

論文 ポリマーセメントモルタルと高強度鋼線を用いた RC 部材の補強に関する研究

佐川 康貴^{*1}・松下 博通^{*2}・Le Quang Nhut^{*3}・手嶋 和男^{*4}

要旨: ポリマーセメントモルタルと高強度鋼線を用いた下面増厚工法により曲げ補強した RC 部材の曲げ耐力および変形性状について明らかにするため、鋼線を軸方向のみに配置した場合と格子状に溶接加工した場合について曲げ載荷実験を行った。また、炭素繊維シートにより補強した場合との比較も行った。その結果、軸方向のみに鋼線を配置した場合、曲げひび割れ部における付着力低下が大きく、十分な補強効果が得られなかったが、格子状に溶接加工した場合では配力筋の機械的抵抗により耐力が大幅に向上し、十分な補強効果が得られた。また、シート補強供試体では鋼線補強供試体よりも剥離が早く生じ、耐力が小さくなった。

キーワード: ポリマーセメントモルタル, 高強度鋼線, 下面増厚補強工法, 炭素繊維シート

1. はじめに

高度成長期に建設された構造物は、今後、その多くが更新時期を迎えると考えられる。しかし、少子高齢化に伴う福祉関連予算の増大等により、社会基盤施設への十分な予算確保ができる可能性が小さくなると予測される。よって、構造物の補修・補強などによる延命化が求められており、種々の取り組みが行われている。

コンクリート構造物の補強工法には、増厚工法、巻立て工法、縦桁増設工法、接着工法、プレストレス導入工法などがある。増厚工法は、施工実績が多いものの、自重が大きくなるという欠点がある。また、阪神大震災以降、適用事例が増加しているシート接着工法は、軽量であるという特長を有するものの、低温での施工が困難である上、溶剤を使用するため施工安全性に優れるとは必ずしも言えない。

本研究では、無機系の材料であるポリマーセメントモルタル（以下、PCM）と高強度鋼線を併用した曲げ補強工法について検討した。これまでも他の研究者により PCM を用いた工法に

ついて研究が行われている^{1),2),3)}。補強鋼材に降伏強度の高い高強度鋼線を用いることにより、PCM の施工厚さを小さくできるとともに、主鉄筋降伏以降も断面内の引張合力を大きくでき、曲げ耐力が向上すると考えられる。そこで本研究では、PCM と高強度鋼線を用いた下面増厚補強工法により曲げ補強した RC 部材の曲げ耐力および変形性状について明らかにするため、鋼線を軸方向のみに配置した場合と格子状に溶接加工した場合について曲げ載荷実験を行った。また、炭素繊維シート（以下、CFS）により補強した場合との比較も行った。

2. 試験概要

2.1 使用材料

(1) 補強材の材料特性

表-1 に補強材の種類とその材料特性を示す。本研究で用いた高強度鋼線は、直径 4.5mm で、炭素の含有量が低く、溶接可能なものである。高強度鋼線の配置方法は、図-1 に示す 3 通りとした。鋼線を部材軸方向のみに 29mm ピッチで

*1 九州大学大学院 工学研究院建設デザイン部門助手 修士（工学）（正会員）

*2 九州大学大学院 工学研究院建設デザイン部門教授 工博（正会員）

*3 九州大学大学院 工学府建設システム工学専攻（正会員）

*4 オリエンタル建設（株）福岡支店技術部部長（正会員）

表-1 補強材の種類および材料特性

補強材の種類		軸方向筋		配力筋	引張強度* (N/mm ²)	弾性係数* (kN/mm ²)
		ピッチ(mm)	本数(本)	ピッチ(mm)		
高強度 鋼線 (φ=4.5mm)	φ4.5単筋	29	14	-	1470	210
	φ4.5メッシュ	29	14	100		
	φ4.5フラットメッシュ	29	14	100		
CFS(目付け200g/m ²) 2層		シート厚さ0.111mm 2層			3400	230

* メーカーカタログ値

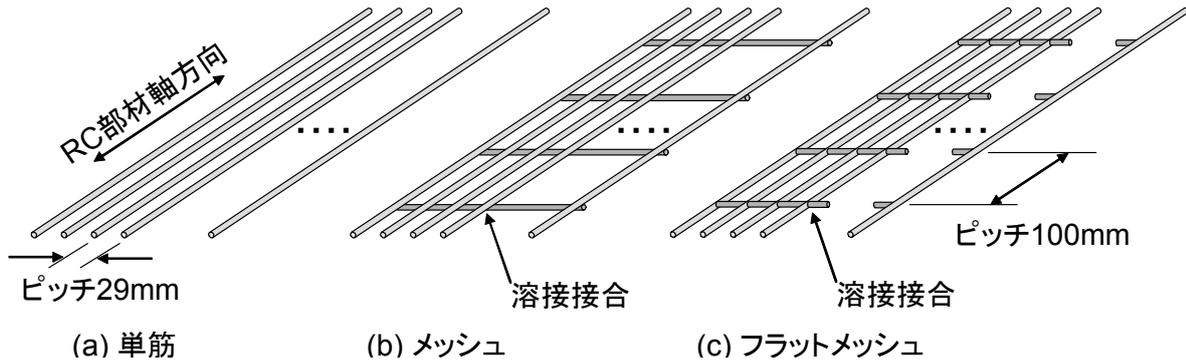


図-1 鋼線の配置方法

平行に配置したもの(図中の(a)) (以下、単筋と呼ぶ)と、部材軸に加え、直角方向(配力筋)に100mmピッチで配置したもの(図中の(b),(c))で、(b)は軸方向筋の下側に配力筋を溶接したものの(以下、メッシュと呼ぶ。)で、(c)はPCMの施工厚さを(b)よりも小さくするために配力筋を軸方向筋と同一平面上になるように溶接接合したものである。

また、比較のため、CFS(目付け200g/m²)を用いた。積層数は、RC床版補強などで一般的に採用される2層補強とした。

(2) PCMおよびコンクリートの強度特性

本研究では、使用したPCMは白色セメントと珪砂を主成分とするコンパウンドと、ポリアクリル酸エステル系エマルジョンを用いた。コンパウンドは、下塗り・仕上げ用(白色セメント:6号珪砂=6:4)および増厚用(白色セメント:6号珪砂:4号珪砂=3:4.5:2.5)を用いた。

PCM(増厚用)およびコンクリートの強度特性を表-2に示す。なお、表中には、強度を求めた供試体の形状寸法を示している。コンクリートの強度試験はJISに基づき求めた。PCMの圧縮強度および静弾性係数試験にはφ5×10mm

表-2 コンクリートおよびPCMの材料特性

	コンクリート(材齢8週)		PCM(材齢4週)	
	強度	供試体形状	強度	供試体形状
圧縮強度(N/mm ²)	28.1	φ10×20cm 円柱	34.8	φ5×10cm 円柱
弾性係数(N/mm ²)	26.5	φ10×20cm 円柱	17.6	φ5×10cm 円柱
引張強度(N/mm ²)	2.44	φ10×13cm 円柱	-	-
曲げ強度(N/mm ²)	5.13	10×10×40cm 角柱	8.60	4×4×16cm 角柱
付着強度(N/mm ²)	-	-	2.45	建研式 (4×4cm)

の円柱供試体を、曲げ強度試験には4×4×16mmのモルタルバーを用いて求めた。また、付着強度は建研式引張試験により求めた。

表より、弾性係数はPCMの方が小さく、変形性に富むことが分かる。また、付着強度は各機関の設ける値(鉄道系機関では1.0N/mm²、道路系機関では2.0N/mm²)を満足していることが分かる。

2.2 供試体の製作

(1) RC部材の製作

供試体の寸法は図-2に示すように、高さ200mm、有効高さ165mm、幅400mmの断面である。引張鉄筋として鉄筋D13(SD295A)を4本配置し、圧縮鉄筋としてD10(SD295A)を2

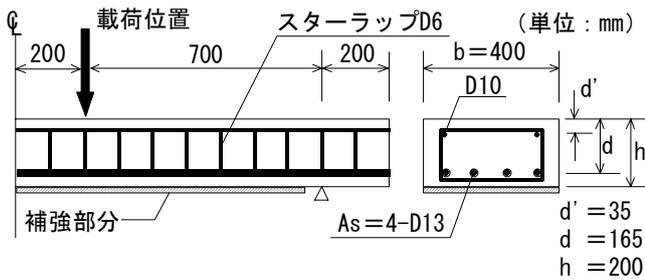


図-2 供試体形状寸法

本とした。また、D6 (SD295A) をスターラップとして 100mm 間隔に配置した。1つの要因につき 2体の供試体を作製した。打設後、4週間室内で気中養生した。

(2) 補強供試体の製作

CFS 補強供試体では、コンクリート材齢 4週間でディスクサンダーにより下地処理を行い、プライマーを塗布し、CFS を 2層接着した。プライマー塗布後およびCFS1層目と2層目との間は、1日間の養生期間を設けた。

PCM および鋼線で補強した供試体では、まず、コンクリート材齢 4週間でディスクサンダーにより下地処理を行い、PCM を下塗り（吹付け）した。次に、鋼線を位置固定用プレートおよびねじ式コンクリートアンカーによりコンクリート下面に固定（鋼線の有効高さ；約 205mm）し、増厚（コテ塗り）および仕上げ（吹付け）を行った。なお、補修部の厚さは、メッシュ供試体で約 16mm、単筋およびフラットメッシュ供試体で約 12mm であった。なお、比較のため、無補強供試体も作製した。

2.3 荷重方法

荷重試験は、コンクリート材齢約 8週で行った。荷重は油圧ジャッキにより静的に単調増加させ、2点荷重とした。等せん断力区間と有効高さの比であるせん断スパン比 a/d は 4.24 である。

スパン中央におけるコンクリートおよび引張鉄筋にひずみゲージを貼付し、各荷重段階におけるひずみを測定した。また、CFS 補強供試体の CFS 表面には、検長 30mm のひずみゲージを貼付した。

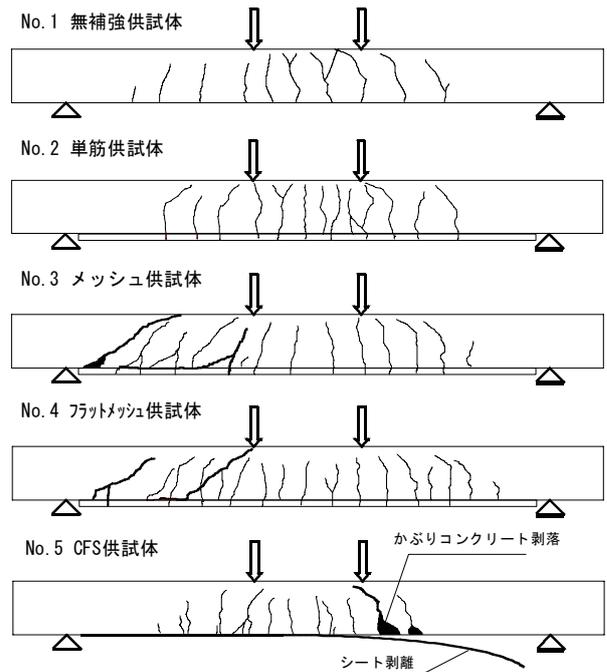


図-3 ひび割れおよび破壊状況

3. 試験結果および考察

3.1 破壊状況

図-3 に各供試体のひび割れ状況および破壊状況を示す。無補強供試体は、鉄筋降伏後に圧縮縁コンクリートが圧壊する一般的な曲げ引張破壊となった。

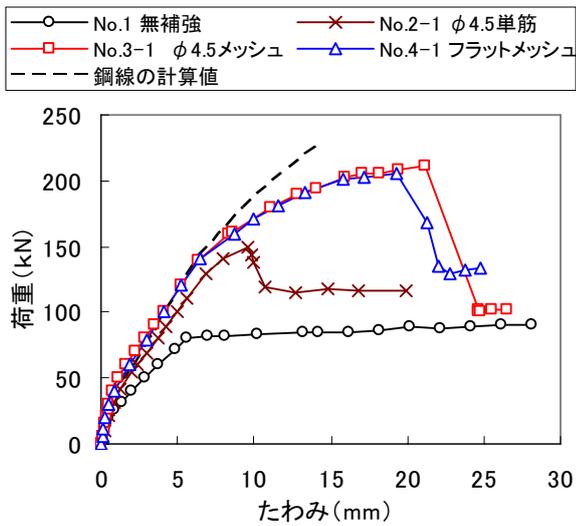
単筋供試体は、主鉄筋降伏後、荷重点近くのひび割れ 1箇所のみでひび割れ幅が大きくなり、終局に至った。これは、ひび割れにおいて鋼線と PCM との間の付着破壊が起こり、鋼線の付着力が低下したことによるものと考えられる。

メッシュおよびフラットメッシュ供試体は、主鉄筋降伏後も直線的に荷重およびたわみが増加した。たわみの増加につれてコンクリートと PCM との界面に剥離破壊が生じるものの、コンクリートアンカーにより、コンクリートと鋼線は終局まで一体化しており、補強材の剥落は認められなかった。

CFS 供試体は、主鉄筋降伏後、荷重が増加するものの、CFS は破断せず、荷重位置付近から進行した剥離が CFS 接着端部まで進行し、最終的には、CFS とコンクリート面との一体性が失われ、終局に至った。また、かぶりコンクリートの一部が剥落した。

表－3 実験結果一覧

供試体 No.	供試体	実験値 (kN)					計算値 (kN)			
		ひび割れ発生荷重	鉄筋降伏荷重	最大荷重 P_{max}	最大荷重比		ひび割れ発生荷重	鉄筋降伏荷重	曲げ耐力	最大荷重比 (無補強との比較)
					(無補強との比較)	平均				
No.1	無補強	19.0	82.0	92.0	1.00	-	18.0	82.8	82.8	1.00
No.2-1	φ4.5単筋	39.0	134	151	1.64	1.52	34.0	144	238	2.45
No.2-2		39.0	120	128	1.39					
No.3-1	φ4.5メッシュ	40.0	137	190	2.07	2.20	48.0	144	238	2.45
No.3-2		50.0	138	214	2.33					
No.4-1	φ4.5フラットメッシュ	49.0	140	205	2.23	2.29	46.0	144	238	2.45
No.4-2		46.0	144	215	2.34					
No.5-1	CFS 200g/m ² 2層	28.0	113	161	1.75	1.79	22.0	108	185	2.17
No.5-2		27.0	110	167	1.82					



図－4 荷重－たわみ関係 (高強度鋼線補強供試体)

3.2 荷重－たわみ関係

表－3に各供試体のひび割れ発生荷重、主鉄筋降伏荷重、および最大荷重を示す。また、図－4および図－5に荷重とスパン中央のたわみの関係を示す。なお、図中には、鉄筋および補強材（高強度鋼線、CFS）とコンクリートとの付着が完全（すなわち、剥離現象が生じない）で、平面保持を仮定した場合の計算値を断面分割法により求めた結果を破線で示している。

(1) 鋼線補強供試体

図－4より、無補強供試体は鉄筋降伏後、変位のみが増大するのに対し、鋼線補強供試体は、主鉄筋降伏後も荷重が増加していることが分かる。単筋供試体は、主鉄筋降伏後、150kN程度まで荷重が増加するものの、載荷点位置付近の

鋼線の付着力が低下し、その位置のみひび割れ幅が増大し、荷重が低下した。荷重が低下した後は、無補強供試体よりも約30kN大きい荷重を保持している。

また、メッシュおよびフラットメッシュ供試体では、主鉄筋降伏後も大幅に荷重およびたわみが増加している。しかしながら、完全付着を仮定した計算値よりも荷重－たわみ関係の勾配が小さくなっている。よって、鉄筋降伏時より既に局所的な剥離現象が生じていると考えられる。

さらに、配力筋の配置方法を変化させたメッシュ供試体と、フラットメッシュ供試体では、両者に大きな差は見られなかった。したがって、軸方向筋と配力筋を同一平面上に配置することによってPCMの施工量を減らすことができ、コストを抑えることが可能である。しかしながら、施工精度や繰返し応力を受けた場合の溶接部の強度等についての問題点を有していると考えられる。

鉄筋降伏以前の使用状態について検討すると、メッシュおよびフラットメッシュ供試体は、無補強供試体に比べたわみが低減し、かつ、計算値とほぼ一致している。しかし、単筋供試体は無補強よりもたわみが小さいものの、メッシュ供試体およびフラットメッシュ供試体よりも大きくなっており、軸方向のみに鋼線を配置した場合には荷重の低い段階から鋼線とPCMとの間の付着破壊が徐々に生じていると推察される。

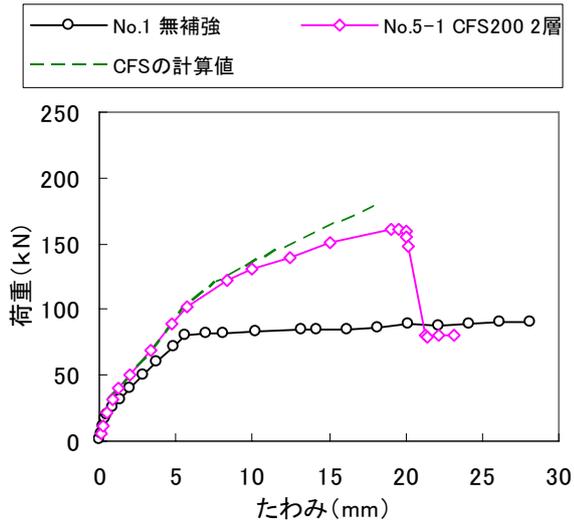


図-5 荷重-たわみ関係 (CFS 補強供試体)

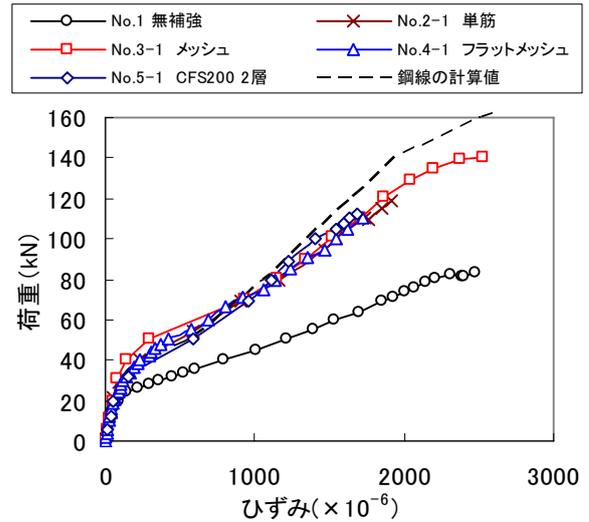


図-6 荷重-ひずみ関係

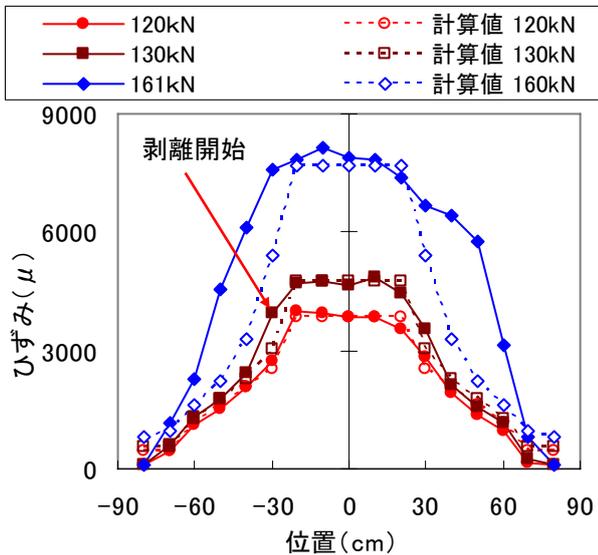


図-7 CFS ひずみ分布 (No. 5-1)

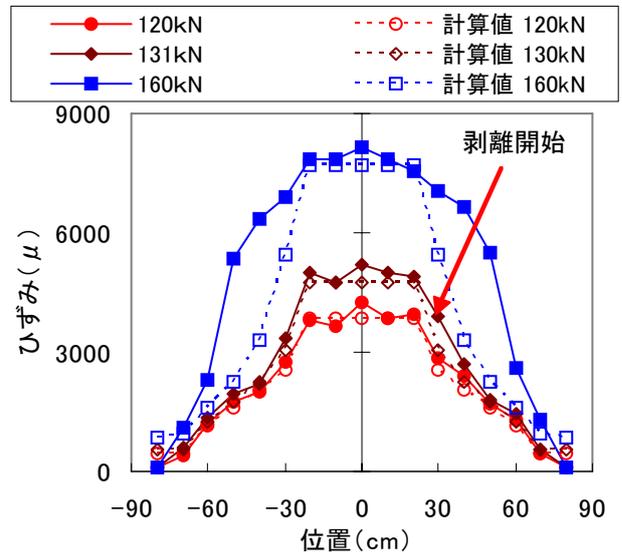


図-8 CFS ひずみ分布 (No. 5-2)

(2) CFS 補強供試体

図-5は、CFS 供試体の荷重-たわみ関係である。計算値を求める際の条件として、シートの応力が式(1)の値⁴⁾に達した段階で計算を終了するものとした。

$$\sigma_f = \sqrt{\frac{2 \cdot G_f \cdot E_f}{n_f \cdot t_f}} \quad (1)$$

ここに、

n_f : 連続繊維シートの積層数

E_f : 連続繊維シートの弾性係数

t_f : 連続繊維シートの1層当たりの厚さ

G_f : 連続繊維シートとコンクリートの界面剥離破壊エネルギー (N/mm)

なお、 G_f には、文献⁴⁾に示される安全側の値として、0.5N/mmを用いた。

図より、実験値と計算値はほぼ一致しているものの、 G_f の値に安全側の値を用いたにも関わらず、実験値が計算値を下回っている。剥離破壊の判定基準については今後の検討課題である。

3.3 荷重および主鉄筋ひずみの関係

図-6に荷重とスパン中央における主鉄筋のひずみとの関係を示す。断面分割法による計算値を併せて示す。図より、無補強供試体に比べ、

鋼線あるいは CFS で補強した供試体の方がひずみが小さく、また、計算値とほぼ一致しており、十分な補強効果が得られたことが分かる。

3.4 界面破壊エネルギーの算定

図-7, 8には CFS 補強供試体における CFS のひずみ分布を示す。また、図には完全付着と仮定した場合、CFS 補強供試体の断面分割法による計算値を合わせて荷重の各段階で示す。これらの図より、荷重が小さいとき、CFS のひずみの実験値は計算値とよく一致しており、荷重が 130kN 程度になったとき、供試体 No.5-1, No.5-2 とともに最大曲げモーメントの区間から支点へ方向に、ひずみの実験値は理論値より大幅に大きくなっている。この時点で CFS とコンクリートとの間に剥離が載荷点付近から支点方向に開始すると考えられる。

この剥離開始時の載荷荷重の実験値から剥離破壊エネルギー G_f の算定を行った。なお、ひび割れ間隔は 200mm とした。計算の結果、CFS 供試体で 0.50~0.65N/mm の値となった。

鋼線補強供試体は、CFS 供試体と同様に、載荷点付近においてコンクリート底面と PCM との界面に剥離が生じ、たわみが増大するとともに剥離が支点方向に進展したことから、CFS 補強と同様の破壊形態であり、PCM および高強度鋼線で補強した供試体について、破壊エネルギー G_f の算定を試みた。その結果、0.50~0.75N/mm との結果を得た。

よって、本研究で用いた PCM および高強度鋼線で補強した場合、剥離開始までに消費されるエネルギーである剥離破壊エネルギー G_f が CFS 補強と同等以上となり、剥離耐力が向上すると考えられる。しかし、本研究では高強度鋼線の径および CFS 積層数は 1 種類のみ用いており、今後のデータ蓄積が必要であると考えられる。

4. まとめ

本研究では、PCM（ポリマーセメントモルタル）と高強度鋼線を用いた下面増厚工法により曲げ補強した RC 部材の曲げ耐力および変形性

状について実験的に検討した。本研究の範囲内で得た知見を以下に示す。

- (1)軸方向のみに鋼線を配置した単筋供試体では、曲げひび割れ部において鋼線と PCM とコンクリートとの間の付着力の低下が大きく、十分な補強効果が得られなかった。メッシュ供試体、フラットメッシュ供試体では、配力筋の機械的抵抗により単筋供試体よりもさらに耐力が向上し、十分な補強効果が得られた。
- (2)メッシュ供試体、フラットメッシュ供試体では同程度の耐力が得られ、鋼線の溶接加工方法による影響は小さいと考えられる。
- (3)シート補強供試体では鋼線補強供試体よりも剥離が早く生じ、耐力が小さくなった。
- (4)PCM の界面剥離破壊エネルギーは CFS のものと同程度以上となり、剥離するまでに消費されるエネルギーが大きくなる。

謝辞 本研究において供試体を作製するにあたり、マグネ化学（株）の協力を得ました。関係者各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 佐藤貢一：FRP とポリマーモルタルで補修した RC 梁の曲げ性状に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.13，No.2，pp.877-882，1991
- 2) 杉山智昭，松崎育弘，中野克彦，松島正樹：RC 造りで壁付柱に対するポリマーセメントモルタルを用いた接着耐震補強工法に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.1123-1128，2005
- 3) 藤倉裕介，伊藤祐二，秩父顕美：ポリマーセメントモルタルと連続繊維シートを用いたコンクリート剥落防止工法に関する基礎実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.1，pp.1487-1492，2003
- 4) 土木学会：連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針，コンクリートライブラリー101，pp.21-22，2000