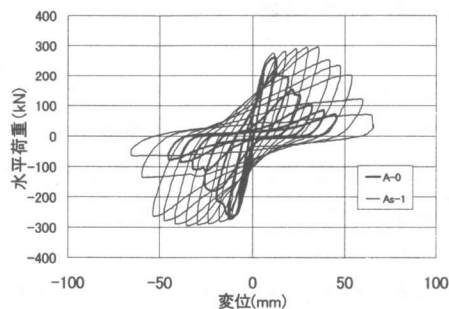


図-4 荷重変位曲線

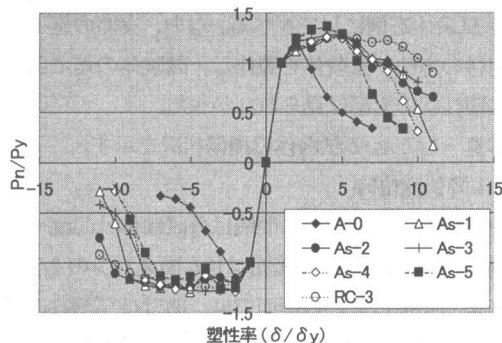
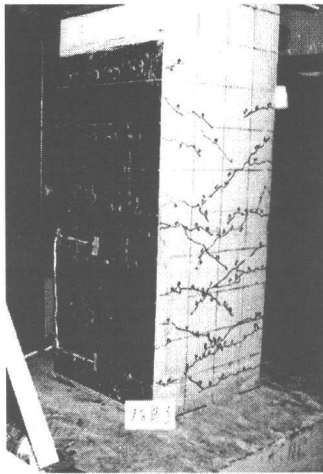
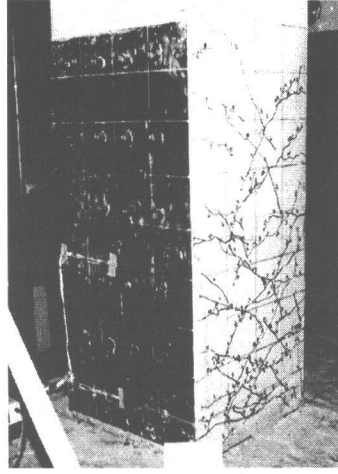


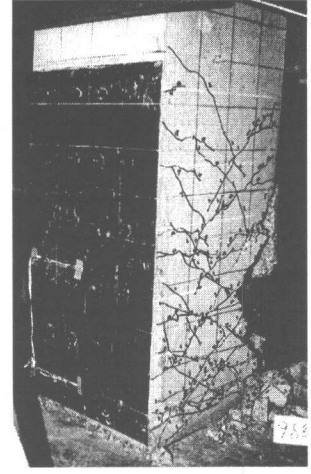
図-5 荷重変位曲線の包絡線



(a) 降伏変位時



(b) 最大荷重時



(c) 終局変位時

写真-1 損傷状況 (As-2 試験体)

を降伏変位 δ_y で除した値), 縦軸に P_n/P_y (各 δ_y 毎の水平荷重 P_n を降伏荷重 P_y で除した値) とした。この図より補強試験体 (As-1~As-5) は、基準となる試験体 A-0 と比較して変形性能が改善されることがわかる。

補強試験体 (As-1~As-5) において、負側荷重時と正側荷重時を比較すると正側荷重時の水平荷重が、塑性率で 2~3 程度小さい段階から低下している傾向が見られた。これは負側荷重時に荷重面の鋼板が被りコンクリートの剥落を抑制するように機能したためと考えられる。

3.3 損傷状況

補強試験体 (As-1~As-5) の損傷状況は、各試験体でほぼ同様な傾向を示したので、ここでは As-2 試験体を例にして述べる。なお、実際の施工と同様の方法で試験体を製作し、試験体の差による破壊性状の影響は見られなかった。

写真-1 に As-2 試験体の損傷状況を示す。

3.3.1 降伏変位時

柱荷重面のひび割れの間隔は各試験体 100mm~200mm 程度であり、発生範囲はせん断スパンの 2/3 程度まで発生した。柱側面では、曲げひび割れの先端が断面高さの 1/4 付近を超えるところから、斜めひび割れへと進展するが、ひび割れ先端は圧

縮縁までは到達していない。また、変位を 0 に戻したときのひび割れ幅はほとんど閉じていた。

3.3.2 最大荷重時

正側荷重時の基部のコンクリート表面に薄い層状の剥離が生じたが、コンクリートの剥落は生じなかった。コンクリートのひび割れは、柱側面の斜めひび割れが、荷重点対角の試験体基部周辺まで達した。

3.3.3 終局変位時

鋼板がない荷重面側のかぶりコンクリートが軸方向鉄筋のはらみによって押し出され、剥離、剥落が生じた。柱側面では、フーチング上面から 1.0D 程度の範囲に損傷が集中し、その区間の斜めひび割れが大きく開いた。

4. 実験結果に対する考察

4.1 じん性率と耐力比

図-6 に、じん性率と耐力比の関係を示す。耐力比 0.8 の基準試験体 A-0 は、じん性率 2.31 となった。耐力比が 1.34~3.01 の補強試験体 (As-1~As-5) は、じん性率が 8.04~10.32 となった。6 体の試験体の比較により、耐力比の増加にともなってじん性率が向上していく傾向が認められるが、補強後の耐力比が 2 よりも大きな領域では、じん

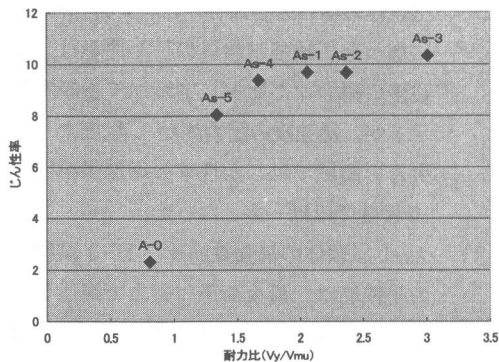


図-6 延性率と耐力比の関係

性率の増加の傾向が小さくなり 10 程度ではほぼ一定値となった。

4.2 せん断補強鉄筋のひずみの発生状況 (As-1 試験体と RC-3 試験体について)

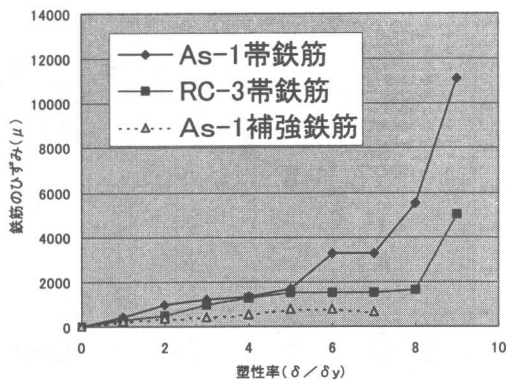
補強鉄筋で補強した As-1 試験体と、帯鉄筋を比較的密に配置した RC-3 試験体におけるせん断補強鉄筋のひずみの発生状況に着目する。

図-7(a)(b)に、As-1 試験体の補強鉄筋と帯鉄筋のひずみ、及び RC-3 試験体の帯鉄筋のひずみと塑性率の関係を示す。

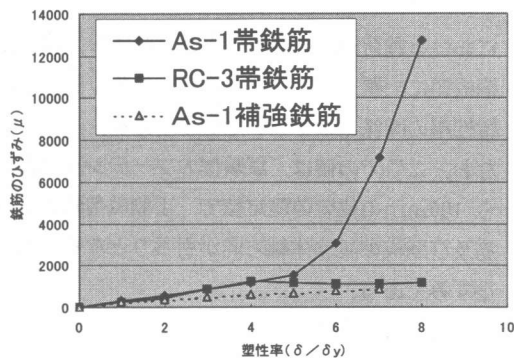
As-1 試験体の補強鉄筋のひずみは、補強鉄筋各段で測定した値を用いた。

As-1 および RC-3 試験体の帯鉄筋のひずみは、帯鉄筋各段の荷重面側の 2 箇所測定した値を用いた。補強鉄筋および帯鉄筋各段のひずみ測定値は、それぞれ平均化し、平均化したひずみ値のうちで最大値を代表として、塑性率の関係としてグラフ化したものである。

図-7(a)は、負側載荷時、図-7(b)は、正側載荷時を示したものである。As-1 試験体の補強鉄筋のひずみは、試験体の損傷が大きくなると測定が困難となる。As-1 試験体では、7δy の荷重までしか後挿入鉄筋のひずみを測定することができなかった。As-1 の帯鉄筋のひずみは、負側載荷時で 7δy 載荷時から、正側載荷時で 5δy 載荷時からひずみが急激に増大している。



(a) 負側載荷時



(b) 正側載荷時

図-7 せん断補強鉄筋のひずみ

RC-3 試験体の帯鉄筋のひずみと As-1 の補強鉄筋のひずみは、両試験体の最大荷重付近である 7~8δy まで降伏ひずみに達せず、両者はほぼ同様なひずみの発生状況を示した。

As-1 試験体の補強鉄筋のひずみは、帯鉄筋が降伏しても大きな変化が見られず弾性領域のひずみ値であった。これは、As-1 試験体の全せん断補強量に占める補強鉄筋の割合が 90%程度となり、帯鉄筋の降伏が補強鉄筋のひずみに与える影響が小さかったためと思われる。

4.3 鋼板が RC 柱の曲げ耐力に与える影響の検討

荷重面側の鋼板が、RC 柱の曲げ耐力に及ぼす影響について、鋼板の引張りひずみの発生状況から検討を行う。図-8は、As-1~As-5 の補強試験体

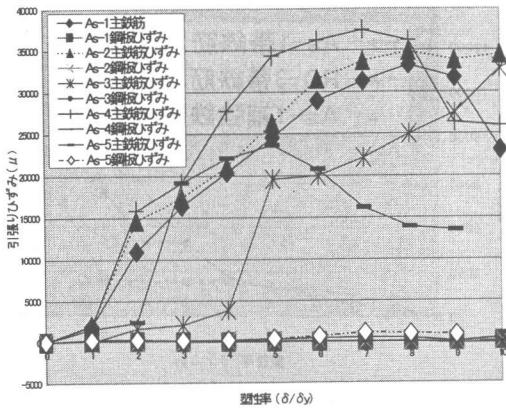


図-8 鋼板と主鉄筋の曲げひずみの比較

における載荷面側の鋼板の引張りひずみ、および鋼板側に配置されている主鉄筋の引張りひずみを塑性率の関係として示したものである。

なお、ここでの値は、試験体のフーチング上面から 100mm の位置の測定値で、正側載荷時に主鉄筋及び鋼板の試験体軸方向が引張りとなるときのひずみである。

As-1 の主鉄筋の引張りひずみは $1\delta y$ で 2000μ 程度であるのに対して、 $2\delta y$ 以降では 10000μ と大きくなり、 $7\delta y$ 以降は 30000μ 程度となった。それに対して鋼板のひずみは、 $1\sim 10\delta y$ まで $40\sim 70\mu$ 程度であった。鋼板の引張りひずみは非常に小さく、このひずみの値から載荷面側の鋼板は RC 柱の曲げ耐力にはほとんど寄与していないことがわかった。

5. まとめ

後挿入鉄筋による RC 柱の補強に関して、交番載荷試験結果から後挿入鉄筋の補強効果について検討を行った。本検討結果から得られた主な点を以下にまとめる。

- (1) 後挿入鉄筋で補強した試験体は、変形性能が向上し最大荷重を維持する水平変位が大きくなった。また耐力低下領域での、荷重の低下が緩やかになった。
- (2) 本実験結果からは、後挿入鉄筋の補強で耐力比 V_y/V_m を $1.34\sim 3.01$ にした補強

試験体の場合のじん性率は、 $8.04\sim 10.32$ になった。補強試験体のじん性率は、補強後の耐力比に比例して増加する傾向を示すが、補強後の耐力比が 2 程度よりも大きい領域ではじん性率の増加が小さく 10 程度ではほぼ一定となった。

- (3) As-1 試験体の補強鉄筋及び RC-3 試験体の帯鉄筋は、最大荷重付近まで降伏しておらず、 $8\delta y$ 付近まで両者はほぼ同様なひずみの発生状況を示した。
- (4) 載荷面の鋼板の引張りひずみは、 $1\sim 10\delta y$ まで $40\sim 70\mu$ 程度であった。このことから、載荷面の鋼板は RC 柱の曲げ耐力にほとんど寄与していないことがわかった。

参考文献

- 1) 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物：運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編，丸善株式会社，1992.10
- 2) 二羽淳一郎，山田一字，浦沢和夫，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，第 372 号/V-5，pp.167-176，1986.8
- 3) 石橋忠良，松田好史，齋藤啓一：少数本のくいをういたフーチングのせん断設計について，土木学会論文集，第 337 号/V-5，pp.197-204，1983.9