

既設 RC 橋脚の基部リング拘束耐震補強工法

鹿島建設 天野 玲子*¹

秩父小野田 山田 一夫*²

鹿島建設 新保 弘*³

広島大学 米倉 亜州夫*⁴

既設橋脚の耐震補強工法として、鋼製リングと膨張コンクリートを用いた橋脚基部リング拘束補強工法を提案し、その材料特性と部材特性について実験的に検討を行った。本工法は、既設橋脚の基部にケミカルプレストレスを与えたコンクリートリングを設置することにより、橋脚の耐力の増加と靱性の向上をはかるものである。拘束された膨張コンクリートの要素実験より、膨張材の添加量によってケミカルプレストレス量の制御が可能であることが明らかとなった。また橋脚の縮小模型を用いた構造実験から、本工法による補強を行うことにより鋼板巻き立て補強のみの場合に比べて、変形性能を低下させることなく、耐力を約 30%向上させることが可能であることが確認できた。

1. はじめに

阪神・淡路大震災以降各種耐震基準の見直しが進められ、道路橋や鉄道橋についてもこれに伴う既設橋梁の耐震補強の必要性が指摘され、一部では既に実施されている。しかし補強が必要な橋脚は依然多数残っており、これらを合理的に補強する工法が求められている。ここでは既設橋脚の耐震補強工法の合理化を目的とした新しい工法として、拘束リングと膨張コンクリートを用いた橋脚の基部リング拘束耐震補強工法を提案する。

本論文では、まず本工法の概要を示し、次に膨張コンクリートと拘束リングによるケミカルプレストレスの制御方法について要素実験を行い、拘束リングの設計と膨張コンクリートの配合の考え方について検討した。さらに、本工法を既設道路橋 RC 橋脚を想定した縮小模型に適用し、構造実験を通じてその耐震補強効果について検討を行った。

キーワード：橋脚、耐震補強、膨張コンクリート、

*1 鹿島建設（株）技術研究所 0424-89-7076

*2 秩父小野田（株）中央研究所 043-498-3874

*3 鹿島建設（株）土木設計本部 03-5561-2186

*4 広島大学工学部 0824-24-7787

2. 本工法の概要

本工法の概要を図-1 に示す。本工法では鋼板巻き立てによりせん断補強を行った既設橋脚の基部に、既設断面を内包する拘束リングを設置し、柱と拘束リングの間に膨張性の高いコンクリート（高膨張コンクリート）を打設する。コンクリートの硬化時の膨張が拘束リングで拘束されることによってリング体（拘束リング+リング内コンクリート）にケミカルプレストレスが発生し、リング体と既設橋脚断面が一体化する。リング体が既設橋脚と一体化することによって橋脚基部

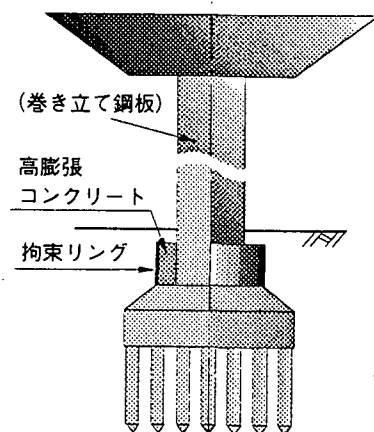


図-1 基部リング拘束工法の概要

断面の有効高さが大きくなるため橋脚の耐力が増加し、また基部断面を拘束することから柱筋の座屈を抑制し、橋脚の靱性を増加させることができる。本工法のメリットを以下に示す。

- ①施工性が良い：一般の曲げ耐力制御型の補強工法に比べ構造が単純であるため施工性が良く、工期短縮が可能である。
- ②既設フーチングを傷めない：一般の曲げ耐力制御型補強工法では耐力増加のための既設フーチングへのアンカー施工が必要であるが、本工法ではこれが不要であるためフーチングに損傷を与えることなく補強が行える。
- ③施工コストの低減が可能：耐力増加のためのアンカーや橋脚側のアンカーフレームが不要になること、工期短縮が可能になることなどから施工コストの低減が図れる。

3. 膨張圧制御実験

3.1 目的

膨張コンクリートと拘束リングによって発生するケミカルプレストレスの大きさ（膨張圧）は、コンクリートの膨張量や拘束リングの剛性などに依存すると考えられる。そこでこれらをパラメータとした要素実験を行い、所定の膨張圧を得るための拘束リングの諸元と膨張コンクリートの配合について検討を行った。

3.2 実験方法

要素実験は以下の3シリーズについて行った。

シリーズ1：同一寸法のリングで膨張コンクリートの配合を変え、単位高性能膨張材量と膨張圧の関係を調べた。

シリーズ2：同一配合の膨張コンクリートでリングの厚さを変え、リング剛性と膨張圧の関係を調べた。

シリーズ3：リング内に既設橋脚を模したコンクリートブロックを設置し、既設橋脚が膨張圧に与える影響を検討した。

リング材の材質としては剛性・強度の面から鋼材やCFRPの利用が考えられるため、要素実験の拘束リングには外径165mm厚さ5mmの引き抜き鋼管（SKT材）、板厚1~4mmの鋼板（SS材）を内径155~684mmに巻き加工した鋼製リング、およ



写真-1 要素実験の試験体と実験装置

び内径150mmのCFRPリングを使用した。拘束リングの高さは、高さ/内径比=0.31を基本とした。試験体と実験装置の外観を写真-1に示す。

拘束リングにはひずみゲージを貼り付け、リング円周方向のひずみ計測値から、式(1)に示すような内圧を受ける円筒シェル弾性解によって膨張圧を求めた。

$$p = (E \cdot t / r) \cdot \varepsilon \quad (1)$$

ここに、 p ：膨張圧、 E ：拘束リングの弾性係数、 t ：拘束リングの厚さ、 r ：拘束リングの内半径、 ε ：拘束リングの円周方向ひずみ

これより、膨張圧は拘束リングの円周方向ひずみに比例し、その係数は拘束リングの剛性 G ($G=E \cdot t/r$) であるといえる。

3.3 高膨張コンクリート

高膨張コンクリートにはCaOを主成分とする高性能膨張材を使用した。粗骨材には1305砕石、細骨材には陸砂を使用し、セメントには普通ポルトランドセメントを使用した。実験は単位膨張材量0~300kg/m³の範囲で行った。

3.4 単位膨張材量とリング剛性の影響

材令72時間での膨張圧と単位膨張材量の関係を図-2に示す。図より単位膨張材量と膨張圧は正比例の関係にあることがわかる。これより膨張圧は膨張材量で制御可能であるといえる。

膨張圧とリング剛性の関係を図-3に示す。ここでは単位膨張材量を50kg/m³、リングを内径155mmの鋼管とし、鋼管の厚さによって拘束リングの剛性を変えた。これより、単位膨張材量を一定として拘束体の剛性が大きくなると膨張圧は増加す

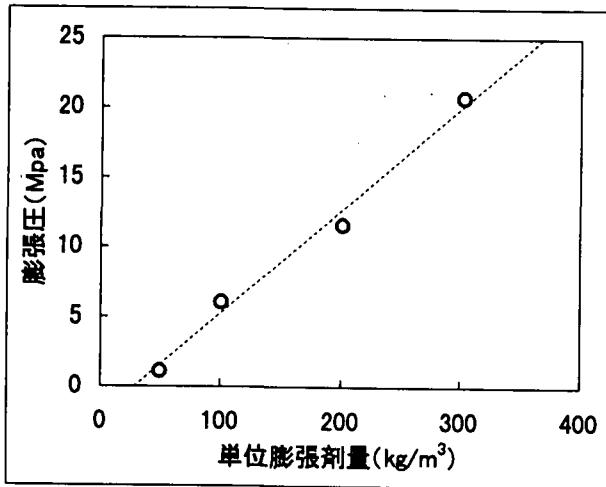


図-2 膨張圧と単位高性能膨張剤量

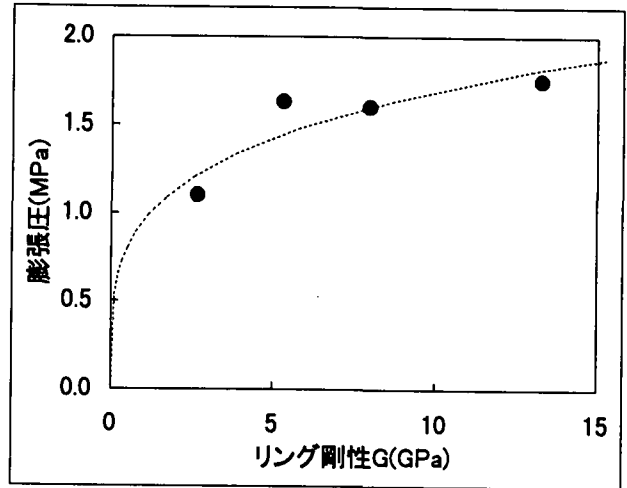


図-3 膨張圧とリング剛性

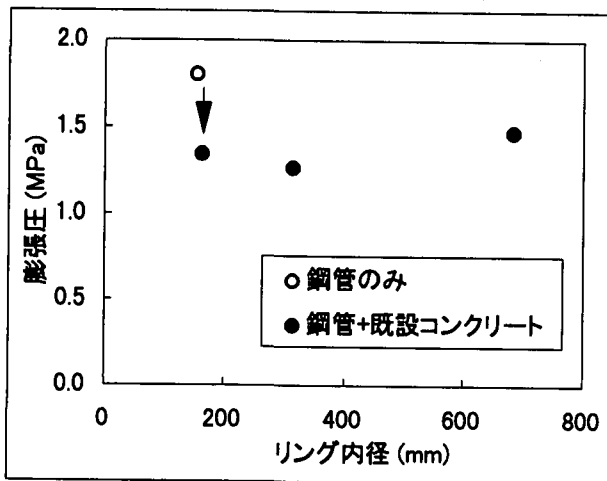


図-4 既設コンクリートの影響

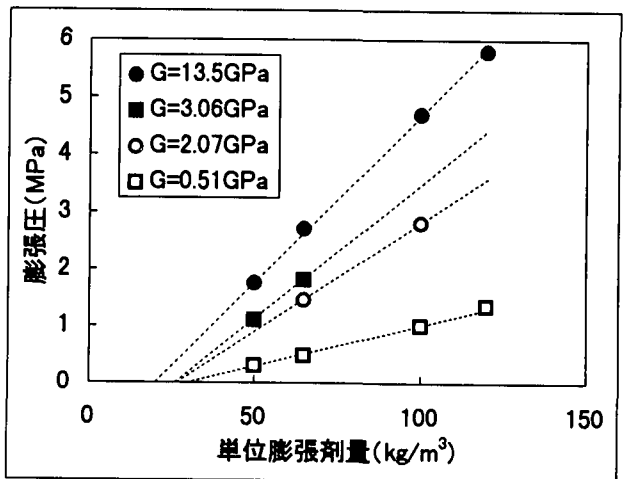


図-5 膨張圧・リング剛性と単位膨張剤量

る傾向にあるが、その増加率は徐々に緩やかになることが推定される。これは既往の研究^[2]で実験的・解析的に検討された結果と一致する。

3.5 リング内部の既設コンクリートの影響

リング内部の既設コンクリートが膨張圧に与える影響を図-4に示す。既設コンクリートは一辺長がリング内径の約60%の正方形である。これより、既設コンクリートが存在することで膨張圧は1.8MPaから1.4MPaへと約22%減少したことがわかる。これは膨張コンクリートの総量が減少し、膨張量が減少したためと考えられるが、これをメカニズムで説明することは今のところ難しい。そこでここでは、既設コンクリートによる膨張圧の低下を見かけのリング剛性の低下と考え、実験結果から見かけのリング剛性で逆算した。これを既設断面の影響としての仮想リングの剛性と実際のリング剛性を直列バネと考え、この仮想リング剛性により既設断面の影響を推定した。

3.6 膨張圧評価法

一連の実験により得られた単位膨張剤量ごとの膨張圧とリング剛性の関係を図-5に示す。

これより、単位膨張材量と膨張圧にはばらつきが認められるものの、ほぼ直線関係を示していることがわかる。これより、リング剛性と単位膨張材量から発生膨張圧を推定することが可能であるといえる。データから推定した相関直線が原点に収束していないのは、乾燥収縮やクリープの影響と考えられる。

4. 構造実験

4.1 実験方法

本工法の耐震補強効果を確認するために、縮小模型を用いた耐震実験を行った。試験体は道路橋RC橋脚を想定し、縮尺1/5~1/10程度、軸応力度1.5MPa、せん断スパン比は5とした。試験体の諸元を図-6に、試験体配列を表-2に示す。

試験体数は4体とし、鋼板巻き立て補強のみを施した試験体(No. 1)に対して鋼板巻き立てと膨張圧 0MPa, 1.5MPa のリング補強を行った試験体(No. 2, 3)、膨張圧を 1.5MPa としてリング内の巻き立て鋼板にジベルを配置した試験体(No. 4)を比較した。ジベルはリング断面の曲げ耐力時の全圧縮力を伝達できるように設計した。

巻き立て鋼板は厚さ 2mm の鋼板を溶接し、エポキシ樹脂注入によって既設躯体と一体化した。

拘束リングには厚さ 4mm の鋼板を曲げ加工・溶接したリングを使用した。リングの大きさは既設断面の外接円の径よりやや大きい内径 49cm、リングの高さは実施工時にフーチングの土かぶり厚に収まる範囲と考え、既設断面の断面高さの 1/2 程度、試験体では 15cm とした。

導入する膨張圧は実施工での膨張コンクリートの温度上昇や経済性などを考慮して、1.5MPa を目標とした。高膨張コンクリートの配合は、前述の検討結果をもとに、単位高性能膨張材量を 65kg/m³ とした高膨張コンクリートを使用した。高膨張コンクリートの配合を表-3 に、使用材料の特性値を表-4 に示す。

実験は鉛直一定軸力下の正負交番加力とし、降伏荷重以降は No. 1 試験体の計算上の降伏荷重 (Py) 時の加力点水平変位実測値 ($\delta y=3.2\text{mm}$) を基準として、その整数倍の変位で変位制御により 3 回づつの繰り返し加力を行った。実験装置を写真-2 に示す。

4.2 曲げ耐力補強効果

模型実験で得られた加力点位置の荷重-変位関係の例を図-7 に、荷重変位包絡線の正負平均値を破壊の進展状況とともに図-8 に示す。破壊の進展状況を見ると、リング補強を行わない No. 1 試験体では 8 δy 付近で柱筋の座屈が認められ、その後徐々に耐力が低下したが、リング補強を行った試験体では柱筋の座屈が見られず、13~16 δy で柱筋の破断が起こり耐力が低下した。これは柱筋が座屈がする部分がリング体に拘束されたため座屈が抑制され、フーチングから抜け出した鉄筋が繰り返し加力によって大きなひずみを受けて破断したと考えられる。

各試験体の耐力は、リング補強を行わない No. 1

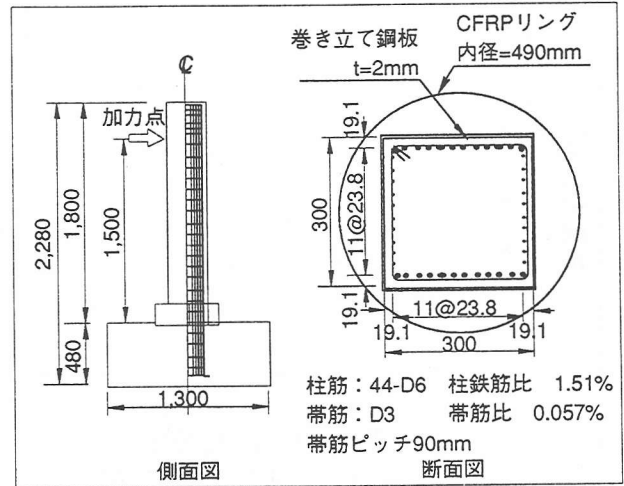


図-6 試験体諸元

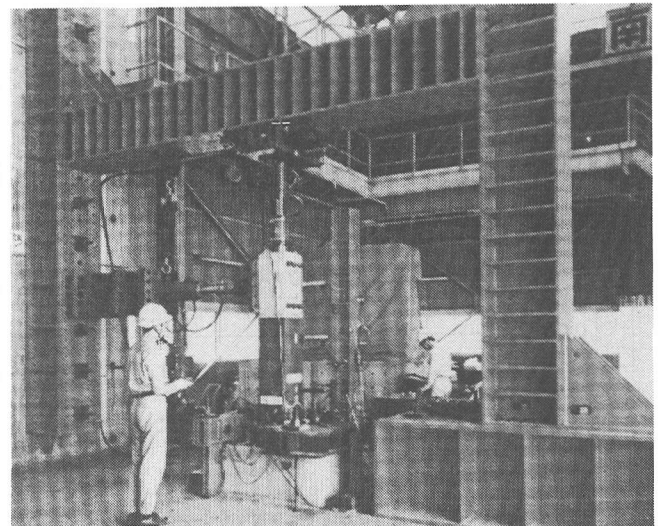


写真-2 実験装置

表-2 試験体配列

試験体	鋼板巻き立て	リング拘束	膨張圧	ジベル
No.1	あり	なし	—	—
No.2	あり	あり	0MPa	なし
No.3	あり	あり	1.5MPa	なし
No.4	あり	あり	1.5MPa	あり

表-3 高膨張コンクリートの配合の一例

Gmax	W/B	S/a	水	結合材	細骨材	粗骨材	混和剤
(mm)	(%)	(%)	W	B	S	G	add
13	36	39	191	532	634	1008	4.52

(kg/m³)

表-4 材料特性

	寸法	材質	降伏強度	引張強度
柱筋	D6	SD295相当	323 MPa	470MPa
帯筋	異形3mm	—	274 MPa	346 MPa
鋼板	t=2mm	SPHC材	393 MPa	693MPa

	圧縮強度	弾性係数
柱コンクリート	28.2 MPa	24.7 GPa
高膨張コンクリート	39.2 MPa	22.7 GPa

試験体の最大耐力が 51kN であったのに対し、リング補強を行った試験体の耐力はリングに膨張圧を導入しなかった No. 2 試験体で 57kN、膨張圧を 1.5MPa 導入した No. 3 試験体もので 61kN、膨張圧 1.5MPa に加えてジベルを配置した No. 4 試験体では 67kN と最大で約 30%増加した。

また、リング体に膨張圧を導入しなかった No. 2 試験体でも若干の耐力増加が見られた。これは、初期のプレストレスがない場合でも水平加力に伴うリングの変形によってリングに引張力が作用し、リング体と既設躯体の一体化がある程度実現されたためと考えられる。

一方、膨張圧 1.5MPa を導入した 2 体の試験体では、巻き立て鋼板にジベルを配置した方が最大耐力がさらに 10%大きかった。しかし、実験で得られた最大耐力はリング断面を RC 断面として計算した耐力(約 86kN)と比較するとまだ小さい。これらを総合して考えると、今回のリング諸元ではリング体と既設橋脚の一体化が完全でなくリング体と既設断面の間にすべりが生じること、リング体の曲げ剛性が不足していることなどが原因となって、曲げ圧縮力の伝達が不十分で、基部断面がリング断面として完全には作用していないことが考えられる。これを改善するためにはさらに大きなプレストレスを入れる、ジベルを増やす、リングの剛性を増す、リング高さを増す等の方法が考えられるが、これらは実構造物への適用性に与える影響が大きいと考えられる。

4.3 変形性能

各試験体の終局変位は、No. 1 試験体の降伏荷重(42kN)を基準とした終局変位が No. 1 試験体で 44.8mm であったのに対し、リング補強を行った試験体 No. 2~No. 4 では 46.7~51.2mm と補強前と同等以上の変形性能が得られた。これより、変形性能の改善は膨張圧やジベルの有無とあまり関係なく、座屈部分をリングで拘束することで柱筋の座屈を抑制し、破壊モードが柱筋座屈型から破断型へ変化したといえる。

各試験体の変位サイクルごとの履歴吸収エネルギーを図-9に示す。これより、リング補強を行うことにより大変形時の履歴吸収エネルギーが大きくなっていることがわかる。これは、リング

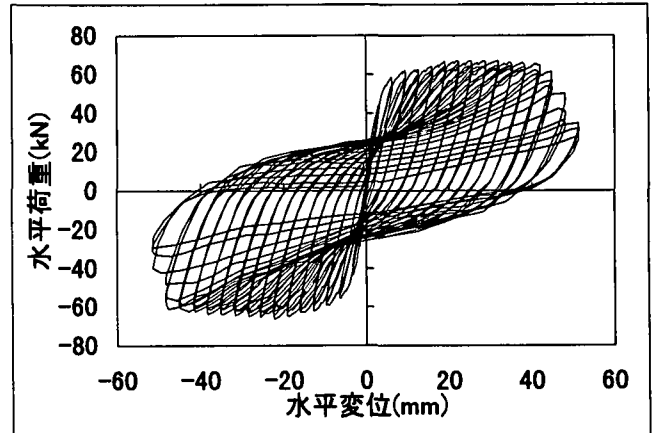


図-7 荷重変位関係の一例(No.4試験体)

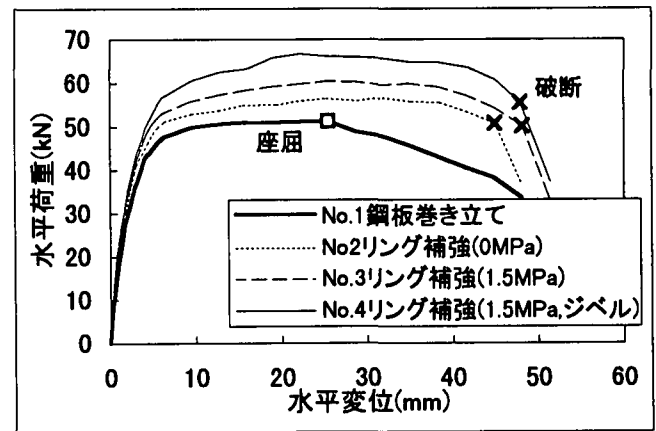


図-8 荷重変位包絡線

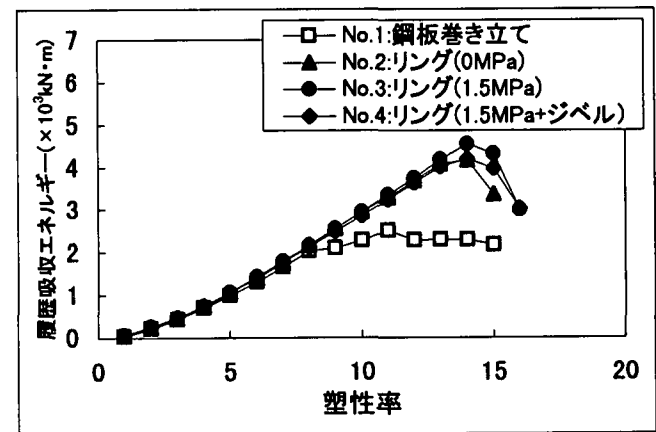


図-9 履歴吸収エネルギー

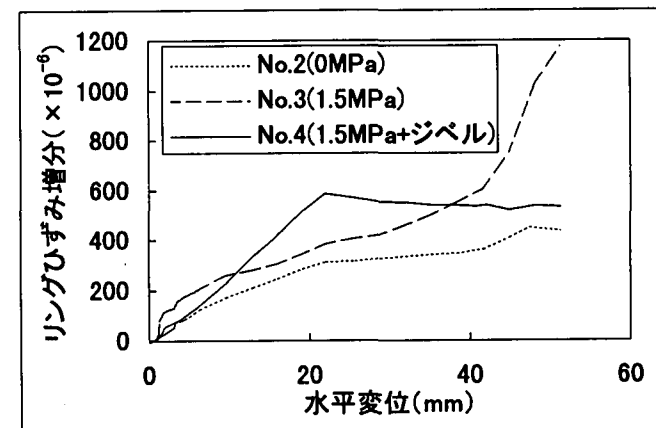


図-10 リングひずみ増分の包絡線

補強によって曲げ耐力が増加したこと、柱筋が座屈しないため荷重変位履歴のループ形状が紡錘型を保ち、鉄筋破断までほとんど耐力が低下しなかったことの結果といえる。

4.4 リングひずみ

リングの円周方向ひずみの計測はリングの4面でリング高さ方向3点について行った。水平加力開始後のリング補強試験体のリングひずみの増分の最大値と水平変位の包絡線を図-10に示す。これより、いずれの試験体も加力によりリングひずみが増えており、その変化量はおよそ $400 \sim 1200 \times 10^{-6}$ 程度の間にあることがわかる。また、今回の実験での目標膨張圧 1.5MPa に相当するリングひずみが約 450×10^{-6} 、リングの降伏ひずみが約 1900×10^{-6} であること、またすべての試験体で実験終了までリングの外観には特に損傷は見られなかったことなどを考慮すると、今回の目標膨張圧に対するリング厚さはほぼ妥当であったといえる。

また、膨張圧を導入しなかった No.2 試験体のリングひずみも変形に応じて大きくなっていることから、先に述べたように加力に伴うリング体の変形によってリング体と既設躯体の間に圧縮力が働き、既設躯体とリング体の一体化に寄与し

ていることが推測される。

5. おわりに

ここで提案するリングと膨張コンクリートを用いた既設橋脚の基部リング拘束耐震補強工法について、材料特性と耐震性能について実験的検討を行った結果、以下のような知見が得られた。

①リングと膨張コンクリートによるケミカルプレストレスは、リングの剛性と CaO を主成分とする高性能膨張材の単位添加量で制御可能であることが分かった。

②本工法によって既設 RC 橋脚の変形性能を低下させることなく耐力を最大 30%向上させることができた。

本工法は建設省中国地方建設局試験フィールド事業として試験施工を実施中である。なお、本研究は広島大学、鹿島、秩父小野田、三菱レイヨン、極東工業の共同研究体“高性能複合材料研究会”による研究の一環として実施されたものである。

[参考文献]

[1]原田哲夫・副田孝一ほか: 静的破砕材の膨張圧測定方法と膨張圧の諸性質、土木学会論文集、1993, No.478/V-21, pp. 91~100, 1993.11

Aseismic Retrofit Method for Existing Concrete Piers with Ring Confinement

Reiko Amano, Kazuo Yamada, Hiroshi Shimbo, and Asuo Yonekura

A new retrofit method “Ring Confinement Retrofit” was proposed and discussed on the material and member characteristics through experiments. Ring Confinement Retrofit is consist of confining ring and expansive concrete. The ring is set on the footing, surrounding the base of the pier. By placing expansive concrete between the pier and the ring, chemical prestress is introduced in the ring concrete. Prestressed ring concrete enlarge the pier section and enhance both the strength and ductility of the pier. It was confirmed that the Ring Confinement Retrofit improved the strength of the pier up to 30% through experiments.