

論文 鋼板を柱一側面に貼り付けた RC 柱の変形性能に関する 実験的研究

田中 大^{*1}・小林 薫^{*2}・海原 卓也^{*3}・石橋 忠良^{*4}

要旨：高架下利用箇所等における RC ラーメン高架橋柱の耐震補強として、柱部材の露出面からの鋼棒と鋼板による耐震補強工法を考案した。本論文では柱部材の一側面（荷重載荷方向と平行）に補強鋼板を貼り付けた試験体の交番載荷試験結果について報告する。試験結果より、無補強試験体と比較すると、補強鋼板を柱一側面に配置することで変形性能が向上することを確認した。また配置する鋼板の厚さの異なる試験体の交番載荷試験結果より、補強鋼板の厚さを増すことにより変形性能が向上することを確認した。

キーワード：耐震補強工法, 補強鋼板, 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、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箇所の柱の耐震補強を行う場合、施工性・経済性を考えると従来の鋼板巻き補強工法等の適用が非常に困難となる。しかし、このような高架橋柱においては、一面ないしは二面が外側に露出している場合があり、この露出面を利用した高架橋柱の耐震補強を行うことができれば、高架橋下利用を継続したままの施工が可能であり、更に施工性も向上すると思われる。そこで、柱の一面のみが露出している高架橋柱を対象にして、鋼棒をアンカーとし、鋼板を柱一面に貼り付ける耐震補強工法を考案した。

本論文では、RC 柱一側面に鋼板を貼り付けた耐震補強工法のうち、荷重載荷方向と平行な側面に貼

り付けた場合の RC 柱の変形挙動（変形性能及び損傷状況）に関する交番載荷試験結果及び補強鋼板の補強効果について報告する。

2. 試験体概要

表-1 に交番載荷試験を行った試験体の諸元及び材料試験結果、図-1 に試験体の柱断面図、図-2 に試験体の側面図を示す。

本試験では、4 体の試験体について交番載荷試験を行った。基準試験体として鋼板補強のない試験体 (A-0) を 1 体、側面に貼り付ける補強鋼板の厚さの異なる 3 試験体 (Ap-1: $t=3.2\text{mm}$, Ap-2: $t=4.5\text{mm}$, Ap-3: $t=9.0\text{mm}$) を製作し交番載荷試験を行った。基準試験体 A-0 については、既設高架橋の柱を想定し、せん断スパン比 (a/d) を 3.19、軸方向鉄筋比

表-1 試験体諸元

試験体	柱断面寸法 $b \times h$ (mm)	有効高 d (mm)	せん断 スパン比 a/d	コンクリート 圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	主鉄筋 (SD345) 引張降強度 f_{sk} (N/mm ²)		帯鉄筋 (SD345) 引張降強度 f_{sk} (N/mm ²)		補強鋼板 (SS400) t (mm)	補強鋼棒 (SD345)			記事
					径	段	本/段						
A-0	400×400	360	3.19	26.7	D19	368.5	D6	354.6	—	—	—	—	—
Ap-1	400×400	360	3.19	21.1	D19	387.8	D6	354.6	3.2	D13	6	4	—
Ap-2	400×400	360	3.19	30.4	D19	387.8	D6	354.6	4.5	D13	6	4	—
Ap-3	400×400	360	3.19	32.1	D19	387.8	D6	354.6	9.0	D13	6	4	後施工

*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 担当部長 工博 (正会員)

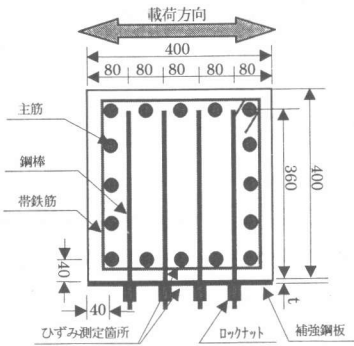


図-1 試験体柱断面図

($P_a = \sum A_s / b \cdot h$) を 2.86% とし、帯鉄筋 (D6) を 200mm 毎に配筋した。全ての試験体の断面は 400mm×400mm とし、補強鋼板は荷重載荷方向と平行に配置した。また実施工において補強鋼板取付けは本来後施工となるが、試験体 Ap-1、2 については鉄筋組立時に鋼棒及び鋼板を設置しておき、一体でコンクリートを打設した後、ロックナットで手締めしている。試験体 Ap-3 のみ後施工としている。施工方法としては、試験体 A-0 と同様の試験体を製作し、その後コンクリートコアボーリング (φ25mm) による削孔を行い、鋼棒挿入後、グラウトを充填し、所要の養生期間を経た後、鋼板を取付け、鋼板と試験体との隙間をエポキシ樹脂系シール材によりシールし、エポキシ樹脂を注入して鋼板を接着した。ロックナットは他の試験体と同様に手締めた。

3. 交番載荷試験の概要

図-3 に交番載荷試験装置の概要を示す。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、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 ($1\delta_y$) までは荷重制御で載荷し、 $2\delta_y$ 以降は変位制御で載荷を行った。試験時の基準変位となる降伏変位は、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、1、-2、2、-3、3... と増加させる変位制御により正負交番載荷試験を行い、1 ステップ 1 サイクルの載荷回数と

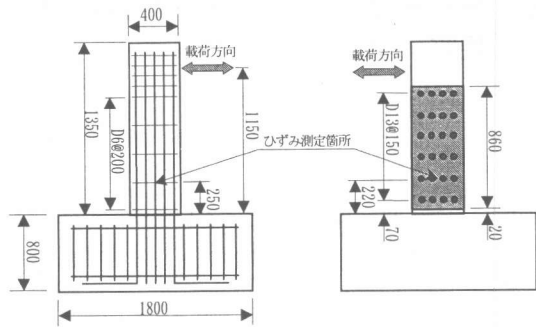


図-2 試験体側面図

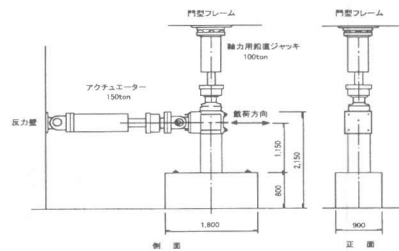


図-3 交番載荷試験装置の概要

した。試験体の載荷回数を各ステップ 1 回ずつとしたのは、大変形領域の交番載荷において、低サイクル疲労により軸方向鉄筋が破断することで部材が破壊に至らないように配慮したためである。

4. 交番載荷試験結果

4.1 試験結果

交番載荷試験結果を表-2 に示す。表中のじん性率は、荷重-変位曲線の包絡線上の降伏点荷重を下まわらない最大変位を、軸方向鉄筋が引張降伏する時の変位で除した値である。また表中の耐力比は、 $V_{cd} + V_{sd} + V_{spd} / V_{mu}$ (ここに V_{cd} : せん断補強鉄筋を用いない棒部材のせん断耐力、 V_{sd} : せん断補強鉄筋が受け持つせん断耐力、 V_{spd} : 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ら ($a/d \geq 2.5$) 及び石橋ら ($2.5 \geq a/d \geq 0.5$) の式^{2), 3)}により、部分安全係数は全て 1.0 として求めた。また V_{spd} は、村田らの式⁴⁾を参考にして算出した。

表-2 試験結果総括表

試験体	試験結果				
	降伏変位 δy (mm)	終局変位 δu (mm)	じん性率 μ	耐力比	破壊形態
A-0	6.5	14.3	2.2	0.8	曲げ降伏後せん断破壊
Ap-1	7.4	35.5	4.8	1.3	曲げ降伏後せん断破壊
Ap-2	6.6	35.6	5.4	1.5	曲げ降伏後せん断破壊
Ap-3	6.4	39.0	6.1	2.6	曲げ降伏後せん断破壊

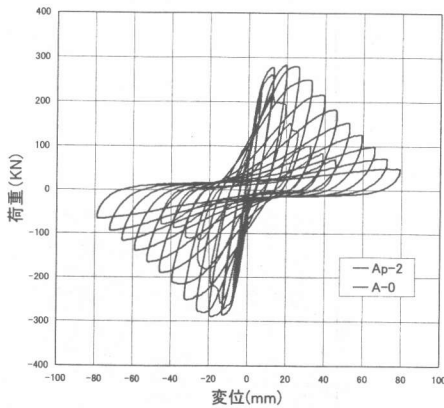


図-4 荷重-変位曲線

試験体 A-0、Ap-2 の荷重-変位曲線を図-4 に示す。縦軸に荷重、横軸に荷重点変位をとっている。試験体 A-0 は、3 δy 荷重中に急激な水平荷重の低下が生じたが、側面に補強鋼板を貼り付けた試験体 Ap-2 は最大荷重を 4 δ 付近まで保持し、その後の荷重低下も緩やかであり、耐震性能の向上が認められる。

また各試験体の包絡曲線を図-5 に示す。縦軸に P_n/P_y (各 δy 毎の水平荷重 P_n を降伏荷重 P_y で除した値)、横軸に塑性率 (荷重ステップ毎の水平変位を降伏変位で除した値) をとっている。なお降伏荷重は、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荷重点における水平荷重とした。

試験結果の包絡曲線より、側面に補強鋼板を貼り付けた試験体のじん性率は 4.8~6.1 の範囲となり、試験体 A-0 (じん性率: 2.2) と比較すると補強鋼板を貼り付けたことによる変形性能の向上が認められる。また鋼板を貼り付けた試験体は急激な耐力の低下は見られなかった。貼り付けた鋼板の厚さの違いによる変形性能に関しても違いが見られ、鋼板の

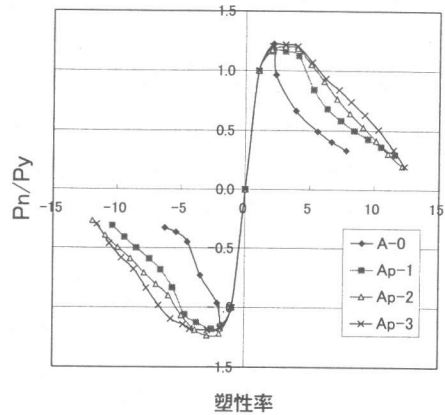


図-5 載荷試験結果の包絡線

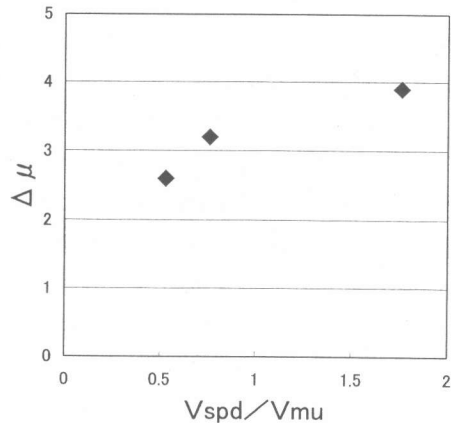


図-6 V_{spd}/V_{mu} と $\Delta\mu$ の関係

厚さが増すに従って、最大荷重後の耐力低下の勾配が緩やかになる傾向であった。

図-6 に全試験体の V_{spd}/V_{mu} と $\Delta\mu$ (鋼板補強をした試験体の基準試験体に対するじん性率の差) の関係を示す。縦軸に $\Delta\mu$ 、横軸に V_{spd}/V_{mu} をとっている。 V_{spd}/V_{mu} が増すに従って、じん性率が増加する傾向にあり、側面に貼り付けた補強鋼板によるじん性率の向上効果が認められる。

4.2 損傷状況

4つの試験体の破壊状況（降伏変位時、終局変位時、試験終了時）を写真-1に示す。

(1) 試験体 A-0（無補強試験体）

降伏時には、載荷面に約 200mm の間隔で曲げひび割れが発生し、側面には載荷点付近から基部に向う斜めひび割れが発生した。また 3 δy 載荷時に斜めひび割れ幅が大きくなり、急激に水平荷重が低下し破壊へと至った。側面の斜めひび割れの交点は基部から約 450mm の位置であった。試験終了時には載荷面のかぶりコンクリートが基部から 250mm の区間で剥落した。破壊形態としてはせん断破壊先行型と想定していたが、曲げ降伏後せん断破壊となった。

(2) 試験体 Ap-1、2、3（鋼板補強試験体）

降伏時には試験体 A-0 と同様に、側面に基部へ向う斜めひび割れが発生し、載荷面には 150~200mm の幅で曲げひび割れが発生した。3 δy 付近において補強鋼板の補強鋼棒で囲まれた領域以外の付着が切れ、浮きが発生していた。その後最大荷重付近（4 δy 付近）までは徐々に斜めひび割れが進展し、試験体 Ap-1、2 においては 5 δy 、試験体 Ap-3 では 6 δy 載荷中に斜めひび割れが大きく開き、水平荷重の低下が生じた。斜めひび割れの交点は、試験体 Ap-1、2 においては基部から約 350mm、試験体 Ap-3 では約 300mm であった。水平荷重が低下し始めた 6 δy 付近では補強していない側面の基部から約 300mm 付近のかぶりコンクリートが剥落したが、コアコンクリートは健全であった。また試験体 A-0 と比較すると、写真-1の(a)に示すような斜め方向のひび割れが載荷面に発生しており、鋼板を貼り付けたことによるねじりの影響と考えられる。その後水平荷重が低下、損傷が徐々に進展し、7 δy 付近では柱が鋼板を配置していない側へ傾く傾向が見られ、載荷面の基部付近でかぶりコンクリートが剥離した。9、10 δy を過ぎる頃から鉄筋のはらみ出しが顕著になり、コアコンクリートの粉体化が進展した。試験終了時には載荷面かぶりコンクリートが基部から約 400mm 付近まで剥落した。鋼板により補強した試験体についても、破壊形態としては全て曲げ降伏後せん断破壊となった。試験体 Ap-3 のみ後施工とした

が、損傷性状としては Ap-1、2 と大きく異なることはなく、後施工の影響はないものと思われる。

また試験体 Ap-2 において、試験終了後、補強鋼板を取り外し表面状態を観察した。(写真-2) 基部から約 200mm 付近（補強鋼棒 2 段目）までかぶりコンクリートが剥落していたが、2 段目の鋼棒より上の鋼棒によって囲まれた領域は損傷の程度も少なかった。これは補強鋼板が側面のかぶりコンクリートのはらみ出しを抑制したとともに、補強鋼板がせん断力を分担したことにより、鋼板を貼り付けていない面に発生するような斜めひび割れが発生しなかったためと思われる。

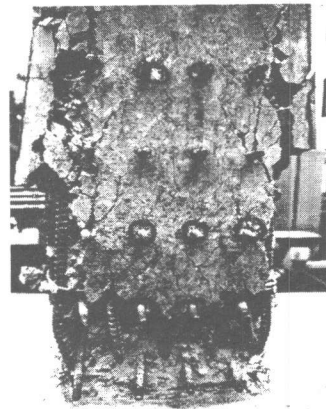


写真-2 鋼板を撤去した側面の表面状態

5. 補強鋼板の効果

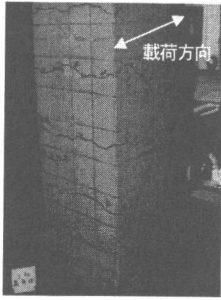
補強鋼板に発生するひずみ及び帯鉄筋のひずみについて報告する。

補強鋼板のひずみの測定位置は補強鋼板の中央付近、基部から 220mm の高さで、縦・横・斜方向のひずみを測定した。測定した結果から主ひずみを求めた。また基部から 250mm の位置にある帯鉄筋のひずみについても測定した。ひずみゲージは鉄筋上面に貼り付けた。(図-1、2)

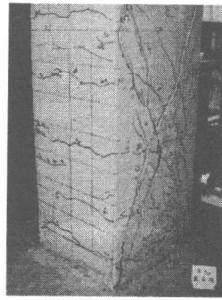
5.1 補強鋼板の主ひずみ

試験体 Ap-1 の補強鋼板の荷重-主ひずみの関係を図-7に示す。縦軸に荷重、横軸に主ひずみをとっている。鋼板に発生する主ひずみは、最大荷重を維持している段階（5 δy 付近）までは大きな変化はなく、約 100~200 μ で推移していたが、水平荷

(1) 試験体 A-0



降伏変位付近

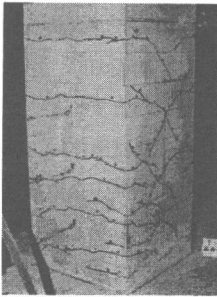


終局変位付近

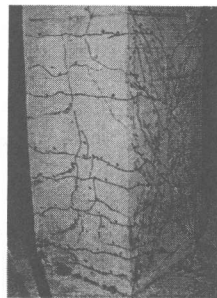


試験終了後

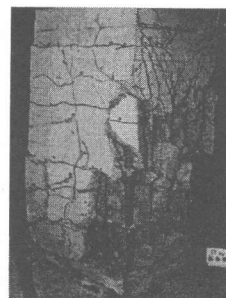
(2) 試験体 Ap-1



降伏変位付近

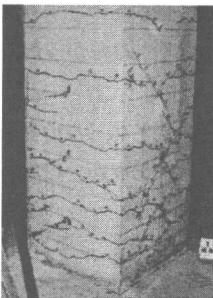


終局変位付近

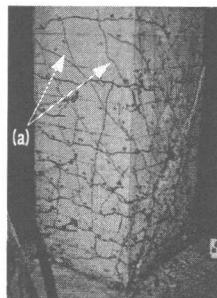


試験終了後

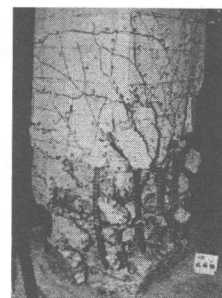
(3) 試験体 Ap-2



降伏変位付近

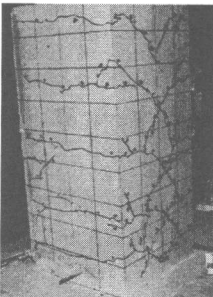


終局変位付近

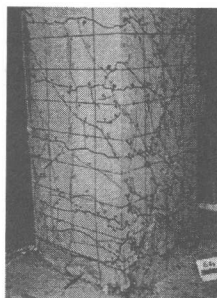


試験終了後

(4) 試験体 Ap-3



降伏変位付近



終局変位付近



試験終了後

写真-1 試験体破壊状況

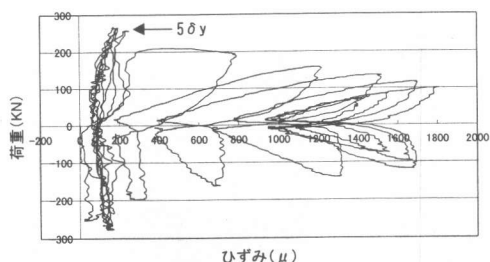
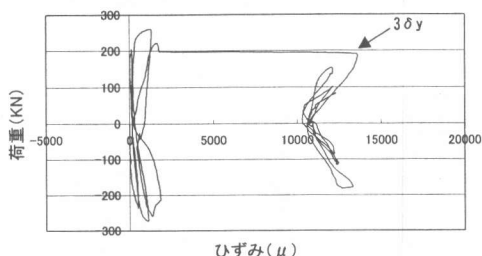


図-7 補強鋼板における主ひずみ-荷重関係

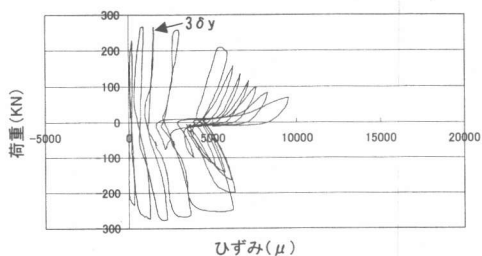
重が減少し、試験体の損傷及び変形が進むにつれて、主ひずみの増加が顕著になった。終局変位以降、側面に貼り付けた補強鋼板がせん断力を分担し、試験体 A-0 のような急激な耐力低下を抑制しているものと考えられる。Ap-2、3 の鋼板についても同様の傾向が見られた。

5.2 帯鉄筋のひずみ

試験体 A-0、Ap-1 における基部から 250mm の位置の帯鉄筋の荷重-ひずみの関係を図-8 に示す。縦軸に荷重、横軸にひずみをとっている。



(1) 試験体 A-0 の帯鉄筋のひずみ



(2) 試験体 Ap-1 の帯鉄筋のひずみ

図-8 帯鉄筋の荷重-ひずみ関係

試験体 A-0 の帯鉄筋のひずみは、 $2\delta y$ までは緩やかな増加 ($0 \sim 1,200 \mu$) であったが、 $3\delta y$ 付近において急激に増加している。これは载荷中に側面の斜めせん断ひび割れが大きく開き、せん断破壊が急激に進展したことによるものと考えられる。試験体 Ap-1 の帯鉄筋のひずみは、試験体 A-0 の帯鉄筋

のひずみと比較すると、 $2\delta y$ 以降の最大荷重を維持している状況においても急激な増加は見られず、緩やかな増加となった。これは側面に貼り付けた補強鋼板が斜めひび割れの進展を抑制し、帯鉄筋の負担を軽減したことによるものと考えられる。

6. まとめ

補強鋼板を側面に貼り付けた RC 柱試験体について、変形挙動 (変形性能及び損傷状況) に関する交番载荷試験結果をまとめると以下のようになる。

- 1) 補強鋼板を RC 柱の一側面 (载荷方向と平行) に貼り付けること及び鋼板の厚さを増すことにより柱部材の変形性能が向上する。
- 2) 補強鋼板を貼り付けた試験体は、荷重が低下する付近から補強のない側面の損傷が進展し、载荷面には斜め方向のひび割れが発生した。破壊形態は曲げ降伏後せん断破壊であった。
- 3) 補強鋼板の主ひずみは、水平荷重が低下し損傷が進展するに伴い増加し、変形性能向上に寄与していると思われる。帯鉄筋のひずみは、無補強試験体のような急激な増加はなかった。

なお、補強鋼板によるねじりの影響については、今後試験を進める上での課題としたい。

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：少数本のくいを用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-5，1983.9
- 4) 村田清満，池田 学，渡邊忠明，戸塚信弥：鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断耐力，土木学会論文集，No.626/I-48，pp207-218，1997.7