ポリマーセメントモルタル工法により補強された橋脚の耐震性能

03A3727	西尾	剛
03A3732	久松	賢治
03A3740	山瀬	竜信
担当教員	烏野	清

1. はじめに

旧道路橋示法書で建設された鉄筋コンクリート(以下 RC)橋脚の耐震補強を実施する場合、地震時保有水 平耐力の増加を図ることによりせん断破壊を防止し、じん性の向上により粘り強い構造とすることが必要であ る。これまで、RC 橋脚の耐震補強工法としては RC 巻立て工法、鋼板巻立て工法、連続繊維巻立て工法などが あり、多くの補強実績がある。これらの工法は既設コンクリート面の十分な表面処理、断面増加による既設橋 梁の建築限界や河積阻害、施工時の重機の必要性、巻立てコンクリート自重による慣性力増加などの問題点が ある。

これらを解決するため、ポリマーセメントモルタル(以下 PCM)を用いて、巻立て厚を低減させる工法が開 発され、施工実績を上げている。従来の PCM 巻立て施工方法としては、人力によって直接塗り込む左官工法が あるが、一度に施工できる範囲が狭く、上面や側面の施工が難しいことから塗り込み作業に多くの時間を必要 とする。また、練り混ぜを一度に行えないため、品質の均一化が難しく、充填性も施工者の技量に左右されや すい等の問題点がある。

本研究は PCM 増厚施工の作業効率向上と品質の均一化をはかるため、PCM 巻立て工法において吹き付け工法 と左官工法による耐震補強効果を検証するために、繰り返し荷重による正負交番載荷試験を実施したものであ る。

2. 橋脚耐震補強工法の特性

表-1 に RC 橋脚耐震補強工法の特性を比較して示す。この表から PCM 巻立工法の特徴は以下の通りである。 (1)構造性の特徴 補強部材厚を薄く出来るので、死荷重の増加や河積阻害などの制約を受けにくい。 曲 げ制御アンカーを直接フーチングへ定着するため、構造がシンプルで効率的な施工が可能。

- (2)施工性 無機系の材料であるため、人為的なアレルギー対策は必要なく安全。 コテ塗りまたは吹き
 付けによる施工が可能であるため型枠は不要。 施工ヤードが最小であり、条件によっては簡易足場での
 作業も可能。 施工に際して大型の重機等を必要としないため、道路規制など不要。
- (3)維持管理性 目視による管理(点検)が行え、部分的な補修が可能。
- (4)経済性 RC巻き立て工法より劣るが、他の工法に比べ同等以下。

3 供試体の種類

本試験に使用する供試体は表-2 に示す ~ の5 体である。 は全供試体の基本なるもので補強は行わな い、 ~ は柱部に軸方向鉄筋と帯鉄筋を補強したものである。 ~ に用いた PCM - は2~3 cm 程度づつ の厚さしか施工できないが、短期間(8日)で所定強度に達する。一方、 に用いた PCM- は 10cm 程度の厚付 けが可能で、施工時間を短縮できるが所定強度まで養生日数(28日)を必要とする。両者の比較検討を行うた め、 と はコテ塗り、 と は吹き付け工法で施工した。

(1) 無補強供試体

|無補強供試体の形状・寸法・配筋図を図-1 に示す。供試体の形状は、既設橋脚を模型化したもので正方形

	表 - 1	橋脚耐震補強工法の工活	法別特性比較検討表	(曲げ制御式補強工法による)			
		(仮称)ホゼン式補強工法	RC巻き立て補強工法	鋼板補強工法	繊維シート補強工法		
構造イメージ図		特殊ポリマーモルレタ	コンクリート 補強鉄 基部アンカー フ	鋼板 根巻きコンクリート H鋼 基部アンカー オ	連続繊維シート 根巻きコンクリート 鋼板 H鋼 基部アンカー		
	柱補強方法	既設橋脚柱に補強鉄筋を配置 し特殊ホリマーモルタルで巻き立てる	既設橋脚柱に補強鉄筋を配置しコンクリートで巻き立てる	既設橋脚柱に鋼板を配置し鋼 板背面にグラウトを注入する			
工法概要	曲げ制御 方法	アンカー筋を直接基礎に定着	アンカー筋を直接基礎に定着	鋼板とH鋼とを連結し、H鋼を 介しアンカー筋を基礎に定着	シートと鋼板を固定、鋼板とH 鋼を連結後、H鋼を介しアン カー筋を基礎に定着		
		補強部材をケレン処理後、補強 筋を設置しポリモルをコテ又は 吹き付けで巻き立てる	補強部材をケレン処理後、補 強筋を設置しコンクリートを打 設する	形状調査後、鋼板加工発注 補強部材のケレン 鋼板を設置し溶接 グラウト注入	補強部材のケレン、不陸整正 処理後、必要層数を接着樹脂 で縦横に貼り付ける		
		アンカー筋を樹脂又は無収縮モ ルタルにより、直接基礎に埋め込 む	ー アンカー筋を樹脂又は無収縮 モルタルにより、直接基礎に埋め 込む	鋼板とH鋼とを溶接し、H鋼を 介しアンカー筋を樹脂又は無 収縮モルタルにより基礎に埋め込 む 	シートと鋼板を樹脂接着し、鋼板に溶接したH鋼を介しアンカー筋を樹脂等で基礎に埋め込む		
	補鐵線	曲げ耐力の向上とじん性の改善 防止が可能となる。 	こより、曲げ破壊に対する耐震 	安全性が確保できる。また、 せん	▲ 断耐力が向上し、せん断破壊		
施工	施工性	配筋間隔が密になる場合は、ポ リモルの充填性や塗布効率が落 ちるので、最良な施工計画が必 要	コンクリートポンプ車の仮置き 場所の確保が必要	鋼板の搬入、設置にクレーン 等が必要であるため、作業 ヤードの確保が必要であり、 場合によって道路規制が必要 となる。	貼り付け時は、気温及び湿度 管理に注意を要する。また、 入念な脱泡作業が必要		
	環境性及び 安全性	ポリマーモルタルは、水溶性の 無機質材であるので、コンクリー トと同じ取り扱いとなる	別になし	ーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーー	有機溶剤に含まれる有害物 質により、作業員の健康障害 する可能性がある。		
			工法別特性データ一覧				
構造性	材料構成	(シンプル)					
1737-	注入・接着工等有無	無機質系水溶性	無機質水溶性	溶接・無機注入	有機溶剤		
設計時	曲げ制御方式			(溶接)	(鋼板+接着+溶接)		
	耐衝撃性				(保護工有)		
	規制の个必要性	(不安)		(必要)			
施工性 ·	空枠の不必安住 簡易兄提の適田性	(小安)			(本部必安)		
	高易定場の過用性	(「「「「「」」(「「」」)(「「」」)(「」」)(「」」)(「」」)(「」」	(不要)	(必要)			
	施工日数	(配筋、コテ塗り)	(配筋、型枠、打設)	(加工必要)			
	品質管理	(温度)	(容易)	(溶接・注入)	(温度、ふくれ)		
安全性	使用機材	(攪拌機程度)					
維持管理	定期的なメンテ	(不要)		(塗装)			
経済性	比率	1.0	0.6	1.2	1.1		

断面柱 300×300mの上下端に装置取付用のフーチングをする。全高 2400mm、柱部高 1470mmで、水平力の 作用位置は基部から 1620mm(上部フーチング中間)の位置とする。なお、柱部鉄筋は 1 段配置とし、軸方 向鉄筋(D16:SD295)を最外縁から 40mmの位置に 10 本配置し、帯鉄筋(D6:SD295)を基部上 20mmの高さか ら、50mmの間隔で 29 本配置した。この供試体は既設橋脚をモデルとするため、帯鉄筋は重ね継手部分をア - ク溶接した。

(2) 補強供試体

補強供試体の形状・寸法・配筋図を図-2 に示す。上 下部フーチングに 23(鉄筋径+10mm)のアンカー孔 を設け、通し軸方向鉄筋(D13;SD345)を16本配置し た。定着長は260mmとし、エポキシ樹脂注入によっ て定着させた。その周囲に帯鉄筋(D6:SD345)を基部 より50mmの高さから50mmの間隔で28本配置した。 PCM の吹き付け厚は帯鉄筋の純かぶりが10mmとなる ように30mmとした。

表-2 供試体の種類

供試体番号	補強・無	PCM の種類	施工法	
供試体	無補強			
供試体		DCM	コテ塗り	
供試体	補強	FGM-	吹き付け	
供試体		PCM-	吹き付け	



図-2 補強供試体

4. 試験機概要

本実験で使用する載荷装置を図-3 に示す。下部フーチングは PC 鋼棒 で反力壁に、上部フーチングは水平ジャッキに固定した。この上部フー チング上にニードルベアリグ 16 個で製作したローラーを 2 枚の焼入れ 鉄板にはさみ込んだ。この鉄板上に鉛直ジャッキにより一定軸力を柱に 導入後、ジャッキにより水平力を与える。載荷点の位置は供試体基部か ら 1620 mmの位置とする。

(1). 正負交番載荷試験

正負交番載荷試験においては変位制御とし、まず正側の変位を増加さ せ、ひび割れ発生時の変位をひび割れ時変位(____)と定義し、負側に 同じ変位を与える。次に、既設部の柱部の最外縁軸方向鉄筋ひずみが降 伏ひずみ(1750 µ)に達した時の変位を初期降伏変位(____)と定義した



後、負側に変位を与える。その後は1サイクルごとに 1ずつ変位振幅を増加させ、4 1以降は偶数倍で測定 を行った。

 $0 \pm _{0} \pm _{1} \pm 2_{1} \pm 3_{1} \pm 4_{1} \pm 6_{1} \pm 8_{1} \pm 10_{1}$

(2). 軸力の検討

橋脚に作用する上部工重量による軸力を変化させ、各供試体のひび割れ耐力(Pc)、初降伏水平耐力(Py0)、 降伏水平耐力(Pu)を数値計算した結果を表-3 に示す。表より軸力 50kN ~ 200kN で Py0 < Pu となっており、既 往の研究では応力で 1N/mm²とする実験が多かったこと、実橋を想定した軸力としても妥当と判断される 100kN の軸力を採用することとした。

(3). 計測項目

本試験では荷重および図-4 に示す変位とひずみの測定を行った。基礎フーチングの移動量を見る H-6 の変 位以外は、フーチング上から相対変位を測定し、既設部の最外縁の鉄筋降伏時の変位計測箇所は基部から 1620 mmの上部フーチン中央とした。

軸力区分	(kN)	50.0		100.0		150.0			200.0				
耐力区分		Pc	Py0	Pu	Pc	Py0	Pu	Pc	Py0	Pu	Pc	Py0	Pu
無補強供試体	(kN)	8.5	65.3	72.4	10.1	68.0	73.8	11.8	70.6	75.4	13.4	73.2	76.9
補強供試体	(kN)	17.0	99.6	139.5	18.8	102.3	142.3	20.6	105.1	144.3	22.5	107.8	146.0

Pc:ひび割れ耐力

Py0:初降伏水平耐力

Pu:降伏水平耐力



変位計



RI K-1

ひずみ(無補強) 図-4 測定項目と測定位置 ひずみ(補強)

J-2

K-2

表-3 軸力の検討

5. 試験結果

(1) 無補強供試体

補強供試体と比較する場合の基本となる無補強供 試体 の載荷試験結果を図 - 5 に示す。この試験にお いて、鉛直荷重 100kN 載荷時の本体主鉄筋の圧縮ひず みの平均は、約 54 μ 程度であった。また、初期ひび 割れ変位 $_0$ = 4.6 mm、この時の水平荷重 25.5kN、主 鉄筋が降伏ひずみ(1750 μ)になった時の変位は $_1$ = 12.0 mmで水平荷重は 52.6kN である。サイクル 6 $_1$ = 72.0 mmの試験中において、計測ミスによりデータ をとることができなかった。

また、10₁=120 mmの載荷時の戻り変位 - 88 mmの 時に、写真 1 に示すように柱下端において、主鉄 筋が座屈し、帯筋のふくらみによるコンクリートの 剥離が発生したため計測を中断した。

写真 2 は変位 10 ₁ = 120 mmの時のもので、柱下 端の塑性ヒンジにより、供試体が直線的に傾いてい るのがわかる。

(2) 補強供試体

図 6は補強材 PCM をコテ塗りで施工した供試 体 の試験結果である。図より、初期ひび割れ変位 0=5.3 mm、その時の水平荷重 69.1kN であり、本体 主鉄筋降伏ひずみ発生時の変位は 1=13.0 mm、水平 荷重は 119.5kN であった。初期ひび割れは無補強供 試体 の初期ひび割れ時の主鉄筋ひずみ 500 μ を目

安とした。補強外面はこの変位になる以前にひび割 れが発生していた。

写真 3 は 8 1 = 104 mmの時における補強部分の破 壊状況である。写-4 は破壊部分を剥ぎ取って本体の 状況を調べたもので、本体下端にもクラックが発生 しており、この部分で本体と補強部分とが分離して いるのが目視された。

図-7 は補強材 PCM- を吹き付けた工法で施工し た供試体 の荷重 - 変位曲線である。初期ひび割れ 変位 ₀=4.0 mm、水平荷重 60.4kN、本体主鉄筋降 伏ひずみ発生時の変位は、 ₁=12.0 mmで水平荷重 は 112kN であった。

写真-5は10₁=120mmの試験終了時の柱下端の 状況で、供試体 と異なり補強材は破壊しているも のの落下はしていない。これはPCM- に含まれる







写真-2 供試体の変形 (10 ₁=120 mm)







(8 =104mm)

(8 =104mm)

細い繊維によるものと予想される。

写真-6 は写真-5 に示す補強供試体を剥いで本体の破壊状況を見たもので、本体にかなりのクラック 発生は見られるが供試体 ほど破壊していない。

図-8 は補強材 PCM- を吹き付け工法で施工した 供試体 の荷重 - 変位曲線である。初期ひび割れ変 位 ₀=4.0mm、水平荷重 67.0kN、本体主鉄筋降伏ひ ずみ発生時の変位は、₁=12.0mmで水平荷重は118 kN であった。

図-9 は図-5~図-8 に示す水平荷重 - 水平変位曲 線の各サイクルごとに+側の最大荷重とその時の 変位プロットしたもので、水平荷重に対しては、 柱上端部の傾斜による補正を行っている。図より、 どの供試体も水平変位による荷重の低下率が想定 していたよりも小さい。

本研究の目的である補強による耐震性能は補強 供試体と無補強供試体の差で見ればよい。補強供 試体 、 および の耐力は無補強供試体 の 2 倍程度大きくなっていることがわかる。

一方、補強材 PCM- と PCM- の違いを供試体、

と で比較して見ると、耐力的には PCM- の方が 優れている。写真-6 と写真-4 を比較すると、補強下 端の破壊状況から見れば、多少 PCM- の方が、じん 性が高いように見受けられる。

また、図中の 印は H-5 変位計から柱本体と補強 材が剥離したと推定できる位置である。供試体 と

は柱下端両面、供試体 は柱下端片面のみが剥離 し、しかも供試体 の変形が多少大きくなっている ことから、PCM- が PCM- に比べて、本体と補強材 の付着性が高いものと思われる。次に、PCM- の供 試体 と から左官工法と吹きつけ工法比較すと、ほ ぼ同じ耐力であることがわかる。

6.まとめ

本研究で実施した模型実験によれば、PCM 工法によ る橋脚補強効果は、無補強に比べ、耐力として2倍程 度は期待でき、本体の破壊状況から十分じん性を有し ていることがわかった。

補強材 PCM- は PCM- に比べて耐力的には優れて いるが、じん性および付着性では多少劣っている。





 $(10_{1} = 120 \text{ mm})$

(10 ₁=120mm)



