

帯状鋼板と貫通 PC 鋼棒を用いた RC 橋脚段落し部の耐震補強工法

中田 裕喜* 岡本 大** 田所 敏弥*

Seismic Retrofit with Band-Shaped Steel Plate and Prestressing Bar for Terminations of Longitudinal Bars of Reinforced Concrete Pier

Yuki NAKATA Masaru OKAMOTO Toshiya TADOKORO

The damage at terminations of longitudinal bars of reinforced concrete pier have often occurred in the past large-scale earthquake. Seismic retrofit for the terminations is necessary because the failure at them is caused by their brittleness. For the piers in the river it is also important that the increase of section length by the seismic retrofit is restrained. This study developed a seismic retrofit technique with band-shaped steel plate and prestressing bar for the terminations. This method is characterized by relatively easy construction and small increase in cross section. This paper verifies the effect of the method by experiments and proposes a method of seismic retrofit design.

キーワード：RC 橋脚，段落し補強，帯状鋼板，河積阻害率，耐震補強設計法

1. はじめに

既存鉄筋コンクリート (RC) 橋脚は、地震時における慣性力による曲げモーメント分布に基づき、計算上不要な軸方向鉄筋をく体中間部で途中定着を行う段落しが設けられていることが多い。過去の地震において、この RC 橋脚の段落し部での損傷が散見されている^{1) 2) 3)}。既存 RC 橋脚の段落し部では、曲げひび割れが斜めひび割れや軸方向鉄筋に沿ったひび割れに移行しやすいこと等から、段落し部で破壊した場合、変形性能や履歴吸収エネルギーが小さく、破壊形態がぜい性的であることが示されている^{3) ~6)}。

段落し部に対する補強方法としては、鋼板巻立てや RC 巻立て、繊維シート巻立て補強等が一般的である⁷⁾。鋼板巻立て補強や RC 巻立て補強は補強後に断面の大きさが增加するが、河川内に立地する RC 橋脚の場合、河積阻害率の観点から、補強材による増加厚さを小さくすることが重要である。

そこで、図 1 に示すような、RC 橋脚段落し部を対象とした帯状鋼板と貫通 PC 鋼棒 (以下、PC 鋼棒という) を用いた耐震補強工法を考案した⁸⁾。本工法は、コンクリート表面のはつり等が不要なため施工性が良好で、また補強後の断面増加厚が小さいことが特徴である。なお、段落し部の補強のみで地震時の照査を満足する場合や、RC 橋脚基部に比してぜい性的な破壊が生じる可能性のある段落し部を、優先的に補強する場合等での適用を想定している。

本研究では、本工法の段落し部への補強効果を検証す

* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室

** 構造物技術研究部 鋼・複合構造研究室

ることを目的に、RC 橋脚模型供試体に対する静的正負交番載荷実験を実施した。ここでは、無補強時では段落し部で損傷する無損傷の供試体に加え、段落し部であらかじめ損傷させた供試体への検証も対象としている。また、実験結果に基づき、耐震補強設計法を提案した⁸⁾。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

表 1, 2 および図 2 に供試体の概要を、表 3 に材料試験結果を示す。供試体は、無補強である No.1 および無損傷のものに対して補強した No.2 である。さらに、段落し部で震害を受けた橋脚に対する補強効果の検証を目的に、No.1 を活用して、断面修復および本工法により補強した供試体を No.1-R とした。いずれも既設部の寸法、配筋等は共通である。

No.2 の帯状鋼板はダンベル形状 (板厚 4.5mm) とし、PC 鋼棒は $\phi 17$ を 24 本用いた。No.1-R については、図 2(b), (c) に示す通り、帯状鋼板は矩形 (板厚 6mm) とし、

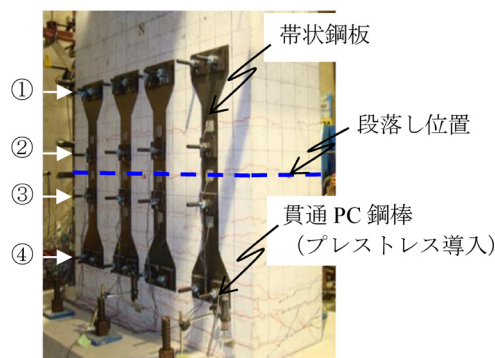


図 1 提案した段落し部の補強工法 (No.2)

表1 供試体諸元

供試体	試験体寸法							引張鉄筋				側方鉄筋本数(片側)	せん断補強鉄筋						
	b (mm)	h (mm)	a (mm)	d (mm)	a/d	a' (mm)	a'/d	規格	呼び名	基部			段落した後		規格	呼び名	本数	S _s (mm)	p _w (%)
										本数	p _t (%)		本数	p _t (%)					
No.1	1000	500	2000	470	4.3	1200	2.6	SD345	D13	25	0.45	9	0.16	2	SD345	D6	6	200	0.06
No.2																			
No.1-R																			

b: 断面幅, h: 断面高さ, a: く体基部から荷点までの距離, d: 有効高さ, a': 荷点から段落し位置までの距離, p_t: 引張鉄筋比, S_s: せん断補強鉄筋の配置間隔, p_w: せん断補強鉄筋比

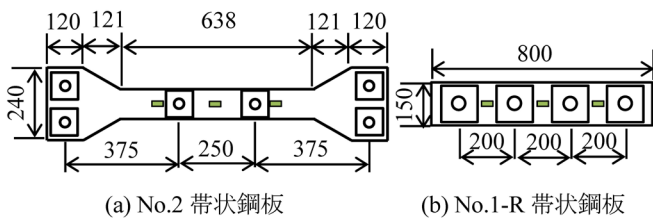


表2 補強材諸元

供試体	補強材				
	帯状鋼板		貫通PC鋼棒		
	規格	板厚	規格	径	本数
No.2	SS400	4.5mm	SBPR930/	17mm	24本
No.1-R		6mm	1080	26mm	16本

表3 材料試験結果

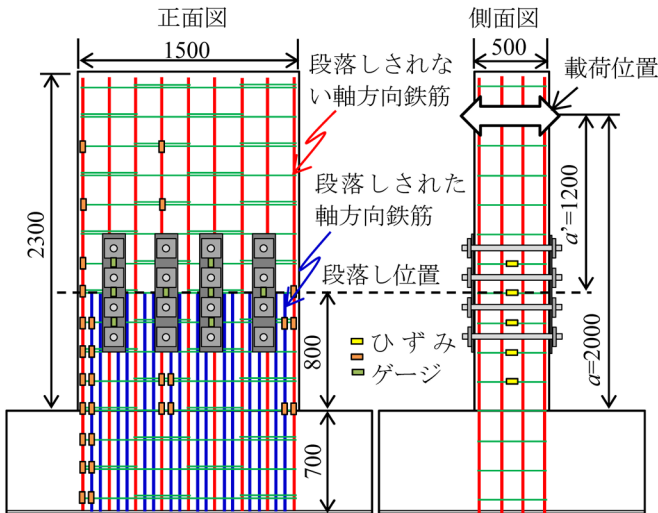
(a) コンクリートおよびセメント系材料

供試体	コンクリート		削孔充填材		断面補修材	
	f' _c	E _c	f' _c	E _c	f' _c	E _c
No.1	30.1	26.5	—	—	—	—
No.2	40.7	29.5	49.6	19.1	—	—
No.1-R	31.4	27.9	30.6	—	71.2	25.0

(b) 鋼材

使用鋼材	f _y	E _s	f _u
D6	368	154	570
D13	388	204	654
鋼板	4.5mm	230	341
	6mm	344	434

f'_c: 圧縮強度(N/mm²), E_c, E_s: 弾性係数(kN/mm²), f_y: 降伏強度(N/mm²), f_u: 引張強度(N/mm²)



(c) 供試体諸元例 (No.1-R)

図2 供試体諸元 (単位: mm)

PC 鋼棒はφ26を16本用いた。なお, No.2の実験後にNo.1-Rの実験を行ったが, 後述のNo.2における, 中央2箇所のPC 鋼棒より両外側(図1における①-②および③-④間)での帯状鋼板のひずみが小さいことや, 削孔本数および帯状鋼板の形成に関する施工性を勘案して, No.1-Rの両端部のPC 鋼棒本数を減らすとともに, 帯状鋼板の形状を矩形に変更している。

施工方法について, No.2, No.1-Rのいずれも, PC 鋼棒を貫通させるためく体を削孔し, 帯状鋼板をプレストレスにより固定した後に, 無収縮モルタルで削孔部を充填した。

No.2におけるPC 鋼棒のプレストレス力Nは, 帯状鋼板とコンクリートの摩擦係数μを0.5と想定し, 上下両端の各2本のみで帯状鋼板が降伏するときの引張力が静止摩擦力μ・Nを超えないように設定した。PC 鋼棒の

径は, プレストレスによる引張応力が0.7f_{pu}(f_{pu}: 設計引張強度)と0.85f_{pyd}(f_{pyd}: 設計引張降伏強度)の小さい方の値以下⁹⁾となるように設定した。

No.1-Rの修復方法について, 損傷した段落し部付近で打音検査により浮きを確認したかぶりをはつり落とし, 無収縮モルタルによる断面修復を実施した。ただし, 座屈した軸方向鉄筋の曲げ戻し等は行っていない。No.1-RのPC 鋼棒のプレストレス力Nは, 0.7f_{pu}と0.85f_{pyd}の小さい方の値までの導入を目標としたが, プレストレス導入時に断面補修したコンクリートにひび割れが観察されたため, 全本数(16本)のうち4本のPC 鋼棒については, プレストレス力を導入しなかった。

2.2 荷重方法

図2(c)に示すように, a=2000mm(a/d=4.4)の位置で,

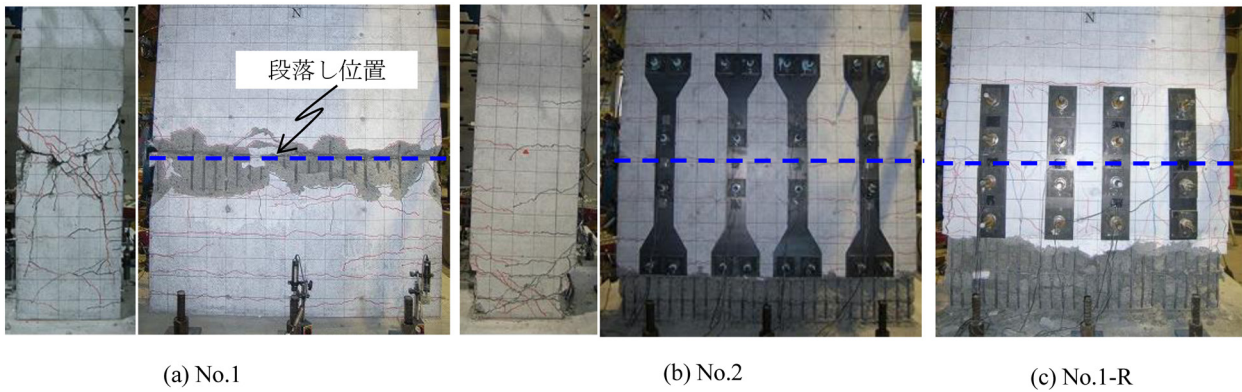


図3 損傷状況（実験終了時）

水平ジャッキにて正負交番荷重を行った。軸方向圧縮力は、鉛直ジャッキにより 750kN（応力で 1.0N/mm²）の一定荷重とした。荷重方法については、引張鉄筋の降伏時の変位 δ_y の整数倍で各サイクル 3 回の繰り返し荷重を行い、水平荷重が降伏荷重の 70% 程度に低下するまで繰り返し荷重した。なお、降伏変位 δ_y は、No.1 は段落し位置での引張鉄筋降伏時の変位 ($\delta_y=7.6\text{mm}$) とし、No.2 および No.1-R については、No.2 の基部での引張鉄筋降伏時の変位 ($\delta_y=7.4\text{mm}$) とした。

3. 実験結果

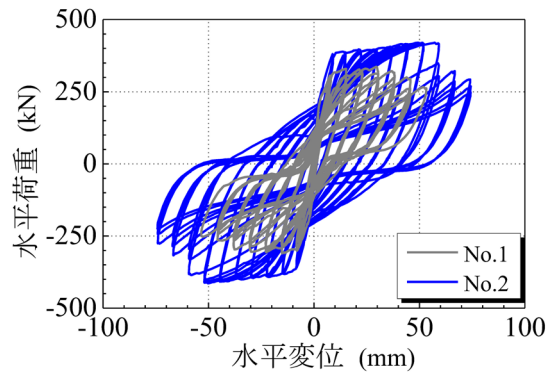
3.1 損傷状況

図3に、実験終了時における損傷状況を示す。No.1は、段落し部の損傷が基部よりも先行した。1 δ_y の荷重においてせん断スパンの下半分程度の範囲で曲げひび割れが発生し、2 δ_y の荷重においては、段落し位置での曲げひび割れが斜めひび割れおよび軸方向鉄筋に沿ったひび割れに進展した。そして、+4 δ_y の1サイクル目で段落し部でのかぶりのはく離、軸方向鉄筋の座屈が観測され、実験終了時においては、段落し位置から上方へ200mm、下方へ500mmの範囲でかぶりのはく離、はく落が生じていた。

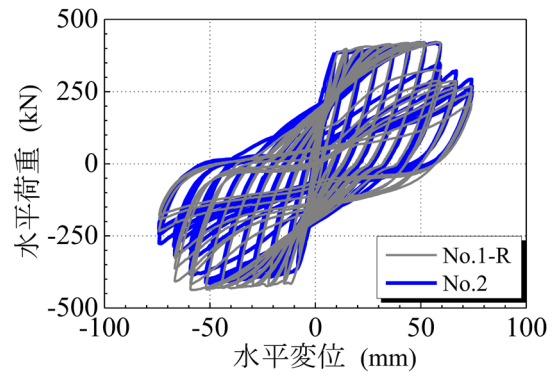
一方、No.2およびNo.1-Rにおいては、段落し部で曲げひび割れは発生するものの、顕著な斜めひび割れやかぶりのはく離などの損傷は発生せず、く体基部で曲げ破壊した。なお、目視では帯状鋼板とコンクリートのずれは観察されなかった。

3.2 水平荷重と水平変位の関係

図4に水平荷重と水平変位の関係を、図5に履歴吸収エネルギーを示す。履歴吸収エネルギーは水平荷重と水平変位の関係の1ループ内の面積であり、ループ毎に算出している。No.1とNo.2を比較すると、No.2は、破壊部位が段落し部からく体基部に移行した結果、耐力と変形性能が向上した。また、No.1は段落し部の斜めひび割れに起因してスリップ型の履歴となったのに対し、



(a) No.1 と No.2 の比較



(b) No.1-R と No.2 の比較

図4 水平荷重と水平変位の関係

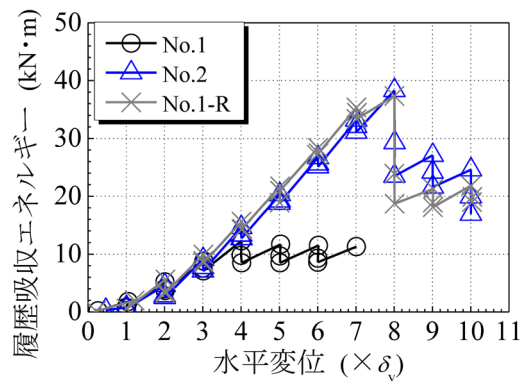


図5 履歴吸収エネルギー

No.2 は曲げ破壊する一般的な RC 部材と類似した紡錘型の履歴となり、 $4\delta_y$ 以降、履歴吸収エネルギーは No.2 のほうが大きくなった。

No.2 と No.1-R を比較すると、概ね同様の水平荷重と水平変位の関係、履歴吸収エネルギーとなった。段落し部で損傷した RC 橋脚に対しても、本工法の有効性が示された。

3.3 引張鉄筋およびせん断補強鉄筋ひずみ

図 6 に、No.1 および No.2 における、段落しされない引張鉄筋のひずみ分布を示す。なお、後述する補強材のひずみも含め、No.2 または No.1-R のひずみは、プレストレス導入後から計測した結果であり、軸方向圧縮力によるひずみを含んでいる。

No.1 の段落しされない引張鉄筋は、基部より段落し位置 (+800mm) での降伏が先行した。基部周辺は $\pm 4\delta_y$ の荷重で降伏ひずみに達した。一方、No.2 の段落しされない引張鉄筋においては、段落し位置のひずみは周辺のひずみよりやや大きい、降伏ひずみに達しなかった。No.1-R の修復後の荷重による引張鉄筋ひずみについても、No.2 と同様の傾向がみられた。これは、帯状

鋼板の引張り負担により、補強範囲の引張鉄筋ひずみが小さくなった結果と言える。

図 7 に、No.1 および No.2 のせん断補強鉄筋のひずみ分布を示す。No.1 においては、 $+3\delta_y$ 荷重時に段落し位置のせん断補強鉄筋が初降伏し、実験終了時まで基部からの高さ +600mm、+800mm (段落し位置) のせん断補強鉄筋が降伏した。一方、No.2 におけるせん断補強鉄筋のひずみは、実験終了時まで最大で 577μ であった。なお、No.1-R においては、良好に計測されていると判断される範囲では、段落し部付近のひずみは降伏ひずみに達しなかった。すなわち、帯状鋼板によって曲げひび割れの進展が、PC 鋼棒 (プレストレス) によって斜めひび割れの進展が抑制されることにより、段落し部におけるせん断補強鉄筋のひずみが小さくなったと考えられる。

3.4 補強材のひずみ

PC 鋼棒のひずみについて、荷重による最大引張ひずみは、No.2 では 93μ 、No.1-R では 141μ と小さく、プレストレスによるひずみを考慮しても降伏ひずみに達しなかった。これは、プレストレスにより、顕著な斜めひび割れが発生しなかったためと考えられる。

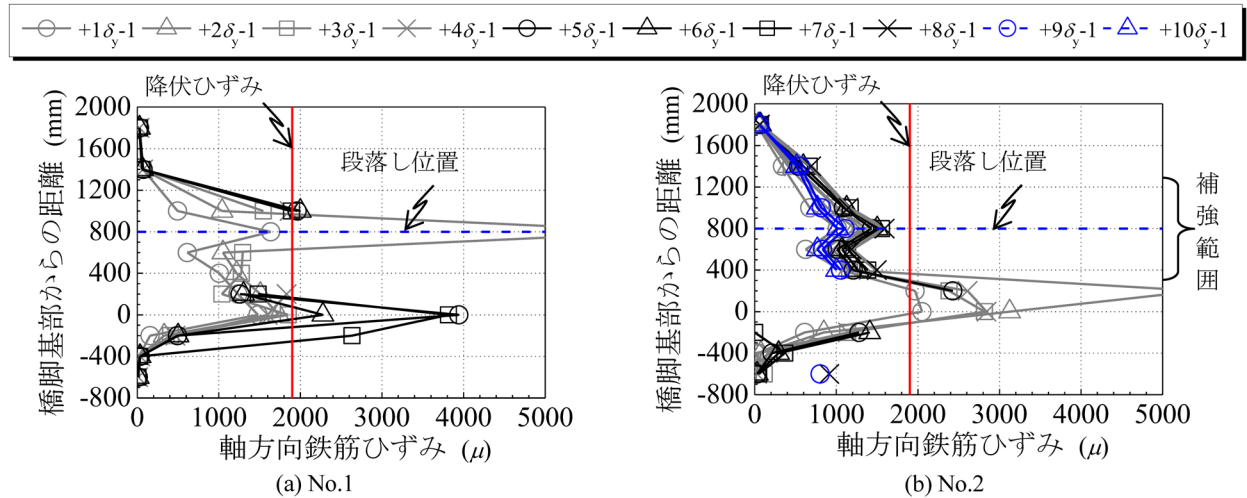


図 6 段落しされない引張鉄筋のひずみ分布

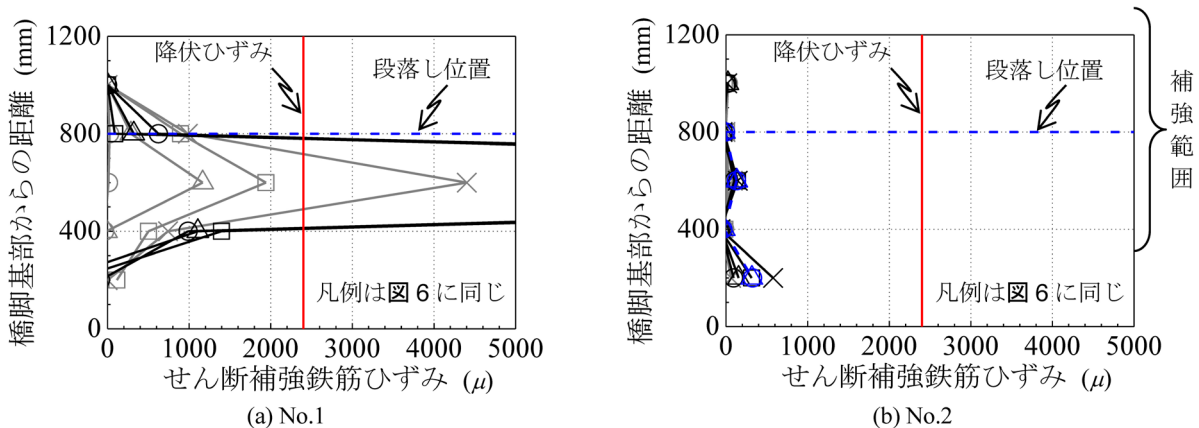


図 7 せん断補強鉄筋のひずみ分布

図8に、帯状鋼板のひずみ分布を示す。複数の帯状鋼板のうち、最も大きなひずみが生じた帯状鋼板のひずみ分布を示した。No.2は、+6 δ_y 時に段落し位置の帯状鋼板のひずみが降伏ひずみに達した。No.1-Rの帯状鋼板は、No.2（帯状鋼板の厚さ4.5mm）の帯状鋼板が降伏したことから、厚さを6mmに変更したところ、実験終了時まで降伏ひずみに達しなかった。

図9に、No.2の段落し位置における断面のひずみ分布を示す。断面中心からの距離±250mmのひずみは帯状鋼板ひずみを、±220mmのひずみは軸方向鉄筋ひずみを表す。正載荷時においては、軸方向鉄筋と帯状鋼板のひずみは概ね平面保持が成立しているように思えるが、負載荷時は帯状鋼板のひずみがやや小さい傾向にある。これは、帯状鋼板とコンクリート間の摩擦はあると考えられるものの、PC鋼棒間では必ずしも帯状鋼板とコンクリートが一体となっていないためと考えられる。

帯状鋼板を鉄筋とみなして、RC方式により段落し部の曲げ耐力を算定するためには、PC鋼棒間の帯状鋼板とコンクリートが一体となり、平面保持の仮定が成立することが基本である。しかし、①帯状鋼板のひずみが極端に乖離していないこと、②プレストレスにより斜めひび割れへの移行を抑制し、帯状鋼板が降伏するときの引張力が静止摩擦力 $\mu \cdot N$ を超えなければ、帯状鋼板に伝達され

る引張力が極端に低下するとは考え難いこと、③4章で示す耐震補強設計法は安全側に設定していることを勘案すると、帯状鋼板を鉄筋とみなしてもよいと考えられる。

4. 耐震補強設計法の提案

実験結果および鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）⁹⁾（以下、コンクリート標準）に示された軸方向鉄筋の途中定着（段落し）の条件を考慮して、本工法による耐震補強設計法を提案する。軸方向鉄筋の途中定着の条件を、図10および式(1)～(3)に示す。

$$A_{s1} \geq A_{s2} \quad (1)$$

$$M_{u1} \geq 1.5 M_1 \quad (2)$$

$$V_{yd} \geq 1.5 V_{mu} \quad (3)$$

L = 基本定着長または部材断面の有効高さのうち大きい方の値

ここで、 A_{s1} :連続して延ばす鉄筋量、 A_{s2} :途中定着する鉄筋量、 M_{u1} : A_{s1} のみによる曲げ耐力、 M_u :($A_{s1}+A_{s2}$)による曲げ耐力、 M_1 :止める点より下方に L だけ離れた点での生じ得る曲げモーメント、 V_{yd} :止める点前後のそれぞれ有効高さ d に等しい区間の設計せん断耐力、 V_{mu} :一般に橋脚下端で曲げモーメントが M_u に達するときの止める点前後のそれぞれ有効高さに等しい区間での生じ得るせん断耐力、である。

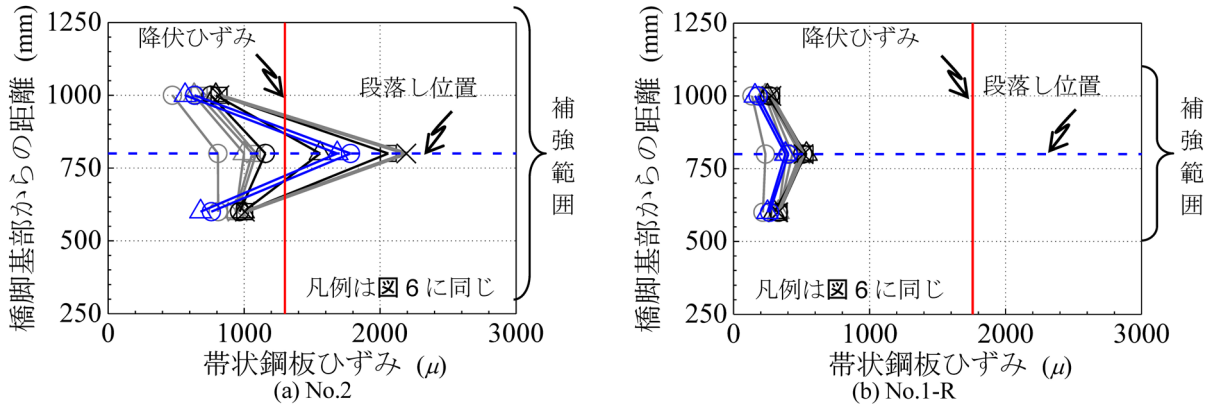


図8 帯状鋼板のひずみ分布

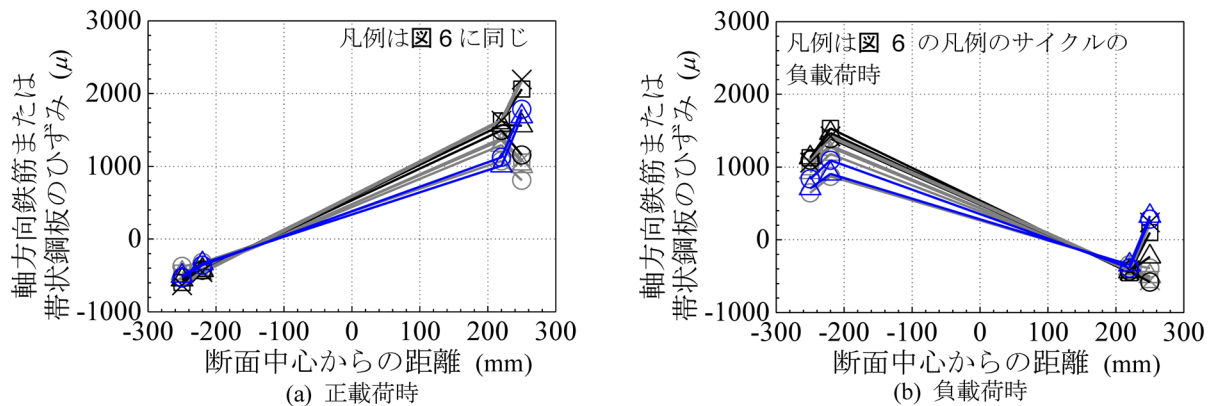


図9 段落し位置における断面のひずみ分布 (No.2)

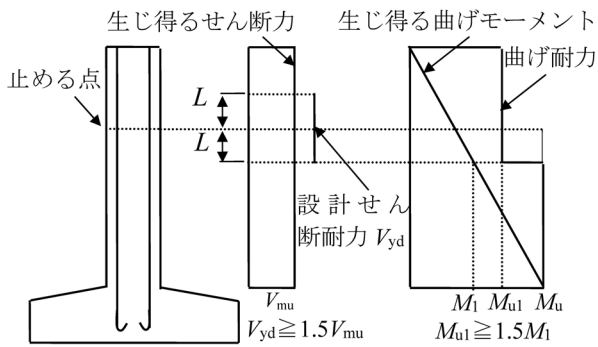
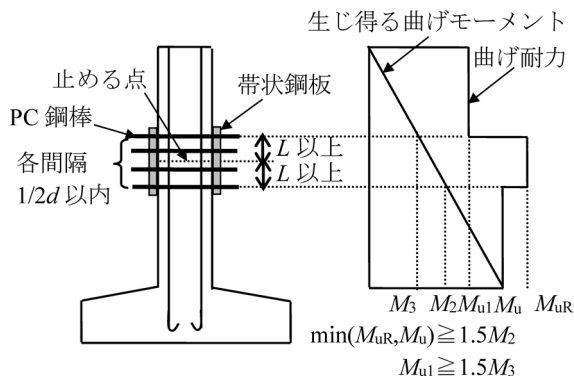


図 10 軸方向鉄筋の途中定着の条件⁹⁾



M_2, M_3 : 上下最外縁の PC 鋼棒位置における曲げモーメント

図 11 提案する耐震補強設計法

既設橋脚に対し、途中定着の条件を満足しないものは耐震補強が必要と判断され、曲げ耐力およびせん断耐力の不足分を本工法により補強する。補強後の段落し部の曲げ耐力 M_{UR} は带状鋼板を鉄筋に換算して算出し、実験結果および途中定着の条件との連続性を考慮して、 M_{UR} と M_u の小さい方の曲げモーメントが M_2 の 1.5 倍以上、かつ M_{u1} が M_3 の 1.5 倍以上となる带状鋼板厚さおよび補強範囲（上下最外縁の PC 鋼棒の範囲で、止める点より上下それぞれ L 以上）とした。また、PC 鋼棒の間隔は No.2 の実験結果およびせん断補強鉄筋の配置に関する照査の前提⁹⁾ を考慮して、 $1/2d$ 以内とした。

PC 鋼棒の諸元（プレストレス量）については、PC 鋼棒位置で带状鋼板にすべりが生じないように、带状鋼板とコンクリートの摩擦係数 μ を適切に設定してプレストレス力を決定する必要がある。今回の実験によれば、No.2 で設定した $\mu=0.5$ とすればよいことになるが、耐震補強設計においては、幾分安全側に設定するのがよい。

また、No.2 および No.1-R においては、段落し部における斜めひび割れが顕著でなく、载荷による PC 鋼棒のひずみは小さい結果であった。斜めひび割れが顕著になると PC 鋼棒のひずみの増加や降伏の可能性があるため、そのような場合の補強効果については別途検証が必要であると考えられる。したがって、現状ではコンクリート標準に従い、プレストレスによるせん断補強効果を考慮して、斜めひび割れが発生しないことを確認するのがよいと考えられる。

なお、段落し部で震害を受けた橋脚に対しては、軸方向鉄筋が座屈している場合には、その軸方向鉄筋を考慮しない補強設計とするとともに、本工法による施工性や橋脚と带状鋼板の一体性が低下しないように、適切なひび割れ注入や断面修復が必要になる。

5. まとめ

- 1) 無損傷および段落し部で損傷後の供試体に対して本工法を適用した結果、段落し部での破壊が生じず、基部へ破壊が移行することを確認した。
- 2) 段落し部で損傷後に修復、補強した供試体の水平荷重と水平変位の関係や履歴吸収エネルギーは、無損傷のものに補強した供試体のそれと同等であった。すなわち、段落し部で損傷した RC 橋脚に対しても、本工法の有効性が示された。
- 3) 実験結果および現行の途中定着（段落し）に関する条件を考慮して、本工法による耐震補強設計法を提案した。

本検討は（公財）鉄道総合技術研究所、(株)ジェイアール総研エンジニアリング、鹿島建設(株)、(株)熊谷組、高周波熱錬(株)の 5 社の共同研究により実施したものである。

文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 1 土木建造物の被害（橋梁），1996
- 2) 土木学会：コンクリートライブラリー 114 2003 年に発生した地震によるコンクリート建造物の被害分析，2004
- 3) 幸左賢二，曾根英樹，中田恒和，田坂幹雄：詳細調査に基づく被災 RC 橋脚損傷度の定量的評価，土木学会論文集，No.648 / V-47，pp.179-190，2000
- 4) 石橋忠良，大坪正行，栗原啓之：橋脚における鉄筋の途中定着部の設計，構造物設計資料，No.73，pp.7-14，1983
- 5) 山本強，石橋忠良，大坪正行，小林晋爾：鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集，No.348 / V-1，pp.61-70，1984
- 6) 川島一彦，星隈順一，運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその適用，土木学会論文集，No.525 / I-33，pp.83-95，1995
- 7) (公財) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱の耐震補強設計指針，2013
- 8) 中田裕喜，奥西淳一，岡本大：带状鋼板と貫通 PC 鋼棒を用いた RC 橋脚段落し部の耐震補強および修復効果，アップグレード論文報告集，Vol.14，pp.467-474，2014
- 9) 国土交通省監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善，2004