

3.1 補強対策が困難な既設道路橋に対する耐震設計法の開発

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 18～平 21

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：星隈順一，張広鋒

【要旨】

平成 17 年度から平成 19 年度まで緊急輸送道路の橋梁耐震補強 3 箇年プログラムが実施されたが、今後の効率的な震災対策事業に資するためには、本 3 箇年プログラムの技術的なフォローアップを行うとともに、現場の個別条件を加味した性能評価の高度化、対策が困難となる橋梁に対する新しい工法の開発等が必要とされている。平成 21 年度は、3 箇年プログラムにより段落し部の耐震補強が実施された RC 橋脚を現行耐震水準にグレードアップさせるための耐震補強工法について、RC 巻立て工法と連続繊維シート (FRP) と鋼板併用工法を対象として、その補強効果の検証実験を行った。また、設計の基本的な考え方や設計計算方法をまとめ、FRP と鋼板併用工法の設計マニュアル (案) を作成した。

キーワード：RC 橋脚，耐震補強，RC 巻立て工法，FRP・鋼板併用工法

1. はじめに

被災時の円滑な救急・救援活動や緊急物資の輸送、復旧活動の支援等において重要な役割を果たす緊急輸送道路のうち、大地震時に落橋等の甚大な被害を受ける可能性のある橋を対象に、橋脚補強と落橋防止対策を優先的かつ限定的に実施する緊急輸送道路の橋梁耐震補強 3 箇年プログラムが平成 17 年度～平成 19 年度まで実施された。この 3 箇年プログラムでは、対象路線にある昭和 55 年道路橋示方書よりも古い基準を適用した橋梁において、段落し部のある鉄筋コンクリート (RC) 製単柱橋脚、鋼製単柱橋脚および連続橋の段落し部のある RC 製固定橋脚に対しては橋脚の補強、両端が橋台でない単純桁、ゲルバー桁および流動化の影響を受ける可能性のある連続桁に対しては落橋防止システムの設置が行われている。また、対象路線にあるトラス橋、アーチ橋、斜張橋、吊橋等の特殊橋梁および道路橋示方書の適用範囲外となる長大橋梁も 3 箇年プログラムの補強対象とされた。

一方、今後の効率的な震災対策事業に資するためには、同 3 箇年プログラムの技術的なフォローアップを行うとともに、現場の個別条件を加味した耐震性能評価の高度化、対策が困難となる橋梁に対する新しい工法の開発等が必要とされている。以上のことを踏まえ、平成 21 年度では、主鉄筋段落し部の耐震補強が既に実施された鉄筋コンクリート (RC) 橋脚に対して、現行耐震水準にグレードアップさせるための耐震補強工法として、RC 巻

立て工法を用いる場合の補強効果を実験的に検証するとともに、連続繊維シート (FRP) と鋼板を併用する耐震補強工法を提案し、設計手法を確立するための要素実験および補強効果の検証実験を行った。また、設計の基本的な考え方や設計計算方法等をまとめ、提案の補強工法の設計マニュアル (案) も作成した。

2. アップグレード耐震補強に RC 巻立て工法を適用する場合の補強効果の検討

2.1 検討目的

FRP 巻立て工法や鋼板巻立て工法によって主鉄筋段落し部の耐震補強が実施された RC 橋脚に対して、従来の RC 巻立て工法を用いてアップグレード耐震補強を行う場合は、新たな巻立て部と主鉄筋段落し部の既存補強部間に境界面が形成され、外力を受けて橋脚が変形する場合は、この境界面にずれが生じることが予想される。よって、RC 巻立て工法を用いてアップグレード耐震補強を行う場合においては、新旧補強部間のずれによる影響を把握した上でアップグレード補強効果を検証する必要がある。そこで、今年度では、主鉄筋段落し部の耐震補強に鋼板巻立て工法、アップグレード耐震補強に RC 巻立て工法を適用する場合に対して、鋼板とコンクリートの複合構造となる橋脚の破壊挙動を確認するとともに、耐震補強効果に及ぼす鋼板とコンクリート間のずれの影

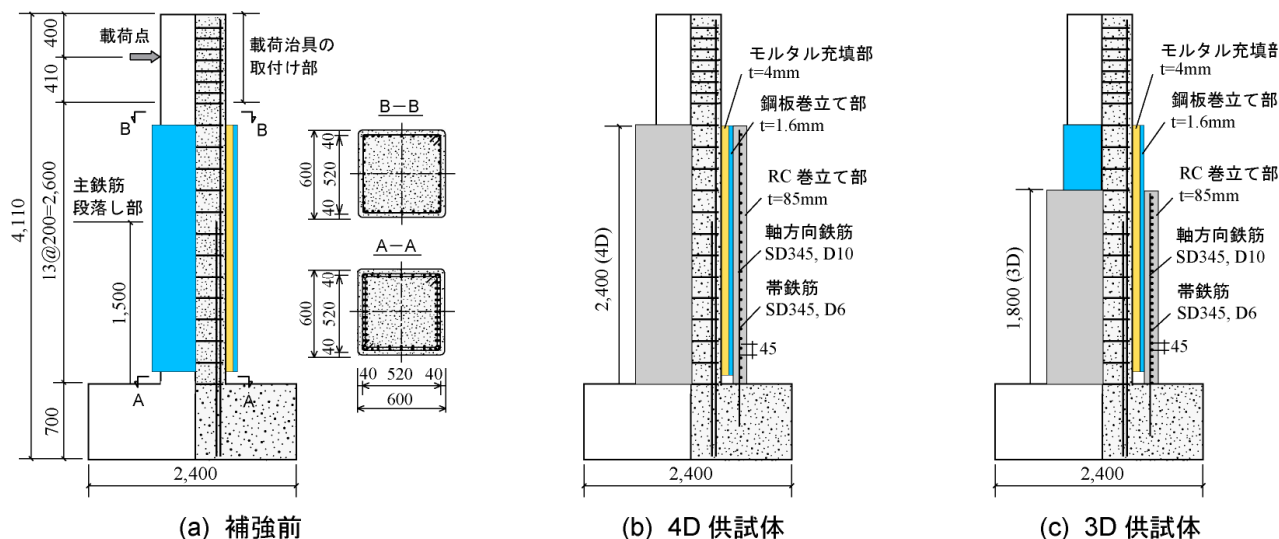


図-1 供試体の概要

響を実験的に検討した。

2.2 実験の概要

実験では、昭和 55 年道路橋示方書より以前の耐震基準で設計された主鉄筋段落し部を有する RC 橋脚に対して、鋼板巻立て工法により主鉄筋段落し部を補強し、その後、RC 巻立て工法により柱基部の曲げ耐力補強を実施した場合を想定した縮小模型を用い、繰り返し交番载荷を実施した。

図-1 に供試体の概要図を示す。供試体は、断面は 600mm × 600mm の正方形で、基部から載荷点までの高さは 3,010mm、せん断支間比は 5.0 である。柱主鉄筋には SD295 D10 を 2 段配筋し、基部から高さ 1,500 mm の位置で段落している。主鉄筋段落し部の補強には、板厚 1.6mm の鋼板を用い、橋脚全高さに補強を実施することとし、巻立て高さは両供試体とも 2,400 mm とした。この高さは 4D (D: 断面幅) 相当となる。アップグレード補強部については、巻立て高さによる影響を検討可能にするため、巻立て高さを 4D と 3D の 2 ケースを設けることとした。以下には、両供試体をそれぞれ 4D 供試体と 3D 供試体と呼ぶ。また、RC 巻立て部の配筋については、両供試体とも、軸鉄筋には、SD345 D10 を用い、各面に 5 本ずつを配筋した。帯鉄筋には、D6 を 45mm ピッチで配筋した。帯鉄筋比は 0.39% である。なお、鋼板巻立て部と RC 巻立て部の設計は、文献 1) を参考して行った。

一方、実橋脚の場合は、主鉄筋段落し部の補強用としての鋼板には塗装が施されている。本実験では、アップグレード補強の施工性を鑑み、巻立て鋼板の塗装を除去せ



図-2 実験設置状況

ず、また特別の処理も施さない状態において鋼板とコンクリート間のずれの影響を検討可能にするため、実橋脚の場合と同様に鋼板の外表面に樹脂系塗料を塗装した。

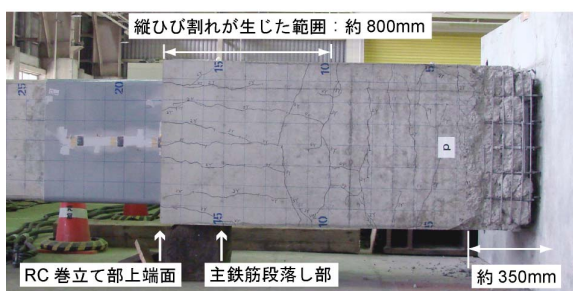
図-2 に実験設置状況写真を示す。実験では、供試体を横にした状態で死荷重反力に相当する軸力を作用させながら、加振機によって変位制御で载荷した。軸力は 539 kN とし、 1.5N/mm^2 の圧縮応力度に相当する。载荷変位は正弦波とし、载荷速度は 10 mm/sec とした。各载荷ステップの繰り返し回数は 3 回を基本とした。

2.3 実験結果

実験では、両供試体とも、载荷基準変位 δ_y を 12.7mm とし、 $9\delta_y$ まで繰り返し载荷を行った。図-3 に、実験終了後の両供試体の破壊状況を示す。4D 供試体は、 $6\delta_y$ の载荷ステップにおいて、RC 巻立て部のかぶりコンクリートの剥落や主鉄筋の座屈が生じた。実験終了時には、基部付近の巻立て鋼板が外側に膨らみ、柱の主鉄



(a) 4D 供試体



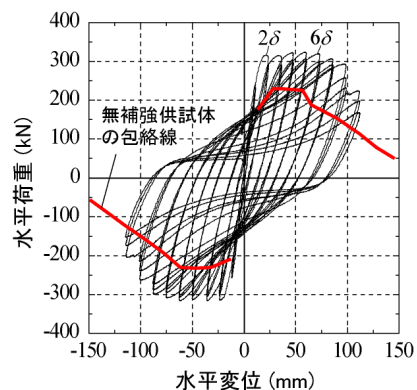
(b) 3D 供試体

図-3 水平荷重-水平変位履歴曲線

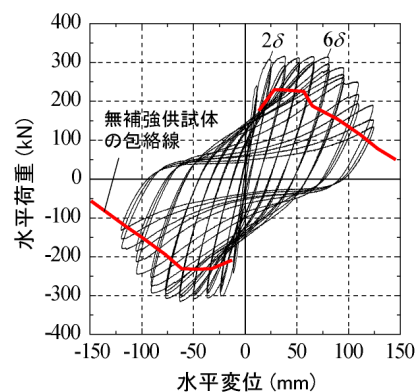
筋の破断やコアコンクリートの圧壊も確認できた。RC 巻立て部には、基部から約 1,700 mm の範囲に数本の水平曲げひび割れが生じ、RC 巻立て部上端付近にも縦ひび割れが生じた。一方、3D 供試体の場合は、4D 供試体と同様に、 $6\delta_y$ からは、RC 巻立て部のかぶりコンクリートの剥落や主鉄筋の座屈が生じた。実験終了時では、基部付近にかぶりコンクリートの剥落、巻立て鋼板の膨らみおよび主鉄筋の座屈が大きく生じた。また、かぶりコンクリートの剥落が生じた範囲は、両供試体とも、フーチング上面から約 350mm 程度の範囲となっている。

図-4 に水平荷重-水平変位履歴曲線を示す。ここで、比較するために過去に実施した無補強供試体の包絡線も示している²⁾。ここでの無補強供試体は、図-1(a) に示す供試体の鋼板巻立て補強前の供試体と同様に設計されたものであるが、基部の曲げ破壊を生じさせるために主鉄筋の段落し部を設けていない。図-4(a) より、4D 供試体は、 $2\delta_y \sim 6\delta_y$ にほぼ同程度の耐力を維持し、安定なループを示していることが分かる。 $7\delta_y$ からは荷重が徐々に低下し、 $9\delta_y$ までは無補強供試体とほぼ同程度の耐力までに低下した。図-4(b) より、3D 供試体は、4D 供試体と同様に、 $2\delta_y \sim 6\delta_y$ までに安定なループを示し、 $7\delta_y$ からは荷重が低下しはじめた。

$8\delta_y$ までは無補強供試体とほぼ同程度の耐力



(a) 4D 供試体



(b) 3D 供試体

図-4 水平荷重-水平変位履歴曲線

まで低下した。無補強供試体と比べ、両供試体とも高い耐力と変形性能を発揮していることが分かる。

図-5 に、橋脚軸方向における RC 巻立て部-鋼板間、鋼板-柱間に生じたずれの履歴曲線を示す。ここで、説明の便宜上、図に示すようにずれの正と負を定義した。図-5(a) に示す RC 巻立て部-鋼板間のずれにおいて、4D 供試体の場合は、 $1\delta_y$ では正負のずれが概ね対称し、載荷終了後の残留ずれもほぼゼロである。 $2\delta_y$ から $6\delta_y$ までの結果は、載荷変位の増加や同じ載荷ステップにおいても載荷サイクル数の増加に伴ってずれが正の方向に増加して行くことが見られる。 $6\delta_y$ 以降はずれの増加が殆どなかった。RC 巻立て部-鋼板間のずれは最大 2.8mm 程度となっている。一方、3D 供試体の場合は、 $2\delta_y$ から載荷終了時まで、載荷変位の増加や同じ載荷ステップにおいても載荷サイクル数の増加に伴ってずれが正の方向に増加している。ずれの最大値は 6.2mm 程度となっている。なお、図-5(b) より、両供試体とも、鋼板-柱間のずれが RC 巻立て部-鋼板間のずれより小

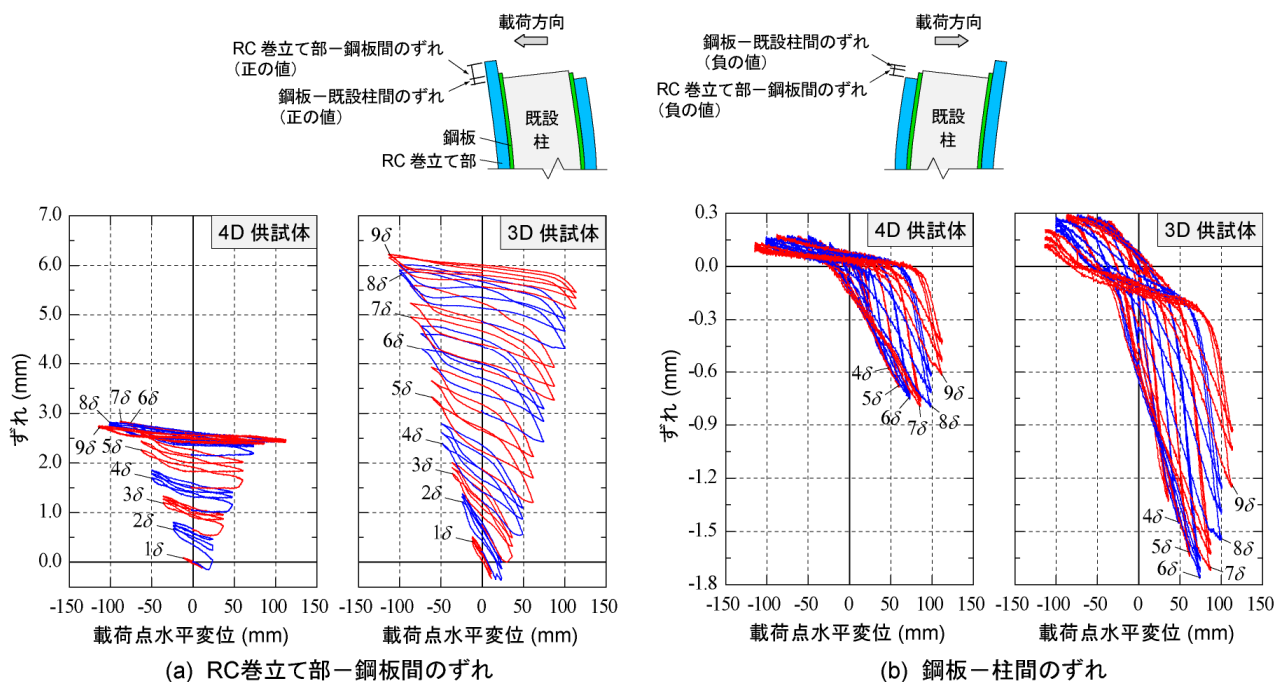


図-5 RC 卷立て部-鋼板間、鋼板-柱間に生じたずれの履歴曲線

さく、正負方向に生じていることが分かる。但し、正の方向より、負の方向に大きく生じている。鋼板-柱間のずれの最大値は、4D 供試体の場合は 0.8mm 程度、3D 供試体の場合は 1.8mm 程度となっている。

2.4 耐荷性能への影響検討

図-4 に示す水平荷重-水平変位履歴曲線を考察すると、3D 供試体は、7 δ_y からの荷重の低下が 4D 供試体より速いが、2 δ_y ~ 6 δ_y は 4D 供試体と同様な耐荷性能を示すことが分かる。一方、現行耐震設計基準に基づく設計上、耐力が低下し始める時点までを考慮するという観点より、3D 供試体の場合は、4D 供試体の場合と同様な耐荷性能を有することと言える。

また、図-5 に示す鋼板とコンクリート間に生じたずれの履歴曲線を図-4 に示す水平荷重-水平変位履歴曲線と照らし合わせて考察すると、両供試体とも、2 δ_y ~ 6 δ_y は、載荷変位が増加する度にずれも増加しているのに対し、水平荷重-水平変位履歴曲線が安定なループを示していることより、本実験の場合は、耐荷性能に及ぼすずれの影響が明確に生じていないことが分かる。これより、本実験のように、RC 卷立て部の卷立て高さを 3D とすれば、RC 卷立て部と鋼板間や鋼板と柱間に上端部でずれが生じて、RC 卷立てによる基部の耐力と変形

性能の補強効果は発揮できていると言える。

以上の考察より、主鉄筋段落し部の耐震補強が鋼板卷立てにより既に実施された RC 橋脚に対して、さらにその上から RC 卷立て工法を用いてアップグレード耐震補強を行う場合においては、RC 卷立て部の卷立て高さを十分に確保すれば、鋼板に特別な処理を施さず新旧補強部間にずれが生じて RC 卷立て部による補強効果が発揮でき、橋脚の曲げ耐力や変形性能を確保できると考えられる。なお、本研究の範囲内では、卷立て高さを 3D とすれば、橋脚全高さに補強を実施する場合と同程度の耐震補強効果を得られることが確認できた。

3. FRP と鋼板を併用するアップグレード耐震補強工法の提案

3.1 研究背景および提案の工法の概要

連続繊維シート (FRP) は、軽量で高引張耐力を有し、既設 RC 構造物の補修・補強に広く用いられている。既設道路橋の耐震補強においては、RC 橋脚周方向に巻立て、橋脚のせん断耐力やじん性を向上させるための補強や、橋脚軸方向に巻立て、主鉄筋段落し部の曲げ耐力を向上させるための補強等に用いられる場合がある。しかしながら、FRP は、引張耐力が高い反面、破断ひずみが小さく伸び性能が低いいため、現在では、FRP を用いて RC 橋脚の曲げ耐力を補強する目的とした補強工法は、

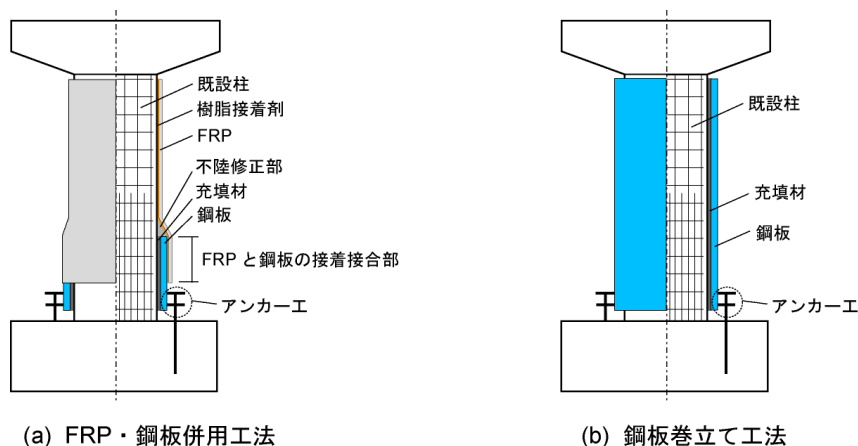


図-6 FRP・鋼板併用法のイメージ図

主に主鉄筋段落し部の耐震補強に適用されている。

地震時に塑性ヒンジとなる橋脚基部では、地震時におけるエネルギーの吸収および橋全体の安定性を図るために、一定レベルの曲げ耐力を維持したままで高い変形性能が要求される。そのため、FRPを用いて橋脚基部の曲げ耐力を補強する場合には、FRPのフーチングへの定着を十分に確保し、コンクリートの塑性化の進行にかかわらずFRPによる曲げ補強効果を維持可能にすることが必要となる。このような状況を踏まえ、基部の曲げ耐力の補強も含む橋脚全体の耐震補強には、FRPのみを巻立てる補強工法を適用することは困難と考えられる。

一方、FRPを用いる耐震補強は、補強による死荷重の増加が少なく、またハンドリングの面からも施工に優れる等のメリットがあるため、河川橋などのように施工や工期等の制約条件の多い現場への適用が期待できる。そこで、本研究では、基部の曲げ耐力の補強に伴うRC橋脚全体の耐震補強にFRPを適用可能にすることを目的として、FRPの伸び性能の不足やフーチングへの定着等の問題点を配慮し、地震時に塑性ヒンジとなる橋脚基部には鋼板巻立て、その以外の躯体部にはFRP巻立てを併用する補強工法を考案している。

図-6(a)に提案している耐震補強工法のイメージ図を示す。この工法は、塑性ヒンジとなる基部の補強には伸び性能の高い鋼板による巻立て工法、塑性ヒンジとならない躯体部の補強には軽量で引張強度の高いFRPを主として軸方向に巻立てる工法を適用し、鋼材とFRPのそれぞれの力学特性を活かす併用法である(以下、FRP・鋼板併用法と呼ぶ)。また、比較するため、図-6(b)に従来の鋼板巻立て工法のイメージ図を示す。FRP・鋼板併用法の補強のメカニズムとしては、アンカーボルトと鋼板の組み合わせによって基部の曲げ耐力・じん性補強を行い、鋼板を介して基部アンカーボルト

による曲げ耐力の増加分を躯体部に巻き立てたFRPに負担させることにより、橋脚全体の耐震性能を向上させることである。FRPと鋼板の接着接合部は、施工性を配慮し、樹脂を用いて接着することとしている。本工法は、FRPシートを主要補強材としているため、補強による死荷重の増加が少なく、狭隘な場所でも容易に施工可能等のメリットが取り上げられる。

本工法では、従来の鋼板巻立て工法と同様に巻立て鋼板下端部に塑性ヒンジを誘導し、FRPと鋼板の接着接合部では塑性化させないように設計することを基本コンセプトとしている。鋼板巻立て部やFRP巻立て部は、従来通りの方法によって設計可能であるが、FRP-鋼板接着接合部には、FRPと鋼板間の十分な付着耐力を確保することが重要なポイントとなっている。そこで、提案の補強工法の設計手法を確立することに向けて、今年度では以下の2項目において検討を行った。まず、FRP-鋼板接着接合部の構造ディテールを確立するために、FRPと鋼板のせん断付着実験を行い、FRPと鋼板の付着特性を検討した。その後、提案の補強工法の補強効果を検証するために、提案の補強工法を適用したRC橋脚模型に対して繰り返し交番載荷実験を実施し、従来の鋼板巻立て工法を用いた場合の実験結果と比較することにより、本補強工法の補強効果を検討した。

3.2 FRP-鋼板の付着挙動検討

図-7に、本研究に用いたせん断付着実験用供試体の概要図および実験実施状況を示す。供試体は、断面25mm×25mmのSS400圧延鋼材の両面に炭素繊維シート(CFRP)を接着して製作したものである。表-1に、供試体の製作手順の詳細を示す³⁾。実験では、接着厚さの影響を検討可能にするため、繊維目付量600g/m²の高強度CFRPを用い、接着層数を1層~4層と

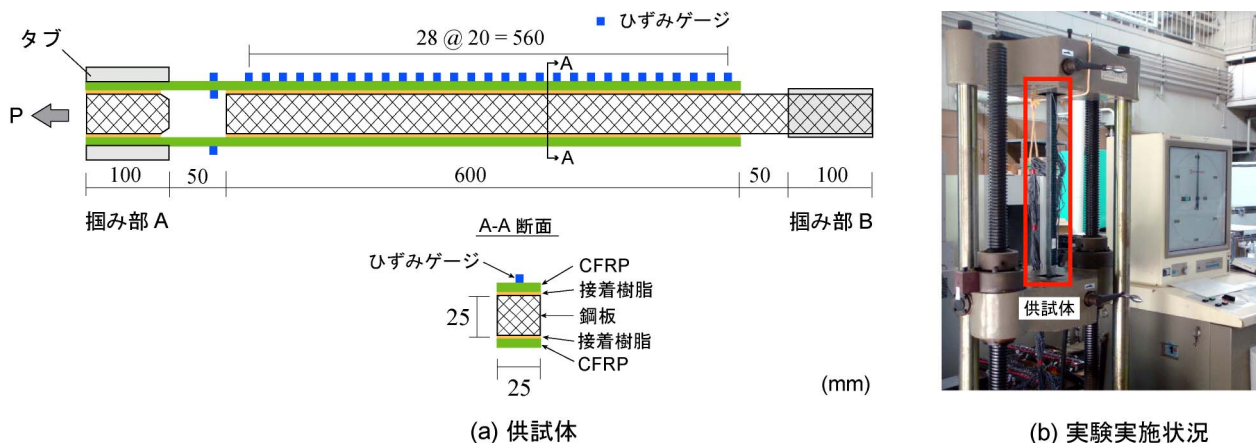


図-7 付着実験の概要

表-1 供試体の製作の詳細

作業内容	説明
鋼板の表面処理	表面の黒皮をすべて除去するまで、ディスクサンダーによるケレン処理
プライマーの塗布	・使用材料：2液混合常温硬化型エポキシ樹脂 ・使用量：0.2 kg/m ²
CFRPの接着	・接着手順：片面に規定の層数を接着 → 硬化(半日) → 反対側面に規定の層数を接着 ・使用材料：2液混合常温硬化型エポキシ樹脂 ・使用量：1.2 kg/m ²
仕上げ	タブの取り付け、バリ取り等 タブの材料：2方向アラミド繊維シート
養生	室温(夏季)、7日間

した4つの実験ケースを設けた。各実験ケースに対しては、それぞれ3体を実施した。表-2に供試体の一覧を示す。表-3に、CFRPシートと樹脂の材料特性の実験値を示す。

実験では、2面のうちの1面のCFRP上に20mm間隔でひずみゲージを設置し、CFRPのひずみを計測した。荷重は、いずれの供試体に対しても両面のCFRPシートが全面で剥離するまで実施した。図-8に、一例としてケース1(接着厚さ：0.333mm)の実験結果を示す。実験結果の考察では、荷重荷重と鋼板端におけるCFRPシートの変位の関係(以降、荷重-変位関係)、CFRPのひずみ分布および界面の付着応力の分布を精査した上、有効付着長、付着応力-相対変位関係および界面の付着応力の分布を検討した。ここで、CFRPと鋼板の剥離進行状況に伴ってCFRPのひずみや付着応力の分布の変

表-2 付着実験供試体の一覧

実験ケース	接着長さ(mm)	片側接着厚さ(層数, 厚さ)	供試体数
ケース1	600	1層, $t_r = 0.333\text{mm}$	No.1, No.2, No.3
ケース2	600	2層, $t_r = 0.666\text{mm}$	No.1, No.2, No.3
ケース3	600	3層, $t_r = 0.999\text{mm}$	No.1, No.2, No.3
ケース4	600	4層, $t_r = 1.332\text{mm}$	No.1, No.2, No.3

表-3 付着実験に用いた各材料の力学特性

材料	項目	実験値
CFRP	繊維目付 (g/m ²)	600
	設計厚さ (mm)	0.333
	弾性係数 (N/mm ²)	2.60×10 ⁵
	引張強度 (N/mm ²)	3,400
エポキシ樹脂	弾性係数 (N/mm ²)	2.202×10 ³
	圧縮強度 (N/mm ²)	71.8
	引張強度 (N/mm ²)	47.0
	引張せん断強度 (N/mm ²)	17.6

化を確認するために、図-8に示すように、剥離開始時および剥離の進行範囲が1~5までの五つの時点における実験結果に着目して整理した。一方、付着応力の分布を見ると、ある荷重レベルにおいて、付着抵抗に寄与する接着範囲は限定的であり、その範囲を超える接着部分は付着抵抗には寄与していないことが分かる。本研究では、この範囲の長さを有効付着長と定義して実験結果を整理した。図-9に、各供試体における剥離開始時のCFRPシートのひずみおよび有効付着長を示す。各供試

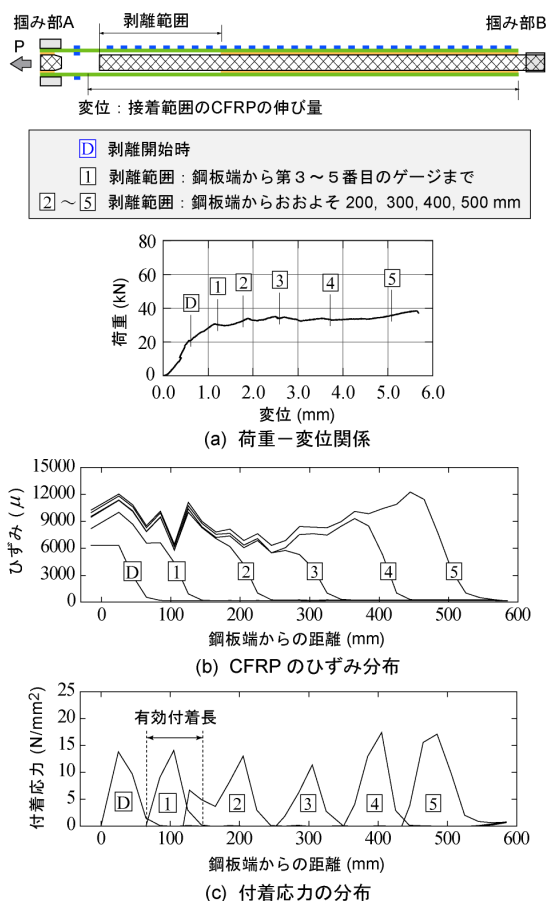


図-8 付着実験結果の一例

体に関する考察結果は、以下の通りである。1) 付着界面に剥離が生じることによって付着力の変位に対する増加率が低下する。剥離がある程度の範囲まで進行すると荷重が増加しなくなる。2) 剥離開始時における CFRP のひずみ値は、接着層数が多いほど小さくなる傾向がある。ケース 3 とケース 4 の場合において、最も低い値は 3,500 μ 程度となっている。3) 有効付着長は、接着層数が多いほど長くなる傾向がある。本実験結果では、繊維目付 600g/m² の CFRP を用いた場合、1 層接着の場合で 80~100mm、2 層接着の場合で 100~160mm、3 層接着の場合で 120~180mm、4 層接着の場合で 140~200mm 程度となっている。

3.3 提案の補強工法の補強効果の検証実験

提案の補強工法の補強効果を検証するための実験では、FRP 巻立て工法によって主鉄筋段落し部の耐震補強が既に実施された RC 橋脚を対象としている。図-10 に、供試体の寸法、段落し部に対する既存補強部および FRP・鋼板併用工法による補強部の概要を示す。供試体は、断面が 600mm×600mm の正方形で、せん断支間

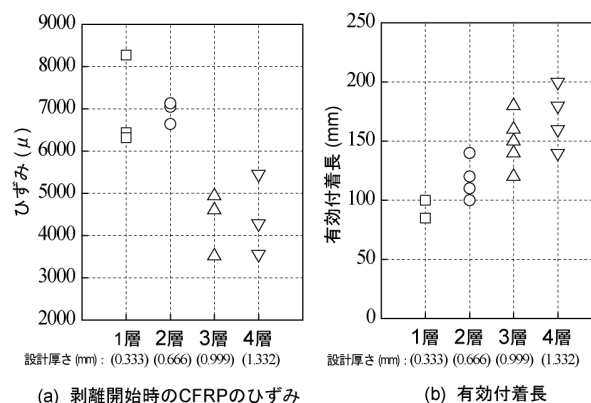


図-9 剥離開始時の CFRP のひずみと有効付着長

表-4 RC 橋脚の載荷実験に用いた各材料の力学特性

供試体名	コンクリートの圧縮強度 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)		
		軸方向鉄筋	帯鉄筋	アンカーボルト
FRP・鋼板併用供試体	36.0	345.0	334.7	377.8
鋼板巻立て供試体	32.6	392.7	337.8	383.8
無補強供試体	37.6	392.7	337.8	-

比は 5.0 である。軸方向鉄筋と横拘束筋には、それぞれ SD295 D10 と SD295 D6 を用いた。提案の補強工法によるアップグレード補強を実施する前に、段落し部の既存補強部を再現するために、文献 1) に基づき、基部で曲げ破壊となるように CFRP 巻立てにより主鉄筋段落し部を補強した。アップグレード補強では、基部断面の曲げ耐力の増加割合が 30% 程度となるように鋼板巻立て部を設計した。アンカー筋は、SD345 D13 の鉄筋を M12 のネジボルトに加工したものを片面 5 本で合計 20 本配置した。巻立て鋼板には板厚 1.6mm の SS400 鋼材を用いた。柱と鋼板間にエポキシ樹脂を注入し、鋼板下端とフーチング上面間に 50mm の間隙を設けている。躯体部における軸方向の CFRP の補強量は、繊維目付 300g/m² の CFRP を 2 層とした。これは、設計厚さで評価すれば、前述の付着試験に用いた繊維目付 600g/m² の CFRP の 1 層と同等となる。

また、提案の工法による補強を行う前に、主鉄筋段落し部補強部の仕上げ層に表面処理（ディスクサンダーによる目荒し）を施した。CFRP-鋼板接着接合部の接着長さは 300 mm とした。これは、繰り返し荷重を受ける場合の接着接合部の挙動を適切に把握できるようにするため、前述の付着実験結果を踏まえて決めたものであ

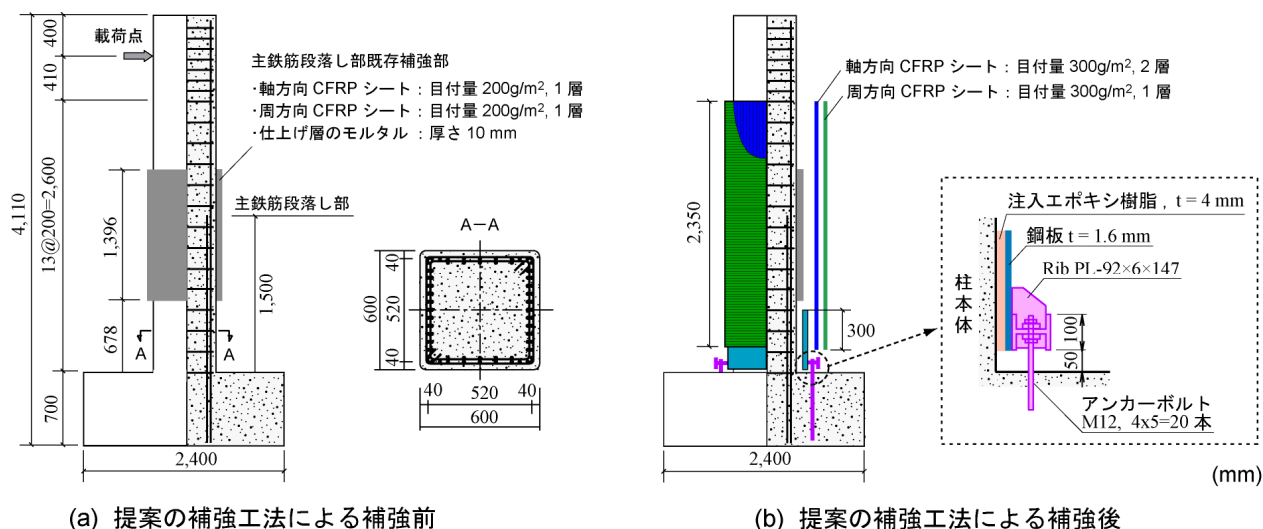


図-10 RC 橋脚模型供試体の概要図

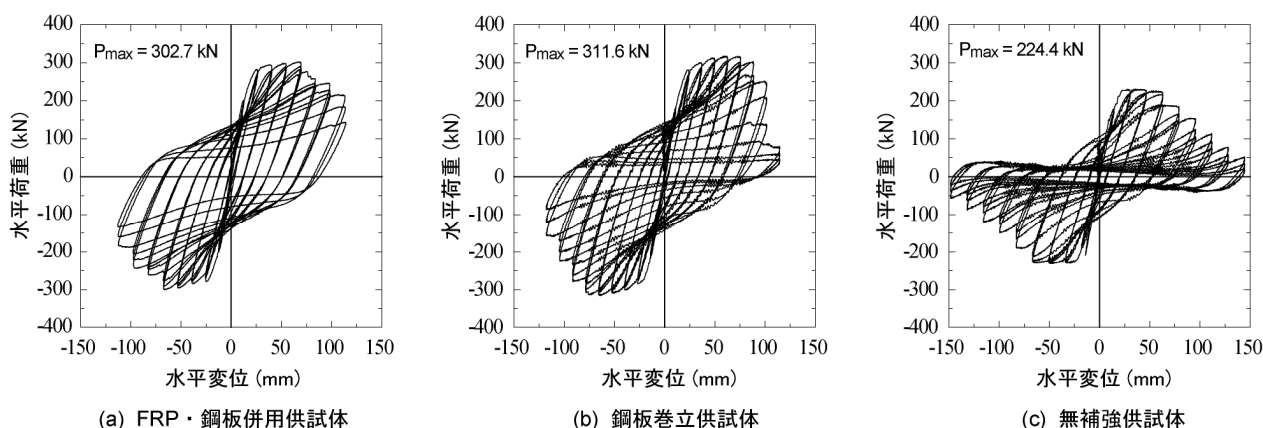


図-11 水平荷重-水平変位の履歴曲線

る。接着部の鋼板の表面処理は、黒皮を完全に除去するまでディスクサンダーによるケレン処理を行った。主鉄筋段落し部補強部下端面と鋼板上端面間には、エポキシパテを用いて不陸修正を行った。なお、CFRPの含浸接着用エポキシ樹脂の量は、前述の付着実験時と同様、 1.2 kg/m^2 とした。図-10(b)に、提案の補強工法による補強部の詳細を示す。

提案の補強工法の補強効果を検討可能にするため、過去に実施した無補強供試体と鋼板巻立て供試体の繰り返し正負交番載荷結果を用いて比較検討を行うこととした。無補強供試体は、2.3節に用いた無補強供試体と同一のものである。この無補強供試体は、図-10(a)に示す主鉄筋段落し部の耐震補強が施された状態に相当する。鋼板巻立て供試体は、主鉄筋の段落しを行っていない無補強供試体に対して柱全高さに鋼板で巻立てたもので、柱の基部断面や鋼板巻立て部の詳細は今回の供試体と同様である。なお、今回の供試体は、FRP・鋼板併用供試体と

呼ぶ。

表-4に、材料試験から得られた各供試体のコンクリートおよび鉄筋の材料物性を示す。また、本研究に用いた目付量200と300 g/m^2 のCFRPシートは、いずれも弾性係数は $2.3 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、引張強度は $3,400 \text{ N/mm}^2$ を有するものである。

実験では、基準変位 δ_y を12.7mmとし、 $8\delta_y$ まで繰り返し載荷を行った。図-11(a)に、本実験で実施したFRP・鋼板併用供試体の水平荷重-水平変位の履歴曲線を示す。実験は、 $5\delta_y$ 載荷では最大荷重に達し、その後、アンカーボルトの破断や柱の破壊の進展によって荷重が徐々に低下した。図-12(b),(c)に示す鋼板巻立て供試体と無補強供試体と比較することにより、本実験で実施した供試体は、無補強供試体より高い荷重や変形性能を發揮し、鋼板巻立て供試体とおおむね同程度の耐荷性能を示すことが確認できた。

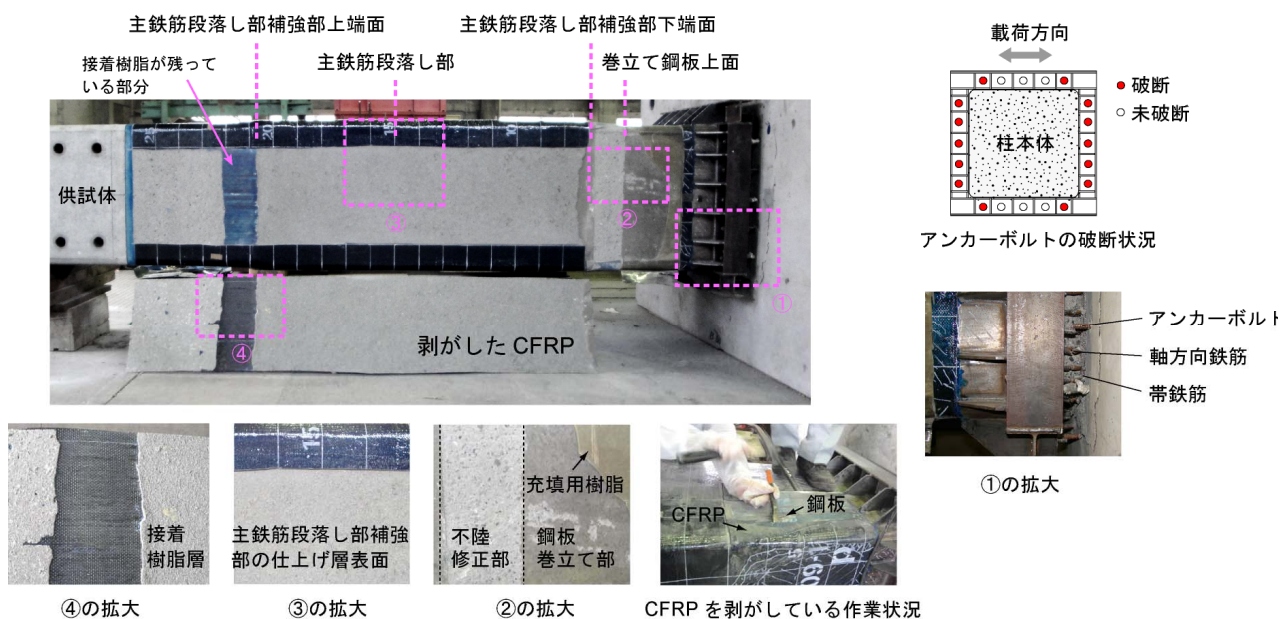


図-12 実験終了後の破壊状況写真

実験時における供試体の破壊進展状況を考察すると以下のようになる。

柱部の破壊状況については、 $3\delta_y$ からはコンクリートにひび割れが生じ、 $6\delta_y$ からはコアコンクリートの剥落が確認できた。 $7\delta_y$ からは主鉄筋の破断が生じ、実験終了時の $8\delta_y$ までは、計18本の主鉄筋が破断した。なお、主鉄筋段落し部については、主鉄筋が降伏し、最大 $2,000\mu$ 程度のひずみが生じた。CFRPを剥がした後の観察結果より、主鉄筋段落し部に明確なひび割れが認めなかった。アンカーボルトの破壊状況については、 $3\delta_y$ からはアンカーボルトの座屈が生じ、 $6\delta_y$ では載荷面のアンカーボルトが全て破断した。 $7\delta_y$ では側面に配置したアンカーボルトも2本ずつ破断した。図-12に、実験終了後の供試体の破壊状況写真を示す。なお、柱部は巻立てたCFRPを剥がした後の状況である。

鋼板と柱間の付着切れ状況については、各載荷ステップ終了後、打診により付着切れの進展状況を調べた。図-13に、例として、 $1\delta_y$ 、 $2\delta_y$ および $5\delta_y$ 載荷終了後における鋼板の剥離進行状況を示す。 $1\delta_y$ の載荷終了後、載荷面はフーチング上面から400mm程度、側面はフーチング上面から250mm程度の範囲に付着切れが生じた。その後、載荷変位の増加に伴って付着切れの範囲が拡大し、 $5\delta_y$ までは、載荷面はフーチング上面から700mm程度、側面はフーチング上面から500mm程度までに進

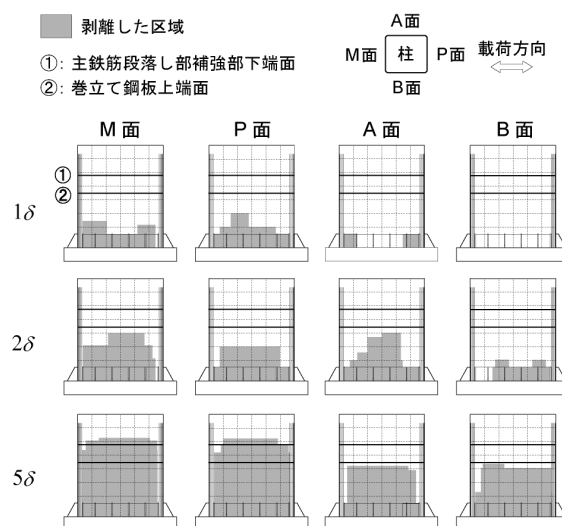


図-13 巻立て鋼板と柱間の付着切れの進展状況

行した。 $6\delta_y$ からは付着切れの範囲のさらなる拡大がなかった。一方、実験終了後、鋼板とCFRPを剥がして内部の破壊状況を確認した結果、鋼板と柱間の付着切れは、鋼板と樹脂間ではなく、樹脂とコンクリート間に生じたこと、また、CFRPと鋼板間の剥離が生じていないことが確認できた。

また、各載荷ステップ終了後、CFRPと鋼板の接着部、巻立て部上端面等の断面変化部を観察したが、CFRPの変状や剥離等が特に認められなかった。

以上の考察より、本研究で提案しているFRP・鋼板併用工法は、従来の柱全体に対する鋼板巻立て工法を適用

する場合と同程度の耐震性能を発揮できることが確認できた。

4. まとめ

本研究は、平成17年度から平成19年度まで緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラムの技術的なフォローアップを行うとともに、現場の個別条件を加味した耐震性能評価の高度化、対策が困難となる橋梁に対する新しい工法の開発等を行うものである。平成21年度では、3箇年プログラムにより段落し部の耐震補強が実施されたRC橋脚を現行耐震水準にグレードアップさせるための耐震補強に関する検討を行った。本年度の成果は、以下の通りである。

- 1) 従来のRC巻立て工法を用いてアップグレード耐震補強を行う場合においては、RC巻立て部巻立て高さを3Dとすれば、新たな巻立て部と既存補強部間にずれが生じて、RC巻立て部による補強効果が

発揮でき、そのずれによる耐荷・変形能の低下が明瞭に生じないことが確認できた。

- 2) また、本研究で提案しているFRPを鋼板を併用する耐震補強工法は、従来の柱全体に対する鋼板巻立て工法を適用する場合と同程度の耐震性能を発揮できることが確認できた。

参考文献

- 1) (財)海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，2005.4.
- 2) 川島一彦，大塚久哲，中野正則，星隈順一，長屋和宏：曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法による鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強，土木研究所資料第3444号，平成8年5月.
- 3) 張 広鋒，星隈順一，堺享一：RC橋脚の耐震補強に用いるFRP-鋼板接着接合部の付着挙動，構造工学論文集，Vol.56A，pp.432-439，2010.3

SEISMIC RETROFIT STRATEGY FOR EXISTING HIGHWAY BRIDGES

Abstract : The objective of this project is to develop an effective seismic retrofit strategy for existing highway bridges. In FY2009, in order to establish retrofit methods for upgrading seismic performance of RC columns that cut-off section of longitudinal reinforcements was already retrofitted, RC jacketing method and a new method using combination of FRP and steel jacketing were taken into account and the retrofit effectiveness of the two methods were investigated through cyclic loading tests on RC column specimens. Design manual for the combination of FRP and steel jacketing method was also proposed.

Key words : RC bridge column, seismic retrofit, RC jacketing, combination of FRP and steel jacketing