

補修工法がRC橋脚の耐震性能に及ぼす影響に関する一考察

Consideration on the influence of repair methods
for the earthquake resistant ability of RC bridge pier

北海道開発土木研究所
北海道開発土木研究所
克蘭工業大学建設システム工学科
（株）長大 札幌支店

○正員 渡邊 一悟 (Kazunori WATANABE)
正員 畑山 朗 (Akira HATAKEYAMA)
正員 岸 徳光 (Norimitsu KISHI)
正員 長谷川 正 (Tadashi HASEGAWA)

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震では、多くのRC橋脚が甚大なる被害を受けたことから、部材降伏以降の塑性変形性能に着目した地震時保有水平耐力法による設計手法が本格的に導入され、本手法により設計されたRC橋脚の耐震性能は飛躍的に向上している。

しかしながら、本設計手法では、塑性領域における損傷を許容することから、被災後の供用には、機能復旧のための補修を行う必要がある。

著者らは、被災した構造物の残存耐力及び補修効果を定量的に把握することが合理的・経済的な補修につながると考え、損傷したRC橋脚供試体を用いた正負交番載荷試験を行った。

本論文は、このうち、補修工法の違いが補修後の供試体の耐震性能に及ぼす影響に着目し、エポキシ樹脂を用いたひび割れに対する樹脂注入工法、無収縮モルタルを用いた断面修復工法について比較検討を行ったものである。

2. 実験概要

2.1 実験装置

図-1に実験装置概要図を示す。本実験装置は、上部工死荷重に相当する荷重を一定荷重として載荷する鉛直方向ジャッキ、地震時慣性力に相当する水平力を交番載荷する水平方向ジャッキ、RC橋脚供試体、およびそれらを支持する架台で構成されている。

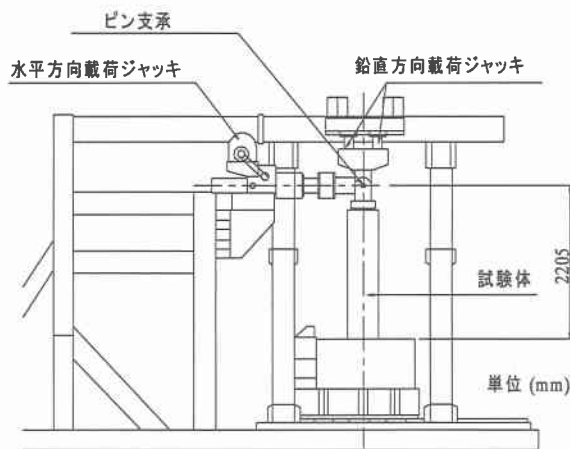


図-1 実験装置概要図

2.2 実験方法

実験は、上部工死荷重に相当する鉛直荷重 150kN を軸力として一定に保持した状態で、水平ジャッキによる水平方向交番載荷を行うことにより実施した。

交番載荷は、軸方向鉄筋の降伏ひずみを材料試験より得られた $1,890\mu$ と設定し、橋脚基部の鉄筋ひずみが降伏ひずみに達した時点の載荷点変位を降伏変位 δ_y 、その時点の荷重を降伏荷重 P_y とし、 $2\delta_y$ 、 $3\delta_y$ ・・・と変位振幅を漸増させて、各変位振幅毎に3回繰り返して載荷する方法とした。

終局変位は、各変位振幅の1回目載荷時における正負いずれかの載荷荷重が降伏荷重 P_y を下回った時点と定義している。

なお、補修を行う供試体については、予備載荷により所定の損傷を与えた後に補修を行い、再度載荷実験を行うものとした。予備載荷の段階で、主鉄筋ひずみゲージが使用不可能となることから、補修供試体の繰り返し載荷の基準変位は、基準供試体の降伏変位 δ_y を用いるものとした。

2.3 実験供試体

供試体は、道路橋で一般的に見られる壁式RC橋脚を想定し、実橋脚の1/4程度の規模のものを用いた。図-2に供試体の形状・配筋概要図を示す。

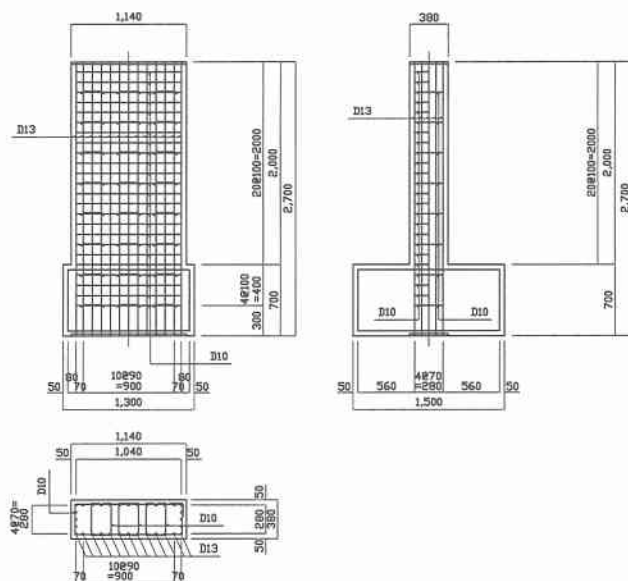


図-2 供試体形状・配筋概要図

表－１ 供試体一覧表

試験体	予備荷重 (δy)	補修工法
2.0-N	—	—
2.0-R-5	5	樹脂注入 (エポキシ樹脂)
2.0-M-5	5	断面修復 (無収縮モルタル)

表－２ 補修材料物性値一覧表

材料名	圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
エポキシ樹脂	60.0 以上	30.0 以上
無収縮モルタル	32.6 (材令 3 日)	—

試験体形状は、躯体高 2.0m、断面寸法 $0.38 \times 1.14\text{m}$ の長方形断面（辺長比 1:3）であり、引張主鉄筋比は $P_t=0.45\%$ 、横拘束筋の体積比は $\rho_s=0.2\%$ である。

実験時のコンクリートの平均圧縮強度は $f'_c=31.5\text{MPa}$ 、平均弾性係数は 3.18GPa 、鉄筋は SD345 材を用い、その平均降伏点強度は 389MPa であった。

補修を行う供試体は、かぶりコンクリートが膨らみ出す前の状態を想定し、基準供試体の荷重実験結果より、 $5\delta y$ まで予備荷重を実施するものとした。

比較を行う供試体は、予備荷重後に発生したひび割れに柱基部～300mm 区間においてエポキシ樹脂注入を行った 2.0-R-5 供試体と、柱基部～300mm 部分のかぶりコンクリートを除去し、無収縮モルタルにて断面修復を行った 2.0-M-5 供試体、基準供試体となる無補修の 2.0-N 供試体の 3 体である。使用供試体の一覧を表－１に示す。なお、供試体名の第 1 項は供試体高、第 2 項は補修の有無（N：無補修、R：樹脂注入、M：モルタル断面修復）、第 3 項は予備荷重変位振幅（ $\delta/\delta y$ ）を示す。

補修に用いた材料の物性値を表－２に示す。（エポキシ樹脂については、規格値を示す）

３．実験結果および考察

３．１ 荷重－変位関係

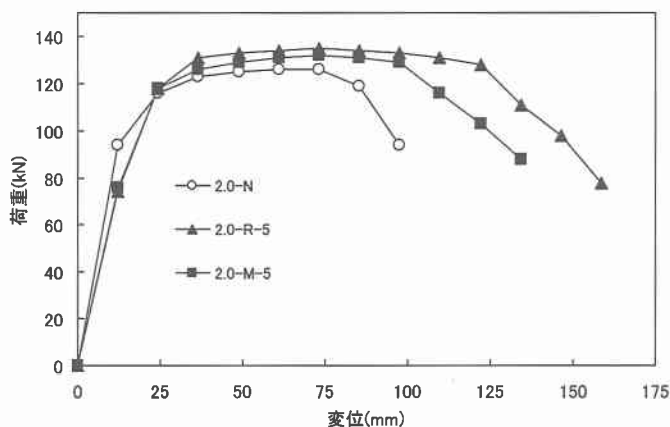
表－３に実験結果の一覧表を、図－３に荷重－変位関係の包絡線（繰返し荷重 1 回目、押引平均）を示す。表中の δy 、 P_y は降伏時の荷重点変位、荷重点荷重を、 P_a は荷重荷重の最大値（押引平均）を、 δu は終局時の変位を示している。

表より、補修を施した供試体の降伏変位時荷重 P_y は、基準供試体の 78～80% と低い値を示していることがわかる。これは、2.0-R-5 供試体では、予備荷重後の徐荷により注入不可能な微細なひび割れが残留しているため、また、2.0-M-5 供試体では、断面修復部以外のひび割れの補修は行っていないことにより、図－４に示すように、ひび割れ発生までの初期剛性部分が欠落していることによると考えられる。

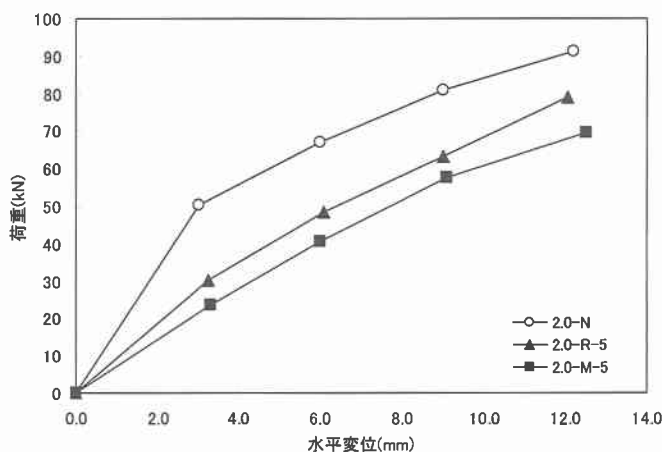
なお、図－５に示すように、2.0-R-5 供試体、2.0-M-5

表－３ 実験結果一覧表

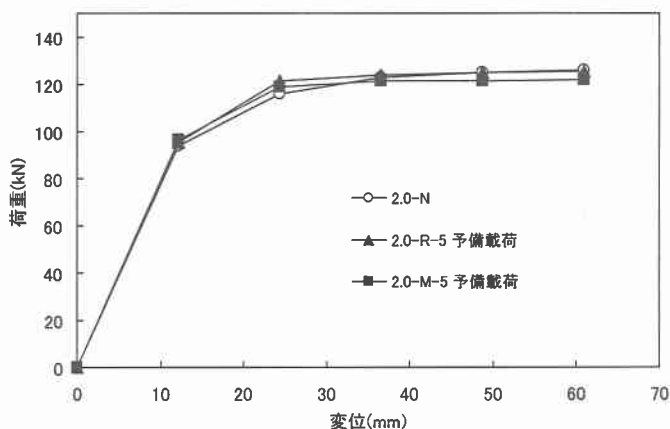
試験体	変位 (mm)		荷重 (kN)		塑性率 $\delta y/\delta u$
	δy	δu	P_y	P_a	
2.0-N	12.2	97.6	94	126	8
2.0-R-5	12.2	158.6	74	134	13
2.0-M-5	12.2	134.2	76	132	11



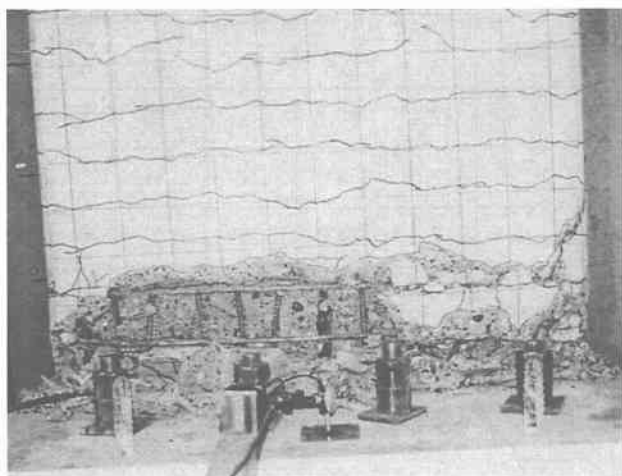
図－３ 荷重－変位関係包絡線



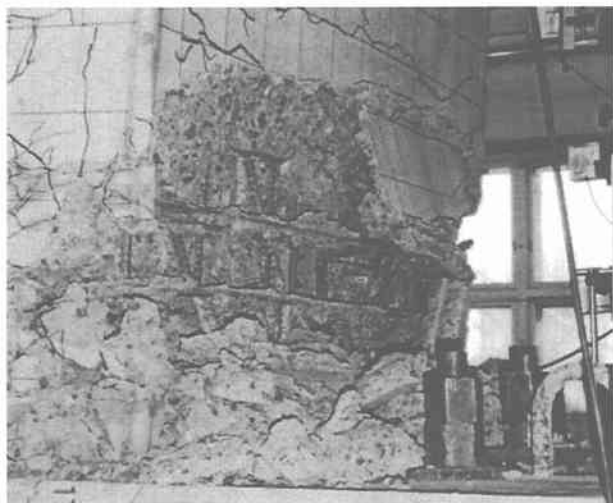
図－４ 荷重－変位包絡線
(1 ループ目押し Max まで)



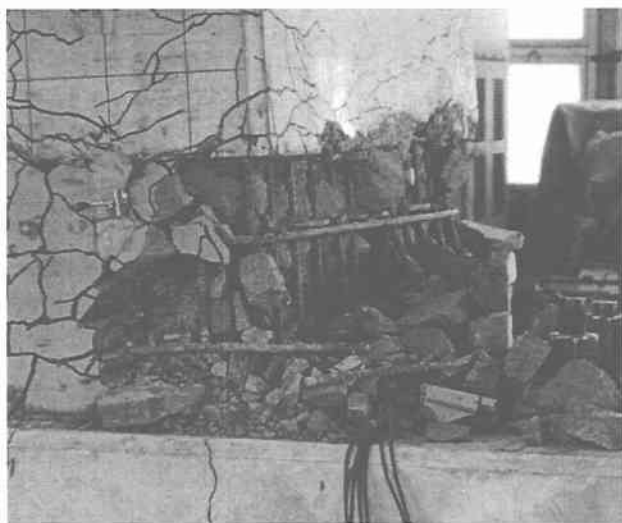
図－５ 荷重－変位包絡線
(予備荷重時)



(a) 2.0-N 供試体



(b) 2.0-R-5 供試体



(c) 2.0-M-5 供試体

写真－1 供試体損傷状況

供試体の予備載荷時の荷重－変位関係は、降伏変位時荷重、最大荷重ともに、基準供試体とほぼ等しい傾向を示している。

2 δy 載荷以降の荷重は、2.0-R-5 供試体、2.0-M-5 供試体ともに補修前の荷重を上回っており、最大荷重は 2.0-N 供試体と比較して 2.0-R-5 供試体で 6.3%、2.0-M-5 供試体で 4.8% 増加していることから、かぶりコンクリートが剥離する前の段階で補修を行えば、補修前の耐力を回復可能であるという結果が得られた。

また、終局変位は 2.0-N 供試体が 97.6mm (8 δy) であるのに対して、2.0-R-5 供試体では 158.6mm (13 δy)、2.0-M-5 供試体では 134.2mm (11 δy) を示し、基準供試体より大きな靱性能を示す結果が得られた。

3. 2 供試体損傷状況

基準供試体である 2.0-N 供試体の損傷形態は、1 δy 載荷時に高さ方向に 100mm 程度の間隔で水平ひび割れが発生した。3 δy 載荷以降では柱基部のみに損傷が集中し、5 δy 載荷時には基部付近のかぶりコンクリートに部分的な剥離が見られた。その後、6 δy から 7 δy 載荷にかけて、かぶりコンクリートが剥落し、8 δy 載荷時に主鉄筋が破断することで荷重が低下し、終局状態に至った。

かぶりコンクリートの剥落は、基部から 200mm 程度の区間で生じている。

予備載荷後にエポキシ樹脂注入を行った 2.0-R-5 供試体は、2.0-N 供試体が終局に至った 8 δy 載荷時にはかぶりコンクリートの剥離等は見られず、健全な状態を保持していた。その後、9 δy 載荷時にかぶりコンクリートの膨らみ出しが見られたものの、エポキシ樹脂が結合剤として、かぶりコンクリートの剥離を防止し、膨らみが大きくなった段階においてもかぶりコンクリートの剥離が生じない特徴的な損傷形態を示した。12 δy 、13 δy 載荷では、主鉄筋が破断することで荷重が低下し、終局状態に至った。かぶりコンクリートの剥落は、基部から 500mm 程度の区間で生じており、他の供試体と比較して広範囲に渡っていることがわかる。

予備載荷後に無収縮モルタルにて断面修復を行った 2.0-M-5 供試体は、6 δy 載荷時に、断面修復部と既設部との境界のひび割れ幅が広がり、2.0-N 供試体が終局に至った 8 δy 載荷時に断面修復部のかぶりコンクリートに膨らみ出しが生じ、9 δy 載荷時に広い範囲で剥落した。その後の載荷で徐々に荷重が低下し、11 δy で終局に至った。

かぶりコンクリートの剥落は、基部から 300mm の断面修復を行った範囲であり、剥落部と既設コンクリート部の境界が明確であることから、補修材料と既設コンクリートとの付着性能が補修後の靱性能に大きな影響を与えていると考えられる。

これらの結果より、補修後の供試体の損傷特性としては、かぶりコンクリートの膨らみ出し発生以前は、補修前と同様の傾向を示すが、膨らみ出し発生以降は、補修材料の違いが大きく現れることがわかる。

なお、2.0-R-5、2.0-M-5 供試体の予備載荷 (5 δy) 時点の損傷は、2.0-N 供試体の損傷とほぼ一致している。

写真－1 に各供試体の実験終了時の破壊性状を示す。

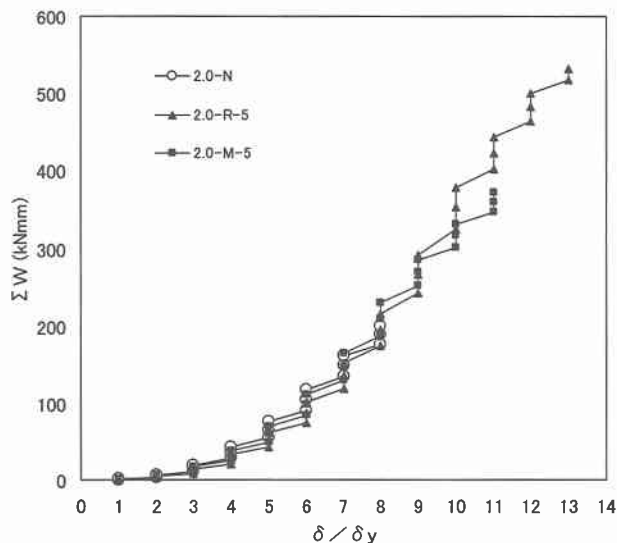


図-6 履歴吸収エネルギー量

3.3 履歴吸収エネルギー量

図-6に、各供試体の終局変位までの履歴吸収エネルギーの累積値と水平変位との関係を示す。履歴吸収エネルギー量は、各変位振幅 (δ/δ_y) における荷重-変位関係より算出している。

図より、2.0-N 供試体が終局となる $8\delta_y$ 時点での履歴吸収エネルギー量の累積値は、2.0-N 供試体が 200.2kNmm であるのに対して、補修を施した供試体では、2.0-R-5 供試体が 216.0kNmm、2.0-M-5 供試体が 230.1kNmm と、ほぼ等しい値を示している。

また、各供試体の終局時における履歴吸収エネルギー量の累積値は、2.0-R-5 供試体が 531.8kNmm ($13\delta_y$)、2.0-M-5 供試体が 371.7kNmm となり、基準供試体と比較して 1.8～2.3 倍程度と、非常に大きなエネルギー吸収能力を有していることがわかる。

3.4 水平変位分布

図-7に、各供試体の終局時 (2.0-N: $8\delta_y$ 、2.0-R-5: $13\delta_y$ 、2.0-M-5: $11\delta_y$) における、各供試体の水平変位の高さ方向分布を示す。

なお、水平変位は、載荷点位置および供試体の側面に基部から高さ方向に 250mm ピッチで設置したワイヤー式変位計にて計測を行っている。

図より、2.0-N 供試体では、基部～250mm の区間に変形が集中していることがわかる。

それに対して、2.0-M-5、2.0-R-5 供試体では、基部断面～250mm の区間の変形に加え、250mm～500mm の区間においても変形が生じている。これは、基部～300mm 区間において補修を行ったことから、損傷範囲が上方に拡大したことによると考えられ、終局時におけるかぶりコンクリート剥落範囲が上方に拡大する傾向と一致する結果となった。

また、基部断面における変形量は、各供試体ともにほぼ等しい値を示している。

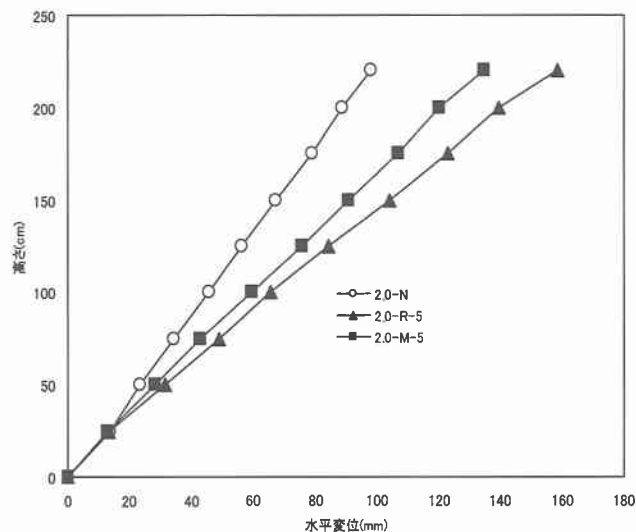


図-7 水平変位の高さ方向分布 (終局時)

4. まとめ

損傷したRC橋脚の補修工法・補修材料の違いが補修後の供試体の耐震性能に及ぼす影響に着目し、エポキシ樹脂を用いたひび割れに対する樹脂注入工法、無収縮モルタルを用いた断面修復工法について比較検討を行った。

本研究により得られた結果を以下に示す。

- (1) かぶりコンクリートの剥離が生じない程度に損傷したRC橋脚に対して、エポキシ樹脂注入工法、無収縮モルタル断面修復工法を用いて補修を行うことで、変形性能は補修前以上に回復する。また、水平荷重についても $2\delta_y$ 載荷以降では補修前以上の値を示す。
- (2) 降伏変位時の荷重は、補修前と比較して低下し、78～80%程度の値を示す。
- (3) 終局までの履歴吸収エネルギーの累積値は、補修前と比較してエポキシ樹脂注入で 2.3 倍、無収縮モルタル断面修復で 1.8 倍と、大きなエネルギー吸収能力を示す。
- (4) エポキシ樹脂注入を行った場合、かぶりコンクリートの膨らみ出しが生じた後に、剥離が生じにくい破壊形態を示す。
- (5) 無収縮モルタル断面修復を行った場合、断面修復部と既設コンクリート部の付着能力が、補修供試体の変形性能に影響を与えと考えられる。
- (6) 補修材料による損傷形態の違いは、かぶりコンクリート膨らみ出し以降、顕著に現れる。

以上より、かぶりコンクリートの剥離が生じない程度の損傷範囲内では、エポキシ樹脂注入および無収縮モルタル断面修復によって補修を行った場合、補修前と同程度以上の耐震性能を確保できると考えられる。