

エポキシ樹脂注入工法により補修したRC橋脚の耐震性能に関する一考察

渡邊 一悟¹・池田 憲二²・岸 徳光³・長谷川 正⁴

¹正会員 北海道開発土木研究所 構造研究室（〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目）

²正会員 北海道開発土木研究所 構造研究室（〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目）

³フェロー 室蘭工業大学 建設システム工学科（〒050-8585 室蘭市水元町27-1）

⁴正会員 佛長大 札幌支店 技術部門（〒062-0031 札幌市中央区北1条東2丁目5番3）

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震において、多くのRC橋脚が甚大なる被害を受けたことを教訓に、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、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回復のための補修を行う必要がある。

本研究では、水平交番载荷により塑性領域に達する損傷を与えたRC橋脚供試体に対して、ひび割れ部へのエポキシ樹脂注入補修を施し、補修完了後に再度载荷を行う手法で、補修したRC橋脚の耐震性能に関する検討を行った。

2. 実験概要

2.1 実験方法

本研究では、道路橋で一般的に見られるRC壁式橋脚を検討対象とした。実験では、実構造物に極力近い条件を再現するため、上部工死荷重に相当する鉛直軸力を一定に保持した状態で水平方向正負交番载荷を行っている。

交番载荷は、橋脚基部の鉄筋ひずみが材料試験より得られた降伏ひずみに達した時点の载荷点変位を降伏変位 δ_y 、その時点の水平方向荷重を降伏荷重 P_y とし、変位振幅を $2\delta_y$ 、 $3\delta_y$ ・・・と終局に至るまで漸増させることにより行っている。なお、同一振幅に対する繰り返し载荷回数は3回としている。

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

なお、ひび割れ部にエポキシ樹脂注入して補修を行う供試体の実験に関しては、予備载荷により所定の損傷を与えた後に補修を行い、再度载荷実験を行うもの

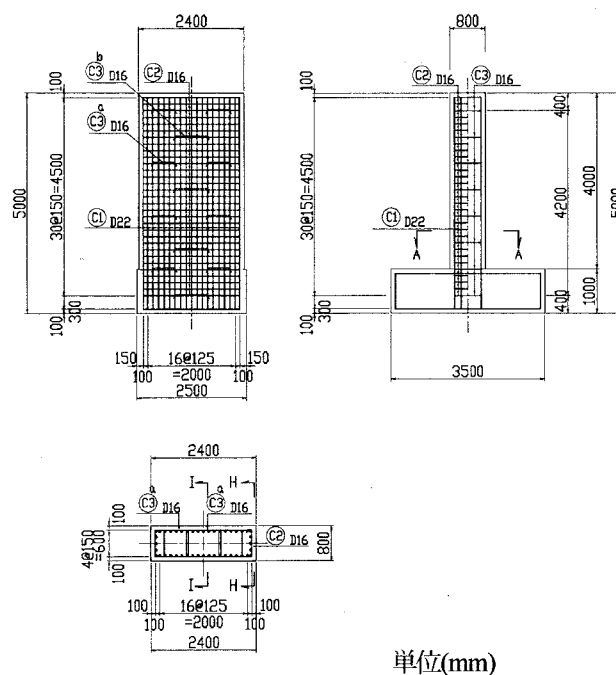
とした。予備载荷の段階で主鉄筋ひずみゲージが使用不可能となることから、補修供試体の繰り返し载荷時における基準変位は、基準供試体の降伏変位 δ_y を用いることとした。

2.2 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、実橋脚に極力近い規模のものを用いるものとした。

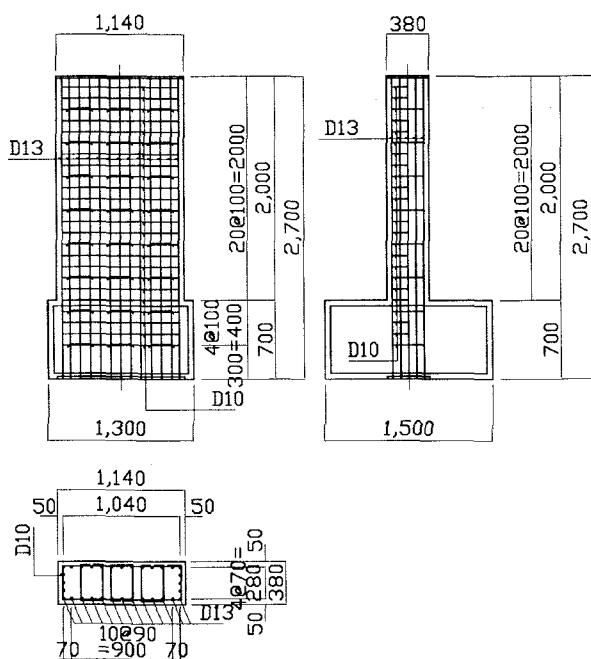
供試体規模は、橋脚高4.0m及び2.0mの2種類とした。断面寸法比は共に1:3とし、主鉄筋比、横拘束筋体積比等は、同程度になるように設計を行った。かぶりコンクリート厚は、 $h=4.0$ mの供試体が10cm、 $h=2.0$ mの供試体が5cmである。

図-1及び図-2に供試体概要図を示す。



単位(mm)

図-1 供試体概要図（ $h=4.0$ m）



単位(mm)

図-2 供試体概要図 (h=2.0m)

表-1 供試体一覧表

供試体名	躯体高 (m)	断面寸法 (m)	引張主鉄筋比 (%)
4.0-N	4.0	0.80×2.40	0.38
4.0-R-4	4.0	0.80×2.40	0.38
2.0-N	2.0	0.38×1.14	0.45
2.0-R-3	2.0	0.38×1.14	0.45
2.0-R-5	2.0	0.38×1.14	0.45
供試体名	横拘束筋 体積比(%)	予備載荷 (δy)	樹脂注入量 (cc)
4.0-N	0.24	—	—
4.0-R-4	0.24	4	12,333
2.0-N	0.20	—	—
2.0-R-3	0.20	3	845
2.0-R-5	0.20	5	2,460

本研究では、ひび割れ幅が0.5mm程度まで進展した状態から、かぶりコンクリートが膨らみ出す手前までの状態に対する補修後の耐震性能を検討するために、予備載荷を3 δy 、4 δy 、5 δy までの3段階設定した。ひび割れの補修は、前述のようにエポキシ樹脂注入に行っている。

使用した供試体の一覧を表-2に示す。なお、供試体名の第1項は供試体高(m)、第2項は補修の有無(N:無補修、R:エポキシ樹脂注入)、第3項は予備載荷変位振幅($\delta/\delta y$)を示す。

使用材料は、コンクリートが呼び強度24MPaの普通コンクリート、鉄筋がSD345材である。使用材料の物性値を表-2に示す。

表-2 使用材料物性値一覧表

供試体名	鉄筋降伏 ひずみ(μ)	コンクリート圧縮強度 (MPa)
4.0-N	1,920	26.2
4.0-R-4		31.1
2.0-N	1,890	31.5
2.0-R-3		
2.0-R-5		

表-3 実験結果一覧表

供試体名	変位(mm)		荷重(kN)		終局塑性率 $\delta u/\delta y$
	δy	δu	P_y	P_a	
4.0-N	22.5	202.5	431	606	9
4.0-R-4	22.5	270.0	316	662	12
2.0-N	12.2	97.6	94	126	8
2.0-R-3	12.2	134.2	76	131	11
2.0-R-5	12.2	158.6	74	132	13

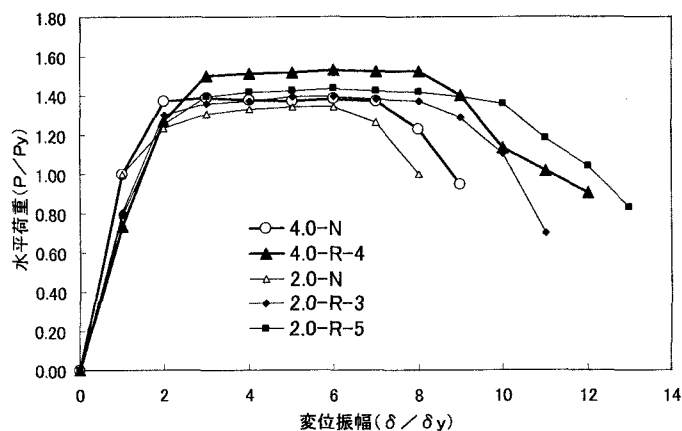


図-3 荷重-変位関係包絡線

3. 実験結果

3. 1 荷重-変位関係

表-3には実験結果を一覧表にして示している。表中の δy 、 P_y は降伏時の載荷点変位、載荷点荷重を、 P_a は載荷荷重の最大値を、 δu は終局時の変位を示している。

また、図-3には降伏荷重 P_y および降伏変位 δy で無次元化した1サイクル目の荷重-変位関係の包絡線を示している。

図および表より、補修を施した供試体の降伏変位時荷重は基準供試体の73~81%と低い値を示している。しかしながら、4.0-R-4供試体は3 δy 載荷以降、2.0-R-3、2.0-R-5供試体は2 δy 載荷以降の荷重が補修前の荷重を上回っており、最大荷重 P_a も5~9%増加していることが分かる。

また、終局変位 δu を降伏変位 δy で除して評価する終局塑性率は、基準となる4.0-N供試体が9、2.0-N供試体が8であるのに対して、補修を施した供試体は、4.0-R-4供試体が12、2.0-R-3供試体が11、2.0-R-5

供試体が 13 を示しており、補修前と比較して大きな靱性を示していることが分かる。

3. 2 供試体損傷状況

写真－1 には、各供試体の実験終了時における橋脚基部の損傷状態を示している。以下に、各供試体の各載荷レベルにおける損傷状況を概説する。

(1) 4.0-N 供試体

$h=4.0\text{m}$ の基準供試体である 4.0-N 供試体は、 $1\delta y$ 載荷時に高さ方向に 200～300mm 程度の間隔で水平ひび割れが発生した。その後、 $4\delta y$ 載荷までは水平ひび割れが増加、進展し、 $5\delta y$ 載荷時に斜めひび割れに移行した。

$6\delta y$ 載荷時には圧縮側の基部においてかぶりコンクリートの小片剥離が目立つようになり、 $7\delta y$ 載荷時にはかぶりコンクリートが広範囲で膨らみ出した。

$8\delta y$ 載荷時にはかぶりコンクリートが広範囲で剥落して急激に荷重が低下し、 $9\delta y$ 載荷時に荷重が P_y を下回り終局に至った。なお、かぶりコンクリートの剥落は基部から高さ 800mm 程度の範囲で生じた。

(2) 4.0-R-4 供試体

予備載荷 ($4\delta y$) 終了時の損傷は、高さ方向に 250mm 程度の間隔で水平ひび割れが生じている状態であった。

補修後の載荷における損傷は、 $1\delta y\sim 3\delta y$ 載荷にかけて、エポキシ樹脂注入部を避けるように水平ひび割れが発生、進展した。

$4\delta y\sim 7\delta y$ 載荷時には側面部の曲げひび割れが斜めひび割れに移行し、 $8\delta y$ 載荷時にかぶりコンクリートが広範囲で膨らみ出し、 $9\delta y$ 載荷時には基部から高さ 1000mm 程度の範囲でかぶりコンクリートが剥落し、急激に荷重が低下した。

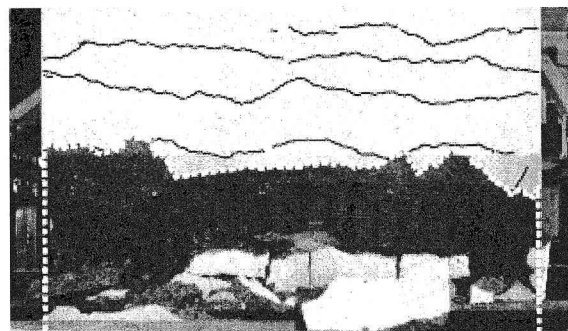
その後の載荷では荷重が徐々に低下し、 $12\delta y$ 載荷時に P_y を下回り終局に至った。

(3) 2.0-N 供試体

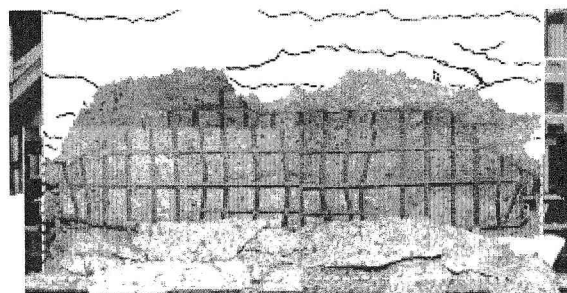
$h=2.0\text{m}$ の基準供試体である 2.0-N 供試体は、 $1\delta y$ 載荷時に高さ方向に 100mm 程度の間隔で水平ひび割れが発生した。その後 $3\delta y$ 載荷までは水平ひび割れが増加、進展している。

$5\delta y$ 載荷時には基部近傍のかぶりコンクリートの膨らみ出しは見られないものの、ハンマーによる打音から、軸方向鉄筋の付着切れによるかぶりコンクリートの浮きを確認できる状態であった。

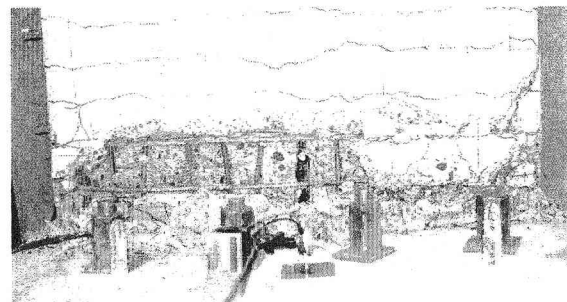
その後、 $6\delta y$ 載荷でかぶりコンクリートが膨らみ出し、 $7\delta y$ 載荷では広い範囲でかぶりコンクリートが剥落した後、 $8\delta y$ 載荷時に主鉄筋が破断することで荷重が低下し、終局状態に至った。かぶりコンクリートの剥落は、基部から高さ 300mm 程度の範囲で生じている。



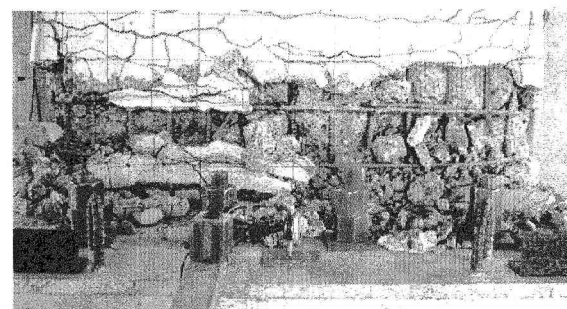
(a) 4.0-N 供試体



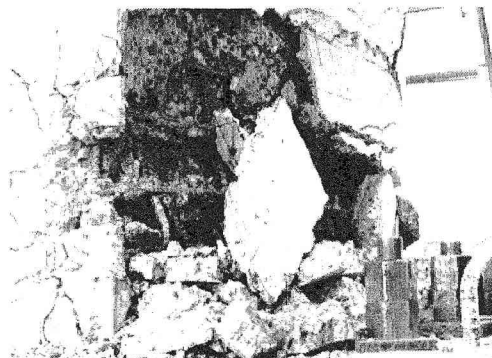
(b) 4.0-R-4 供試体



(c) 2.0-N 供試体



(d) 2.0-R-3 供試体



(e) 2.0-R-5 供試体

写真－1 供試体損傷状況（載荷終了時）

(4) 2.0-R-3 供試体

予備載荷 (3 δy) 終了時の損傷は、高さ方向に 100mm 程度の間隔で水平ひび割れが生じている状態であった。補修後の載荷における損傷は、2.0-N 供試体が終局に至った 8 δy 載荷時までは、かぶりコンクリートの剥離等は確認されていない。その後、9~10 δy 載荷時にかぶりコンクリートが広範囲で剥落し、11 δy 載荷時に複数の主鉄筋の破断により荷重が大幅に低下し、終局に至った。

かぶりコンクリートの剥落は基部から高さ 300mm 程度の範囲で生じている。

(5) 2.0-R-5 供試体

予備載荷 (5 δy) 終了時の損傷は、基部から高さ 300mm 程度の範囲で軸方向鉄筋の付着切れによるかぶりコンクリートの浮きが生じている状態であった。

補修後の載荷における損傷は、8 δy 載荷時までは 2.0-R-3 供試体と同様にかぶりコンクリートの剥離等は確認されていない。

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が、注入したエポキシ樹脂がかぶりコンクリートの剥落を防止し、10 δy 載荷時において膨らみが拡大しながらも、かぶりコンクリートが剥落しない特徴的な損傷形態を示した。かぶりコンクリートの剥落は 11 δy と、他の供試体と比較して耐震性が大きく向上していることが分かる。その後の載荷では複数の主鉄筋が破断し、終局状態に至った。かぶりコンクリートが剥落した範囲は基部から高さ 500mm 程度であった。

3. 3 履歴吸収エネルギー累積値

図-4 には、補修を施した各供試体の履歴吸収エネルギー累積値の各変位振幅毎の推移状況を示している。

履歴吸収エネルギー量は、躯体高 4.0m の供試体と躯体高 2.0m の供試体で大きく異なるため、図中では、補修を施した供試体の履歴吸収エネルギー量を基準供試体の履歴吸収エネルギー量で除した無次元化した値を示している。なお、履歴吸収エネルギー量は、各変位振幅における荷重-変位関係より算出している。

図より、載荷初期の段階では、各供試体とも基準供試体よりも小さな値を示しているが、2.0-R-3、4.0-R-4 供試体では 7 δy 、2.0-R-5 供試体では 8 δy で基準供試体の履歴吸収エネルギー量を上回ることで、予備載荷変位振幅の小さな供試体ほど吸収エネルギー量が大きくなる傾向を示していることが分かる。

4. まとめ

被災後の RC 橋脚に対する合理的な補修技術を確立することを目的として、水平交番載荷により塑性領域

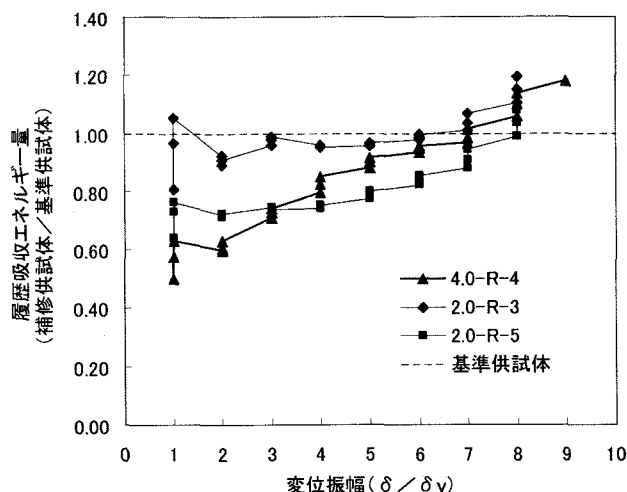


図-4 履歴吸収エネルギー累積値

に達する損傷を与えた RC 橋脚供試体に対して、ひび割れ部へのエポキシ樹脂注入補修を施し再度載荷を行う手法で、補修した RC 橋脚の耐震性に関する検討を行った。本研究により得られた結果を整理すると、以下の通りである。

- (1) 水平ひび割れが卓越した状態から、かぶりコンクリートが剥離する手前の状態の範囲に対してエポキシ樹脂注入補修を行うことで、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 3 δy 載荷以降では補修前以上の値を示す。
- (2) 補修後の載荷では、予備載荷の変位振幅が大きな供試体ほど大きな終局塑性率を示した。これは、予備載荷の変位振幅が大きいほどエポキシ樹脂注入量が多く、かぶりコンクリートの剥離を抑制する効果が発揮されるためと考えられる。
- (3) 載荷初期の荷重は、エポキシ樹脂注入が不可能な微細なひび割れが残留することから、補修前と比較して小さな値を示す。
- (4) 履歴吸収エネルギーの累積値は、載荷初期の段階では基準供試体と比較して小さな値を示すが、基準供試体が終局となる載荷段階では、基準供試体を上回る値を示す。

以上より、水平ひび割れが卓越した状態からかぶりコンクリートが剥離する手前までの状態内で、ひび割れ部へのエポキシ樹脂注入を行うことにより、補修前と同程度以上の耐震性能を確保できることが明らかになった。

参考文献

- 1) 渡邊、畑山、長谷川、岸：エポキシ樹脂注入補修を施した RC 橋脚の耐震性能に関する実験的研究、土木学会第 58 回年次学術講演概要集、V-127、2003。