

報告 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

梅本 洋平*1・岩本 靖*2・堀越 直樹*3・大塚 久哲*4

要旨：既設橋脚の耐震補強工法として、圧入により鋼板巻立てを行い橋脚のせん断補強を行う工法があり、実績を重ねてきた。この工法は、せん断補強であるため、曲げ補強が必要な橋脚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、既設橋脚の曲げ補強が可能な耐震補強工法を開発した。開発した工法の実橋脚の 1/5 モデルの試験体を用いた正負交番載荷試験を行い、十分な補強効果、耐荷力および変形性能を有していることが確認でき、鋼板を帯鉄筋に換算して RC 巻立てと同様に地震時保有水平耐力を計算できることが判った。

キーワード：耐震補強, 圧入, 鋼板巻立て, 曲げ補強, 正負交番載荷試験

1. はじめに

既設橋脚や基礎の耐震補強工法は、RC または PC 巻立て工法や鋼板巻立て工法、増し杭工法などがある¹⁾。しかし、既設構造物直下では、空頭が低い厳しい制約条件となる場合があることや、橋脚が河川内に位置するため仮締切や栈橋など大規模な仮設備が必要となることから、施工が困難で、工費も高額となる状況であった。そこで、厳しい制約条件下において、施工性に優れ、大規模な掘削および土留めが不要で、経済的な工法として、パイルベント橋脚の耐震補強工法を開発した(平成 11～13 年度(独)土木研究所との官民共同研究「既設基礎の耐震補強技術の開発」)^{2) 3)}。その後、パイルベント橋脚の耐震補強工法を発展させ、圧入により鋼板巻立てを行う橋脚のせん断補強工法を開発し、実績を重ねてきた⁴⁾。

この工法は、せん断補強工法であるため、曲げ補強が必要な橋脚には適用できなかった。そこで、施工性に優

れ、経済的な工法であるこの工法を応用・発展させて、既設橋脚の曲げ補強が可能な耐震補強工法(以下、本工法という)を開発した。本工法の概要を図-1に示す。

本工法は、図-1に示すように、1) 軸方向鉄筋の外側に帯鉄筋を配置できない、2) 鋼板の拘束程度が明確ではない、3) 鋼板の拘束効果の評価方法が明らかではない、ことから本工法の実橋脚の 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、本工法による補強効果、耐荷力および変形性能を確認した。以下に、正負交番載荷試験の結果について、参考文献5)を基に本工法の補強効果、変形性能などを詳述するとともに、塑性率と履歴吸収エネルギーや、等価減衰定数の関係を報告する。

なお、本工法を用いて曲げ補強を行うためには、図-1に示すように、軸方向鉄筋をフーチングへ定着する必要がある。このため、正負交番載荷試験と同時に、実橋脚を模擬した試験体を用いて施工性確認試験を実施した。

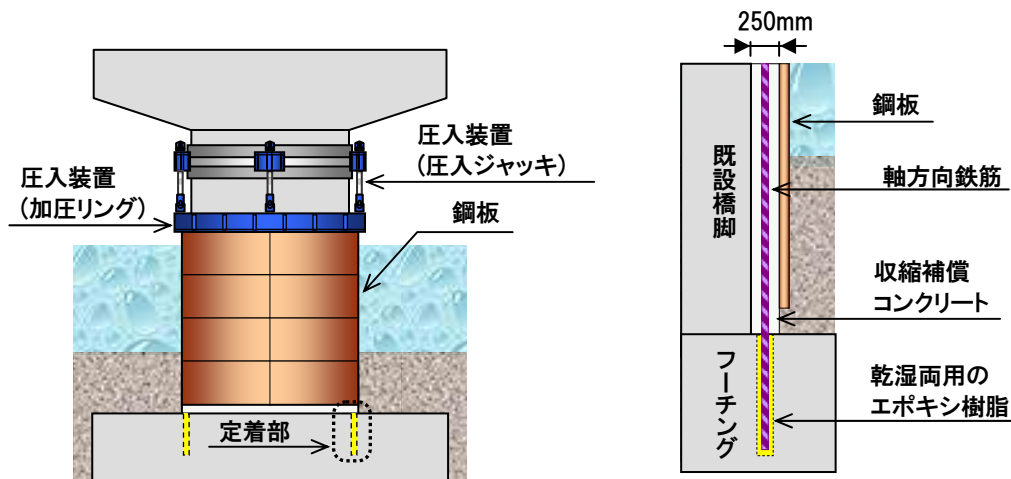


図-1 本工法の概要

*1 オリエンタル白石(株) 本社 施工・技術本部 技術部 補修補強チーム 工修 (正会員)

*2 オリエンタル白石(株) 本社 施工・技術本部 技術部 補修補強チーム

*3 オリエンタル白石(株) 本社 施工・技術本部 技術研究所 (正会員)

*4 九州大学大学院 工学部教授 工博 (正会員)

その結果、軸方向鉄筋を定着するためにフーチングに設ける孔は、ウォータージェット工法を用いて削孔することで施工することができること、軸方向鉄筋の定着は乾湿両用のエポキシ樹脂を用いることで定着することができることを確認した⁵⁾。

2. 正負交番荷重試験

2.1 試験体

試験体は無補強、RC 巻立ておよび本工法（以下、それぞれ、CASE1、CASE2 および CASE3 とする）の 3 体とした。いずれの試験体も実橋脚の 1/5 モデルとした⁶⁾。また、CASE1 は曲げ破壊型となるように設計し、基準試験体とした。CASE2 および CASE3 は補強試験体であり、橋脚基部において両者の曲げ耐力が同程度になるように

補強設計を行い、補強鋼材量を決定した。なお、試験体の設計は参考文献 7) および 8) に基づいて行った。

CASE2 および CASE3 の軸方向鉄筋のフーチングへの埋込み長さは、参考文献 1) を参考に鉄筋径の 20 倍の 260mm ($\phi 13 \times 20$) とした。また、CASE3 の鋼板とフーチングのあきは、参考文献 9) を参考に 50mm とした。

それぞれの試験体の橋脚部には、上部構造の死荷重反力に相当する 1.0MPa 程度の軸方向圧縮力度を PC 鋼棒にて導入した。

表-1 に試験体の諸元一覧表を、図-2 に試験体の概要図を示す。

2.2 使用材料

(1) コンクリート

試験体に用いたコンクリートは設計基準強度を

表-1 試験体の諸元一覧表

	試験体寸法		軸方向鉄筋			帯鉄筋		
	断面寸法	補強厚	既設部 (SD295)	補強部 (SD345)	鉄筋比 ρ_t	既設部 (SD295)	補強部 (SD345)	鉄筋比 ρ_s
無補強 (CASE1)	$\phi 500$	—	D13-22 本	—	1.42%	D6@120mm	—	0.21%
RC 巻立て (CASE2)	$\phi 600$	50mm(RC)		D13-12 本	1.61%		D10@50mm	1.43%
本工法 (CASE3)	$\phi 604.6$	50mm(RC) +2.3mm(鋼板)		D13-10 本	1.51%		鋼板厚: 2.3mm(SS400)	1.40%

CASE2, CASE3 の鉄筋比 ρ_t , ρ_s は SD295 に換算した値

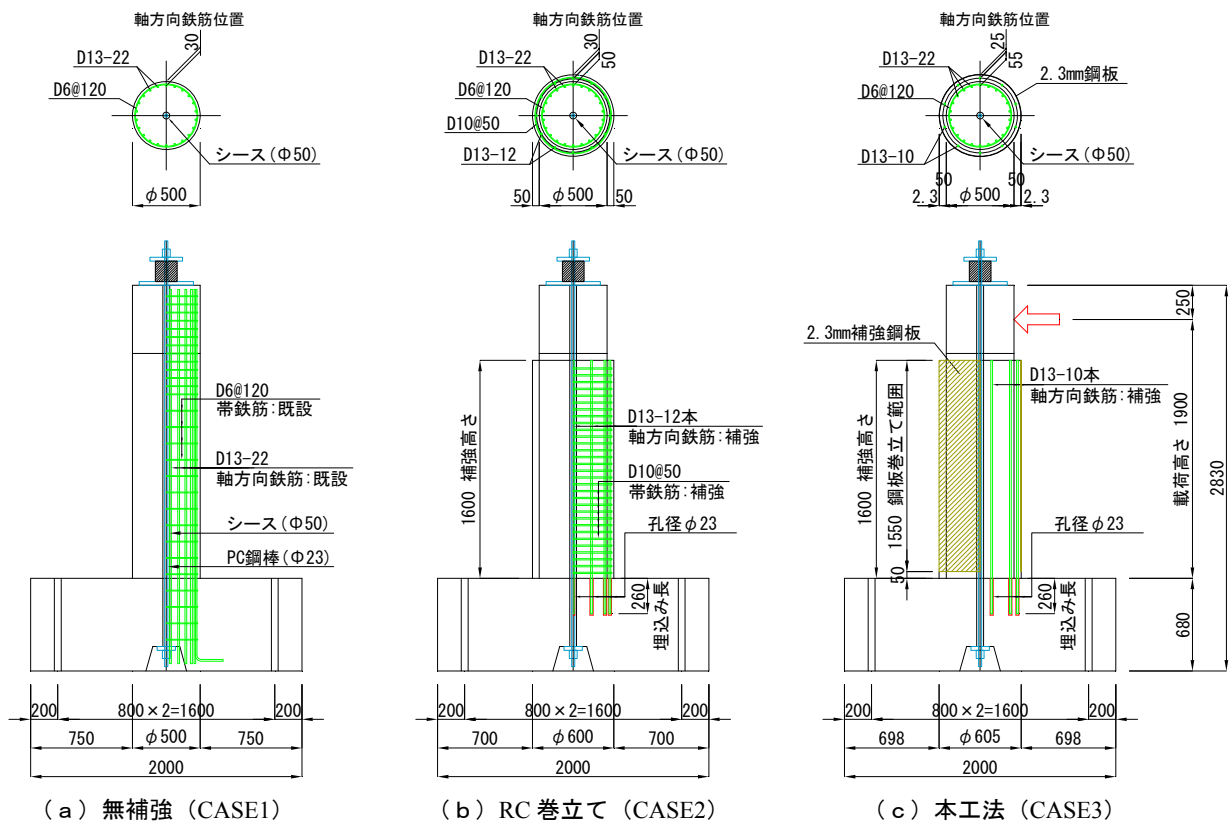


図-2 試験体の概要図

24N/mm²とし、普通ポルトランドセメントを用いた。配合は、施工性を考えて、フーチング、橋脚の既設部、補強部で異なる仕様とした。フーチングは、最大骨材寸法を20mm、スランブを10cmとした。橋脚の既設部は、フーチングの配合と同様で最大骨材寸法のみを10mmとした。橋脚の補強部は狭隘であるため、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、スランブフローを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/m³添加した。

(2) 鉄筋

鉄筋は、橋脚の既設部はSD295Aとした。これは、実際の補強対象となる橋脚にSD295Aが使用されているためである。フーチング、橋脚部の補強部はSD345を使用した。

(3) 鋼板

CASE3に用いた鋼板は、厚さ2.3mmのSS400を使用した。

(4) 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に試験体に用いたコンクリート、鉄筋および補強鋼板の諸元一覧表を示す。

2.3 載荷試験

載荷試験は参考文献(6)に準拠して、静的に正負交番載荷試験を実施した。載荷は、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)まで荷重制御にて実施した。なお、ここでの最外縁の軸方向鉄筋は、CASE1では既設部の、CASE2およびCASE3では補強部の軸方向鉄筋とした。その後、初降伏時の変位を $1\delta y$ とし、 $1\delta y, 2\delta y, 3\delta y, \dots$ と変位を漸増させて、各ステップ3サイクルずつの変位制御による載荷を行った。また、載荷試験中に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調整を行った。

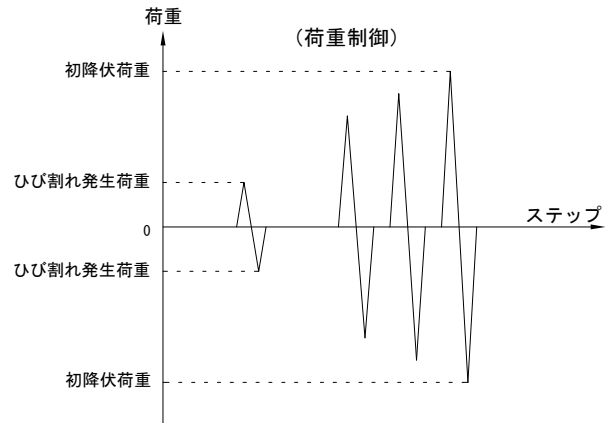
表-2 コンクリート、鉄筋および補強鋼板の諸元一覧表

コンクリート				
CASE1	フーチング	橋脚部 (既設部)	橋脚部 (補強部)	
圧縮強度	N/mm ²	38.6	40.4	—
弾性係数	N/mm ²	3,3628	3,0834	—
CASE2	フーチング	橋脚部 (既設部)	橋脚部 (補強部)	
圧縮強度	N/mm ²	38.2	45.9	44.0
弾性係数	N/mm ²	31,199	29,534	29,149
CASE3	フーチング	橋脚部 (既設部)	橋脚部 (補強部)	
圧縮強度	N/mm ²	32.0	41.9	49.7
弾性係数	N/mm ²	31,809	31,025	31,565
鉄筋				
SD295A	D6	D10	D13	
降伏強度	N/mm ²	372	—	351
引張強度	N/mm ²	542	—	476
SD345	D6	D10	D13	
降伏強度	N/mm ²	—	399	394
引張強度	N/mm ²	—	544	533
補強鋼板				
降伏強度	N/mm ²	344		
引張強度	N/mm ²	450		

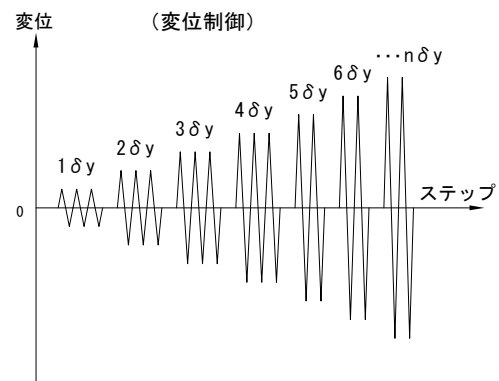
試験における終局は、各ステップで1サイクル目の荷重が最大荷重の80%を下回った時点とし、その時の荷重を終局荷重、変位を終局変位とした。図-3に載荷パターンを、写真-1にCASE3の載荷状況を示す。

2.4 測定項目

載荷荷重は、ロードセルを用いて測定した。また、PC



(a) ひび割れ発生時および軸方向鉄筋降伏時まで



(b) 軸方向鉄筋降伏時以降終局時まで

図-3 載荷パターン



写真-1 載荷状況 (CASE3)

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、軸方向力の調整を行った。

変位は、載荷点の水平変位および橋脚基部の鉛直変位（軸方向鉄筋の抜き出し量）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。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、鉛直方向ひずみを測定した。

損傷状況は、各ステップにおいて、ひび割れの進展状況、かぶりコンクリートのはく落状況および軸方向鉄筋の破断状況などを、スケッチおよび写真にて記録した。

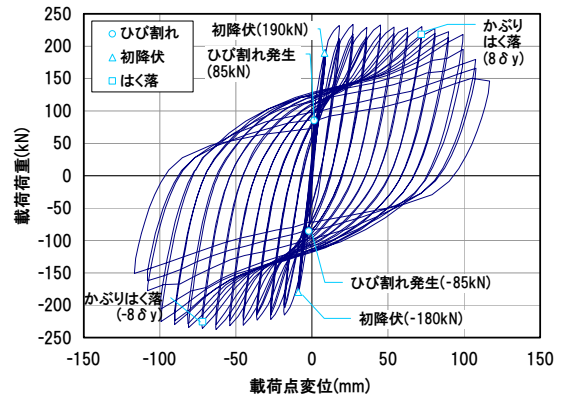
3. 試験結果および考察

3.1 履歴特性と破壊性状

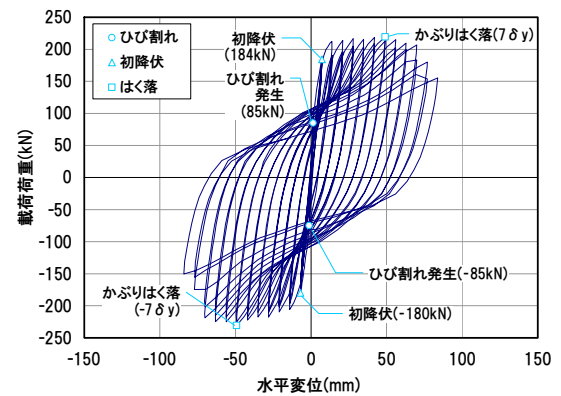
3 試験体とも載荷が進むに従い、曲げひび割れが進行した後、かぶりコンクリートのはく落、軸方向鉄筋のはらみ出し、および座屈が起り、軸方向鉄筋の破断を伴って終局を迎えた。本工法の履歴特性を比較するため、CASE2 および CASE3 の載荷荷重と載荷点変位の関係を図-4 に示す。ここでは示していないが、基準試験体である無補強のCASE1を含めてCASE2およびCASE3は、典型的な紡錘状の履歴特性を示した。CASE3 の履歴特性はCASE2のそれと類似していることから、本工法はRC巻立てと同様な挙動を示すと言える。

図-5 に載荷試験終了時の損傷状況を示す。また、試験結果一覧表を表-3 に示す。CASE2 および CASE3 の損傷の進展状況について比較すると、CASE2 では曲げひび割れ発生後、3 δy で斜めひび割れが発生した。その後、8 δy でかぶりコンクリートのはく落し、11 δy 以降、座屈した軸方向鉄筋の破断により荷重が低下し、12.3 δy で終局に至った。

一方、CASE3 では橋脚基部および高さ 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



(a) CASE2 (RC 巻立て)



(b) CASE3 (本工法)

図-4 載荷荷重と載荷点変位の関係

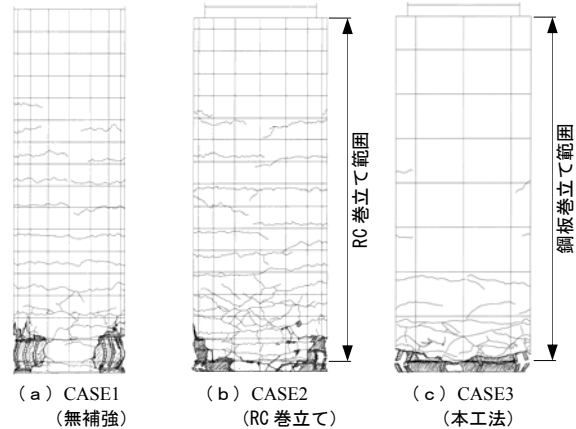


図-5 試験終了時の損傷状況

表-3 試験結果一覧表

試験体名		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はく落時	終局時
CASE1 (無補強)	荷重 (kN)	65.1	102.0	137.1	127.3	109.7
	変位 (mm)	3.1	8.3	42.6	51.1	70.0
CASE2 (RC 巻立て)	荷重 (kN)	85.3	184.7	235.7	221.8	188.6
	変位 (mm)	1.7	8.6	45.1	71.9	105.9
CASE3 (本工法)	荷重 (kN)	80.0	182.0	224.9	224.9	179.9
	変位 (mm)	1.3	7.1	49.1	49.1	76.9

表中の数値は正負の計測値の平均値を示す。

δy でかぶりコンクリートがはく落した後、 $10\delta y$ で橋脚基部の座屈した軸方向鉄筋の破断により荷重が低下し、 $10.8\delta y$ で終局に至った。なお、終局時においても鋼板のはらみ出しは起こっていなかった。

また、試験終了後、CASE3 の鋼板を取り除いて、CASE2 と損傷状況を比較した。CASE3 は、CASE2 に比べて、鋼板の巻立て範囲においてひび割れ本数が少なく、かぶりコンクリートのはく落も橋脚基部に集中する結果であった。これは、鋼板の拘束効果により、橋脚基部に損傷が集中したためであると考えられる。

3.2 耐力および変形性能

載荷点における載荷荷重と載荷点変位の関係を図-6に、試験体に使用したコンクリートと鉄筋の材料強度を用いて、参考文献7)により計算した曲げ耐力と試験により得られた諸数値との比較表を表-4に示す。

CASE1 と CASE3 の試験結果より、最大荷重は、CASE1 では 137.1kN であり、CASE3 では 224.9kN であった。CASE3 は補強することで、CASE1 に比べて約 1.6 倍の耐力を有している。また、終局時の変位は、CASE1 では 70.0mm であり、CASE3 では 76.9mm であった。CASE3 は補強することで、CASE1 に比べて約 1.1 倍の変形性能を有している。これらのことから本工法による補強効果が確認できたと言える。

CASE2 と CASE3 の試験結果より、ひび割れ発生時、初降伏時、最大時および終局時の荷重はほぼ同程度である。但し、降伏変位 δy に対する終局変位 δu は、CASE2 では 12.3、CASE3 で 10.8 であり、変形性能は RC 巻立てと比べて小さかった。これは、図-5 で示したように、CASE3 は鋼板の拘束効果により橋脚基部に損傷が集中したため、CASE2 より早期に終局を迎えたためであると考えられる。

図-7 に本工法の載荷荷重と載荷点変位の履歴曲線を示す。同図には試験値と併せて計算値も付記した。なお、本工法の計算値は、参考文献1)に準拠して、鋼板を帯鉄筋に換算して求めたものである。

CASE3 の試験結果の最大荷重は、計算結果とほぼ同程度であり、本工法は、鋼板を帯鉄筋に換算し、RC 巻立てと同様に評価することができると言える。

3.3 履歴吸収エネルギー

図-8 に履歴吸収エネルギーと塑性率（各ステップの最初のサイクルの最大変位を初降伏変位で除した値）の関係を示す。なお、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が始まる $6\delta y$ で、吸収するエネルギー量が低下している。一方、CASE3 は、かぶりコンクリートのはく落が始まっても吸収するエネルギー量は、CASE1 のように低下せず、増加

している。なお、CASE3 は CASE1 に比べて、 $1\delta y$ の水平変位は小さい (CASE1 : 8.3mm, CASE3 : 7.1mm) が、吸収するエネルギー量が大きくなっている。これらのことから、本工法により補強を行うことで、耐震性能が向上していると言える。

CASE3 および CASE2 の履歴吸収エネルギーは、かぶりコンクリートのはく落が始まっても、吸収するエネルギー量は増加しており、両者は同様な傾向を示している。このことから、本工法は、RC 巻立てと同様なエネルギー吸収性能を示していると言える。なお、CASE3 と CASE2 を比較すると、同じ塑性率では、荷重が同程度で、

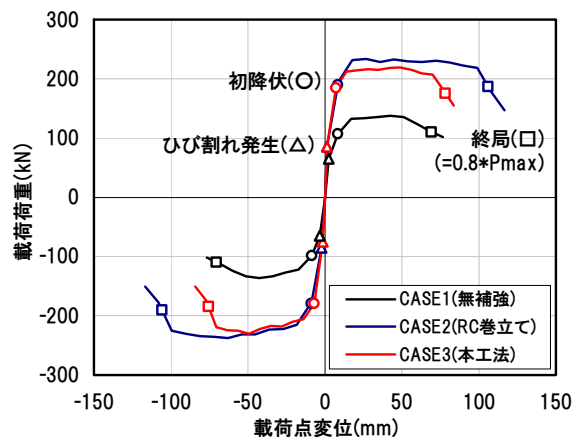


図-6 載荷荷重と載荷点変位の関係（包絡線）

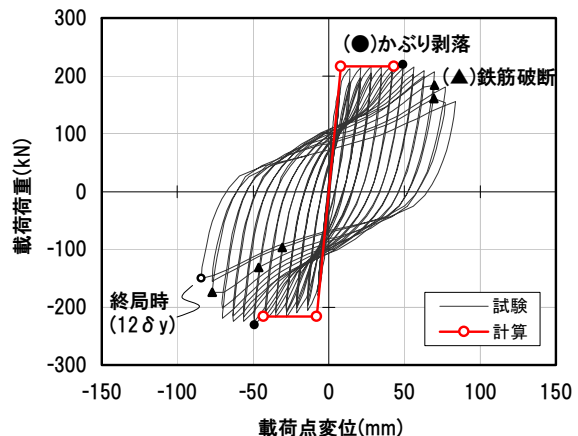


図-7 載荷荷重と載荷点変位の関係（履歴曲線）

表-4 計算値と試験値の比較表

		CASE1 (無補強)	CASE2 (RC 巻立て)	CASE3 (本工法)	
計算値	曲げ耐力	kN	119.5	221.0	216.5
	最大荷重	kN	137.1	235.7	224.9
試験値	降伏変位	mm	8.3	8.6	7.1
	終局変位	mm	70.0	105.9	76.9
	終局変位/降伏変位		8.4	12.3	10.8
	最大荷重/曲げ耐力		1.15	1.07	1.04

表中の試験値は正負の計測値の平均値を示す。

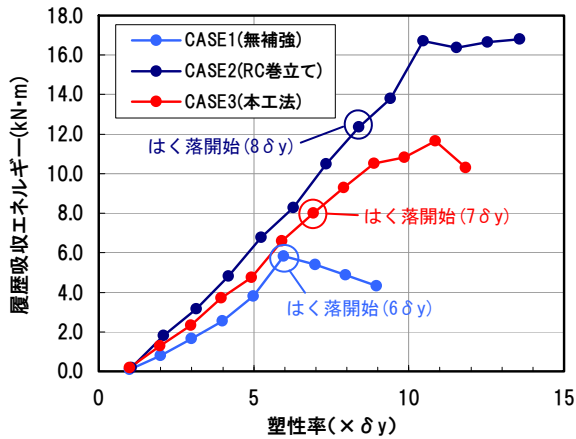


図-8 履歴吸収エネルギーと塑性率の関係

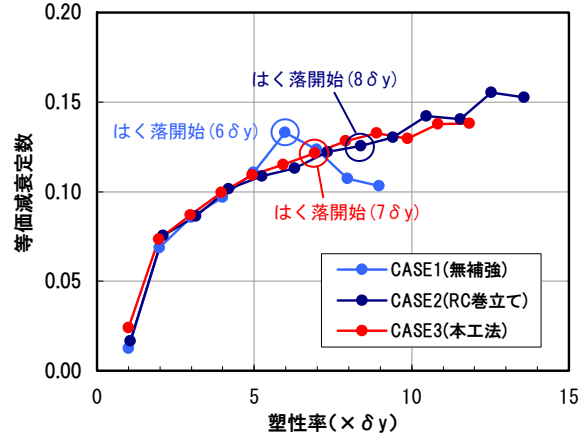


図-9 等価減衰定数と塑性率の関係

変形量大きい CASE2 の吸収するエネルギー量が大きくなっている。

3.4 等価減衰定数

図-9 に等価減衰定数と塑性率（各ステップの最初のサイクルの最大変位を降伏変位で除した値）の関係を示す。なお、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。

CASE1 は、かぶりコンクリートのはく落が始まるとともに等価減衰定数が低下している。一方、CASE3 は、かぶりコンクリートのはく落が始めても等価減衰定数は、CASE1 のように低下せず、増加しており、本工法により補強を行うことで、安定した減衰性能を有していると言える。

CASE3 および CASE2 の等価減衰定数は、かぶりコンクリートのはく落が始まっても増加しており、両者は同様な傾向を示している。また、CASE2 と CASE3 の等価減衰定数を比較すると、CASE3 は 0.02~0.14 の範囲であり、CASE2 は 0.02~0.16 の範囲である。両者とも同様な値を示している。これらのことから、本工法は、RC 巻立てと同程度の減衰性能を有していると言える。

4. まとめ

既存橋脚の 1/5 モデルの試験体を用いて実施した静的な正負交番荷試験結果から、実験試験体の諸元に対してではあるが本工法の特徴として以下のことが確認できた。

- 1) 履歴特性は RC 巻立てと類似しており、同様な挙動を示す。
- 2) ひび割れ発生時、初降伏時、最大時および終局時の荷重は、RC 巻立てとほぼ同程度である。
- 3) 履歴吸収エネルギーおよび等価減衰定数は、RC 巻立てと同様な傾向を示す。

- 4) RC 巻立てと同程度の減衰性能を有している。
- 5) 変形性能および履歴吸収エネルギーは RC 巻立てに比べて小さい。
- 6) 鋼板を帯鉄筋に換算し、RC 巻立てと同様に評価することができる。

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) 独立行政法人土木研究所，財団法人先端建設技術センター，株式会社白石：既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その 3）（6 分冊の 6），平成 14 年 9 月
- 3) 秋山ほか：既設基礎の耐震補強に関する検討（その 6），土木学会第 55 回年次学術講演会，平成 12 年 9 月
- 4) 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，平成 23 年 11 月
- 5) 梅本ほか：厳しい制約条件下における橋脚の耐震補強工法の開発，第 21 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム，平成 24 年 10 月
- 6) 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）（橋脚の正負交番荷試験方法及び振動台実験方法），土木研究資料第 4023 号，平成 18 年 8 月
- 7) 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
- 8) 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
- 9) 独立行政法人土木研究所：曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法による鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強，土木研究資料第 3444 号，平成 8 年 5 月