

論文 組立て式補強鋼材と吹付けモルタルによる RC 柱の耐震補強効果に関する実験的研究

笠倉 亮太^{*1}・黒岩 俊之^{*2}・岡本 大^{*3} 谷村 幸裕^{*4}

要旨：筆者らは、鉄道高架橋柱の施工スペースの確保が困難な狭隘部を対象とした耐震補強工法を開発している。本工法は、組立て式補強鋼材と吹付けモルタルにより、鉄道高架橋柱を耐震補強するものである。本論文では、本工法により補強した柱試験体の載荷試験を行い、せん断耐荷特性、変形性能について検討を行った。その結果、本工法は、既往の算定式によりせん断耐力を評価できることを明らかにした。また、本工法によりせん断破壊型の破壊性状から曲げ破壊型へ移行することができることを確認し、その変形性能も既往の算定式にて評価できることを明らかにした。

キーワード：狭隘部施工、組立て式補強鋼材、耐震補強、吹付けモルタル

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、主に新幹線および都市部の高架橋や橋脚を中心に耐震補強工事が現在も進められている。耐震補強工事の代表的なものとして、鋼板巻立て工法がある。鋼板巻立て工法は補強効果が高く、一般的に用いられているが重機を使用するため、広い施工スペースが必要となる。しかしながら、今後は都市部の高架橋における耐震補強工事の課題とされている、施工スペースの確保が難しい狭隘部の耐震補強工事が増えていくことが予想される。そこで、筆者らは施工スペースの確保の難しい狭隘部での施工を対象とした、鉄道高架橋の耐震補強工法を開発を行っている。本工法は、既設柱の周りに組立て式補強鋼材を設置し、吹付けモルタルを施工して耐震補強を行うものである。本論文では、本工法で補強した柱試験体の載荷試験を行いせん断耐荷特性及び、変形性能について検討した。

2. 組立て式補強鋼材と吹付けモルタルによる補強工法

2.1 工法概要

図-1 に本工法の概略と構成部材を示す。本工法の組立て式補強鋼材は、分割鉄筋、固定アングル、連結ピン、結束金具により構成されている。既設柱に対して4分割した帯鉄筋を配置した後、既設柱隅角部にて固定アングル、連結ピン（丸鋼）、結束金具を用いて帯鉄筋を緊結する。本工法は分割した帯鉄筋を固定アングル、連結ピン、結束金具により帯鉄筋を一体化させモルタルを吹付けて既設柱を耐震補強する工法である。本工法は、既存の工法と比較して以下の特徴を有している。

(1) 分割した帯鉄筋を使用することで、狭隘部での施工

が容易であり、施工性の向上が図れる。

- (2) 分割した帯鉄筋を固定アングルにより組み立てるため、帯鉄筋の施工が容易である。
- (3) 高強度材料を使用しないため、材料コストが安価である。
- (4) 吹付けモルタルを使用するため型枠工が省略できる。

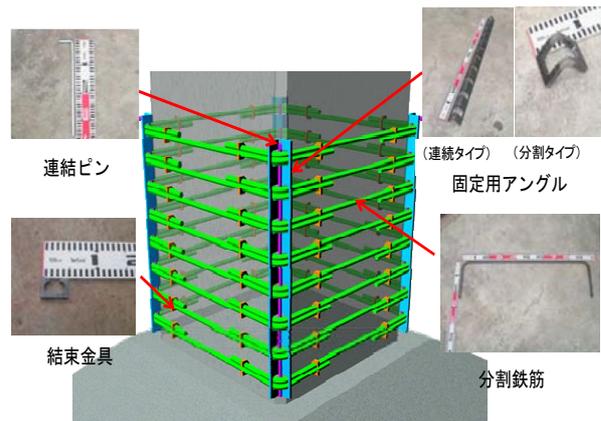


図-1 工法の概略と構成部材

2.2 施工手順

本工法の施工手順を以下に示す¹⁾。

- (1) 補強する既設柱に4分割した帯鉄筋を配置するためのラック状の組立治具を設置。
- (2) 分割した帯鉄筋をラック状の組立治具に設置する。
- (3) 固定アングルを設置。
- (4) 帯鉄筋を緊結するために、連結ピンを帯鉄筋と固定アングルとの隙間に挿入。
- (5) 帯鉄筋のフック部分に結束金具を設置し、専用工具により結束金具を締め付ける。
- (6) モルタルの吹付け施工、こて仕上げ。

*1 東急建設株式会社 技術研究所 土木研究室 修(工) (正会員)

*2 東急建設株式会社 土木総本部 土木技術部 土木構造・材料グループ 博(工) (正会員)

*3 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 修(工) (正会員)

*4 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 博(工) (正会員)

表一 試験体諸元

試験体 No.	補強前				補強後						備考
	断面寸法 (mm)	a/d	軸方向鉄筋	帯鉄筋	断面寸法 (mm)	吹付厚 (mm)	帯鉄筋	固定アングル	連結ピン	結束金具	
1	500×500	2.74	SD345 D22-28本	SR235 Φ6ctc220	590×590	45	SD345 D10ctc200	連続タイプ L35×6mm	SR235 φ9	SS400 t=6mm	せん断耐力評価
2	500×500	2.74	SD345 D22-28本	SR235 Φ6ctc220	590×590	45	SD345 D10ctc50	分割タイプ L35×6mm	SR235 φ9	SS400 t=6mm	変形性能評価
3	800×800	2.67	SD345 D35-24本	SR235 Φ9ctc150	940×940	70	SD345 D19ctc90	連続タイプ L60×9mm	SR235 φ13	SS400 t=9mm	変形性能評価
4	800×800	4.05	SD345 D32-20本	SR235 Φ9ctc150	940×940	70	SD345 D19ctc90	連続タイプ L60×9mm	SR235 φ13	SS400 t=9mm	変形性能評価 補強部帯鉄筋フレア溶接 (1D)

表二 材料試験結果 (コンクリート, モルタル)

試験体 No.	コンクリート		モルタル	
	圧縮強度	静弾性係数	圧縮強度	静弾性係数
	N/mm ²	kN/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²
1	36.5	24.7	52.0	27.3
2	33.2	23.9	67.7	27.8
3	28.0	26.6	65.5	29.1
4	23.4	23.4	50.3	30.0



写真一 分割鉄筋の形状

表三 材料試験結果 (鉄筋)

試験体 No.	既設部								補強部			
	軸方向鉄筋				帯鉄筋				帯鉄筋			
	径	降伏強度 N/mm ²	静弾性係数 kN/mm ²	降伏ひずみ μ	径	降伏強度 N/mm ²	静弾性係数 kN/mm ²	降伏ひずみ μ	径	降伏強度 N/mm ²	静弾性係数 kN/mm ²	降伏ひずみ μ
1	D22	442	190	2510	φ6	356	206	3730*	D10	383	175	2280
2	D22	378	188	2060	φ6	356	206	3730*	D10	383	175	2280
3	D35	391	195	2070	φ9	373	206	1840	D19	381	194	2050
4	D32	370	192	1960	φ9	371	203	1840	D19	372	193	1980

*0.2%オフセット法による

3. 実験概要

3.1 試験体諸元

表一に本実験に用いた試験体の諸元および補強諸元を示す。補強前の試験体はせん断破壊先行型とし、2層式ラーメン高架橋をモデルとした。なお、No.4試験体のみ1層式ラーメン高架橋をモデルとした。せん断スパン比は、No.1, 2試験体でa/d=2.74, No.3試験体でa/d=2.67, No.4試験体でa/d=4.05である。

図二～図五に試験体配筋図を示す。図中の左断面は補強部、右断面は既設柱を示している。試験体No.1, 2は縮小試験体とし実大柱の5/8のサイズとした。No.1試験体ではせん断耐力の確認を目的とし、No.2試験体は変形性能および固定アングルを分割タイプとした影響の確認を行った。なお、分割タイプの固定アングルの使用は、連続タイプの適用が困難な場合を想定している。一方、No.3, 4試験体は実大規模での補強効果の確認、変形性能の確認を主な目的とし、特にNo.4試験体では補強量の多い場合の変形性能の確認を目的とした。

表二に使用したコンクリートとモルタルの材料試験結果を示す。既設柱のコンクリート圧縮強度は、実際の高架橋のコンクリート圧縮強度を考慮して30N/mm²とした。モルタルの圧縮強度は、既設柱の圧縮強度を上回るように50N/mm²を目標強度とした。また、表三に使用した鉄筋の材料試験結果を示す。既設柱の配筋は、せん断耐力の確認を目的としたNo.1試験体では、確実に

せん断破壊させるためSD390-D22を使用し、変形性能、固定アングルの影響を確認するNo.2試験体の軸方向鉄筋にはSD345-D22を使用した。両試験体とも帯鉄筋にはSR235-φ6を220mmピッチで配置した。実大規模のNo.3, 4試験体の軸方向鉄筋にはそれぞれSD345-D35, SD345-D32を使用し、両試験体とも帯鉄筋にはSR235-φ9を150mmピッチで配置した。

補強部の分割した帯鉄筋は、写真一に示す形状とし、90°フックの余長は12φとした。No.1試験体では、SD345-D10を200mmピッチで配置し、No.2試験体はSD345-D10を50mmピッチで配置した。実大規模のNo.3, 4試験体では、ともにSD345-D19を90mmピッチで配置した。なお、帯鉄筋の緊結具合が固定アングルと連結ピンの組み合わせで決定するため帯鉄筋径に合わせて固定アングルおよび連結ピンのサイズを決定した。表一に各試験体の固定アングルと連結ピンの組み合わせを示す。

試験体の補強は、既設柱に対してチップング等の表面処理は行わず、既設柱の清掃後に組立式補強鋼材を配置し、吹付けモルタルを施工した。

3.2 荷重方法

せん断耐力の確認を目的としたNo.1試験体は、軸方向圧縮力を導入せずに単調増加による水平荷重を行った。No.2～4試験体は、一定の軸方向圧縮力を作用させた状態で、水平方向に正負交番荷重を行った。軸方向圧縮力は、地震時に高架橋柱に作用する軸圧縮応力を参考にNo.2

表-4 No.1 試験体の各耐力および実験値

試験体 No.	断面寸法 mm	a/d	曲げ耐力		せん断耐力				実験値 Pmax kN	Vy ₁ /Pmax (RC標準)	Vy ₂ /Pmax (二羽式)	
			Pu	RC標準		二羽式						
				Vs (既設)	Vs (補強)	Vc ₁	Vy ₁	Vc ₂				Vy ₂
				kN	kN	kN	kN	kN				kN
1	590×590	2.74	745	36	119	237	392	383	538	641	0.61	0.84
2	590×590	2.74	588	36	476	261	773	417	929	798	0.97	1.16
3	940×940	2.67	1354	201	1538	466	2205	710	2449	1870	1.18	1.31
4	940×940	4.05	801	203	1524	429	2156	553	2280	1022	2.11	2.23

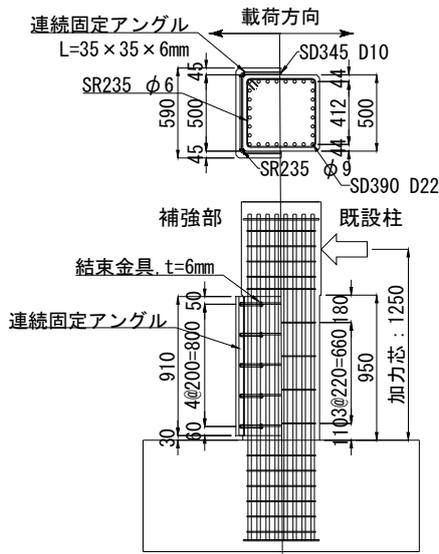


図-2 No.1 試験体配筋図

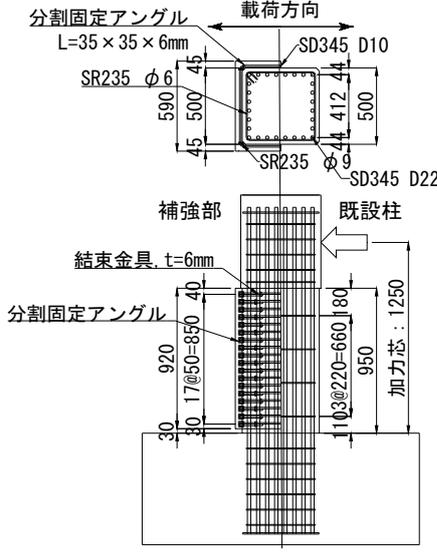


図-3 No.2 試験体配筋図

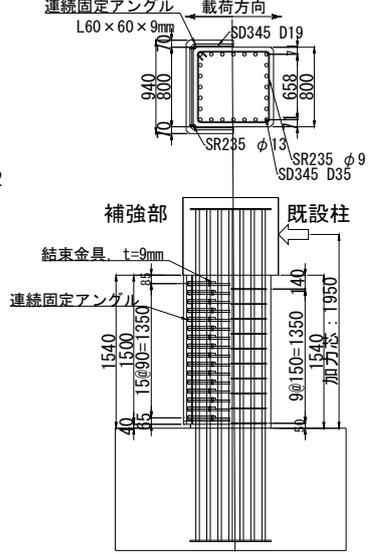


図-4 No.3 試験体配筋図

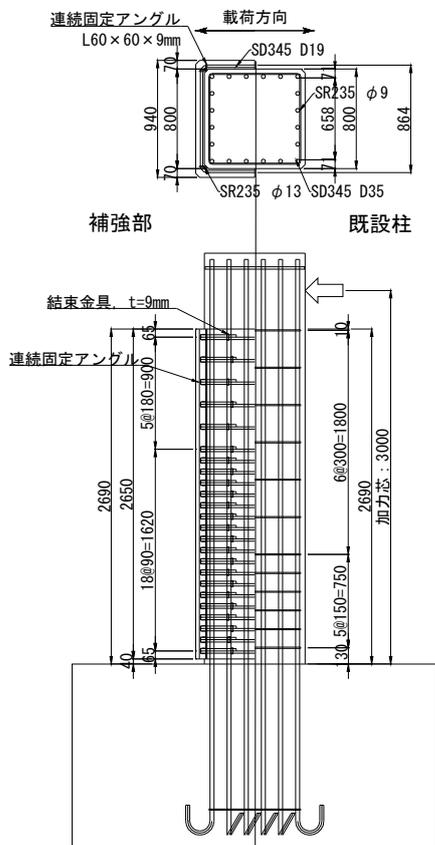


図-5 No.4 試験体配筋図

試験体は N=750kN, No.3 試験体は N=1,920kN, No.4 試験体は N=2,350kN とした。荷重パターンは、軸方向鉄筋が降伏した降伏変位 (δ_y) を基準とした 3 サイクルとし、No.2 試験体では軸方向鉄筋の低サイクル疲労を避けるため、2, 3, 4, 6 δ_y とした。また、No.3, 4 試験体では No.2 試験体の実験結果を参考に決定した。

4. 実験結果

表-4 に材料試験結果から求まる曲げ耐力、せん断耐力および実験値を示す。各耐力は、鉄道構造物等設計標準・同解説²⁾ (以後、RC 標準略記) に基づき、安全係数を 1.0 とし曲げ耐力 (P_u)、せん断耐力 (V_{y1}) を算出した。せん断耐力は、せん断補強筋により受け持たれる棒部材のせん断耐力 (V_s)、せん断補強筋を用いない棒部材のせん断耐力 (V_{c1}) の和として算出した。また、二羽らの研究³⁾ によるせん断スパン比の影響を考慮した (V_{c2}) によるせん断耐力 (V_{y2}) も併せて算出した。

4.1 No.1 試験体

図-6 に No.1 試験体の荷重-変位関係を示す。

No.1 試験体は、荷重が 250kN 付近から曲げひび割れが斜めひび割れに進展し始め、荷重が 450kN を超えると新たな斜めひび割れが発生し、そのひび割れが荷重の増加とともに進展し破壊に至った。帯鉄筋は既設柱 572kN、

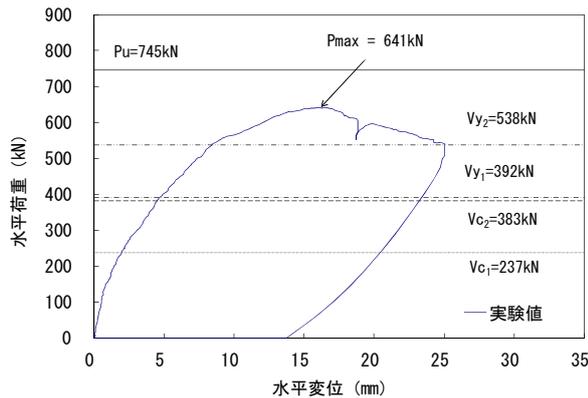


図-6 No.1 試験体荷重-変位関係



写真-2 No.1 試験体破壊状況

補強部 545kN で降伏し、軸方向鉄筋は 604kN で降伏に至った。最大荷重は 641kN であった。写真-2 に破壊状況を示す。試験体の破壊形態は、軸方向鉄筋降伏後のせん断破壊であったと考えられる。せん断耐力算定値と最大荷重の比は RC 標準式の場合で 0.61, 二羽式の場合で 0.84 である。RC 標準式, 二羽式のどちらの場合も、実験値は算定値を上回っており、安全側にせん断耐力を評価できていると考えられる。

図-7 に既設柱と補強部の斜めひび割れ近傍の帯鉄筋の荷重-ひずみ関係を示す。ひずみの測定位置は、既設柱の帯鉄筋ひずみが、基礎天端より 550mm, 補強部の帯鉄筋ひずみは基礎天端から 460mm 位置の値である。なお、図-7 中には荷重 P から二羽式のコンクリートの受け持つせん断耐力(V_{cd2})を差し引き、RC 標準のせん断補強筋により受け持たれる棒部材のせん断耐力算定式の f_{wyd} に $\sigma = E \varepsilon$ の関係を挿入し求める (1) 式による算定値も合わせて示した。なお、(1) 式による算定値は、補強部の帯鉄筋を既設柱の帯鉄筋に応力換算し、せん断補強筋の間隔 $S=220\text{mm}$ として算出した。

既設柱の帯鉄筋は 300kN 程度からひずみが生じ始めるのに対して、補強部の帯鉄筋は 400kN 程度からひずみが生じ始めており、補強部の帯鉄筋は既設柱の帯鉄筋に比べ、やや遅れてせん断力を負担している。これは、既設柱に発生した斜めひび割れが補強部に進展していることを示しており、載荷初期には既設柱の表面処理の影響に

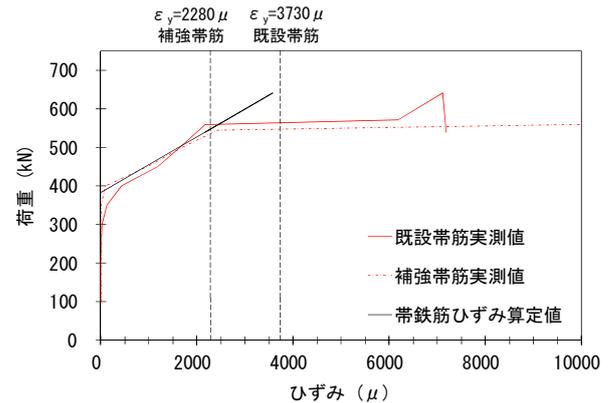


図-7 No.1 試験体帯鉄筋の荷重-ひずみ関係

$$\varepsilon = \frac{(P - V_{cd2})s}{A_w \cdot E \cdot z} \quad (1)$$

ここで、

S : せん断補強筋の間隔 (mm)

A_w : 区間 S における帯鉄筋の総断面積 (mm^2)

E : 帯鉄筋の静弾性係数 (kN/mm^2)

z : 内力モーメントのアーム長 ($=d/1.15$)

より、既設柱と補強部のモルタルが完全には一体化していない可能性を示している。しかし、荷重の増加とともに、既設柱と補強部の帯鉄筋のひずみはほぼ同等の値を示しており、せん断抵抗の観点からは、既設柱と補強部が一体となっていたと考えられる。

また、図-7 に示す (1) 式により求めたひずみの算定値は、既設柱、補強部帯鉄筋ひずみの実測値と概ね一致した。以上のことから、本工法のせん断耐力は、修正トラス理論に基づく RC 標準で示されている棒部材式により安全側に評価できると考えられる。

4.2 No.2, 3 試験体

写真-3, 4 に No.2, 3 の破壊状況を、図-8, 9 に No.2, 3 試験体の軸方向鉄筋のひずみ分布を示す。また、図-10, 11 に No.2 試験体および No.3 試験体の荷重-変位関係と、RC 標準による骨格曲線と前田らの研究⁴⁾においてモルタル吹付けによる巻立て補強に対して提案されている骨格曲線を示す。図中の Y, M, N は引張鉄筋が降伏する変位点 (Y 点), 最大耐力時の変位点 (M 点), 最大耐力以降に降伏荷重を維持できる変位点 (N 点) を表している。なお、補強前の試験体はせん断破壊する設計とし、補強量は RC 標準を用いて $V_y/P_u=1.0$ 程度となるように決定した。

縮小試験体である No.2 試験体は、変位 8mm で軸方向鉄筋が降伏した。その後、 $4 \delta_y$ にてモルタルの剥離が確認され、 $6 \delta_y$ にて正側柱基部にて圧壊が進み負側で荷重

低下を生じた。最大荷重は 798kN, -749kN であった。実大試験体である No.3 試験体は、変位 12.6mm で軸方向鉄筋が降伏した。その後、 $2\delta y$ にて柱基部が圧壊し、 $6\delta y$ の負側で荷重低下を生じた。最大荷重は、1,870kN, -1,804 kN であった。両試験体とも斜めひび割れが大きく開くことはなく、柱の基部 1D (D=断面高さ) のモルタルの剥離が顕著となった。破壊形態は曲げ破壊であったと考えられ、本工法により補強を行うことで破壊形態をせん断破壊型から曲げ破壊型に移行させることができた。

No.2 試験体の軸方向鉄筋は柱基部から 600mm では降伏に至っていない。また、No.3 試験体も柱基部から 1000mm では降伏に至っていない。柱基部にモルタルの剥離が生じている損傷状態を加味し、本実験の試験体形状

の塑性ヒンジ区間は 1D 以内であったと考えられる。

図-10、図-11 によれば、No.2 試験体の荷重-変位関係は、RC 標準による骨格曲線を包含しているが、No.3 試験体においては、N 点が包含されていない。一方、前田らの式による骨格曲線は、No.2 および No.3 の荷重-変位関係に包含されている。これは、帯鉄筋の拘束効果が断面寸法の影響を受けたものと考えられる。一般に帯鉄筋の拘束効果は、躯体隅角部から離れるほど小さくなるということが知られている²⁾。しかしながら RC 標準では、断面が大きい場合には構造細目により中間帯鉄筋が配置されるため、寸法効果を考慮していない。これに対して前田らの評価方法では、断面による寸法効果が考慮されていることから変形性能を適切に評価できたと考えられる。

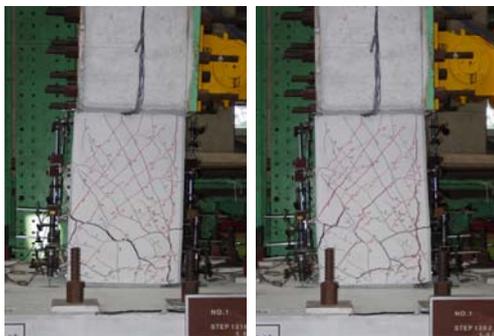


写真-3 No.2 試験体破壊状況

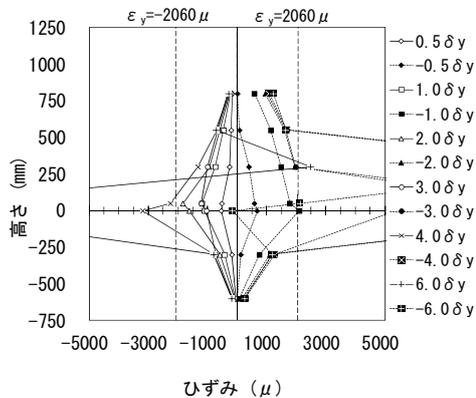


図-8 No.2 試験体軸方向鉄筋ひずみ分布



写真-4 No.3 試験体破壊状況

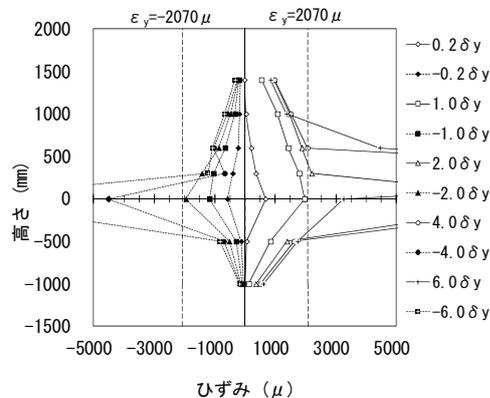


図-9 No.3 試験体軸方向鉄筋ひずみ分布

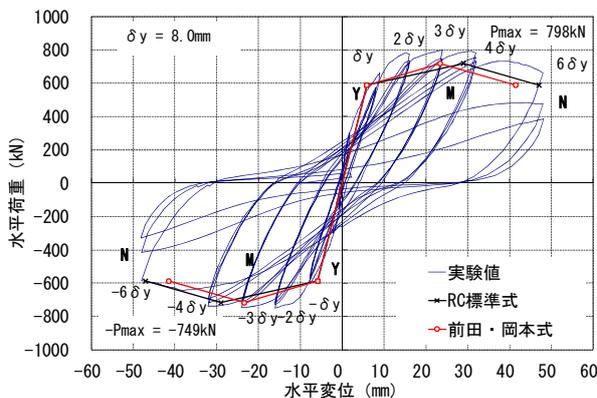


図-10 No.2 試験体荷重-変位関係

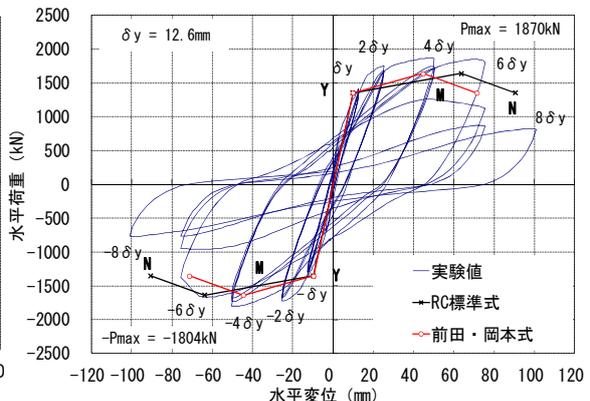


図-11 No.3 試験体荷重-変位関係



写真-5 No.4 試験体フレア溶接状況

なお、No.2, 3 試験体の固定アングルの相違による破壊状況および荷重-変位関係に差異は認められず、本工法は、どちらのタイプの固定アングルを使用しても補強効果を得られることが確認された。

4.3 No.4 試験体

No.3 試験体において、終局変位付近の繰返し載荷により耐力の低下が顕著に表れた。これは前述のように本工法の帯鉄筋の拘束効果が新設構造物の帯鉄筋と相違するためと考えられる。そこで、補強部の帯鉄筋の固定度を高めることが変形性能向上に対し有効であると考えられた。そのため、No.4 試験体においては、写真-5 に示すように帯鉄筋の重ね継手部に 3φ のフレア溶接を行った。フレア溶接の区間は No.2, 3 試験体の結果より、柱基部の 1D 区間とした。なお、他の範囲については他試験体と同じ結束金具を用いた。

図-12 に No.4 試験体の荷重-変位関係と RC 標準、前田らの骨格曲線を示す。写真-6 に破壊状況を示す。

No.4 試験体は変位 20.7mm にて軸方向鉄筋が降伏し、4δy にて柱基部の圧壊が生じた。その後、圧壊による荷重低下を生じることなく 8δy にて柱基部 1D 区間のかぶりコンクリートがはらみ出し荷重低下を生じたが、No.3 試験体と比較し荷重低下は緩やかであった。正負の最大荷重は 1,022kN, -1,023kN であった。図-12 に示す荷重-変位関係は、両骨格曲線を包含する形となった。これは、せん断耐力比 $V_y/P_{max}=2.23$ と大きいことの影響も挙げられるが、断面隅角部に対して鋼材量の多い本工法では、帯鉄筋の固定度を高めることで隅角部での拘束が増して変形性能が向上したのと考えられる。

5. まとめ

本実験により得られた所見を以下に示す。

- 本工法により補強した柱試験体のせん断耐力は RC 標準に示される棒部材式を用いて評価できる。
- 無補強でせん断破壊となる柱試験体を本工法によりせん断耐力比 1.0 以上となるように補強することで、破壊形態をせん断破壊から曲げ破壊型へ移行できる。

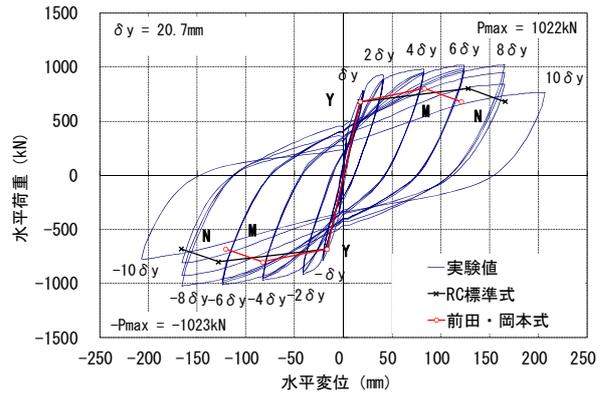


図-12 No.4 試験体荷重-変位関係

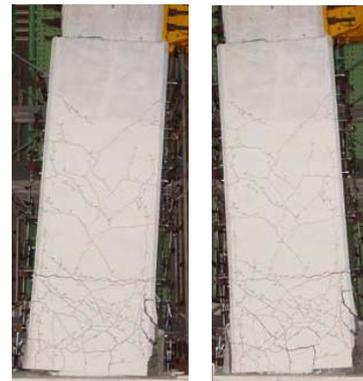


写真-6 No.4 破壊状況

- 本工法で補強した試験体の変形性能は、断面の寸法効果を考慮した前田らの提案式を用いて評価できる。
- 塑性ヒンジ区間の帯鉄筋の固定度を高めることで、変形性能が向上する。

本実験の結果、補強後の変形性能は、断面の寸法効果の影響を受けることが明らかになった。今後の課題として橋脚等の大断面柱への対応が挙げられる。

参考文献

- 1) 宮陰和人ほか：組立式補強鋼材と吹付けモルタルによる高架橋柱の耐震補強工法の開発と施工について、土木学会第 66 回年次学術講演会概要集，pp.297-298, 2011.9
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造，2004
- 3) 二羽淳一郎，山田一字，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，第 372 号/V-5, pp.167-176, 1986.8
- 4) 前田友章，岡本大，谷村幸裕，庄野昭，中村敏晴：補強鋼材と吹付けモルタルで補強した RC 柱の変形性能算定手法，土木学会第 64 回年次学術講演会概要集，pp.1199-1200, 2009.9