

論文 形鋼を棒鋼で接合し補強した RC 柱の交番載荷実験

小林将志*¹・松田芳範*²・海原卓也*³・鎌田則夫*⁴

要旨： 既設 RC 柱に間仕切り壁等の障害物がある場合の耐震補強方法として、形鋼と棒鋼を組合わせた矩形柱の耐震補強工法を提案し、地震時の変形性能を確認する目的で模型試験体に対する正負水平交番載荷実験を行った。その結果、帯鉄筋の無い試験体に対し大幅に変形性能が増加すると共に、かぶりコンクリートが厚く帯鉄筋量の多い試験体と比較しても、耐力の向上及び変形性能の向上が見られた。このことから、提案した補強方法により、補強鉄筋量が少なくとも十分な補強効果があることを確認し、本工法の有用性を示した。

キーワード： RC 柱の耐震補強工法, 帯鉄筋, 拘束効果

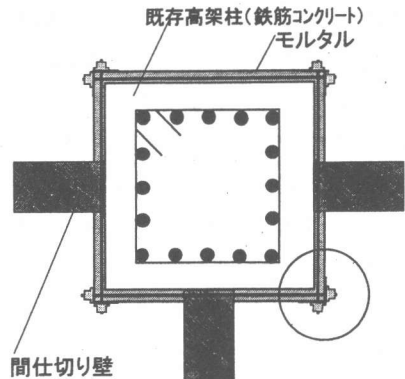
1. はじめに

現在、既設高架橋柱の耐震性向上を目的とした補強工事が行われている。一般的には、既設柱の周囲に鋼板を設置し、柱との隙間にモルタルを充填させる鋼板巻き補強工法が採用されている。しかし、施工箇所が狭隘な場合や高架下が店舗などに使用されている場合、全周に鋼板を設置する工法は施工上困難な場合が多く、このため補強を行う場合には周辺の障害物を一部撤去し、鋼板を全周に巻き付けて補強を行い復旧させることとなる。

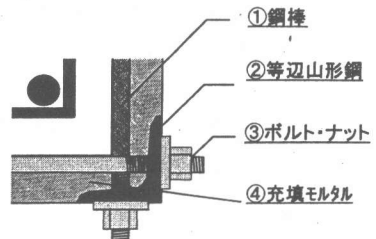
今回、こういった個所の効率的かつ経済的な耐震補強法の開発を目指し図-1(a), (b)のような構造を提案した。この構造は、両端にネジを切った鋼棒を既設柱の周囲に配置し、隅角部の支持材(等辺山形鋼)により定着した後、周辺をモルタルにて充填するものである。部材の加工及び運搬が簡易であるばかりでなく、従来の RC 巻き補強と比較しても修復後の断面が最小限に抑えられ、支障物(簡易な壁, 大型機械等)の撤去等のロスを大幅に軽減できると思われる。

そこで、形鋼を棒鋼で接合し補強した RC 柱の耐荷特性及び変形性能を確認するために、縮小モ

デルの試験体に対し、静的正負交番載荷試験を行ったのでここに報告する。



(a) 断面一般



(b) 隅角部断面

図-1 改良型 RC 巻き補強工法のイメージ

- *1 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 工修(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 副課長 (正会員)

2. 試験概要

2.1 試験体の考え方

本補強による補強効果を確認するために、この縮小モデル試験体を製作するとともに、帯鉄筋の無い場合の基準試験体1体、補強試験体より高い帯鉄筋量とした高密度帯鉄筋RC柱の模型試験体を1体及び、かぶりコンクリートを増厚した試験体1体の計4体を製作し比較するものとした。

2.2 試験体諸元

試験体の諸元を表-1に、試験体の概要を図-2に示す。試験体のサイズは、既設ラーメン高架橋を想定したものであり、すべて正方形断面とし、実構造物の約1/2のモデルとした。基本的な柱のサイズは、400mm×400mmの正方形断面で、軸方向鉄筋D19×16本、主鉄筋5本を配置し、実かぶり40mmとした。

試験体A-1は、A-2, 3, 11の耐震性向上効果を比較するための基準試験体とし、主鉄筋は他の試験体と同量入っているが、フーチング上面から890mmの区間を無筋とし帯鉄筋は配置していない。

試験体A-2は基準試験体にD13(SD345)帯鉄筋を60mmピッチで軸方向鉄筋を取り囲むように配置した試験体である。

試験体A-3は、A-2同様の配筋で、かぶり厚を90mmとしたものである。

試験体A-11は、基準試験体と同様のものを作成した後、四隅に支持材としてL90×90×7の等辺山形鋼(SS400)を配置した後、周囲四辺に、両端をねじ切りしたD13(SD345)鋼棒を100mmピッチに配置し、形鋼面に型枠を設置し、既打設の柱との隙間を無収縮モルタルにて充填した補強柱の縮小モデル試験体である。補強部の耐力が柱の曲げ耐力に影響しないように柱基部位置に20mmのスリットを設けた。

2.3 使用材料

表-2に使用したコンクリートの配合を示す。コンクリートは設計基準強度27N/mm²とし、早強セメントを使用して、粗骨材最大寸法20mmとした。

鉄筋はSD345を用いており、補強試験体のネジ付き鉄筋は、端部をM12ネジに加工し支持材にM12

ナットで定着した。補強試験体の支持材には、SS400を用いた。

表-1 試験体諸元

番号	柱断面寸法 b × h (mm)	有効高 d (mm)	せん断 スパン比	引張鉄筋	帯鉄筋配置	軸応力 σ ₀ ' (N/mm ²)	コンクリート f _{ck} (N/mm ²)
A-1	400 × 400	360	3.19	D19 × 5	—	1.00	23.30
A-2	400 × 400	360	3.19	D19 × 5	D13-1 @ 60	1.00	24.30
A-3	500 × 500	410	2.80	D19 × 5	D13-1 @ 60	1.00	24.60
A-11	400 × 400 (430 × 430)	360 (400)	3.07 (2.88)	D19 × 5	D13-1 @ 100	1.00	30.30

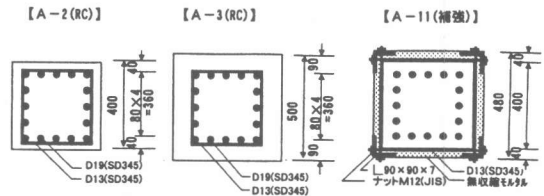


図-2 試験体の基本形状

表-2 コンクリートの配合

G _{max} (mm)	w/c (%)	s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)				減水剤
			水 W	早強セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	
20	56.9	50.0	160	281	924	946	2.81

2.4 載荷方法

載荷方法は、一定軸方向応力(1N/mm²)のもとで行い、水平力は、アクチュエータにより試験体柱下端から1,150mmの位置に載荷した。

試験体A-1は変位制御により1mmずつ増加させながら正負交番による載荷を行った。

試験体A-2, 3, 11は、降伏変位(1δ_y)までは荷重制御による載荷とし2δ_y以降は変位制御により載荷を行った。

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求まる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、1δ_yの整数倍に変位を増加させ、1, -1, 2, -2, 3, -3, 4...と増加させる変位制御により正負交番載荷を行い、1ステップ1サイクルの載荷回数とした。

A-1の載荷サイクルを1mm毎の交番載荷とした

のは、荷重制御にて荷重を行うと試験中急に破壊し、この時点における変形及びひずみのデータを蓄積できなくなるためである。

A-2, 3, 11 試験体の荷重回数を各ステップ 1 回づつとしたのは、文献 1) より試験体の計算上の耐力比 (V_{yd}/V_{mu}) が 2.0 以上と高く $10\delta_y$ 以上の変形が予想され、低サイクル疲労による鉄筋破断が発生し部材の破壊に至らないように配慮したためである。ここで言う「計算上の耐力比」とは、せん断耐力を二羽らの式で算出したものである。

図-3 に荷重試験の概要を示す。

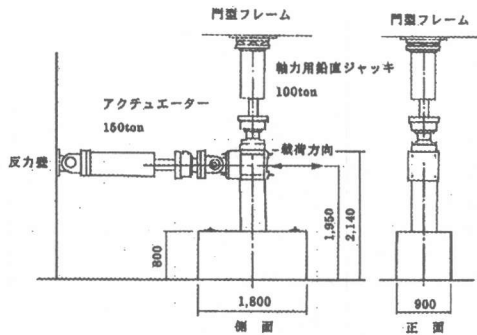


図-3 荷重試験装置の配置および概要

3. 試験結果

3.1 試験結果の概要

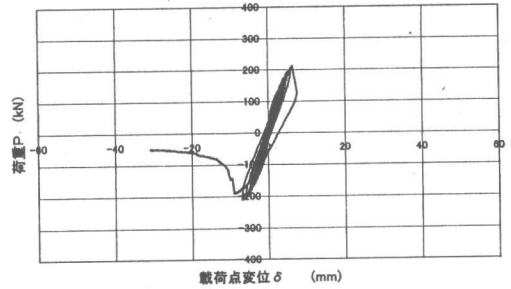
実験時の試験体毎の計算上の耐力比と試験結果について表-3 に示す。帯鉄筋を密に配置した A-2, 3 試験体は今回提案した改良型 RC 補強試験体の耐力比を上回るものであることが示されている。試験結果より、A-1 に対して補強した A-11 試験体は十分な変形性能を有することが確認された。また、A-2, 3 に比べても終局変位が十分大きく、変形性能が大きいことが確認された。

表-3 試験結果

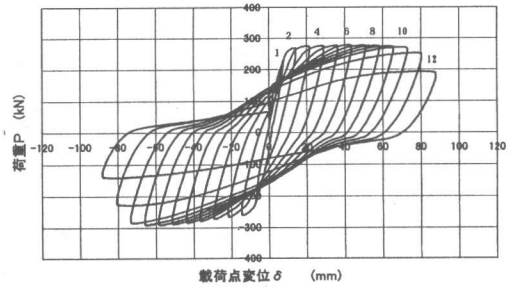
番号	計算結果				試験結果						
	V_{cd} (kN)	V_{sd} (kN)	V_{mu} (kN)	V_{yd}/V_{mu}	δ_y (mm)	P_y (kN)	$P_{y(exp)}$ $P_{y(cal)}$	P_{max} (kN)	$P_{max(exp)}$ $P_{u(cal)}$	$\delta u(exp)$ (mm)	
A-1	133	-	245	0.54	7.00	210	-	211.0	-	7.0	
A-2	135	516	244	2.87	6.80	244	1.10	280.0	1.15	70.9	
A-3	204	589	296	2.88	5.80	271	1.13	357.0	1.21	73.3	
A-11	204	354	253	2.21	5.57	246	1.08	292.0	1.15	89.3	

3.2 変形性状 (荷重-変位関係)

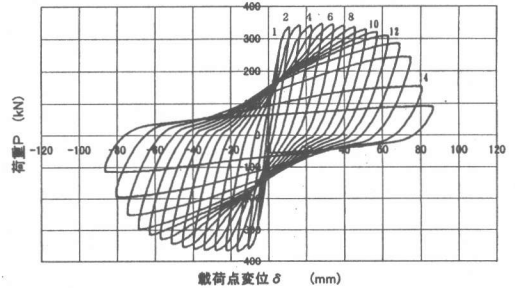
図-4 (a)~(d) に各試験体の荷重-変位曲線を示す。



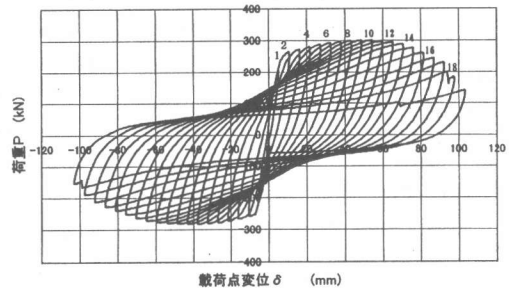
(a) A-1



(b) A-2



(c) A-3



(d) A-11

図-4 荷重変位曲線

試験体 A-1 は、最大荷重が 212kN で降伏点を若干上回るまで荷重が増加したが、水平変位 7mm 時点で急激に耐力を失った。耐力が低下した

後も片側の単調載荷を行ったが、耐力低下が進行し、ほとんど水平耐力を有さない状況となった。

試験体A-2は、 $3\delta y$ で最大水平耐力(P_{max})の9割を越え、 $6\delta y$ で P_{max} を迎えた。その後も $0.9P_{max}$ 以上の高い水平耐力を保持し、 $11\delta y$ で P_y を下回り、 $12\delta y$ では $0.4P_{max}$ となった。各載荷ステップの最大荷重の包絡線は、最大耐力時の前後で一定となり増減の少ない形状を示す傾向がある。

試験体A-3は、 $2\delta y$ で最大水平耐力(P_{max})の9割を越え、 $5\delta y$ で P_{max} を迎えた。その後、 $13\delta y$ で P_y を下回り破壊に至った。最大耐力を迎える変位が小さく、徐々に耐力を低下させる傾向がある。

試験体A-11は、 $2\delta y$ で $0.90P_{max}$ を上回ると $8\delta y$ で P_{max} を迎えるまで耐力は徐々に増加し、最大耐力以降徐々に耐力を失っていった。 $14\delta y$ で $0.9P_{max}$ を下回り、 $18\delta y$ で P_y を下回ると同時に鉄筋破断により水平耐力を失った。最大耐力を迎える変位がA-2, 3に比べ大きく、耐力の低下も緩やかなことが特徴である。

3.3 ひび割れ性状及び破壊性状

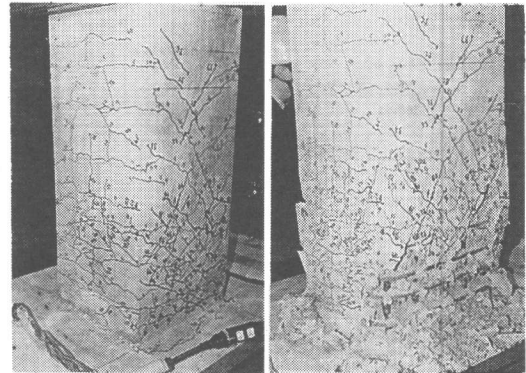
無補強の試験体A-1は、水平変位1mmで試験体基部から15cm程度の位置にほぼ水平のひび割れが載荷直交面にて発生した。その後載荷とともに上方にひび割れが増加し、変位量4mmよりひび割れが斜めに進展し始めた。変位量6mmではさらに載荷点と柱基部を結んだ対角線上にひび割れが進展し、柱高さ中央付近でひび割れが交差すると、変位量8mmで載荷点からひび割れがつながり、耐力が急激に降下して破壊に至った。

鉄筋の破断は確認されず典型的な斜めせん断破壊の性状を示し脆性的な破壊性状を示した。

高密度配筋とした試験体A-2では、載荷直交面において、 $1\delta y$ 載荷時に曲げひび割れが高さ方向全域に複数本発生するとともに、せん断によるひび割れも600mmの高さまで発生した。 $4\delta y$ の載荷時点でフーチングから400mmの高さまで載荷面方向に縦ひび割れが発生した。その後、せん断ひび割れは細かくなり、 $7\delta y$ 載荷時に載荷面の

基部コンクリートが剥落を見せはじめた。 $9\delta y$ 載荷時には柱隅角部におけるコンクリートの剥落が確認され、 $11\delta y$ 載荷時に載荷直交面のかぶりコンクリートの剥落が顕著になり、軸方向鉄筋がはらみ出し、断面欠損により耐力が急激に低下したため試験を終了した。

試験終了後、内部の損傷コンクリートを撤去して鉄筋の変形状況を確認したところ、載荷面前後の軸方向鉄筋が外側に向かってフーチング上面から約300mm区間においてははらみ出し、帯鉄筋も円形に近づく形状に変形しているのが確認された。

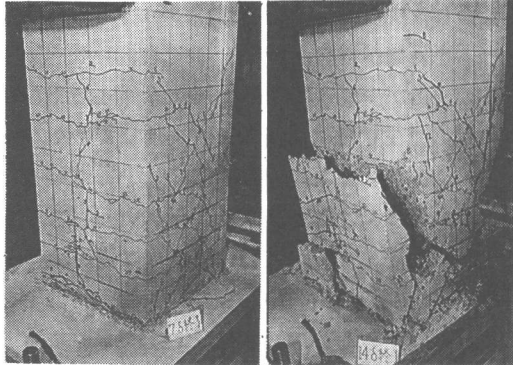


(a) $\delta=63\text{mm}$ (b) $\delta=76\text{mm}$

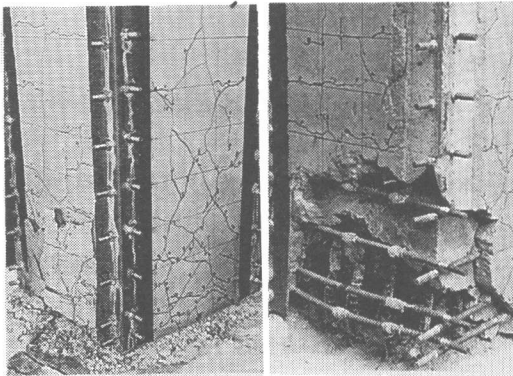
写真-1 ひび割れ、破壊状況(A-2)

かぶりコンクリートを増厚した試験体A-3では、 $1\delta y$ 載荷時点で曲げひび割れが載荷面全体に複数本発生するとともに、載荷直交面のせん断によるひび割れもA-2同様600mmの高さまで発生して交差し、 $3\delta y$ までは、X字状のひび割れ交差が増加した。 $4\delta y$ 時点では、載荷面において、高さ0~400mmに断面中央の縦ひび割れが発生した。 $7\delta y$ 程度に変形が進むと載荷面基部の圧縮コンクリートの損傷が顕著になり、 $8\delta y$ 時点で載荷面のかぶりコンクリートのはらみ出しが顕著になり、載荷面中央のひび割れ数が増加した。 $12\delta y$ 時には、載荷面かぶりコンクリートが圧壊と鉄筋のはらみ出しの影響を受け、高さ500mm程度の範囲において剥離し、 $13\delta y$ 時にかぶりコンクリートの剥落が発生し載荷面の基部が著しく損傷し、破壊に至った。

試験終了後、支持材及びモルタルの一部を撤去し内部の状況を確認したところ、軸方向鉄筋は高さ150mmを頂点に300mm程度の領域で座屈しており、この高さまでの帯鉄筋も外側にはらみ出していた。



(a) $\delta=41\text{mm}$ (b) $\delta=81\text{mm}$
写真-2 ひび割れ、破壊状況(A-3)



(a) $\delta=81\text{mm}$ (b) 実験終了後
写真-3 ひび割れ、破壊状況(A-11)

隅角部に支持材を設置した補強試験体A-11では、 $1\delta y$ の荷重時点では基部のスリット部において曲げひび割れが発生し、 $2\delta y$ 時には荷重直交面の全面に1~3本の縦ひび割れが発生した。 $3\delta y$ 時には、高さ300mm付近において、荷重面の曲げひび割れが発生し、荷重直交面には斜めひび割れが発生した。 $6\delta y$ 時点では、高さ100mm程度の位置においてせん断ひび割れの交差が確認された。その後の変位増加により、せん断面のX字状のひび割れ交差は増加したが、荷重面のひ

び割れ本数はあまり増加しなかった。 $11\delta y$ 程度に変形が進むとスリット部の圧縮側コンクリートの損傷が顕著になった。 $13\delta y$ 時点で荷重面のモルタルのはらみ出しが顕著になり荷重面中央のひび割れ幅が1mm以上に成長した。 $15\delta y$ 時には、荷重面のモルタルが高さ300mm程度の範囲において剥離し、 $16\delta y$ 時にモルタルの剥落が発生し荷重面の一部が著しく損傷し、 $18\delta y$ 時には鉄筋が破断した。

試験終了後、支持材及びモルタルの一部を撤去し内部の状況を確認したところ、主鉄筋は高さ200mm程度の領域で座屈しており、この高さまでのネジ付き鉄筋も外側にはらみ出していた。

3.4 ひずみ性状

図-5は、A-2,11の各変位時に帯鉄筋(補強鉄筋)の単位幅(100mm)当り作用力とフーチング面からの計測高さの関係を表したものである。単位引張力は、100mm毎の片側断面に配置される鉄筋中央の引張ひずみから算出される作用力の総和とした。

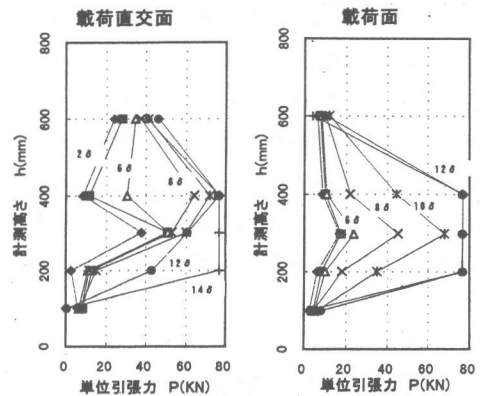


図-5(a) 帯鉄筋の単位引張力(A-2)

図-5(a)より、A-2試験体の帯鉄筋の荷重直交面に作用する引張力は、 $2\delta y$ で高さ300mmの鉄筋に40kN程度生じたが、 $6\delta y$ 位の変位まではあまり増加しなかった。 $8\delta y$ の変位で高さ400mm、 $12\delta y$ で200mmの鉄筋に大きな引張力が働き、 $14\delta y$ 時には200~400mmの鉄筋が全て降伏し、約76kNとなった。また、荷重面の鉄

筋は、 $6\delta y$ 位の変位まではあまり増加せず、 $8\delta y$ 位の変位から高さ 300mm の鉄筋を頂点に引張力が伸びはじめ、 $12\delta y$ の変位にて 200~400mm の鉄筋が全て降伏し、約 75kN の引張力が作用した。

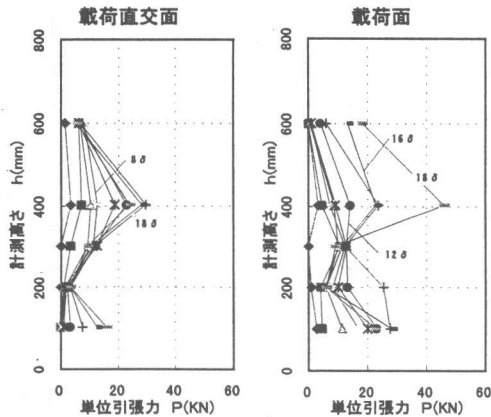


図-5 (b) 補強鉄筋の単位引張力 (A-11)

一方、図-5 (b) より、A-11 試験体の補強鉄筋の載荷直交面 (せん断力を受持つ面) に作用する引張力は、 $8\delta y$ 位までほとんど均等に引張力が作用しており、その力は 10kN 程度で余り大きなものではなかった。 $18\delta y$ 時でも高さ 400mm の鉄筋に 30kN の引張力が作用する程度であった。また、載荷面の鉄筋は、 $12\delta y$ 位の変位まではフーチングに近い鉄筋ほど大きな引張力が働く傾向にあり、 $16\delta y$ の変位から高さ 400mm の鉄筋を頂点に引張力が伸びはじめ、 $18\delta y$ の変位にて 400mm の鉄筋がほぼ降伏し、約 45kN の引張力が作用した。

4. 補強工法に対する考察

4.1 せん断補強効果

載荷直交面の状況より、かぶりコンクリートさが増変しても、破壊状況に差があるものの、ひび割れ性状、鉄筋引張力、変形性能は同等であった。一方、補強試験体は、ひび割れも少なく補強鉄筋の引張力も各断面に均等に分配されており、破壊時においてもその値は小さい。このことから、かぶりコンクリートを厚くしてもせん断補強効果はあまり向上しないが、鋼材と補強鉄筋を配置す

る事により、せん断面の損傷を効率的に抑える事を確認した。

4.2 拘束効果

載荷面の状況より、RC 部材では、圧縮側コンクリート断面において、拘束を受けない隅角部が、早い段階で微細な損傷を受け、耐力低下をおこす。しかし、補強試験体は、隅角部のかぶりコンクリートを外側から拘束すると、RC 部材に比べてく体の損傷が少ない。A-3, 11 を比較すると、ひび割れの発生状況は同様な形態を示していたが、A-3 の破壊形態は、かぶりコンクリートの圧壊によりかなり広い範囲でコンクリートが剥落し、急激に耐力を失ったが、補強試験体は損傷範囲が A-3 の 6 割程度に抑えられ、緩やかな耐力低下を示した。このことから、鋼材と補強鉄筋によって内部コンクリートが拘束され、コンクリートの圧壊が抑制され、変形性能が向上することが確認された。

5. まとめ

これまで述べた結果をまとめると以下のようになる。

- ・本補強工法は、かぶりコンクリートを拘束することにより、変形時の部材の損傷を載荷面、載荷直交面ともに大幅に軽減することを確認した。
- ・今回の実験レベルの補強を施すことにより、せん断補強鉄筋量が 3 割以上多い RC 部材と比較して、終局変位量が 2 割程度向上することが確認された。

参考文献

- 1) 中山弥須夫・石橋忠良・鎌田則夫、鬼柳雄一：帯鉄筋を密に配置した RC 柱の変形性能、コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 19, No. 2, pp783~788, 1997.
- 2) 岩田道敏・石橋忠良・大庭光商・菅野貴浩：既設 RC の外側に帯鉄筋を追加した RC 柱の交番載荷実験、コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 18, No. 2, pp167~172, 1996.