

# 地震被災後に AFRP シート巻立て補修した RC 橋脚の耐震性能に関する実験的検証

寺澤 貴裕<sup>1</sup>・佐藤 京<sup>2</sup>・畠山 乃<sup>3</sup>・小室 雅人<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 (国研) 土木研究所寒地土木研究所 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目 1-34)  
E-mail: terasawa-t22ab@ceri.go.jp

<sup>2</sup>正会員 (国研) 土木研究所寒地土木研究所 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目 1-34)  
E-mail: taka4@ceri.go.jp

<sup>3</sup>正会員 (国研) 土木研究所寒地土木研究所 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目 1-34)  
E-mail: hatakeyama-o82ac@ceri.go.jp

<sup>4</sup>正会員 室蘭工業大学教授 大学院工学研究科もの創造系領域 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)  
E-mail: komuro@mmm.muroran-it.ac.jp

本研究では、地震により基部に損傷が生じた RC 橋脚の復旧対策として、アラミド繊維シートによる巻立てが行われた場合の補修後の RC 橋脚の耐震性能に関する評価を目的として、RC 橋脚模型試験体に対して正負交番載荷実験を実施した。ここでは、地震による被災を想定した損傷として、限界状態 2 に達しない損傷を正負交番載荷によって与え、その後ひび割れ注入およびアラミド繊維シートによる巻立てを施した後に、再び正負交番載荷を行うことで、補修後の RC 橋脚の耐震性能に関する評価を行った。その結果、本試験体の仕様では、被災損傷後の巻立てによる補修においても、RC 橋脚の耐震補強における照査基準となる H14 道示の耐震性能が確保できることを確認した。

**Key Words:** reinforced concrete bridge piers, repair after damage, aramid fiber reinforced plastic sheet, toughness reinforcement, seismic performance

## 1. はじめに

道路橋震災対策便覧(震災復旧編)では、被災した橋梁の応急復旧のための被災度判定資料として、鉄筋コンクリート橋脚(以下、RC 橋脚)の場合については、既往の被災の特徴および模型実験の結果から、損傷発生部位および損傷要因毎にコンクリートのひび割れや剥離などの観察可能な損傷から被災度分類を行い、その時の残留強度および残留変形性能が被災度判定表として整理されている。また、応急復旧後の本復旧工法については、震災復旧実施例を参考に被災度毎の復旧工法および復旧設計に用いる被災橋脚の材料特性が示されている。これによると、RC 橋脚基部に損傷が生じた場合で、損傷程度が大きく橋脚の撤去・再構築が選択肢となる被災度以外では、RC や鋼板、連続繊維による巻立て、樹脂注入が復旧工法として挙げられている(図-1)。しかしながら、これらの工法を適用した橋脚の復旧後の耐震性能を評価する手法は確立されていないのが現状である。

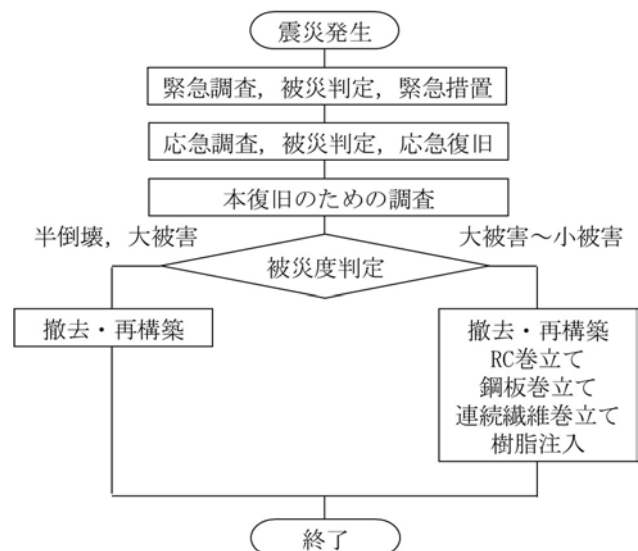


図-1 本復旧工法の選定フロー (文献 1) を参考に著者が作成

その一方で、現行の耐震性能<sup>2)</sup>を満たさず、巻立てによるじん性補強が必要とされる RC 橋脚が、耐震補強を施す前に地震によって基部に損傷が生じ、その対策として巻立て復旧が行われた場合には、損傷の程度によっては本来必要とされた耐震補強と同様の効果が期待され、復旧後においても既設 RC 橋脚の耐震補強における照査基準<sup>3) 4)</sup>となる平成 14 年改訂の道路橋示方書 V 耐震設計編<sup>5)</sup> (以降、H14 道示) の耐震性能を満たす場合もあると考えられる。

以上の背景を踏まえ、本論文では、地震により基部に損傷が生じた RC 橋脚の復旧対策として、アラミド繊維シート (以下、AFRP シート) による巻立てが行われた場合の復旧後の橋脚の耐震性能評価手法を確立するための基礎資料を得ることを目的として、RC 橋脚模型試験体に対して正負交番荷重実験を実施した。ここでは、地震による被災を想定した損傷として、限界状態 2 に達しない損傷を正負交番荷重によって与え、その後ひび割れ注入および AFRP シートによる巻立てを施した後に、再び正負交番荷重を行うことで、補修後の RC 橋脚の耐震性能に関する評価を行ったので報告する。

## 2. 実験概要

### (1) RC 橋脚模型試験体

試験体は、異形鉄筋を用いた RC 橋脚で、かつ地震時保有水平耐力法や現行の設計水平震度が導入される以前の昭和 55 年改訂の道路橋示方書を適用して設計された連続橋の固定橋脚を想定して試設計を行い、試験装置の能力を考慮して 1/4 スケールとした柱部断面が正方形の縮小 RC 橋脚模型である。試験体は、同じ配筋、配合のものを 2 体同時に製作し、図-2 に示しているように、1 体は終局までの正負交番荷重を行い変形性能の確認、限界状態の評価を行う試験体 (以下、基準試験体)、もう 1 体は基準試験体の限界状態の評価を基に、地震による被災を想定した損傷として、限界状態 2 に達しない損傷を 1 回目の正負交番荷重 (以下、荷重 1 回目) によって与え、その後ひび割れ注入およびアラミド繊維シート (以下、AFRP シート) による巻立てを施した後に、再び正負交番荷重 (以下、荷重 2 回目) を行うことで、補修後の耐震性能を評価を行う試験体 (以下、補修試験体) とした。

表-1 には、試験体の諸元、表-2 には、試験体の地震時保有水平耐力の照査結果、図-3 には、柱断面、柱正面に対する試験体の配筋図をそれぞれ示している。試験体の配筋は、文献 3) に基づき、H14 道示<sup>5)</sup>の地震時保有水平耐力法 (以下、H14 道示保耐法) により、曲げ破壊型で水平耐力の照査を満たさず、すなわち耐震補強において

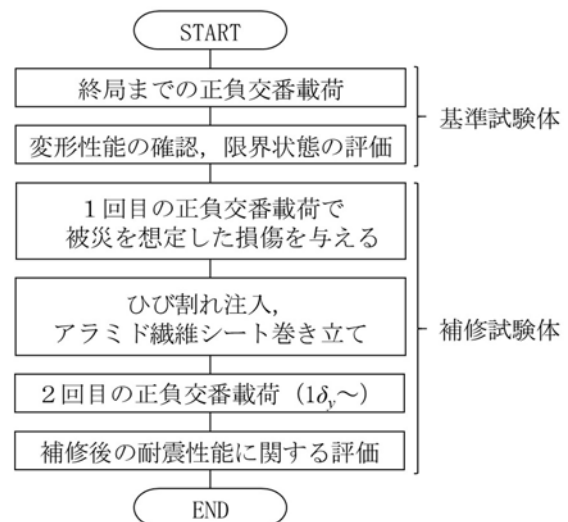


図-2 実験フロー図

表-1 試験体諸元

	基準試験体	補修試験体
試験体寸法		
柱部断面寸法	600×600 mm	
柱部高さ	1,800 mm	
鉄筋		
軸方向鉄筋	32-D13 ctc 65mm	
軸方向鉄筋比	1.13 %	
帯鉄筋	D10 ctc 150 mm	
横拘束筋体積比	0.37 %	
アラミド繊維シート		
層数	—	1 層
目付量	—	350 g/m <sup>2</sup>
設計厚	—	0.252 mm
巻き立て高さ	—	1,200 mm
体積比	—	0.17 %

表-2 試験体の地震時保有水平耐力の照査結果

	基準試験体	補修試験体
耐力, 水平変位 (レベル 2 タイプ II)		
終局水平耐力 $P_u$	198.27 kN	218.40 kN
せん断耐力 $P_{d0}$	299.71 kN	299.71 kN
せん断耐力 $P_s$	271.72 kN	271.72 kN
破壊形態	曲げ破壊	曲げ破壊
地震時保有水平耐力 $P_a$	198.27 kN	218.40 kN
$k_{fc}W$	363.06 kN	191.73 kN
水平耐力判定	$k_{fc}W > P_a$ NG	$k_{fc}W < P_a$ OK
残留変位 $\delta_R$	16.87	15.43
許容残留変位 $\delta_{Ra}$	21.05	21.05
残留変位判定	OK	OK

$k_{fc}$ : レベル 2 地震動の設計水平震度,  $W$ : 等価重量

巻立てによるじん性補強が必要とされるように試設計を行い決定した。

写真-1には、補修試験体に対し、荷重1回目により柱基部に損傷を与えた後に行ったひび割れ注入の状況を示している。ひび割れ注入は、幅0.2mm以上ひび割れに対し、低粘度のエポキシ樹脂を低圧で注入した。写真-2には、AFRPシートによる巻立てを施した補修試験体を示している。AFRPシートは、文献6)を参考に高強度型のアラミド2繊維を用いた。シート量は、「アラミド繊維シートによる鉄筋コンクリート橋脚の補強工法設計・施工要領(案)」（以降、要領(案)）におけるシートの拘束効果を考慮したコンクリートの応力ひずみ関係を用いて、H14道示保耐法により、水平耐力および残留変位の基準を満たすように設計した。シートの目付量は350g/m<sup>2</sup>、層数は1層である。シートを巻立てた範囲は、H14道示に示されている塑性化を考慮する領域を参考に、塑性ヒンジ長の4倍程度となる柱基部から高さ1,200mmまでとし、幅500mmのシートを柱周方向に巻立てた。シート巻立ては、下地処理としてコンクリート表面のサンダーケレンおよび面取りを施し、エポキシ系プライマーを塗布して指触硬化状態を確認した後、エポキシ系含浸接着樹脂を用いてAFRPシートを接着した。周方向ラ

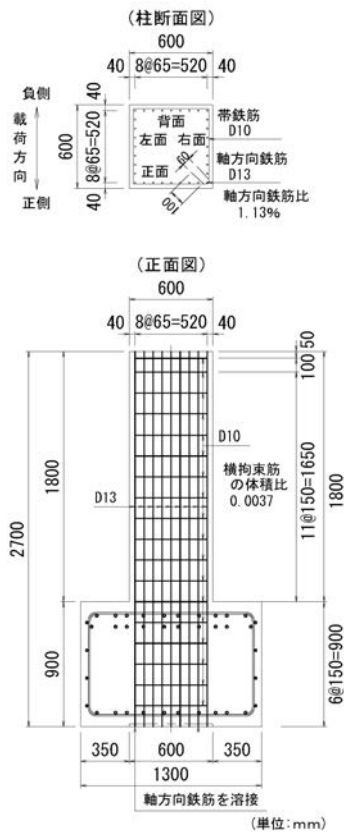


図3 試験体配筋図



写真-1 ひび割れ注入状況



写真-2 AFRPシート巻立て後の補修試験体

ップ長は200mmとし、試験体の左面および右面の交互にラップ位置を設けた。なお、左面、右面は、図-3および図-4に示したように荷重方向に平行する面である。

## (2) 正負交番荷重実験方法

図-4には、試験体のセットアップ図を示している。試験体はフーチングを床に固定し、柱天端に設置したピン支承の中心部（柱基部から2,105mm、せん断スパン比3.8）に水平ジャッキを用いて交番荷重を荷重した。上部工重量相当の鉛直荷重は、360kN（応力換算で1.0N/mm<sup>2</sup>）であり、柱天端に設置したピン支承を介して油圧サーボにより荷重し、正負交番荷重中は一定に保つように制御した。正負交番荷重は変位制御に基づいて行った。まず最初に柱基部の軸方向鉄筋ひずみが材料試験から得られた降伏ひずみの50%に達する水平変位を1サイクル荷重して柱基部のコンクリートにひび割れを導入した。次いで、柱基部の軸方向鉄筋ひずみが降伏ひずみに達した時点の水平変位を基準変位 $\delta_b$ とし、その $\delta_b$ の正負の整数倍に変位振幅を段階的に増し（ $\pm 1\delta_b$ ,  $\pm 2\delta_b$ , ...），正負の同一変位を1荷重サイクル、その繰り返し回数3回を1変位ステップとした正負交番荷重を実施した。基準試験体の基準変位 $\delta_b$ は10.5mmであり、補修試験体についても同じ基準変位とした。

補修試験体は、(1)にて述べたとおり、地震による被災を想定した損傷を正負交番荷重によって与え、その後ひび割れ注入およびAFRPシート巻立てを施した後に、再び正負交番荷重を行うことで、補修後の耐震性能の評価を行う試験体である。そのため、荷重1回目の後に、ひび割れ注入およびAFRPシート巻立てを施した後、再び荷重2回目として、 $1\delta_b$ からの正負交番荷重を実施した。

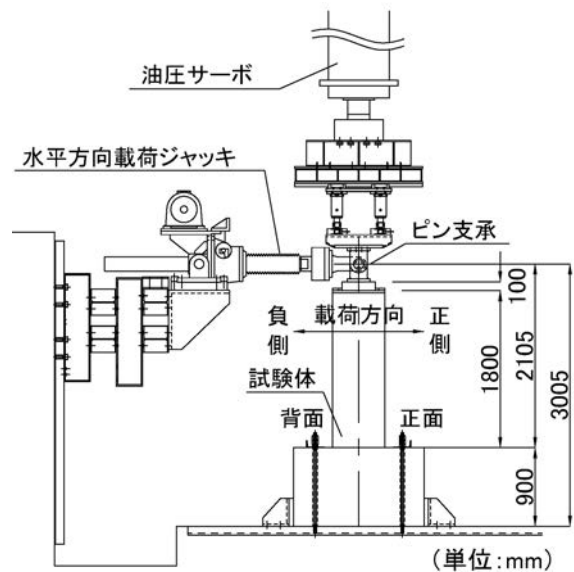


図4 試験体セットアップ図

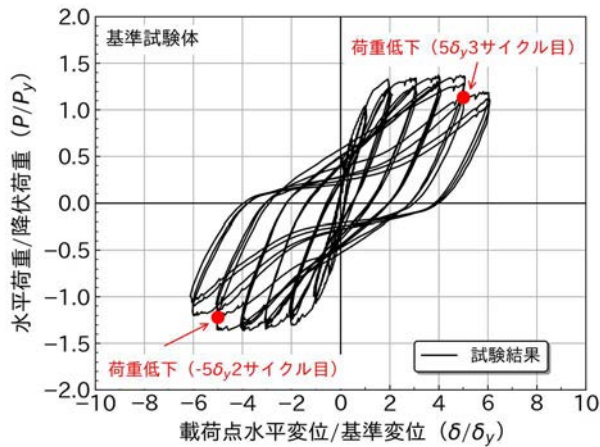


図-5 水平荷重—載荷点水平変位関係 (基準試験体)

なお、後述する基準試験体の限界状態の評価の結果より、補修試験体の載荷 1 回目は、変位ステップ  $3\delta_y$  までとした。

### (3) 計測方法

本実験における計測項目は、載荷点の水平変位  $\delta$  と水平荷重  $P$ 、軸方向鉄筋、帯鉄筋および AFRP シートのひずみである。計測したデータは、データ収録器を用いてサンプリング周波数を 10Hz として収録した。

## 3. 実験結果および考察

### (1) 基準試験体の耐震性能

#### a) 荷重変位関係

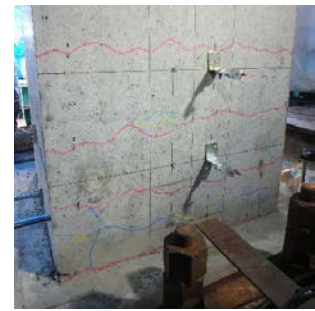
図-5 には、基準試験体の正負交番載荷実験における水平荷重  $P$ —載荷点水平変位  $\delta$  の関係を示している。なお  $P$  および  $\delta$  は、柱基部の軸方向鉄筋の降伏荷重 ( $P_y=183.5$  kN) および基準変位 ( $\delta_y=10.5$  mm) により無次元化して示している。本試験体の場合は、変位ステップ  $3\delta_y$  で橋脚が降伏し、水平荷重の増加が小さくなっていることが確認できる。また、変位ステップ  $5\delta_y$  の負側載荷 2 サイクル目、正側載荷 3 サイクル目において、水平荷重が前の載荷サイクルの水平荷重よりも 1 割程度低下した (図中、●印)。また、次の変位ステップ  $6\delta_y$  では、正側、負側の載荷 1 サイクル目の水平荷重は、変位ステップの  $5\delta_y$  のそれと比較して 1 割以上低下した。よって、水平変位  $6\delta_y$  を水平荷重の低下が顕著になった点と評価した。

#### b) 損傷状況

写真-3 には、基準試験体の変位ステップ  $4\delta_y$  終了後 (写真 (a), (b)) および水平荷重が低下した変位ステップ  $5\delta_y$  終了後 (写真 (c), (d)) の試験体柱基部の正面、背面の損傷状況を示している。なお、正面、背面は、図-3



(a)  $4\delta_y$  正面



(b)  $4\delta_y$  背面



(c)  $5\delta_y$  正面



(d)  $5\delta_y$  背面

写真-3 載荷試験中の柱基部の損傷状況 (基準試験体)



(a) 正面  
(右面方向から撮影)



(b) 背面  
(右面方向から撮影)

写真-4 載荷終了後の柱基部の損傷状況 (基準試験体)

および図-4 に示したように載荷方向に直交する面である。写真に示しているように、変位ステップ  $5\delta_y$  において、柱基部のかぶりコンクリートの剥離や剥落が正面側、背面側ともに発生したことが分かる。剥離や剥落は、正面側、背面側ともに高さ 400mm 程度の高さまで発生した。

写真-4 には、基準試験体の正負交番載荷終了後に、剥離、剥落したコンクリート片を除去した柱基部損傷状況を示している。なお、写真撮影時における試験体の載荷点水平変位は 0mm である。写真より、柱基部からの高さで概ね 300~400mm の範囲でかぶりコンクリートが剥離、剥落したことが確認できる。また、コアコンクリートは比較的健全であることが確認できる。軸方向鉄筋は、

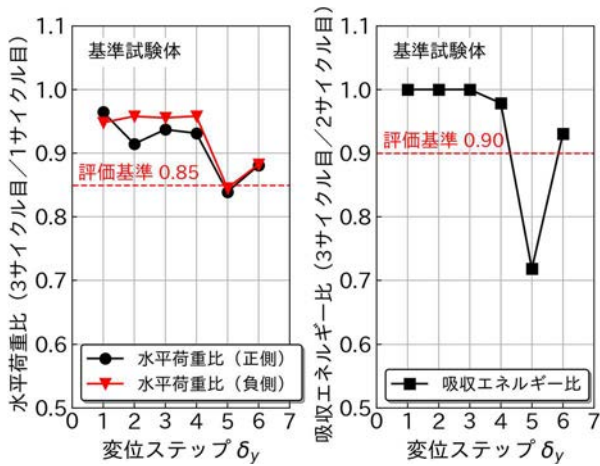


図-6 変形性能評価 (基準試験体)

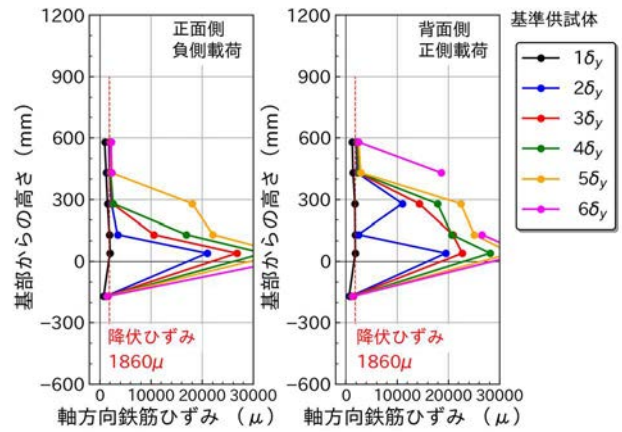


図-7 軸方向鉄筋ひずみ (基準試験体)

基部からの高さで概ね 300~400mm の範囲ではらみ出した痕跡が確認できることから、かぶりコンクリートの剥離・剥落は軸方向鉄筋のはらみ出しに起因すると言える。a) において述べた変位ステップ  $5\delta_y$  の荷重過程における水平荷重の低下は、この基部のかぶりコンクリートの剥離や剥落による圧縮抵抗断面積の減少、およびその要因となった軸方向鉄筋のはらみ出しに起因すると考えられる。

### c) 変形性能評価

図-6には、基準試験体の変形性能の評価結果を示している。変形性能を評価する変位は、星隈ら<sup>2)</sup>の手法、石崎らの手法<sup>9)</sup>を基に、限界状態 2 に相当する水平は、正負の同一変位を 1 荷重サイクル、その繰返し回数を 3 回とする正負交番荷重のうち、荷重 1 サイクル目の水平荷重に対する 3 サイクル目の水平荷重の比率 (以下、水平荷重比) が 0.85 程度を下回らず、かつ、荷重 2 サイクル目の吸収エネルギーに対する 3 サイクル目の吸収エネルギーの比率 (以下、吸収エネルギー比) が 0.90 程度以内となる状態とし、これら 2 つの評価指標を満たす最大の水平変位とした。また、限界状態 3 に相当する水平変位は、正負交番荷重の水平荷重-水平変位関係において水平荷重が地震時水平耐力を保持している状態とし、着目する水平変位の 1 つ後の水平変位において水平荷重の低下が顕著になった場合は、この着目する水平変位を限界状態 3 に相当する水平変位とし、この場合の限界状態 2 に相当する水平変位は着目する 1 つ前の水平変位とした。

図より、変位ステップ  $4\delta_y$  までは、水平荷重比、吸収エネルギー比の 2 つの評価指標は限界状態 2 の評価基準を満たしているが、変位ステップ  $5\delta_y$  では、2 つの評価指標とも評価基準を下回ることが確認できる。また、a) において述べたとおり、変位ステップ  $6\delta_y$  において水平荷重の低下が顕著になったことから、水平変位  $4\delta_y$  を基準

試験体の限界状態 2 に相当する水平変位、水平変位  $5\delta_y$  を限界状態 3 に相当する水平変位と評価した。

### d) 軸方向鉄筋ひずみ

図-7には、正負交番荷重実験における軸方向鉄筋のひずみ分布を示している。ひずみゲージは、柱の正面および背面の中央部の軸方向鉄筋各 1 本に対して、柱基部から -170mm, 40mm, 130mm, 280mm, 430mm, 580mm の高さに貼付けた。図に示したひずみは、貼付したひずみゲージ出力であり、軸方向鉄筋に引っ張りが生じると考えられる荷重方向、すなわち、正面側鉄筋に対しては負側荷重、背面側鉄筋に対しては正側荷重における各変位ステップの繰返し回数 3 回の荷重サイクルのうち、荷重 1 サイクル目の値をプロットした。なお、リード線の断線等により、ひずみゲージ出力に異常値が確認された場合はひずみ値をプロットしていない。

図より、水平変位  $1\delta_y$  の荷重において、正面側、背面側ともに柱基部からの高さ 280mm までの位置のひずみが降伏ひずみに達するか、またはそれに近い値となっていることが確認できる。柱基部から高さ 40mm, 130mm の位置のひずみは、正面側、背面側ともに水平変位の増加に伴いひずみの増加が確認できるが、柱基部からの高さ 300mm の位置のひずみは、正面側と背面側では傾向が異なり、正面側では水平変位  $4\delta_y$  までは  $2,600\mu$  程度であったが、水平変位  $5\delta_y$  においてひずみが急増し、 $18,000\mu$  程度となった。一方、背面側では、水平変位  $2\delta_y$  で  $11,000\mu$  程度に達し、水平変位  $5\delta_y$  では  $22,000\mu$  程度であった。柱基部から高さ 430mm, 580mm の位置のひずみは、正面側、背面側ともに水平変位の増加に伴うひずみの増加は小さく、限界状態 3 に相当する水平変位  $5\delta_y$  においても  $3,000\mu$  程度であったが、水平変位  $6\delta_y$  において、背面側の基部からの高さ 430mm のひずみが急増した。

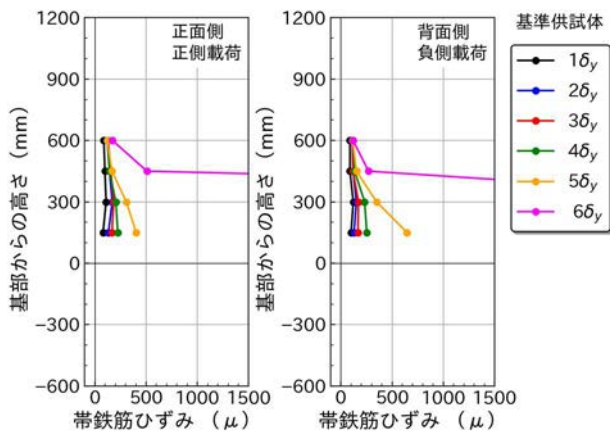


図-8 帯鉄筋ひずみ (基準試験体)

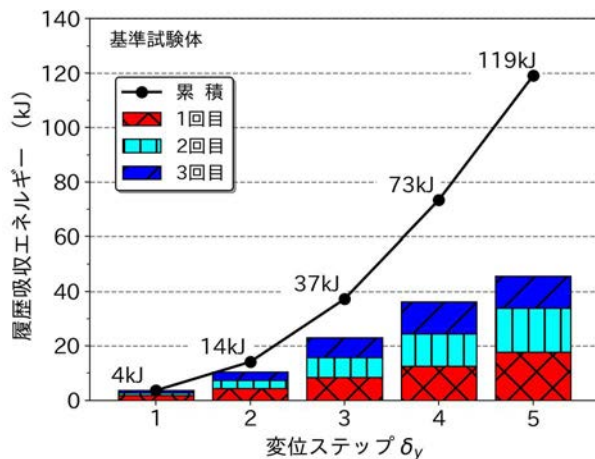


図-9 履歴吸収エネルギー (基準試験体)

### e) 帯鉄筋のひずみ

図-8には、正負交番載荷実験における帯鉄筋ひずみの高さ方向の分布を示している。ひずみゲージは、柱基部から150mm、300mm、450mm、600mmの高さの帯鉄筋の正面側および背面側の柱断面中央位置に貼付けた。図に示したひずみは、貼付したひずみゲージ出力であり、軸方向鉄筋のはらみ出しにより帯鉄筋に引張りが生じると考えられる載荷方向、すなわち、正面側に対しては正側載荷、背面側に対しては負側載荷における各変位ステップの繰り返し回数3回の載荷サイクルのうち、載荷1サイクル目の値をプロットした。

図より、正面側、背面側ともに水平変位の増加に伴い帯鉄筋のひずみも増加することが確認できるが、限界状態3に相当する水平変位である $5\delta_y$ においても帯鉄筋のひずみは小さく、降伏ひずみには達していないことが確認できる。しかしながら、水平変位 $6\delta_y$ において、柱基部からの高さ150mmおよび300mmのひずみが急増したことが確認できる。このことから、水平変位 $6\delta_y$ において軸方向鉄筋が大きくはらみ出したと考えられる。

### f) 履歴吸収エネルギー

図-9には、基準試験体の限界状態3に相当する水平変位である $5\delta_y$ までの載荷1サイクル毎の履歴吸収エネルギーおよびその累積値を示している。履歴吸収エネルギーは、載荷履歴1サイクル毎に水平荷重-水平変位関係の履歴ループの面積として算出している。水平変位の増加に伴い履歴吸収エネルギーの累積値は指数関数的に増加し、限界状態2に相当する水平変位 $4\delta_y$ までの履歴吸収エネルギーの累積値は73kJ、限界状態3に相当する水平変位 $5\delta_y$ までのそれは、119kJであった。

### (2) 補修試験体の1回目の正負交番載荷

補修試験体は、2.(1)において述べたとおり、地震による被災を想定した損傷を与え、その後に補修を施し、

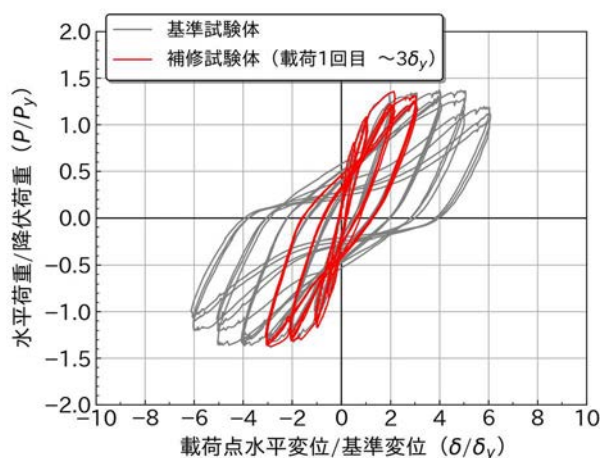


図-10 水平荷重-載荷点水平変位関係 (補修試験体載荷1回目)

再び載荷を行うことで補修後の耐震性能の評価を行う試験体である。地震による被災を想定した損傷を与えるための正負交番載荷 (以下、載荷1回目) は、3.(1)a)およびc)において述べた基準試験体の水平荷重-水平変位関係および限界状態の評価結果を基に、橋脚が降伏した後、限界状態2に達するまでの間である水平変位 $3\delta_y$ までの載荷とした。

### a) 荷重変位関係

図-10には、補修試験体の載荷1回目 (図中、赤色線) のおよび比較として基準試験体 (図中、灰色線) の水平荷重 $P$ -載荷点水平変位 $\delta$ の関係を示している。なお、 $P$ および $\delta$ は、基準試験体の正負交番載荷実験における柱基部の軸方向鉄筋の降伏荷重 ( $P_y=183.5\text{ kN}$ ) および基準変位 ( $\delta_y=10.5\text{ mm}$ ) により無次元化して示している。図より、補修試験体の載荷1回目の水平荷重-載荷点水平変位関係は、基準試験体のそれとほぼ同様の履歴であることが確認できる。基準試験体と補修試験体は同じ条

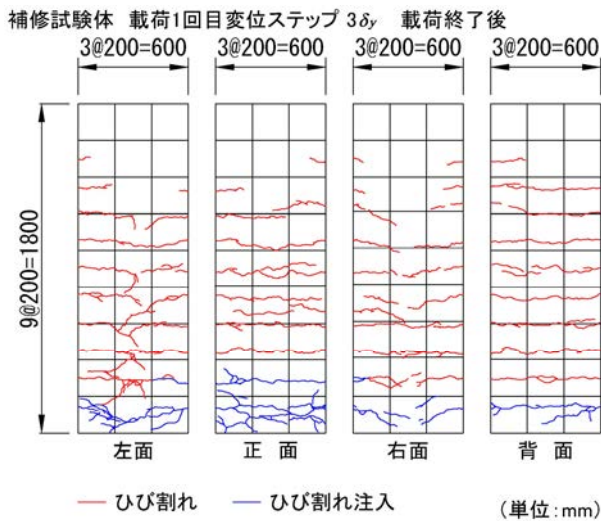


図-11 柱部の損傷状況  
(補修試験体載荷1回目終了後)

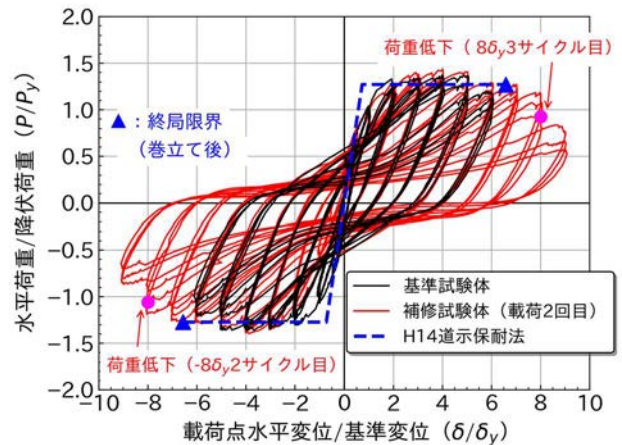


図-12 水平荷重-載荷点水平変位関係  
(補修試験体載荷2回目)

件で製作していることから、基準試験体の限界状態評価と照らし合わせると、載荷1回目終了時の補修試験体は、限界状態2に達していないと考えられる。

### b) 試験体の損傷状況および補修

図-11には、載荷1回目終了後の補修試験体の柱部の損傷状況を示している。なお、図に示している各面は、図-3および図-4に示したように、正面と背面が載荷方向に直交する面である。正面および背面の水平ひび割れは、柱基部からの高さ1,400mm程度まで入っていることが確認できる。また、正面においては、柱基部の水平ひび割れを繋ぐ斜めひび割れも確認できる。また、左面には柱奥行方向の中央に水平ひび割れ間を繋ぐ斜めひび割れも確認できる。文献1)に示されている被災度判定表から、本試験体の載荷1回目による被災度は、「C：小被害」程度であることから、補修は、ひび割れ注入およびAFRPシートによる巻立てとした。ひび割れ注入は、2.(1)において述べたとおり、幅0.2mm以上ひび割れに対して行った。その範囲は図-11に青線で示している範囲であり、柱正面に対しては、基部からの高さ400mmまで、背面、左面および右面に対しては、高さ200mmまでの範囲である。なお、左面、右面については、正面側から注入する注入材料の漏れを防ぐ目的で、基部からの高さ400mmの正面側の一部をシールして注入作業を行った。なお、試験体の補修は、載荷1回目の変位ステップ $3\delta_y$ の載荷終了後、載荷点水平変位を0mmとした状態で、鉛直荷重を載荷したまま行った。この時の水平荷重は、約78kNであった。

### (3) 補修試験体の耐震性能検証

補修試験体の補修後の耐震性能の検証は、ひび割れ注入およびAFRPシートによる巻立てを施した後に、再度

$1\delta_y$ からの正負交番載荷を行い、その結果を基に、文献3)および文献4)に基づきH14道示<sup>9)</sup>の地震時保有水平耐力法(以下、H14道示保耐法)により評価した。なお、載荷2回目開始時の水平荷重は、載荷1回目終了から約10kN減少した67kNであった。

### a) 荷重変位関係

図-12には、補修試験体の載荷2回目(図中、赤線)および比較として基準試験体(図中、黒線)の水平荷重 $P$ -載荷点水平変位 $\delta$ の関係を示している。また、図には、シートの拘束効果を考慮したコンクリートの応力-ひずみ関係<sup>7)</sup>を用いて、H14道示保耐法により算出した水平荷重-水平変位関係の骨格曲線(図中、青破線)を併せて示している。なお、正負交番載荷実験における $P$ および $\delta$ 、H14道示保耐法により算出した水平荷重および水平変位は、基準試験体の正負交番載荷実験における柱基部の軸方向鉄筋の降伏荷重( $P_y=183.5\text{ kN}$ )および基準変位( $\delta_y=10.5\text{ mm}$ )により無次元化して示している。補修試験体の載荷2回目では、前述したとおり、水平荷重が正側に約67kN残留した状態から載荷を開始しているため、正側載荷において水平変位 $1\delta_y$ に達した時の水平荷重は $P/P_y=0.97$ であったのに対して、負側載荷において水平変位 $-1\delta_y$ に達した時のそれは $P/P_y=0.57$ となり、正側載荷に比べて負側載荷の水平荷重は小さかった。この現象は変位ステップ $2\delta_y$ でも確認され、正側載荷 $P/P_y=1.25$ であったのに対して、負側載荷では $P/P_y=1.10$ であった。しかしながら、変位ステップ $3\delta_y$ では、正側載荷で $P/P_y=1.36$ 、負側載荷で $P/P_y=1.33$ となり、これ以降は正側負側の載荷ではほぼ同程度の水平荷重で推移した。

水平荷重は、変位ステップ $6\delta_y$ において、正側載荷時、負側載荷時ともに1サイクル目の載荷において、変位ステップ $5\delta_y$ のそれよりも僅かに低下していることが確認

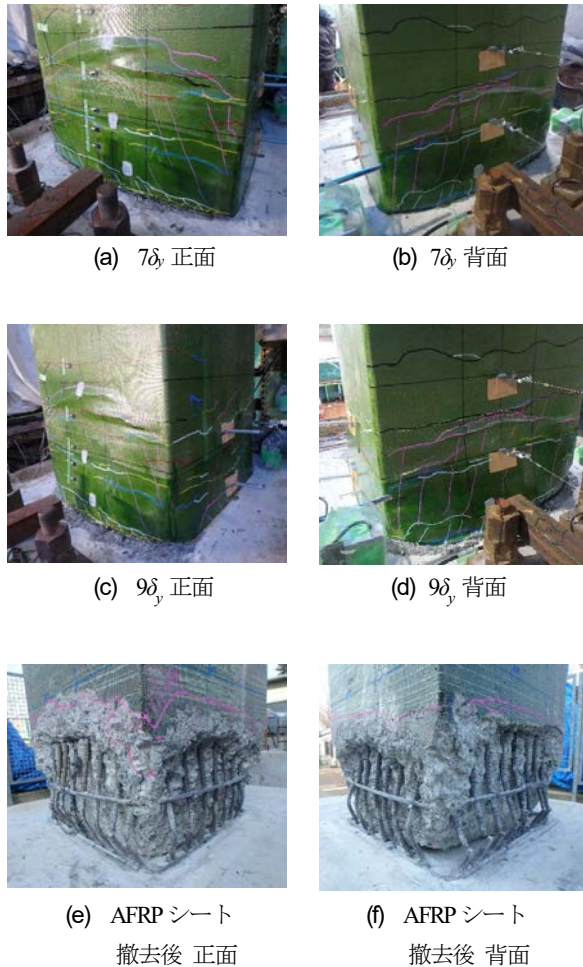


写真-5 柱基部の損傷状況 (補修試験体)

できる。次の変位ステップ  $7\delta_y$  での水平荷重の低下は小さかったが、変位ステップ  $8\delta_y$  の負側荷重2サイクル目、正側荷重3サイクル目で水平荷重が前の荷重ステップの水平荷重よりも1割程度低下した (図中、●印)。また、次の変位ステップ  $9\delta_y$  では、正側、負側の荷重1サイクル目の水平荷重は、変位ステップの  $8\delta_y$  のそれと比較して3割程度低下した。よって、変位ステップ  $9\delta_y$  を水平荷重の低下が顕著になった点と評価した。基準試験体と比較すると、水平変位で  $3\delta_y$  ( $31.5\text{mm}$ ) の変形性能の向上が確認できる。H14 道示保耐法により求めた終局変位 (図中、▲印) と補修試験体の水平荷重の低下が顕著になった水平変位を比較すると、補修試験体は十分な変形性能を有していると言える。また、水平荷重についても、H14 道示保耐法の保有水平耐力を確保していることが確認できる。このことから、補修試験体は、RC 橋脚の耐震補強における照査基準<sup>3)・4)</sup>となる H14 道示の耐震性能が確保できていると言える。

#### b) 試験体の損傷状況

写真-5には、補修試験体の正負交番荷重において、水

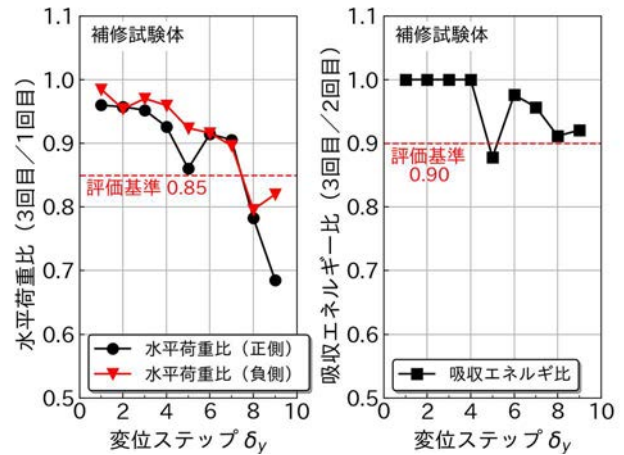


図-13 変形性能評価 (補修試験体)

平荷重が低下する前の変位ステップ  $7\delta_y$  の荷重終了後 (写真 (a), (b))、水平荷重が顕著になった  $9\delta_y$  の荷重終了後 (写真 (c), (d)) および、荷重終了後に AFRP シートを撤去した後 (写真 (e), (f)) の試験体柱基部の正面、背面の損傷状況を示している。正面、背面の定義は 3. (1) b)において説明したとおりである。水平荷重が低下する前の変位ステップである  $7\delta_y$  と低下が顕著になった変位ステップである  $9\delta_y$  荷重終了後の試験体柱基部の状態を比較すると、変位ステップ  $9\delta_y$  荷重終了後の方がアラミド繊維シートの膨らみや圧壊したコンクリート層のシート下端部からの排出量が多いことが確認できる。また、写真 (e), (f) より、軸方向鉄筋の破断を確認することができる。このことから、a)において述べた水平荷重の低下は、試験体柱基部の圧壊の進行および軸方向鉄筋の破断に起因すると推察される。

#### c) 変形性能評価

図-13には、補修試験体の荷重2回目の結果を基にした変形性能の評価結果を示している。なお、本試験体はアラミド繊維シートで巻立てているが、(1) c)で説明した通常の RC 橋脚と同様の考え方で評価した。本試験体の場合は、変位ステップ  $4\delta_y$  までは水平荷重比、吸収エネルギー比ともに評価基準を満たしている。変位ステップ  $5\delta_y$  においては、水平荷重比は評価基準の 0.85 を上回っているが、吸収エネルギー比は評価基準の 0.9 を若干下回ったことが確認できる。しかしながら、変位ステップ  $6\delta_y$ ,  $7\delta_y$  では再び2つの評価基準を満たしている。変位ステップ  $8\delta_y$  で水平荷重比が評価基準の 0.85 を大きく下回った。a)において述べたとおり、変位ステップ  $9\delta_y$  において水平荷重の低下が顕著になったこと、およびこの2つの指標による評価から、水平変位  $7\delta_y$  を補修試験体の限界状態2に相当する水平変位、水平変位  $8\delta_y$  を限界状態3に相当する水平変位と評価した。補修試験体の変形性能は、基準試験体と比較して向上しており、被災損傷

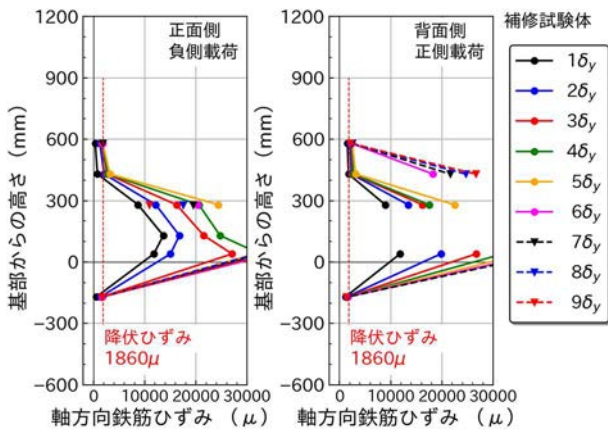


図-14 軸方向鉄筋ひずみ (補修試験体)



図-15 帯鉄筋ひずみ (補修試験体)

後の補修においても AFRP シート巻立てによるじん性補強の効果を確認することができる。

d) 軸方向鉄筋ひずみ

図-14 には、補修試験体の荷重 2 回目の正負交番荷重実験における軸方向鉄筋のひずみ分布を示している。ひずみゲージの貼付位置は、基準試験体の場合と同様に、柱の正面側および背面側の中央部の軸方向鉄筋各 1 本に対して、柱基部から -170mm, 40mm, 130mm, 280mm, 430mm, 580mm の高さ に貼付けた。図のプロット方法は、図-7 と同様である。なお、背面側の基部からの高さ 130mm の位置については、ひずみゲージの不良によりひずみを計測できなかったため、プロットから除外した。

図より、基部からの高さ 280mm までのひずみは、水平変位  $1\delta_y$  から大きく、その後、水平変位の増加に伴いひずみの増加を確認することができる。基部からの高さ 430mm のひずみは、正面側では、水平変位  $6\delta_y$  以降ではひずみゲージ出力に異常値が確認されたため計測できていないが、背面側では、水平変位  $6\delta_y$  でひずみが大きくなったことが確認できる。基部からの高さ -170mm および 580mm のひずみは、他の位置と比較するとひずみは小さいが、その大きさは降伏ひずみに達するか、またはそれに近い値となっていることが確認できる。

e) 帯鉄筋のひずみ

図-15 には、補修試験体の荷重 2 回目の正負交番荷重実験における帯鉄筋ひずみの高さ方向の分布を示している。ひずみゲージは、基準試験体の場合と同様に、柱基部から 150mm, 300mm, 450mm, 600mm の高さの帯鉄筋の正面側および背面側の柱断面中央位置に貼付けた。図のプロット方法は図-8 と同様である。

図より、帯鉄筋ひずみの高さ方向の分布は、柱基部に近いほどひずみが大きい傾向にあることが分かる。基部からの高さ 150mm の位置の帯鉄筋のひずみは、正面側では水平変位  $5\delta_y$  から、背面側では水平変位  $6\delta_y$  からひずみが大きくなったことが確認できる。基部からの高さ

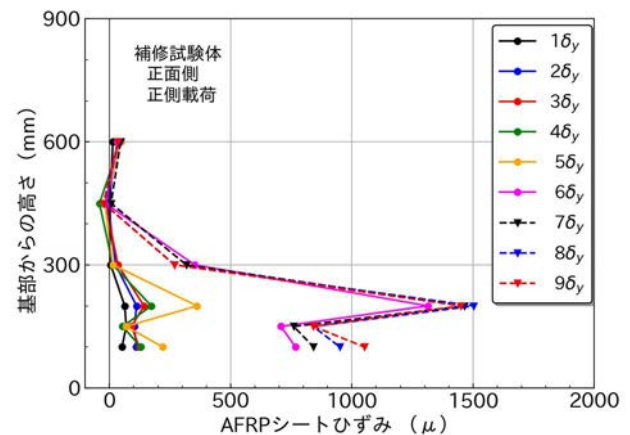


図-16 AFRP シートひずみ (補修試験体)

300mm の位置の帯鉄筋のひずみは、正面側では水平変位  $7\delta_y$  から、背面側では水平変位  $8\delta_y$  からひずみが大きくなったことが確認できる。

f) アラミド繊維シートひずみ

図-16 には、補修試験体の荷重 2 回目の正負交番荷重実験における AFRP シート表面のひずみの高さ方向の分布を示している。ひずみゲージは、柱基部から 100mm, 150mm, 200mm, 300mm, 450mm, 600mm の高さの柱断面中央から左に 50mm の位置の正面側の AFRP シート表面に対し、柱周方向にひずみを計測するように貼付けた。図に示したひずみは、貼付したひずみゲージ出力であり、鉄筋のはらみ出し、およびコンクリートの拘束に伴い AFRP シートの引張りが生じると考えられる荷重方向、すなわち、正側荷重における各変位ステップの繰り返し回数 3 回の荷重サイクルのうち、荷重 1 サイクル目の値をプロットした。

図より、AFRP シートひずみの高さ方向の分布は、柱基部からの高さ 200mm が最もひずみが大きいことが分かる。そのひずみは、変位ステップ  $5\delta_y$  から大きくなり、変位ステップ  $6\delta_y$  で急増したことが分かる。a) で述べた

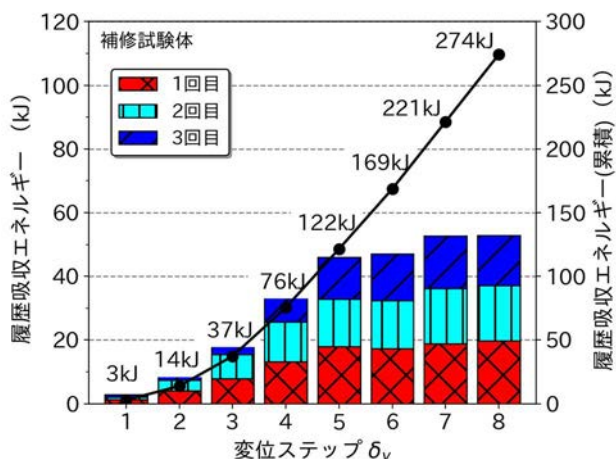


図-17 履歴吸収エネルギー (補修試験体)

ように、変位ステップ  $6\delta_y$  においては水平荷重が僅かに低下している。これは、基部からの高さ 200mm の位置の AFRP シート表面のひずみが急増した水平変位と一致している。このことから、変位ステップ  $6\delta_y$  において、軸方向鉄筋のはらみ出し、かぶりコンクリートの圧壊のいずれか、またはそれら両方が発生したことにより、水平荷重の低下や、それにより AFRP シートにひずみを発生させたものと推察される。

#### g) 履歴吸収エネルギー

図-17 には、補修試験体の載荷 2 回目の限界状態 3 に相当する水平変位である  $8\delta_y$  までの載荷 1 サイクル毎の履歴吸収エネルギーおよびその累積値を示している。図より、変位ステップ  $5\delta_y$  までの各変位ステップにおける履歴吸収エネルギーの累積値は基準試験体のそれとほぼ同じであり、水平変位の増加に伴い履歴吸収エネルギーの累積値は指数関数的に増加していることが分かる。しかしながら、変位ステップ  $5\delta_y$  から  $8\delta_y$  では、各変位ステップにおける履歴吸収エネルギーはいずれにおいても 50kJ 程度であり、変位ステップ  $1\delta_y$  から  $5\delta_y$  までで見られたような変位ステップの増加ともなう履歴吸収エネルギーの増加がほぼないことが確認できる。補修試験体では、限界状態 2 に相当する水平変位  $7\delta_y$  までの履歴吸収エネルギーの累積値は 221kJ、限界状態 3 に相当する水平変位  $8\delta_y$  までのそれは 274kJ であった。平成 29 年改訂の道路橋示方書 V 耐震設計編<sup>9)</sup>では、限界状態 2 をエネルギー吸収が安定して期待できる限界として定義している。基準試験体の限界状態 2 に相当する水平変位における履歴吸収エネルギーの累積値は 73kJ であったことから、補修試験体の限界状態 2 に相当する水平変位における履歴吸収エネルギーは、基準試験体のその約 3 倍であることが分かる。このことから、エネルギー吸収性能も向上しており、被災損傷後の補修においても AFRP シート巻立てによるじん性補強の効果を確認することができる。

## 4. まとめ

本研究では、地震により基部に損傷が生じた RC 橋脚の復旧対策として、アラミド繊維シートによる巻立てが行われた場合の復旧後の橋脚の耐震性能評価手法を確立するための基礎資料を得ることを目的として、RC 橋脚模型試験体に対して正負交番載荷実験を実施した。ここでは、地震による被災を想定した損傷として、限界状態 2 に達しない損傷を正負交番載荷によって与え、その後ひび割れ注入およびアラミド繊維シートによる巻立てを施した後に、再び正負交番載荷を行うことで、補修後の RC 橋脚の耐震性能に関する評価を行った。本研究の範囲で得られた知見を以下に示す。

- 1) 現行の耐震性能<sup>2)</sup>を満たさない RC 橋脚を想定して製作した試験体の仕様では、正負交番載荷において、柱基部のかぶりコンクリートの剥離や剥落による圧縮抵抗断面の減少、およびその要因となった軸方向鉄筋のはらみ出しに起因すると考えられる水平荷重の低下が生じた。
- 2) 正負交番載荷により柱基部に与えた損傷について、道路橋震災対策便覧 (震災復旧編)<sup>1)</sup>の被災度判定表を参考に「C: 小被害」であると評価した試験体に対し、ひび割れ注入およびアラミド繊維シート巻立てによる補修を施した後の正負交番載荷実験では、限界状態 2 および 3 に相当する水平変位が  $3\delta_y$  分増加した。
- 3) ひび割れ注入およびアラミド繊維シート巻立てによる補修を施した試験体の正負交番載荷実験において、水平荷重の低下が顕著になった水平変位と、H14 道示による地震時保有水平耐力法により求めた終局変位を比較した結果、補修を施した試験体は、H14 道示の終局変位に対して十分な変形性能を有していた。また、水平荷重についても、保有水平耐力を確保していることを確認した。
- 4) 以上より、本試験体の仕様では、道路橋震災対策便覧 (震災復旧編) の被災度判定表において「C: 小被害」の被災度であれば、被災損傷後の補修においても、アラミド繊維シート巻立てによる橋脚のじん性補強効果を確認することができ、既設 RC 橋脚の耐震補強における照査基準<sup>3), 4)</sup>となる H14 道示の耐震性能が確保できることを確認した。
- 5) 補修を施した試験体の限界状態 2 に相当する水平変位における履歴吸収エネルギーは、基準試験体のその約 3 倍であり、エネルギー吸収性能の向上を確認した。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路震災対策便覧（震災復旧編）平成18年度改訂版，p.103, p.180, 2007.3 [Japan Road Association: Earthquake Disaster Countermeasures Handbook for Road Bridges (Recovery from Earthquake Disaster, ed.) Revised 2006, p.103, p.180, 2007.3]
- 2) 星隈順一，堺淳一，小森暢行，坂柳皓文：鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究，土木研究所資料第4262号，2013.3 [Jun-ichi HOSHIKUMA, Jun-ichi SAKAI, Nobuyuki KOMORI and Hirofumi SAKAYANAGI: Study on Evaluation Method for Seismic Limit States of Reinforced Concrete Bridge Piers, TECHNICAL NOTE of PWRI No.4262, 2013.3]
- 3) 玉越隆史，白戸真大，星隈順一，堺淳一：既設橋の耐震補強設計に関する技術資料，国土技術政策総合研究所資料第700号，土木研究所資料4244号，2012.11 [Takashi TAMAKOSHI, Masahiro SHIRATO, Jun-ichi HOSHIKUMA, Jun-ichi SAKAI: Technical Note on Seismic Retrofit Design of Existing Bridges, Technical Note of NILIM No. 700, Technical Note of PWRI No. 4244, 2012.11]
- 4) 日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，1997.8 [Japan Road Association: Reference on Seismic Reinforcement for Existing Road Bridges, 1997.8]
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説，2002.3 [Japan Road Association: Specifications for Highway Bridges (Part V Seismic Design), 2002.3]
- 6) 東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社：設計要領第二集 橋梁保全編，P.8-53，2020.7 [East Nippon Expressway Co.,Ltd. , Central Nippon Expressway Co.,Ltd. , West Nippon Expressway Co.,Ltd. : Design Guideline Volume 2: Bridge Maintenance, P.8-53, 2020.7]
- 7) アラミド補強研究会：アラミド繊維シートによる鉄筋コンクリート橋脚の補強工法設計・施工要領（案），2021.4 [Aramid Reinforcement Study Group: Design and Construction Guideline for Reinforcing Reinforced Concrete Bridge Piers with Aramid Fiber Sheets (Draft), 2021.4]
- 8) 石崎寛史，宮田秀太，澤田守，大住道生：巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の限界状態に関する調査分析，第22回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集，pp.115-122，2019.7 [Satoshi ISHIZAKI, Shuta MIYATA, Mamoru SAWADA and Michio Ohsumi : Investigation and Analysis of the Limit States of Reinforced Concrete Bridge Piers Reinforced by Winding, Proceedings of the 22nd Symposium on Bridge Earthquake Engineering, pp.115-122, 2019.7]
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説，2017.11 [Japan Road Association: Specifications for Highway Bridges (Part V Seismic Design), 2017.11]

## EXPERIMENTAL VERIFICATION OF SEISMIC PERFORMANCE OF RC BRIDGE PIERS REPAIRED WITH ARamid FIBER REINFORCED PLASTIC SHEET WRAPPING AFTER EARTHQUAKE DAMAGE

Takahiro TERASAWA, Takashi SATO, Osamu HATAKEYAMA and Masato KOMURO

The purpose of this study is to evaluate the seismic performance of earthquake-damaged RC bridge piers after repair. The object of the study is RC bridge piers that wrapped with aramid fiber reinforced plastic sheets after damaged. Therefore, cyclic loading test were conducted on the model specimens of RC bridge piers. In the tests, the specimens were subjected to cyclic loading to simulate earthquake-induced damage that did not reach the limit state 2, followed by crack injection and wrapped with aramid fiber reinforced plastic sheets, and then subjected to cyclic loading again. The results obtained from these experiments were used to evaluate the seismic performance of the specimens. As a result, it was confirmed that the specifications of the RC bridge pier specimens used in the experiments could ensure the seismic performance of the H14 specifications, which are the verification criteria for the seismic retrofit design of RC bridge piers, even if the piers were repaired by aramid fiber reinforced plastic sheet wrapped after the damage.