

PCM 吹付け工法による既設 RC 橋脚の段落とし部の耐震補強に関する実験的研究

(株)さとうベネック 正会員 ○中村 智 九州大学大学院 フェロー会員 日野 伸一
九州大学大学院 正会員 山口 浩平 (株)インフラネット 正会員 西村 健志
アイテック(株) 正会員 石田 耕生 (株)さとうベネック 正会員 衛藤 誠

1. 目的

既設 RC 橋脚の段落とし部の耐震補強工法としては、橋脚周囲に RC や鋼板、連続繊維シートなどを巻き立てる工法が一般的であるが、RC 巻立て工法では河積阻害率や自重増加、鋼板巻立て工法では施工性や経済性、連続繊維シート巻立て工法では湿潤面への接着性や雨天時の施工などに問題があった¹⁾。

そこで筆者らは、補強鉄筋を既設橋脚表面に接触配置し、所定の鉄筋かぶりを確保するまでポリマーセメントモルタル（以下、PCM）を吹き付けて既設橋脚と一体化する PCM 吹付け工法（SRS 工法，NETIS 登録：QS-070007-A）を提案した。本工法は、断面増厚量を RC 巻立て工法の約 1/5 に抑えることが可能である。

本研究では、地震時を想定した正負交番載荷試験を行い、本工法による既設 RC 橋脚の段落とし部の耐震補強効果ならびに有効定着長に基づく補強範囲について検証した。

2. 供試体

無補強供試体の形状を図-1 に示す。柱部高 1600mm、断面高×幅 (350×400) mm で作製した。A-A 断面（基部）に軸方向鉄筋（D10×6 本+D16×8 本）を配置し、C-C 断面（実際の段落とし位置）で、D16 の鉄筋を段落としとした。段落とし鉄筋の定着長は旧基準の示方書より 30ϕ とした。よって設計上の段落とし位置は B-B 断面となる。なお、既設部の帯鉄筋は横拘束効果を期待しないため、重ね継手とし、D10 を 100mm 間隔で 16 本配置した。

補強供試体の形状を図-2 に示す。軸方向補強鉄筋は B-B 断面より下側に 35ϕ の必要定着長をとり、上部はフーチング部分に 35ϕ 以上定着した。よって本実験での有効定着長の着目部は B-B 断面より下側となる。補強部の帯鉄筋（D10:SD345）は 100mm 間隔で 12 本配置し、横拘束効果を期待できるようにラップ長を 10ϕ とし、フレアー溶接した。巻立て厚は最外縁の鉄筋純かぶりが 10mm となるように $t=30\text{mm}$ とした。表-1 にコンクリート、PCM および補強筋の材料特性値を示す。

3. 試験方法

載荷方法は、 154kN ($\sigma=1.1\text{N/mm}^2$) の一定軸力下で正負の水平力を与えた。なお、載荷点は基部から 2555mm の位置とした。載荷は変位制御とし、ひび割れ変位 (δ_{cr}) 計測後、軸方向鉄筋ひずみが降伏ひずみに達した時の変位を初降伏変位 (δ_{y0}) と定義した。その後は δ_{y0} の整数倍で変位振幅を増加させ正負交番載荷した。

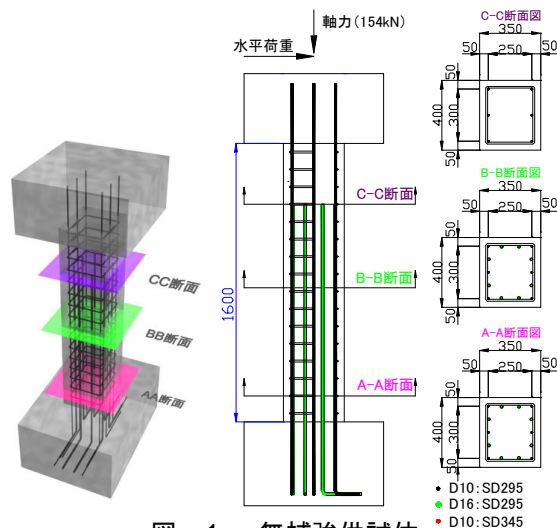


図-1 無補強供試体

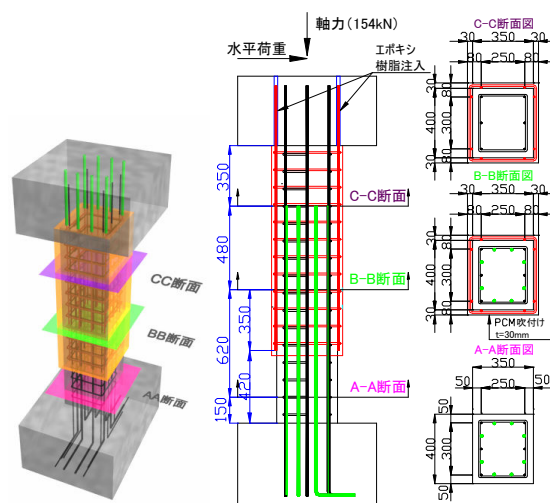


図-2 補強供試体

表-1 材料特性値

コンクリート・PCM (N/mm ²)			補強筋 (N/mm ²)			
項目	コンクリート	PCM	項目	径	部材	降伏強度
圧縮強度	41.8	71.6	SD295	D10	既設部	323
ヤング係数	2.91×10^4	3.05×10^4	SD295	D16	既設部	329
引張強度	1.54	3.43	SD345	D10	補強部	377
曲げ強度	2.68	7.58	ヤング係数			2.0×10^5

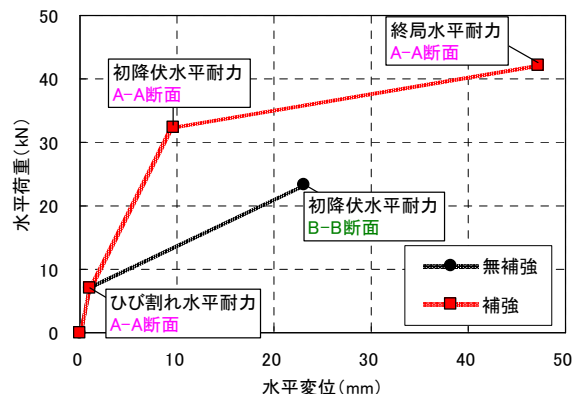


図-3 設計値

4. 試験結果および考察

図-3に設計値を示す。単柱式RC橋脚のひび割れ水平耐力 P_{cr} 、初降伏水平耐力 P_{y0} 、終局水平耐力 P_u 、およびひび割れ変位 δ_{cr} 、初降伏変位 δ_{y0} 、終局変位 δ_u を道示 V^2 に基づき算出した。

図-4に水平荷重—水平変位関係を、表-2に試験結果を示す。

無補強供試体は写真-1に示すように $P_u=43.5\text{kN}$ で C-C 断面の軸方向鉄筋が降伏・座屈し、かぶりコンクリートを剥落させ耐力を失った。また、終局荷重後の耐力低下も著しいものとなった。C-C 断面の軸方向鉄筋の初降伏ひずみは計測できなかったため、実験では A-A 断面の初降伏変位を δ_{y0} とした。なお、本供試体では設計上 B-B 断面で初降伏するが、既設部の段落とし軸方向鉄筋の実際の定着長が 30ϕ より小さいため、C-C 断面付近で破壊したものと考えられる。

一方、補強供試体は写真-2に示すように $P_u=52.1\text{kN}$ で A-A 断面において塑性ヒンジを形成して曲げ破壊した。結果、終局水平耐力は無補強に比べ約 20%増加した。また、無補強供試体に比べ、補強供試体は靱性とエネルギー吸収率が大幅に向上した。

図-5に $P=30\text{kN}$ (A-A 断面の初降伏荷重の直前) における軸方向鉄筋のひずみ分布を示す。横軸が A-A 断面からの距離である。

無補強供試体の既設部の段落とし鉄筋は C-C 断面から $0\sim 10\phi$ でひずみが大きくなっており、約 10ϕ が有効付着長であると考えられる。一方、補強供試体の補強部軸方向鉄筋は巻立て下端の鉄筋から 20ϕ の位置でひずみがピークとなっており、必要定着長は 20ϕ で十分であることが確認された。

なお、別途実施した付着強度試験からも必要定着長は 20ϕ 程度であることが確認されている。

5. まとめ

- (1) 段落としを有する既設 RC 橋脚型供試体を PCM 吹付け工法により補強することにより、段落とし部の曲げ耐力が向上し、基部に塑性ヒンジが形成された。
- (2) 無補強供試体に比べ、補強供試体は靱性とエネルギー吸収率が大幅に向上した。
- (3) 既設部に接触配置する補強部の軸方向鉄筋の必要定着長は 20ϕ で十分なことが確認できた。

以上のことより、PCM 吹付け工法による既設 RC 橋脚の段落とし部の耐震補強効果ならびに有効定着長が確認された。

参考文献

- 1) 財団法人海洋架橋・橋梁調査会：既設道路橋の耐震補強工法事例集，2005.4
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編，2002.3

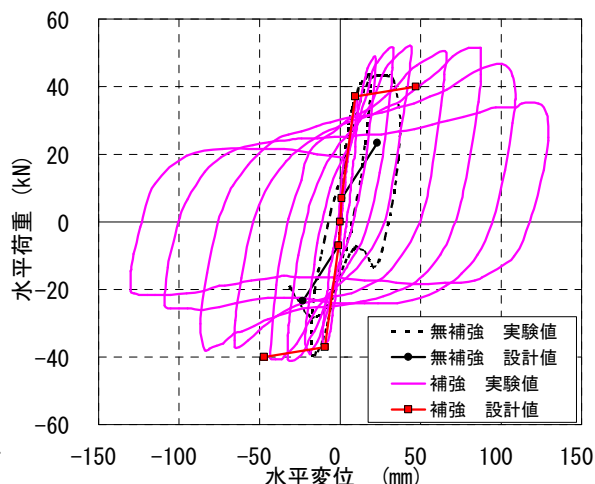


図-4 水平荷重—水平変位関係
表-2 試験結果

供試体	無補強供試体						補強供試体					
水平荷重 (kN)	P _{cr}		P _{y0}		P _u		P _{cr}		P _{y0}		P _u	
	設計	実験	設計	実験	設計	実験	設計	実験	設計	実験	設計	実験
	7.0	10.9	23.4	38.9	25.5	43.5	7.0	7.7	32.3	37.1	42.2	52.1
水平変位 (mm)	δ_{cr}		δ_{y0}		δ_u		δ_{cr}		δ_{y0}		δ_u	
	0.98	0.78	23.1	18.6	-	18.6	0.98	0.69	9.62	10.5	47.2	43.5

*但し無補強供試体の P_{y0} (実験) は A-A 断面鉄筋の降伏荷重



写真-1 無補強 (C-C 断面の破壊)



写真-2 補強 (A-A 断面の破壊)

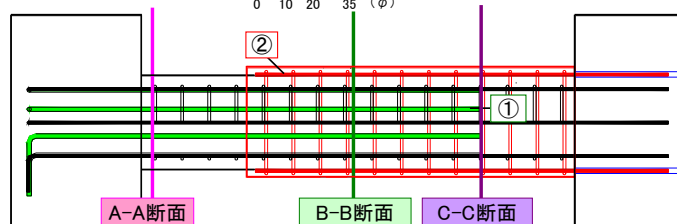
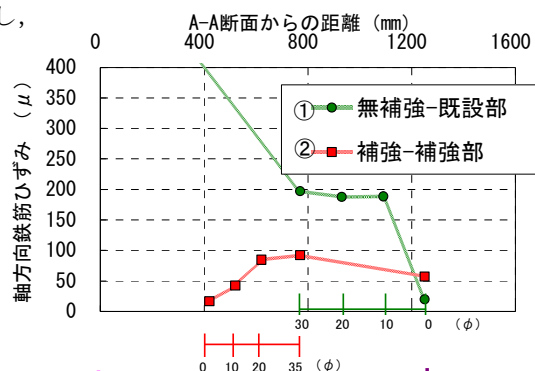


図-5 軸方向鉄筋ひずみ分布