

矩形断面の曲げ補強に対応した 圧入による鋼板巻立て工法の開発

梅本洋平¹・岩本靖²・堀越直樹³・大塚久哲⁴

¹正会員 工修 オリエンタル白石株式会社 施工・技術本部（〒135-0061 東京都江東区豊洲5-6-52）

²非会員 オリエンタル白石株式会社 施工・技術本部（〒135-0061 東京都江東区豊洲5-6-52）

³正会員 オリエンタル白石株式会社 技術研究所（〒321-4367 栃木県真岡市鬼怒ヶ丘5）

⁴フェロー 工博（株）大塚社会基盤総合研究所（〒814-0012 福岡県早良区昭代3-6-23-601）

1. はじめに

既設の鉄筋コンクリート（以下、RC）橋脚の耐震補強工法は、一般的にRC巻立て工法や鋼板巻立て工法などがある¹⁾。しかし、これらの工法により耐震補強を行う際、河川内では仮締切や栈橋が必要となる場合や、既設構造物直下では空頭が低い場合などがあり、このような厳しい制約条件下においては、施工が困難で、工費が高額となる状況がある。そこで、厳しい制約条件下で施工性に優れ、大規模な掘削および土留めが不要な耐震補強工法として、圧入した鋼板により既設橋脚を巻立ててせん断補強を行う工法を開発し、実績を重ねてきた²⁾。

この工法は、「緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム」で対象とされている、段落し部のあるRC単柱橋脚の補強を目的として開発されたものである。したがって、せん断補強のみに対応した工法であり、鋼板を圧入した後、鋼板下端をアンカー筋によりフーチングに定着することができないため、これまで曲げ補強には適用できなかった。そこで、この工法を応用・発展させて曲げ補強に対応した耐震補強工法（以下、本工法）を開発した。本工法の補強概要を図-1に示し、以下に施工手順を示す。

限られた作業空間で補強を行う本工法は、鋼板の圧入後、土砂を除去した既設橋脚と鋼板との隙間で、1)止水を目的として鋼板下端部への水中不分離性コンクリートの打設、2)ウォータージェットによるフーチングの削孔、3)軸方向鉄筋の設置およびエポキシ樹脂によるフーチングへの定着、4)収縮補償コンクリートの打設、を行うことで、鋼板および軸方向

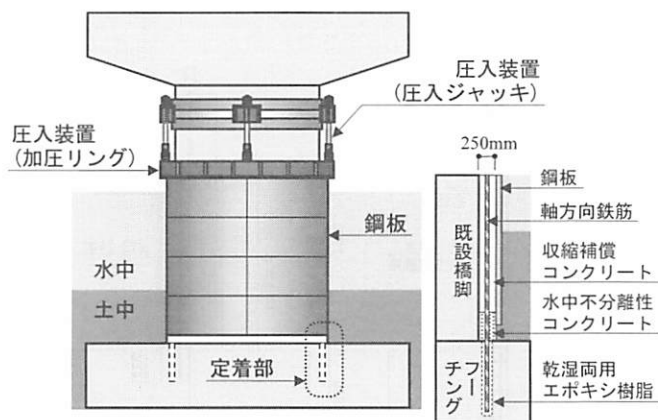


図-1 補強概要

鉄筋と既設橋脚との一体化を図る。

したがって、本工法は、1)軸方向鉄筋の外側に帯鉄筋を配置できない、2)鋼板による拘束効果およびその評価方法が明らかでない、ことから、工法を確立するためには、これらについて検討する必要がある。

すでに、円形断面については、実橋脚の1/5モデルの試験体を用いた正負交番荷重試験を実施し、本工法により補強することで耐荷力および変形性能が向上することを確認している³⁾。また、その評価方法については、鋼板を帯鉄筋に換算し、参考文献1)に準拠してRC巻立てと同様に評価できることを確認している。

一方、矩形断面についても円形断面と同様に、1)軸方向鉄筋の外側に帯鉄筋を配置できない、2)鋼板による拘束効果およびその評価方法が明らかでない、ことから、これらについて確認を行うため、実橋脚

表-1 試験体の諸元

試験体 CASE	断面寸法	補強厚	軸方向鉄筋			帯鉄筋および鋼板		
			既設部 (SD295A)	補強部 (SD345)	鉄筋比 Pt	既設部 (SD295)	補強部 (SD345)	鉄筋比 ps
無補強 CASE1	440× 440mm	-	D13-24 本	-	1.57%	D6@ 120mm	-	0.28%
RC 巻立て CASE2	540× 540mm	50mm(RC)		D13-24 本	2.26%		D10@ 50mm	1.61%
本工法 CASE3 本工法 +補強鋼材 CASE4	544.6× 544.6mm	50mm(RC)+ 2.3mm(鋼板)		D13-20 本	2.02%		鋼板 2.3mm (SS400)	1.18%

※CASE3, CASE4 の帯鉄筋体積比 ps 算出時の断面積 Ah は鋼板のみ考慮

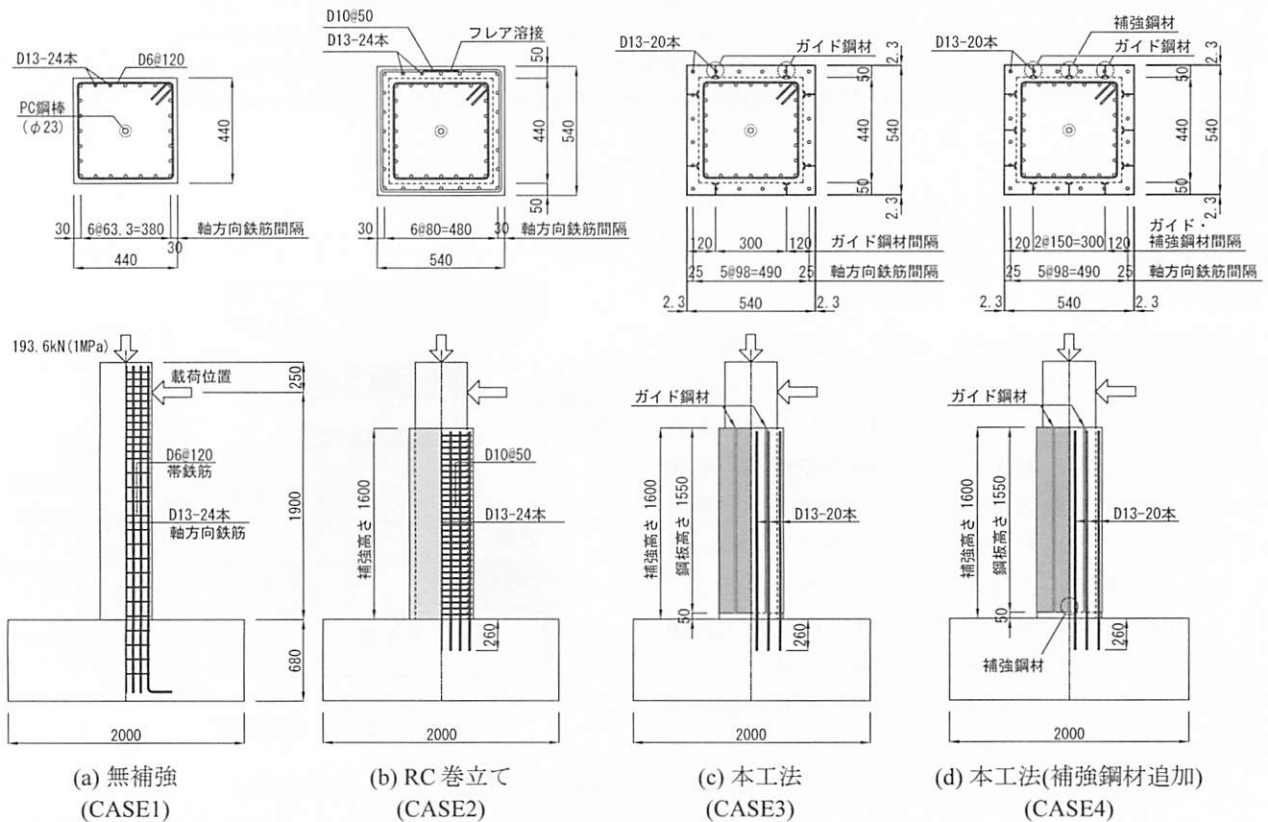


図-2 試験体の概要

の1/5モデルの試験体を用いた正負交番載荷試験を実施した。さらに、矩形断面では、鋼板下端部のはらみ出しの有無が明らかでないことから、この点についても検討を行った。以下に、試験により確認した破壊性状、耐力および変形性能について詳述するとともに、塑性率と履歴吸収エネルギー、等価減衰定数の関係について報告する。

2. 正負交番載荷試験

(1) 試験体

試験体の諸元を表-1に、試験体の概要を図-2に示す。試験体は、無補強、RC巻立て、本工法および本工法に補強鋼材を追加したもの（以下、それぞれ

CASE1, CASE2, CASE3およびCASE4）の4体とした。

試験体はいずれも曲げ破壊が先行するタイプとなるように鋼材量を決定した。また、CASE1は、道路橋示方書⁴⁾により計算される地震時保有水平耐力を満足しない設計とした。CASE2～CASE4はCASE1に対して各々の方法により補強した試験体であり、補強後の橋脚基部の曲げ耐力が同程度となるように設計した。なお、補強試験体の設計は参考文献1)に基づいて行った。

CASE2～CASE4の軸方向鉄筋のフーチングへの定着長は、参考文献1)を参考に鉄筋径の20倍の260mm(D13×20)とした。

CASE3およびCASE4の鋼板は、参考文献5)を参考にフーチング上面と鋼板下端との隙間を50mmとし

た．また，鋼板内側には圧入時の座屈防止を目的として配置するT型のガイド鋼材を取り付けた．さらに，CASE4は，ガイド鋼材間の中心に，T型の補強鋼材を鋼板下端から10cmの高さで取り付けた．これは，鋼板下端部と補強部コンクリートとの定着箇所を増やすことで，鋼板のはらみ出しに抵抗させ，はらみ出しによる橋脚基部の拘束効果の低下を防ぐことを目的としている．

(2) 使用材料

a) コンクリート

試験体のコンクリートには普通ポルトランドセメントを用い，すべて設計基準強度 24.0N/mm^2 とした．配合は，施工性を考慮してフーチング，橋脚の既設部，補強部で異なるものを用いた．フーチングは最大骨材寸法を 20mm ，スランプを 10cm とした．橋脚の既設部は，フーチングと同配合で最大骨材寸法のみを 10mm とした．橋脚の補強部の狭隘な箇所は，石灰石微粉末を用いた中流動コンクリートとし，最大骨材寸法を 10mm ，スランプフローを 40cm とした．また，ひび割れ抑制および収縮補償のため膨張材を 20kg/m^3 添加した．

b) 鉄筋

鉄筋は，過去の耐震補強事例に基づき，橋脚の既設部にSD295Aを用い，補強部にSD345を用いた．

c) 鋼板

CASE3およびCASE4に用いた鋼板および鋼板内側のガイド鋼材および補強鋼材は，厚さ 2.3mm のSS400を使用した．

d) エポキシ樹脂

軸方向鉄筋の定着に用いたエポキシ樹脂は，乾湿両用のエポキシ樹脂（E2300J）を使用した．

表-2にコンクリートと鋼材の材料試験結果を示す．

(3) 荷重方法

荷重試験は，静的な正負交番荷重により実施した．荷重は，ひび割れ発生時，橋脚部の最外縁の軸方向鉄筋降伏時（初降伏時）まで荷重制御により実施した．その後，初降伏時の変位を $1\delta y$ とし， $1\delta y$ ， $2\delta y$ ， $3\delta y$ ・・・と変位を漸増させて，各ステップ3サイクルを基本とした変位制御により行った．なお，それぞれの試験体の橋脚部には上部構造死荷重に相当する $1\text{MPa}(193.6\text{kN})$ を，PC鋼棒により軸方向力として導入した．荷重試験中には軸方向力が増加するため，必要に応じてPC鋼棒の緊張力を解放することで軸方向力が一定となるように調整を行った．

今回の試験における終局時は，各ステップで1サ

表-2 材料試験値 (単位: N/mm^2)

コンクリート				
		橋脚(既設部)		橋脚(補強部)
CASE1	圧縮強度	40.9		-
	弾性係数	29,784		-
CASE2	圧縮強度	43.6		36.3
	弾性係数	29,604		24,487
CASE3	圧縮強度	42.0		43.1
	弾性係数	28,698		26,810
CASE4	圧縮強度	46.5		35.3
	弾性係数	29,687		25,444
鉄筋				
		D6	D10	D13
SD295A	降伏強度	384	-	341
	引張強度	528	-	472
SD345	降伏強度	-	381	363
	引張強度	-	545	505
鋼板				
SS400	降伏強度	340		
	引張強度	456		

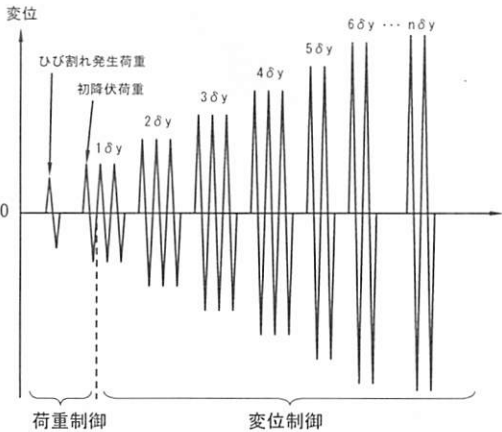


図-3 荷重パターン

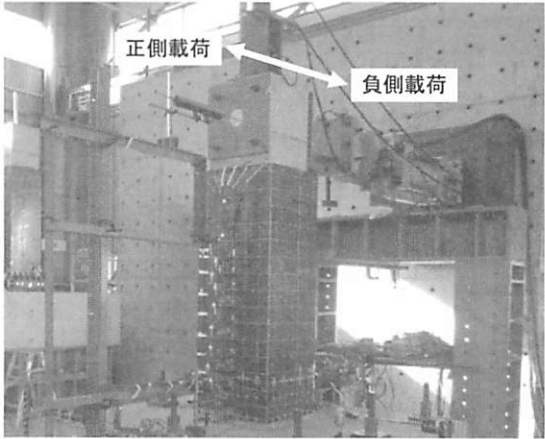


図-4 荷重状況

イクル目の荷重が最大荷重の80%を下回った時点とした．図-3に荷重パターンを示す．

(4) 測定項目

荷重荷重はロードセルを用いて測定した．また，

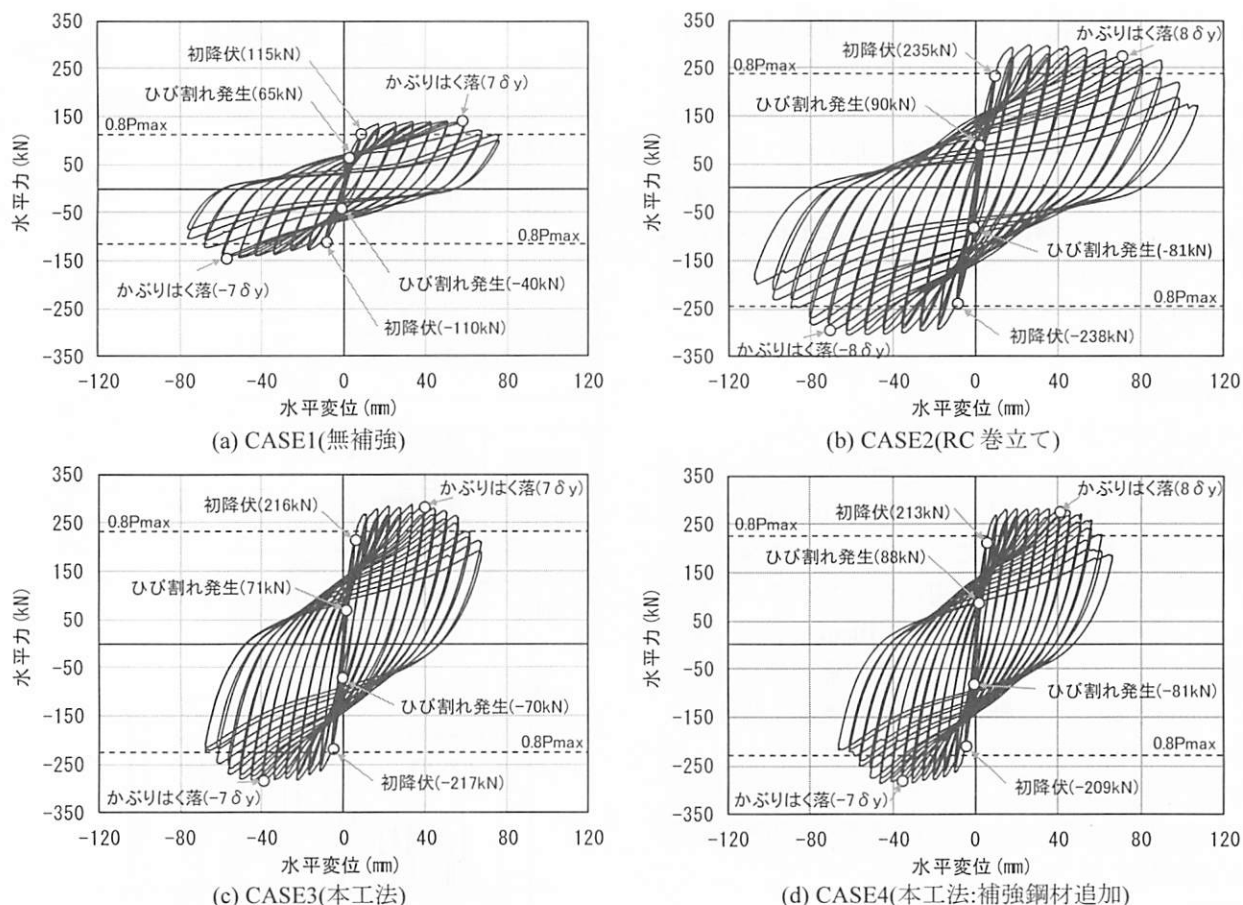


図-5 水平力-水平変位関係

PC鋼棒により与えた軸方向力もロードセルにて測定し、これを用いて載荷試験中に調整を行った。

変位は、載荷点の水平変位および橋脚基部の鉛直変位（軸方向鉄筋の拔出し量）を測定した。また、橋脚の曲率分布を計測するため載荷面とその裏面に橋脚基部から100mm間隔に変位計を設置した。

軸方向鉄筋(D13)のひずみは、軸方向鉄筋に貼付したひずみゲージを用いて測定した。軸方向鉄筋の降伏ひずみは材料試験結果より、既設部では $1,818\mu$ (SD295A)、補強部では $1,993\mu$ (SD345)とした。初降伏の判定は、CASE1は最外縁の軸方向鉄筋の中心の1本に設置したひずみゲージの値、CASE2～CASE4は最外縁のすべての軸方向鉄筋に設置したひずみゲージの平均値により行った。

また、CASE3は鋼板の挙動を確認するため、軸方向鉄筋のひずみゲージ位置と同じ平面にひずみゲージを貼付して、鉛直方向のひずみを計測した。載荷状況を図-4に示す。

3. 試験結果および考察

(1) 履歴特性と損傷状況

図-5に、4試験体の載荷点における水平力-水平変位関係の履歴曲線を示す。すべての試験体で曲げひび割れが進展した後、最外縁の軸方向鉄筋の降伏、かぶりコンクリートのはく落、軸方向鉄筋のはらみ出しおよび座屈を迎えた。さらに、CASE2～CASE4の補強部の軸方向鉄筋は、座屈部において破断を確認した。また、履歴特性は、すべての試験体でエネルギー吸収性能に優れた紡錘状を示した。これらのことから、本工法はRC巻立てと同様に損傷が進展すること、および同タイプの履歴特性を示すことが分かった。また、CASE3とCASE4を比較すると、履歴はほぼ一致することから、鋼板内側に取り付けた補強鋼材は履歴特性へ影響を及ぼさないとと言える。

表-3に試験結果の一覧を示し、CASE2およびCASE3の損傷の進展状況を以下に示す。CASE2では曲げひび割れ発生後、 $3\delta_y$ で斜めひび割れが発生した。その後、 $8\delta_y$ でかぶりコンクリートのはく落し、 $11\delta_y$ で終局に至った。さらに、 $12\delta_y$ まで載荷した時点で軸方向鉄筋が破断した。

一方、CASE3では橋脚下端および高さ50mmに位置する鋼板の下端位置に水平方向の曲げひび割れが発生し、 $7\delta_y$ でかぶりコンクリートのはく落した後、 $10\delta_y$ で座屈した軸方向鉄筋の破断により荷重が低下

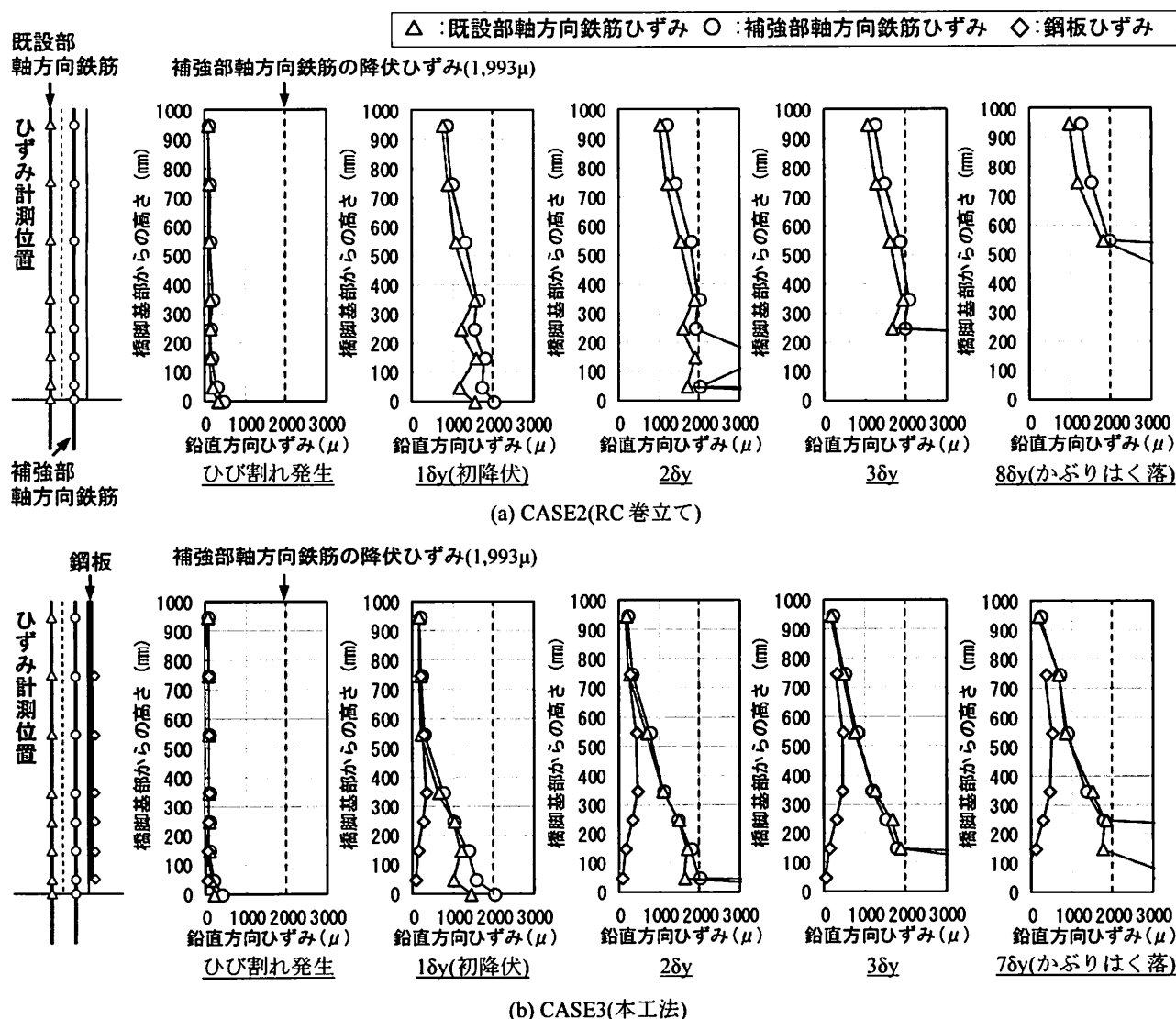


図-7 鉛直方向ひずみ分布

して11δyで終局に至った。試験終了時における鋼板のはらみ出しは、鋼板下端部のガイド鋼材間でわずかに確認された。なお、CASE3とCASE4の損傷の進展状況および試験終了時の損傷状況に差異が見られなかったため、ここでは例としてCASE3を示すこととする。

図-6に、CASE2とCASE3の試験終了時のひび割れ状況と橋脚基部の損傷状況を確認した。

CASE2は、橋脚基部から高さ1.35mまで水平ひび割れが発生し、橋脚基部から高さ250mm程度の範囲でかぶりコンクリートのはく落が確認された。

一方、CASE3は、試験終了後に鋼板を剥がして損傷状況を確認したところ、鋼板巻立て範囲には水平ひび割れが目視により確認できなかった。また、かぶりコンクリートのはく落は、鋼板下端とフーチング上面との隙間50mmでは全面に渡って確認され、鋼板巻立て範囲ではガイド鋼材間で橋脚基部から高さ150mm程度の範囲で確認された。このことより、

本工法は鋼板の拘束効果により、橋脚基部に損傷が集中したものと考えられる。

(2) 鋼板と軸方向鉄筋の鉛直方向ひずみ分布

図-7に、CASE2とCASE3の負側最大荷重時における、既設部および補強部の軸方向鉄筋と鋼板の鉛直方向ひずみ分布を示す。ひずみは、ひび割れ発生、1δy(初降伏)、2δy、3δy、かぶりコンクリートのはく落時を示す。ひずみの計測位置は、軸方向鉄筋および鋼板ともに、載荷面の中心もしくは中心近傍の2点の平均とする。

ひずみの計測結果より、CASE2の既設部と補強部の軸方向鉄筋ひずみは、ひび割れ発生から、かぶりコンクリートのはく落に至るまで、ほぼ一定の比率のまま増加している。このことから、RC巻立てでは、既設部と補強部が曲げ変形に対して一体となって挙動することが分かる。これに対し、CASE3では、既設部と補強部の鉄筋ひずみはほぼ一致しており、

表-3 試験結果一覧

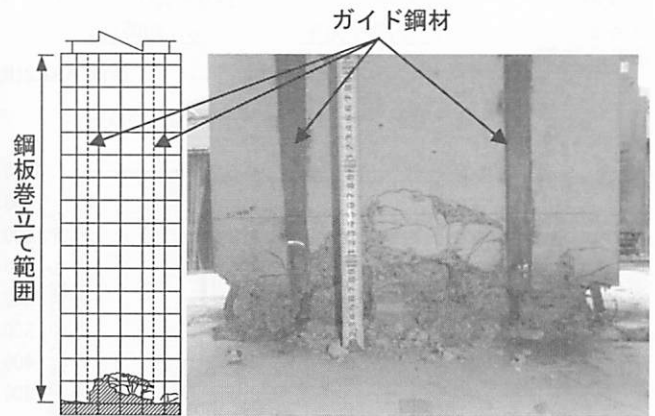
		ひび割れ発生時	初降伏時	最大荷重時	かぶりコンクリートのはく落時	終局時
CASE1 (無補強)	荷重(kN)	52.6	112.3	143.1	143.1	114.7
	変位(mm)	1.9	8.4	49.8	57.5	72.1
CASE2 (RC 巻立て)	荷重(kN)	85.4	236.4	298.9	285.1	240.9
	変位(mm)	1.4	9.0	44.0	70.7	92.6
CASE3 (本工法)	荷重(kN)	70.3	216.4	285.4	282.7	282.7
	変位(mm)	1.0	5.5	33.7	39.4	64.3
CASE4 (本工法:補強鋼材追加)	荷重(kN)	84.4	210.9	283.8	281.1	227.5
	変位(mm)	1.2	5.1	30.2	38.3	60.3

※表中の数値は正負の計測値の平均値を示す

■ :はく落範囲



(a) CASE2(RC 巻立て)



(b) CASE3(本工法)

図-6 試験終了後の損傷状況（載荷面）

また、CASE3の鋼板のひずみは、 $1\delta y$ では橋脚基部から高さ550mmより上方、 $2\delta y$ では橋脚基部から高さ750mmより上方で軸方向鉄筋ひずみと一致しているが、 $3\delta y$ 以降は最大で500 μ 程度となり軸方向鉄筋ひずみに追従しない。このことより、本工法の鋼板と補強部コンクリートは、曲げ変形時に一体となって挙動せず、平面保持が成り立っていないことが分かる。

また、かぶりコンクリートのはく落時において、補強部の軸方向鉄筋ひずみが降伏に達した範囲は、CASE2では橋脚基部から高さ350mm、CASE3では橋脚基部から高さ150mmであり、図-6に示す損傷範囲と同様に基部に損傷が集中する傾向を示す。

(3) 耐力および変形性能

図-8に載荷点における水平力-水平変位関係の包絡線を示し、図中に示すかぶりコンクリートのはく落時の荷重と変位を表-4に示す。

CASE1とCASE3の試験結果より、かぶりコンクリートのはく落時の荷重を比較すると、CASE3は282.7kN、CASE1は143.1kNとなり、補強後の荷重は補強前の1.98倍に向上した。また、かぶりコンクリ

ートのはく落時の変位を比較すると、CASE3は39.4mm、CASE1は57.5mmとなり、補強後の変位は補強前の0.69倍と小さくなった。このことより、本工法により補強することで、補強前に対して、曲げ耐力は向上するが、かぶりコンクリートのはく落時の変位は小さくなることが分かった。

CASE2とCASE3の試験結果より、CASE3のかぶりコンクリートのはく落時の荷重は、CASE2の285.1kNに対して0.99倍となり計算値と同程度の耐力を示した。しかし、CASE3のかぶりコンクリートのはく落時の変位は、CASE2の70.7mmと比較して0.56倍と小さくなった。

試験結果より、本工法は補強前およびRC巻立てにより補強した橋脚と比較して、かぶりコンクリートのはく落時の変位は小さくなるが、塑性率（はく落変位/初降伏変位）により評価すると、本工法は、RC巻立てと同程度の変形性能を示す。これは、補強部のコンクリートを鋼板で巻立てるため、RC巻立てと比較して曲げ剛性が高くなり、初降伏時の変位も小さくなるためと考えられる。

図-9にCASE2およびCASE3の載荷点における水平力-水平変位関係の履歴曲線と併せて計算値を示し、

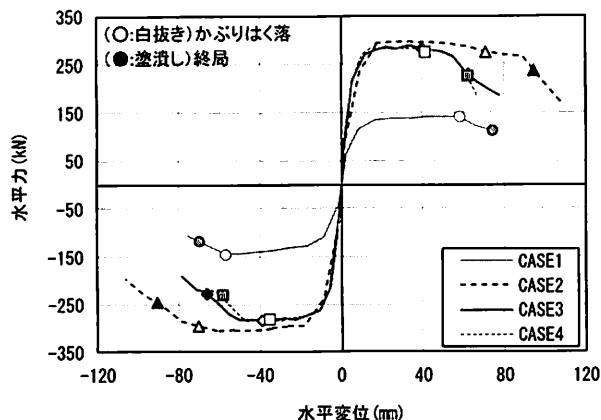
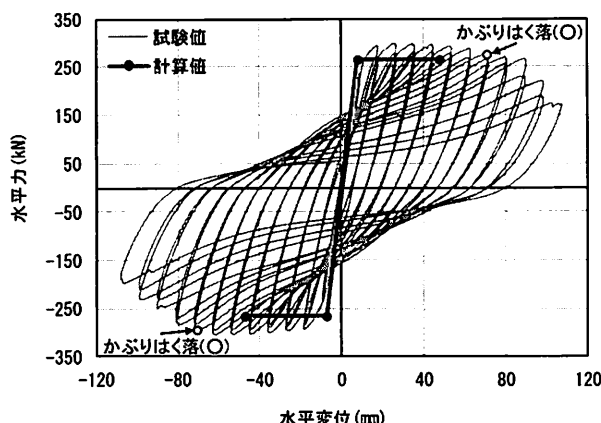


図-8 包絡線の比較



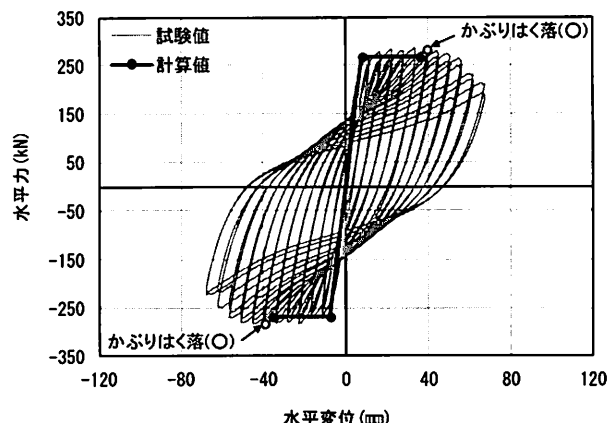
(a) CASE2(RC 巻立て)

			CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
計算値	曲げ耐力	kN	116.8	265.7	268.4	264.1
	終局変位	mm	27.3	47.4	35.8	38.6
試験値	最大荷重	kN	143.1	298.9	285.4	283.8
	はく落荷重	kN	143.1	285.1	282.7	278.1
	初降伏変位	mm	8.4	9.0	5.5	5.1
	はく落変位	mm	57.5	70.7	39.4	38.3
はく落変位/初降伏変位			6.9	5.3	6.5	7.6
はく落荷重/曲げ耐力			1.23	1.07	1.05	1.05

※はく落荷重：かぶりコンクリートのはく落時の荷重

※はく落変位：かぶりコンクリートのはく落時の変位

※試験値は正負の計測値の平均値を示す



(b) CASE3(本工法)

図-9 試験値と計算値との比較

表-4にCASE1～CASE4の計算値と試験値との比較を示す。ここで、計算値は道路橋示方書⁴⁾および参考文献1)に準拠して、表-2の材料試験値を用いて求めている。CASE3とCASE4については、鋼板を帯鉄筋に換算してRC巻立てと同様に計算しており、横拘束効果は鋼板のみを考慮している。また、図-7(b)に示すように、補強部のコンクリートと鋼板は一体となって曲げ挙動をしないことから、鋼板の軸方向剛性は考慮していない。

曲げ耐力に着目して試験値と計算値とを比較すると、CASE2のかぶりコンクリートのはく落時の荷重は285.1kN、曲げ耐力の計算値は265.7kNであり、計算値に対して試験値は約1.07倍となった。また、CASE3のかぶりコンクリートのはく落時の荷重は282.7kN、曲げ耐力の計算値は268.4kNであり、計算値に対して試験値は約1.05倍となった。

一方で、終局変位に着目して試験値と計算値とを比較すると、CASE2のかぶりコンクリートのはく落時の変位は70.7mm、終局変位の計算値は47.4mmであり、計算値に対して試験値は約1.49倍となった。また、CASE3のかぶりコンクリートのはく落時の変位は39.4mm、終局変位の計算値は35.8mmであり、計算値に対して試験値は約1.10倍となった。

これらのことより、鋼板を帯鉄筋に換算してRC巻立てと同様に評価することで、本工法は、曲げ耐力の計算値が試験値を安全側に評価できること、および試験により確認された、かぶりコンクリートのはく落時の変位が、終局変位の計算値とほぼ一致する結果となった。一方で、本工法と同程度の曲げ耐力となるように設計したRC巻立ては、終局変位の計算値に対して、かぶりコンクリートのはく落時は約1.5倍の変位を有する。

(4) 履歴吸収エネルギー

図-10に、履歴吸収エネルギーと塑性率（載荷時最大変位/初降伏変位）の関係を示す。履歴吸収エネルギーは各ステップの最初のサイクルを用いて算出した。

CASE1は、かぶりコンクリートのはく落に伴いエネルギー吸収量が低下する結果となった。一方で、CASE2～CASE4は、いずれもかぶりコンクリートのはく落が開始しても吸収するエネルギーは増加する結果となった。このことより、補強後の橋脚は、かぶりコンクリートのはく落以降も安定したエネルギー吸収性能を示すことがわかる。

また、CASE3およびCASE4は、CASE2よりも履歴

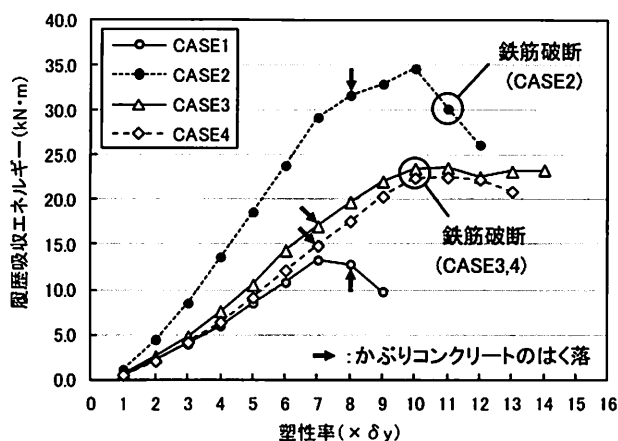


図-10 履歴吸収エネルギー

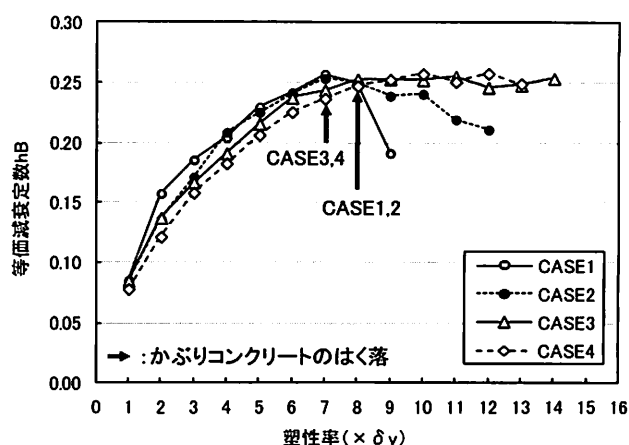


図-11 等価減衰定数

吸収エネルギーが小さくなるが、かぶりコンクリートのはく落および軸方向鉄筋の破断後も急激なエネルギー吸収量の減少は見られなかった。

(5) 等価減衰定数

図-11に、等価減衰定数と塑性率（載荷時最大変位/初降伏変位）の関係を示す。等価減衰定数は各ステップの最初のサイクルを用いて算出した。4試験体とも、等価減衰定数は0.08～0.26の範囲で、かぶりコンクリートのはく落までは同様に推移する傾向を示した。かぶりコンクリートのはく落以降、CASE1は急激に低下し、CASE2は緩やかに低下を示したが、CASE3およびCASE4は0.25程度の安定した減衰性能を示す結果となった。このことより、本工法により補強することで、試験体の損傷後においても安定した減衰性能を示すことが分かる。

4. まとめ

本工法により補強した矩形断面を有するRC橋脚の1/5モデル試験体を用いて実施した、正負交番載荷試験結果より以下のことが確認できた。

- 1) 本工法は、RC巻立てと同様に損傷が進行し、履歴特性はRC巻立てと類似した履歴のタイプを示す。
- 2) 本工法は、試験終了時の鋼板下端部のはらみ出しはほとんど見られなかった。また、はらみ出し防止を目的として鋼板下端部に取り付けた補強鋼材は、履歴特性、耐荷力および変形性能にはほとんど影響を及ぼさない。
- 3) 本工法は、RC巻立てと比較して損傷が橋脚基部に集中し、鋼板巻立て範囲においては、ひび割れによる損傷はほぼ見られない。

- 4) 本工法は、横拘束効果を鋼板のみに考慮し、鋼板を帯鉄筋に換算して、鋼板の軸方向剛性を考慮せずにRC巻立てと同様に評価することで、曲げ耐力については安全側に、終局変位についてはほぼ一致する結果を示す。
- 5) 本工法の履歴吸収エネルギーは、RC巻立てに比較して小さいが、かぶりコンクリートのはく落以降も安定したエネルギー吸収性能を示す。
- 6) 本工法の等価減衰定数は、RC巻立てと同等の減衰性能を有しており、かぶりコンクリートのはく落以降も安定した性能を示す。

参考文献

- 1) 財団法人海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，平成17年4月
- 2) 例えば、オリエンタル白石株式会社：ピア-リフレ工法施工実績
- 3) 梅本，岩本，堀越，大塚：圧入により鋼板巻立てを行う橋脚の耐震補強工法の開発，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.2，2013。
- 4) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，平成14年3月
- 5) 独立行政法人土木研究所：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
- 6) 社団法人日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，平成9年8月
- 7) 独立行政法人土木研究所：橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン（案）（橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法），土木研究所資料第4023号，平成18年8月