

# 論文 曲面状鋼製セグメントにより耐震補強された壁式橋脚の 曲げ靱性試験

武田 篤史<sup>\*1</sup>・田中 浩一<sup>\*1</sup>・大内 一<sup>\*2</sup>

要旨：壁式橋脚の耐震補強において，著者らは，躯体の拘束効率をあげることにより中間貫通材のための削孔本数を減らし，さらに簡便な施工を行える工法として曲面状鋼製セグメントによる耐震補強工法を開発した。この工法は多曲面状の鋼板（鋼製セグメント）と中間貫通材を用い，鋼製セグメント内にコンクリートを打設して，既存橋脚断面に効果的な拘束を与えるものである。今回はじん性補強の実験を行い，その結果，標準的工法である鋼板巻立て工法に比して壁式橋脚のじん性能を大きく増加させることができること，じん性能の改善には，セグメントのライズ，横拘束筋量が支配的であることがわかった。  
キーワード：耐震補強，壁式橋脚，じん性能，曲面状鋼製セグメント，水平繰返し実験

## 1.はじめに

阪神大震災以降，各地で既設RC橋脚の耐震補強工事が進められている。そのうち，壁式橋脚は偏平な断面を有することから，一般に鋼板や鉄筋コンクリート巻立てと断面貫通型の鋼材（中間貫通材）の併用によって断面を拘束する。現在，それらの工法では，中間貫通材の断面幅方向の配置間隔は，補強後の壁厚以下かつ2m以下に配置することが必要となっている<sup>1)</sup>。しかし，中間貫通材のための削孔は，コストを引き上げ，既存の軸方向鉄筋を傷つけるおそれもある。一方，楕円形鋼板で巻立て削孔を無くす工法も考えられるが，より偏平な壁式橋脚に対しては，増し厚が増加し，空間利用上の問題が生じる。

そこで，著者らは，拘束効率をあげることにより削孔本数を減らし，さらに簡便な施工を行える実用的工法として，曲面状鋼製セグメントによる耐震補強工法を開発した。本工法は，曲面状の鋼板（鋼製セグメント）をPC鋼棒によって壁式橋脚に縫いつけ，さらに鋼製セグメント内にコンクリートを打設するもので，削孔数を減らすことが可能であると同時に型枠が不要で

あり，溶接も不要となる。著者らは既に，軸方向鉄筋段落とし部補強，およびせん断補強の実験を行い，その有効性を報告している<sup>2)</sup>。今回はじん性補強評価式を得る目的で，じん性補強の実験を行い，十分なじん性補強効果を確認した。本報告では本工法の概念，およびじん性補強実験の結果を報告する。

## 2.本工法の拘束メカニズム

本工法，および鋼板巻立て工法（以降標準工法と称す）による橋脚躯体への拘束のメカニズムを図-1に示す。標準工法，本工法とも中間貫通材反力が鋼板を介して既存コンクリートに伝達されるが，鋼板補強工法では導入される拘束力が中間貫通材位置と隅部に集中するため，橋

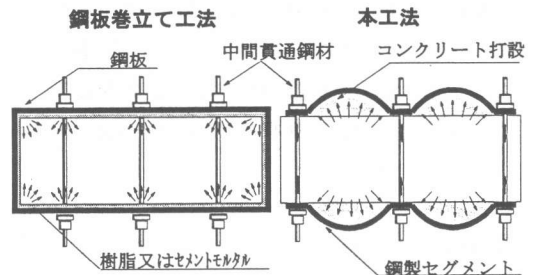


図-1 拘束メカニズム

\*1 正会員 工修 (株)大林組 技術研究所 土木第四研究室  
\*2 正会員 工博 (株)大林組 技術研究所 土木第四研究室 室長

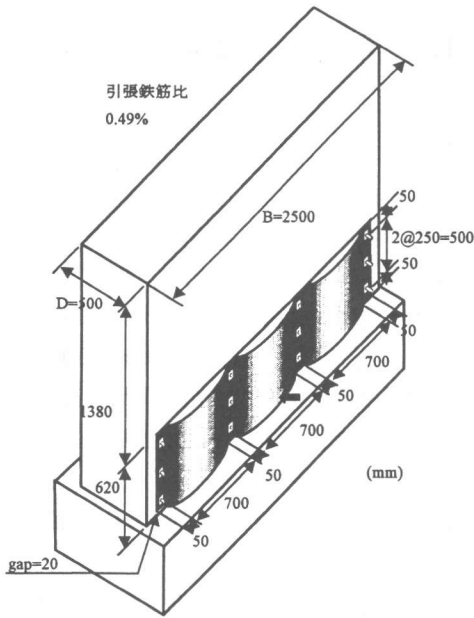


図-2 試験体形状寸法

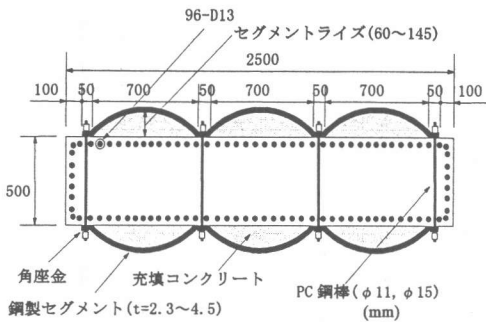


図-3 実験試験体の配筋

脚幅全体に拘束を与えることが難しい。また、中間貫通材位置の鋼板が局部曲げを受けるため、鋼板を有効に使うことができない。これに対し、SSRS 工法では、拘束力が鋼製セグメントの円周方向軸力を介して新設コンクリートに導入される。そのため、橋脚幅全体に拘束力が伝達され、結果的に中間貫通材の水平方向間隔を大きくすることができる。

### 3. じん性能実験

#### 3.1 実験方法

SSRS 工法によってじん性補強された橋脚の補強評価式を得る目的で水平繰り返し载荷実験を

表-1 材料定数

		鋼材				
サイズ	規格	降伏応力 (MPa)	降伏歪 ( $\mu$ )	引張強度 (MPa)	弾性係数 ( $10^4$ MPa)	
鉄筋	D13	SD345	352	2029	512	1.83
セグメント	t=2.3(mm)	SS400	277	1350	384	2.04
	t=3.2(mm)		277	1320	439	2.10
	t=4.5(mm)		281	1345	442	2.09
PC鋼棒	$\phi 11$	C種1号	1196*	8088*	1324	2.09
	$\phi 15$		1271*	7840*	1310	2.05

コンクリート(呼び強度24)				
試験体	柱コンクリート		補強コンクリート	
	圧縮 (Mpa)	割裂 (Mpa)	圧縮 (Mpa)	割裂 (Mpa)
R06T2P4	39.2	3.07	34.7	2.60
R10T2P4	40.3	3.10	35.4	3.10
R14T2P4	40.3	2.98	37.4	3.01
R10T3P4	39.0	3.68	36.8	3.68
R10T5P4	39.0	3.68	36.8	3.68
R10T3P2	40.3	2.98	37.4	3.01

\*0.2%オフセットひずみによる

表-2 試験体とパラメータ

試験体名	横拘束筋量 $p_w^{gross}$ ( $p_w^{eq}$ ) (%)	鋼板厚 t (mm)	鋼板ライズ R (mm)
R06T2P4	0.141 (0.44)	2.3	60
R10T2P4			100
R14T2P4			140
R10T3P4		3.2	100
R10T5P4		4.5	
R10T3P2	0.076 (0.24)	3.2	

※ 等価横拘束筋量  $p_w^{eq}$  は C種 PC 鋼棒を通常鉄筋に強度換算した値  $p_w^{eq} = (11000/3500) \times p_w^{gross}$  で定義する

行った。試験体形状寸法を図-2 に、断面の配筋等を図-3 に、材料定数を表-1 に示す。試験体は、表-2 に示すように、セグメントライズ、セグメント板厚、および PC 鋼棒量をパラメーターに取った 6 体である。配筋等は、断面幅/断面高さ比(B/D)=5 の典型的な既存壁式橋脚を参考にしているが、せん断補強量は極めて少ないため、今回、基部じん性補強区間ではせん断補強筋を配置していない。参考にした実橋脚と試験体の縮尺比は 2.5:1 である。そのため、実橋においては、セグメントの板厚は、6~12mm、セグメントのライズは、150~350mm となる。なお、PC 鋼棒のプレストレスは 0 としている。

载荷方法は、一定軸力( $\sigma_n=0.98$ MPa)のもと、降伏変位の整数倍で  $10\delta_y$  まで、それぞれ 3 回ずつの水平方向正負繰返し载荷とした。

なお、降伏変位  $\delta_y$  は橋脚下端位置での鉄筋のひずみが、材料試験により定義された降伏ひずみを、はじめて超えた時の変位とする。

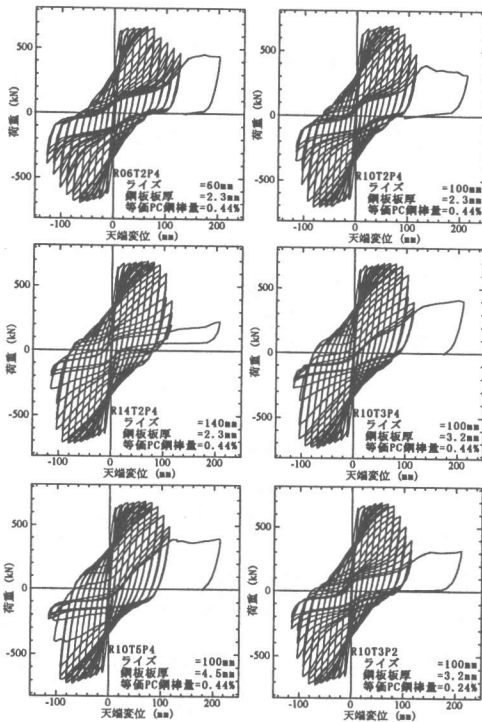


図-4 荷重変位関係

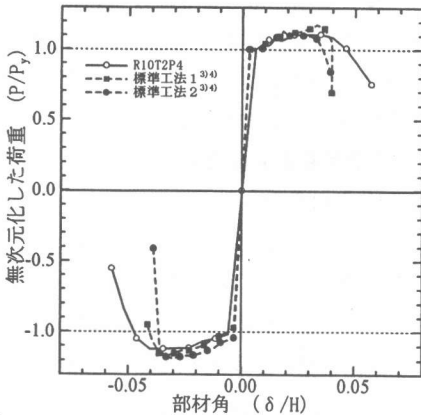


図-5 R10T2P4と標準工法の骨格曲線の比較

### 3.2 実験結果

図-4に荷重変位関係を、表-3に結果の一覧を示す。また、図-5に標準的な試験体R10T2P4の無次元化したスケルトンカーブを、標準工法の実験の結果<sup>3)4)</sup>とともに示す。鋼板巻立て工法の実験は、試験体寸法(B2500×D500×a2000)(mm)、引張鉄筋量( $p_t=0.42\%$ )、補強鋼板厚(2.3mm)とも本実験とほぼ同様であり、中間貫

表-3 実験結果

試験体	降伏荷重 $P_y$ (kN)	降伏変位 $\delta_y$ (mm)	終局変位 $\delta_u$ (mm)	靱性率 $\mu = \delta_u / \delta_y$	終局時部材角 $R_t = \delta_u / H$
R06T2P4	646.8	11.5	79.60	6.92	0.0398
R10T2P4	634.1	11.5	92.60	8.05	0.0463
R14T2P4	646.8	11.5	95.40	8.30	0.0477
R10T3P4	647.8	11.5	97.00	8.43	0.0485
R10T5P4	639.9	11.5	93.80	8.16	0.0469
R10T3P2	655.6	11.5	83.40	7.25	0.0417

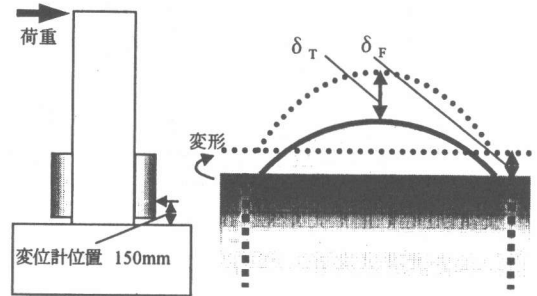


図-6 はらみだしの計測方法

通鋼材は、D16 鉄筋( $p_w^{eq}=0.26\%$ )、以降、標準工法1と称す)、または $\phi 7.1$ PC鋼棒( $p_w^{eq}=0.22\%$ )、以降、標準工法2と称す)が500(mm)の水平方向間隔で配置されており、その水平ピッチは本実験の2/3である。また、標準工法は腐食防止対策としてRC根巻きを併用している。本工法のうち標準的な試験体であるR10T2P4と標準工法の補強の程度を比較すると、鋼板厚は同値であるものの、中間貫通材量は本工法のほうが多い。しかし、コストと施工性は中間貫通材の大きさの変更により大きく変わることはないため、同程度の補強であるといえる。

いずれの試験体も、5~6 $\delta_y$ 程度でセグメントに覆われていない側部の軸方向鉄筋が側方向に座屈したが、断面幅方向に42本並んでいる軸方向鉄筋のうち多い場合でも4本であり、耐力の減少にはほとんど寄与していない。セグメントが塑性化するとともにはらみだし量が増加し、耐力の減少が進む。試験体R06T2P4、R10T2P4に関しては、その後7~8 $\delta_y$ 程度で、ボルト孔付近においてセグメントの破断が生じ、耐力の減少は大きくなった。一方、その他の試験体はセグメントの破断を起こさず、8~9 $\delta_y$ 程度で軸方向鉄筋が破断をするまで耐力の大き

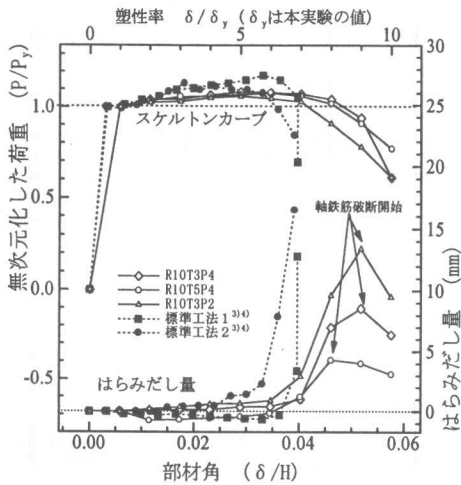


図-7 スケルトンカーブとはらみだし

な減少は見られなかった。

図-5より、本工法と標準工法のスケルトンカーブを比較すると、同程度の補強であるにもかかわらず、非常に優れたじん性能を持っていることがわかる。

### 3.3 基部ではらみだし

図-7に R10T3P4・R10T5P4・R10T3P2 のはらみだし量とスケルトンカーブを標準工法による補強実験の結果<sup>34)</sup>とともに示す。ここで、はらみだし量は、図-6に示すように、フーチングから15cm上方の位置でライズ頂部と足部において、水平変位( $\delta_T, \delta_F$ )を計測し、その差( $\delta_T - \delta_F$ )で定義した。スケルトンカーブとはらみだし量をみると、耐力の減少とはらみだしの相関が明白である。標準工法では、はらみだし開始直後に耐力が急激に低下する。一方、本工法でも同様の傾向はあるものの、はらみだし開始自体若干遅く、これらの進行は緩やかである。これは、標準工法での鋼板曲げ剛性による拘束と、本工法での鋼板膜剛性による拘束効果の差に起因するものである。

### 3.4 履歴吸収エネルギー

図-8に標準的な試験体 R10T2P4 の1cycleあたりの履歴吸収エネルギーを標準工法<sup>34)</sup>による補強の結果とともに示す。標準工法は、RC根巻きの影響もあり、部材角

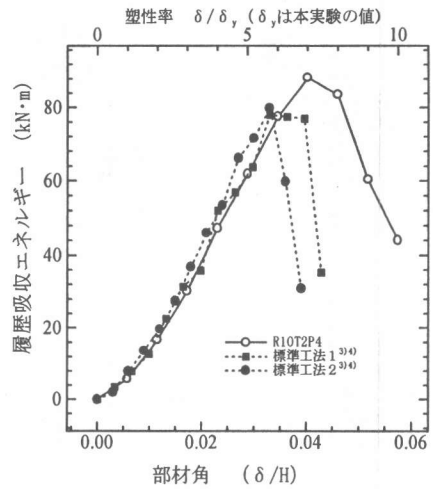


図-8 履歴吸収エネルギー

0.03程度までは本工法よりもやや上回っているが大差はない。しかし、その後標準工法は急激に減少する。一方、本工法は、部材角0.04程度まで増加した後、比較的緩やかに低下しており、優れたエネルギー吸収能を有していることがわかる。また、最大値を示す点は、はらみだし量が大きくなり始める時点と一致しており、はらみだしを抑えることが、エネルギー吸収能の向上に大きく寄与することがわかる。

### 3.5 PC鋼棒による拘束力

図-9に R10T3P4 の PC 鋼棒応力から求めた拘束応力度  $\sigma_{conf}$  を示す。拘束応力度は、側部の PC 鋼棒と内側の PC 鋼棒(鉛直方向には最下段)について、柱断面中央位置で計測したひずみ  $\epsilon_{PC}$  より、以下の式により求めた。

$$\sigma_{conf} = (E_{PC} \epsilon_{PC} A_{PC}) / (B \cdot S_{PC})$$

ここに、 $E_{PC}$ : PC 鋼棒のヤング係数、 $A_{PC}$ : PC 鋼棒の1本あたりの断面積、 $B$ : 橋脚の幅を最下段の PC 鋼棒の本数で除したもの、 $S_{PC}$ : 最下段の PC 鋼棒が受け持つ高さとした。

R10T3P4 以外は、途中で PC 鋼棒のゲージがはがれたため終局状態まで計測できていないが、R06T2P4 を除くすべての試験体で、最大  $0.65(N/mm^2)$  以上の拘束応力度が確認されている。なお、道路橋示方書<sup>3)</sup>の方法を参考にして ( $\rho_S \sigma_{SY} = \sigma_{conf}$ ,  $\alpha = 0.6$ ,  $\beta = 0.7$  と仮定),  $\sigma_{conf}$

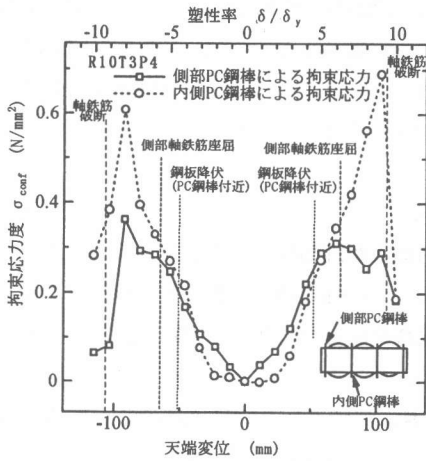


図-9 PC鋼棒によるコンクリート拘束力

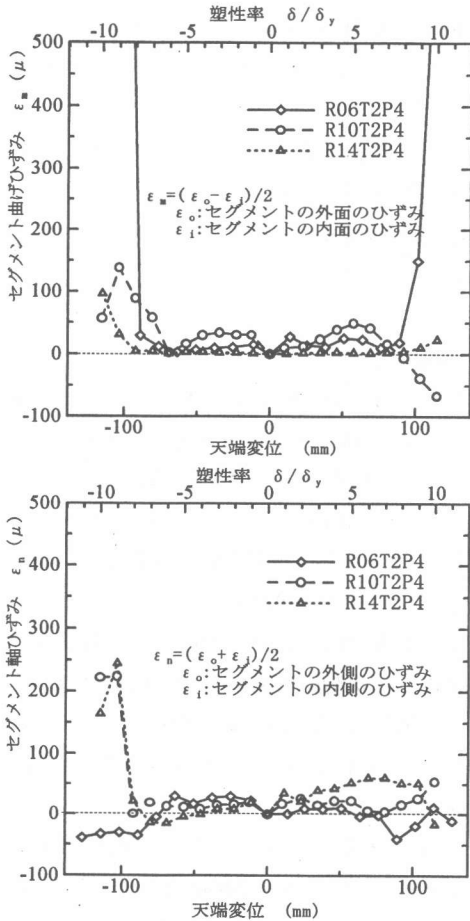


図-10 セグメントの曲げひずみおよび軸ひずみ

=0.65 (N/mm<sup>2</sup>)としてじん性を算定したところ、8程度の値を得た。これに対し、実験では、7~8.5程度であった。

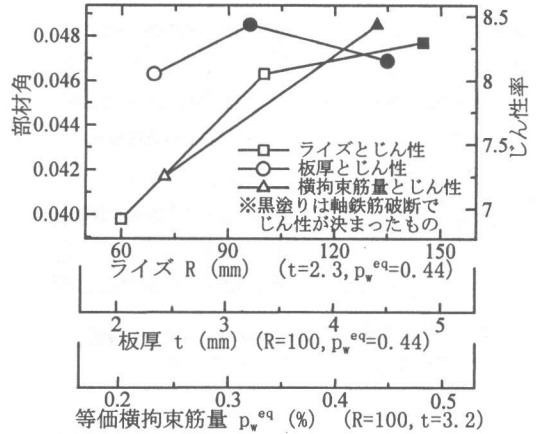


図-11 各パラメータとじん性の関係

R10T3P4の拘束応力度を見ると、変位の増加にしたがって、確実に拘束応力度が増加している。6δ<sub>y</sub>程度になると側面のかぶり剥離や側部PC鋼棒付近でのセグメント大変形により、側部では内側ほど拘束応力が大きくなくなる。9δ<sub>y</sub>で軸方向鉄筋が破断した後は、軸方向鉄筋の座屈によるはらみだしがなくなり、また、荷重が低下するため、内側のPC鋼棒でも拘束応力が減少している。

### 3.6 セグメントのひずみ

図-10にライズの違う3試験体について、セグメントの円周方向曲げひずみおよび軸ひずみを示す。ひずみは、中央のセグメントの頂部におけるフーチングから70(mm)上方の点(図-2の矢印位置)で、外面(ε<sub>o</sub>)、および内面(ε<sub>i</sub>)の水平成分より求めた。

ライズが60(mm)のR06T2P4は最終段階で曲げひずみが急増するのに対し、ライズがそれぞれ100, 145(mm)のR10T2P4, R14T2P4は軸ひずみが支配的である。これは、ライズが大きくなることにより、膜引張効果が卓越することを示している。

### 3.7 試験パラメータとじん性能

図-11にそれぞれセグメントライズ、セグメント板厚、および中間貫通材量と、変位じん性の関係を示す。ここで、じん性は、最大荷重経過後に耐力が降伏荷重まで下がった時点の変位

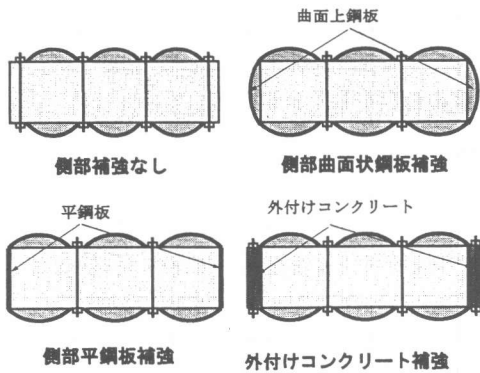


図-12 側方の処理の方法

を終局状態と定義して求めた。図中白抜きで示されたマークはセグメントの塑性化にともなうはらみだしによりじん性が決まったものであり、黒塗りは軸方向鉄筋の破断でじん性が決まったものである。

セグメントライズはじん性に大きく影響を与えていることがわかる。これは、セグメントを曲面状とした効果であり、本工法の有効性を示している。また、ライズが100(mm)から145(mm)になってもじん性の増加は小さいが、これは軸方向鉄筋の破断によりじん性が決まったためである。

セグメント板厚はじん性には、ほとんど影響を与えていないが、これは、 $t=3.2(\text{mm})$ 以上では、鋼板の塑性はきわめて少なく、上と同様に軸方向鉄筋破断によってじん性が決まるためである。横拘束筋量については、大きく右上がりとなっている。PC鋼棒の引張剛性による拘束剛性の影響が出たと思われる。なお、 $p_w^{eq}=0.24(\%)$ のケースでも、PC鋼棒は降伏していない。

#### 4.側部の処理

実験において、前述のように側部の軸方向鉄筋が最初に座屈し、その後同部のかぶりが、剥落した。この軸方向鉄筋の座屈は耐力減少にほとんど寄与していないことは前述の通りである。しかしながら補修や、側部PC鋼棒の拘束効果低下の問題もあり、同部軸方向鉄筋の座屈を抑える方法について図-12のような例を示す。

いずれの補強も、今回の実験より安全側の挙動をすると予想される。なお、これらはいずれも本実験での補強に比し、既設橋脚躯体への削孔本数を減少させることができる。

#### 5.まとめ

壁式橋脚の耐震補強工法として、SSRS工法を提案し、じん性評価式を作成する目的で、繰り返し載荷実験を行った。その結果、次のことが明らかとなった。

- (1) 本工法により、壁式橋脚のじん性能を大きく向上させることができる。
- (2) 実橋において板厚6mmに相当する試験体は、標準的に用いられる鋼板巻立て工法と比して、じん性、エネルギー吸収とも優れた性能を示す。
- (3) じん性能の改善には、セグメントのライズ、横拘束筋量が支配的である。

今後、じん性能を定量的に評価できる設計法を検討していく予定である。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，pp.3-1～3-33，1997.8.
- 2) 大内一・田中浩一：曲面状鋼製セグメントによる壁式橋脚の耐震補強実験，土木学会第51回年次学術講演会講演概要集，第5部，pp.1068～1069，1996.9.
- 3) 藤原保久・和田宣史・田村均・北川毅彦：壁式RC橋脚耐震補強工法(AWS工法)の開発と実用化、耐震補強・補修技術、耐震診断に関するシンポジウム講演論文集，pp.95-102，1997.7.
- 4) 迎邦博・熊谷紳一郎・玉置一清・村田宣幸・藤原保久：壁式RC橋脚耐震補強(AWS工法)の開発，住友建設技術研究所所報，No.24，pp.43～50，1997.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，日本道路協会，pp.119～133，1996.8.