

# 制震パネルを有する鋼管集成橋脚の開発と基本性能

大阪建設部 工事企画グループ 奥西 史伸  
阪神高速道路管理技術センター 技術部 開発研究課 金治 英貞  
東京事務所 林 訓裕

## 要 旨

阪神大震災以降、全国的に鋼構造物における耐震設計に関する研究が精力的に進められてきたところである。鋼製橋脚についても、コンクリートの部分充填をはじめとして、各種耐震性向上策が図られている。このように、構造物に対する高い耐震性が要求される一方、建設コストの削減が求められている今日、構造の一層の合理化を図る必要がある。そこで、本論文では、複数の鋼管を履歴型ダンパー機能を有するせん断パネル（横つなぎ材）により一つの柱とした鋼管集成橋脚の基本性能について確認し、設計上想定している力学的特性、特にせん断パネルの履歴減衰効果について縮小モデルを用いた構造実験による検証を行い、損傷制御設計の妥当性の確認を行った。

**キーワード:** 鋼管集成橋脚, 損傷制御, せん断パネル, コスト縮減

## はじめに

阪神大震災以降、鋼構造物の耐震設計に関する研究が精力的になされている。このうちコンクリートを部分的に充填することにより鋼製橋脚の耐震性能を向上する手法は、現在、多くの新設鋼製橋脚等に採用されている。こうした耐震性向上の一方で、建設投資が縮減される社会的趨勢の下、建設コスト縮減に向けた一層の構造合理化が求められる傾向にある。

このような状況下、当社においては、アンカーフレームの合理化、減衰機構を期待したラーメン橋脚の面内方向における梁の塑性化を例として、兵庫県南部地震の経験を踏まえた種々の鋼製橋脚の合理化設計を進めてきているところである。

また、他機関において検討されている合理化構造としては、例えば、ビルトアップした主塔にせん断パネルを使用したサンフランシスコ・オーク

ランドベイブリッジ東橋や<sup>1)</sup>、RC ラーメン橋脚にせん断パネルを用いたダンパー・ブレースを設置する構造がある<sup>2)</sup>。

これらの検討事例等を踏まえ、低コストの既製鋼管 4 本組を基本単位に利用し、これら鋼管 4 本を履歴型ダンパー機能を有する横つなぎ材(せん断パネル)によりひとつの柱とした「鋼管集成橋脚」の提案を行ってきた。

鋼管集成橋脚は、安価な材料、鋼材履歴減衰の有効利用、アンカーフレームの省略等をもとに考え出された構造であり、死荷重、活荷重等の鉛直荷重を受け持つ主部材と地震力等の水平力対応の二次部材に差別化を図る損傷制御設計を適用したものである。

本文では、鋼管集成橋脚の基本性能を確認するとともに、その力学的特性についての実験的検討を踏まえ、設計の妥当性についての検証を行った。

## 1. 鋼管集成橋脚の概要

鋼管集成橋脚のイメージを図-1 に示す。ここでは、6車線の鋼桁を支持するラーメン構造形式で橋脚高さ 30m 程度の高橋脚を想定している。

鋼管集成橋脚は4本の鋼管からなり、その鋼管(主体構造)を複数個所において横つなぎ材により1つの橋脚としたものであり、この横つなぎ材をエネルギー吸収部材(履歴型ダンパー)とすることで、鋼管本体の塑性化を低減させることを基本方針としている。横つなぎ材には履歴型ダンパー用鋼材として、降伏点が低く安定的でダクティリティが優れた低降伏点鋼を使用することにしており(図-2)、橋脚全体の曲げ剛性を確保するため3箇所に横つなぎ材を設けることとした。本橋脚の設計においては、L2地震動に対しては鋼管が降伏する前に横つなぎ材を降伏させ、L1地震時には通常の耐震設計に準じて降伏させないこととしている。

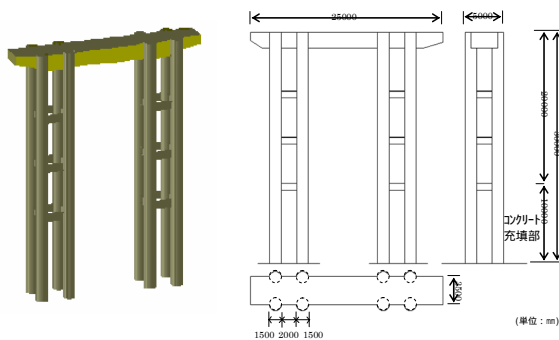


図-1 鋼管集成橋脚(ラーメン橋脚)の概要

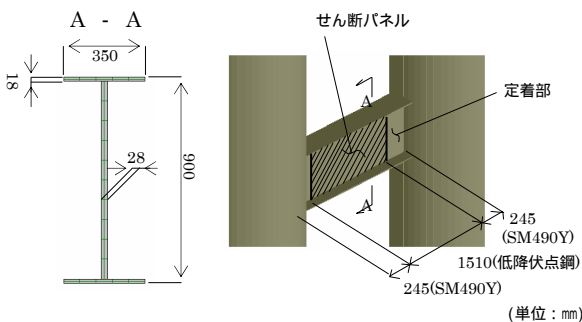


図-2 横つなぎ材の構造

## 2. 鋼管集成橋脚の基本性能

鋼管集成橋脚の変形性能、耐荷力、塑性率等の基本性能について検討するため、梁要素のファイバーモデルを用いて、従来形式(矩形断面鋼製橋脚(図-3))との比較解析を行った。解析法として、Pushover 解析、及び非線形時刻歴応答解析を用いた。

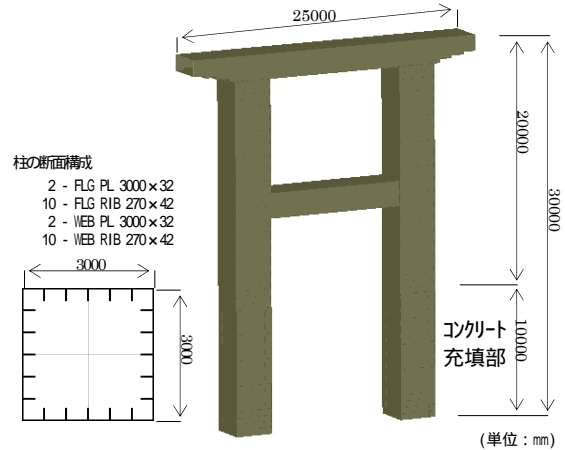


図-3 矩形断面鋼製ラーメン橋脚(従来形式)

### 2-1 Pushover 解析

鉛直方向に死荷重(軸力比  $P/P_y=0.08$ )を載荷した状態で、橋軸方向に水平方向に漸増載荷させることにより、Pushover 解析を実施した。

終局時の変形状態について図-4(a)に示す。ここで、鋼管集成橋脚の変形において、横つなぎ材がせん断変形していることにより、曲げ変形だけでなく、せん断変形についても確認できる。

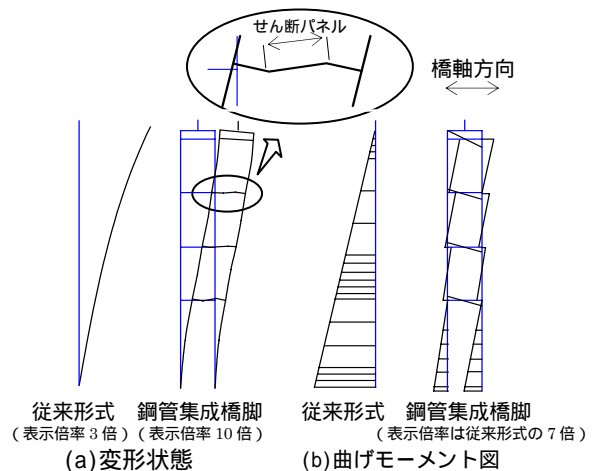


図-4 Pushover 解析結果

また、最大変形したときの曲げモーメント分布図を表示したのが図-4(b)であるが、基部に作用する曲げモーメントが従来形式の鋼製橋脚より小さくなっていることが確認できる。

## 2-2 非線形時刻歴応答解析

次に従来形式と鋼管集成橋脚に対して、非線形時刻歴応答解析を行った結果を示す。解析は、鉛直方向に死荷重を作用させた状態で橋軸方向に対する応答解析を実施した。なお、入力地震波形としては道路橋に一般的に用いられている標準波形3波を用い、地盤種別は 種地盤とした。

表-1 最大応答変位

モデル	地震波	最大応答変位(m)	( )内: 比 3波平均
従来形式	II-III-1	0.764	0.646 (1.00)
	II-III-2	0.670	
	II-III-3	0.504	
提案形式 (ダンパーなし)	II-III-1	0.572	0.537 (0.83)
	II-III-2	0.783	
	II-III-3	0.555	
提案形式	II-III-1	0.504	0.483 (0.75)
	II-III-2	0.440	
	II-III-3	0.507	

( 提案形式: 鋼管集成橋脚 )

表-1 に各橋脚形式による最大応答変位を示す。ここで、3 波平均において鋼管集成橋脚が従来形式に比べて、最大応答変位が 75%に低減していることがわかる。これは、従来形式に比べ剛性が高く変形しにくいこと、及び横つなぎ材がエネルギーを吸収したことの2つの効果があったためと考えられる。

図-5 に各橋脚形式ごとの塑性化位置を示す。鋼管集成橋脚においては、橋脚基部、コンクリート充填部の直上の鋼断面、橋脚上部および3つの横つなぎ材で塑性化しているのがわかる。

これに対して、従来形式では、橋軸方向においては、橋脚基部とコンクリート充填部の直上の鋼断面が塑性化しており、鋼管集成橋脚では従来形式と比較して、塑性化の程度が低い構造要素が複数個所に分散していることがわかる。

このことは、従来形式のラーメン橋脚では橋軸方向においては単柱形式と同様な挙動を示すが、本提案形式では柱単独でラーメン構造とな

っていることに起因しており、このような塑性化状態が、鋼管集成橋脚の最大応答変位低減の要因の一つであると考えられる。

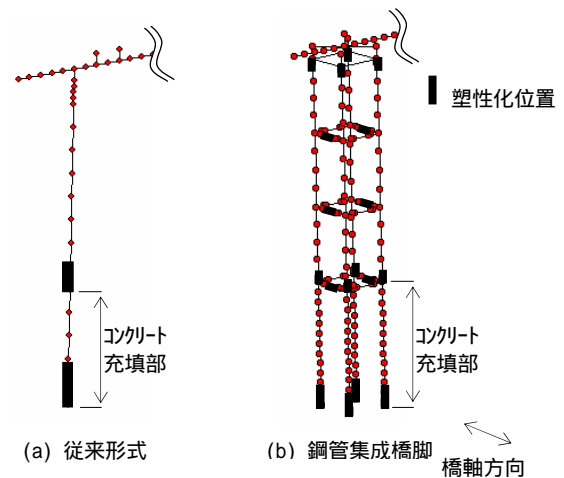


図-5 塑性化位置

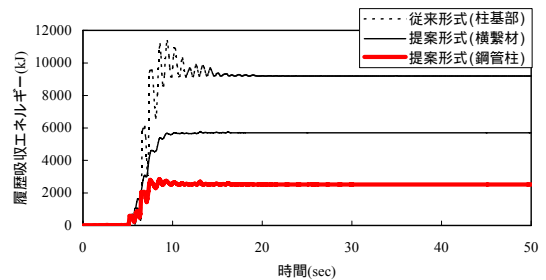


図-6 履歴吸収エネルギーの比較

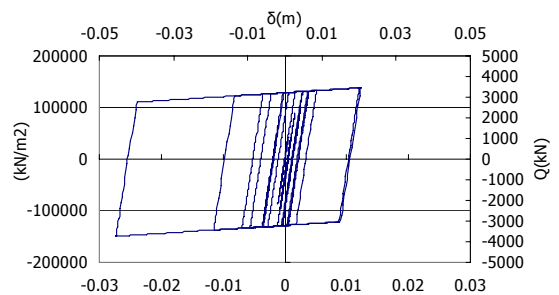


図-7 下段横つなぎ材履歴曲線

さらに、履歴吸収エネルギーの応答履歴を図-6に示す。ここで鋼管集成橋脚では、ダンパーの履歴吸収エネルギーの割合が鋼管本体の約2倍となっており、ダンパーが効率よくエネルギーを吸収しているといえる。さらに下段ダンパー部におけるせん断応力とせん断ひずみの応答履歴曲線(図-7)において、最大せん断ひずみが3%近くとなっており、横つなぎ材のダンパー効果によって、地震時エネルギーを効率よく吸収しているものと判断できる。

### 3. 縮小モデルによる載荷実験

前項までの鋼管集成橋脚の基本性能に関する確認を行うため、縮小モデルを用いた載荷実験を実施した。実験モデルの対象として、JCT 部を想定した高さ約 25m の橋脚を想定しており、通常の矩形断面鋼製橋脚での設計では断面形状が 3.0m × 2.5m の矩形断面（板厚 24mm）に相当する。試設計により得られた鋼管集成橋脚の概略形状を図-8 に示す。

#### 3-1 試験体概要

前項において設計した橋脚にもとづき作製した試験体の概要を図-9 に示す。試験ケースは、横つなぎ材の段数の違いによる降伏荷重ならび履歴吸収エネルギーの影響を確認するため、横つなぎ材の段数を 2 段（試験体 No. 1）及び 3 段（試験体 No. 2）とした 2 ケースについて実験を行った。試験体の鋼材の諸元について表-2 に示す。なお、鋼管と横つなぎ材（フランジ部）との接合部には、鋼管の応力集中を緩和するため外ダイヤフラムを設置している。また、鋼管集成橋脚は 4 本の鋼管を一つの柱としたものであるが、実験では、橋軸方向の挙動にのみ着目することから、2 本だけの鋼管により構成した試験体とした。

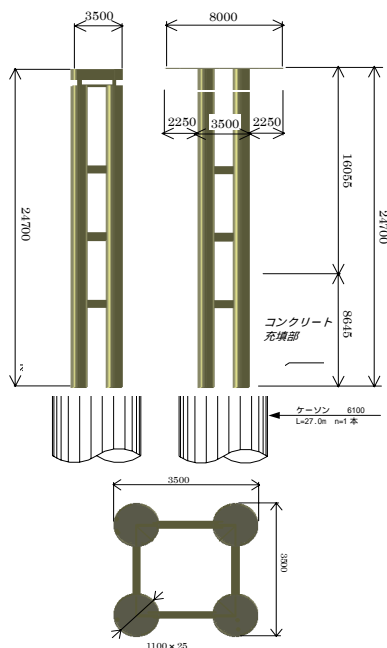
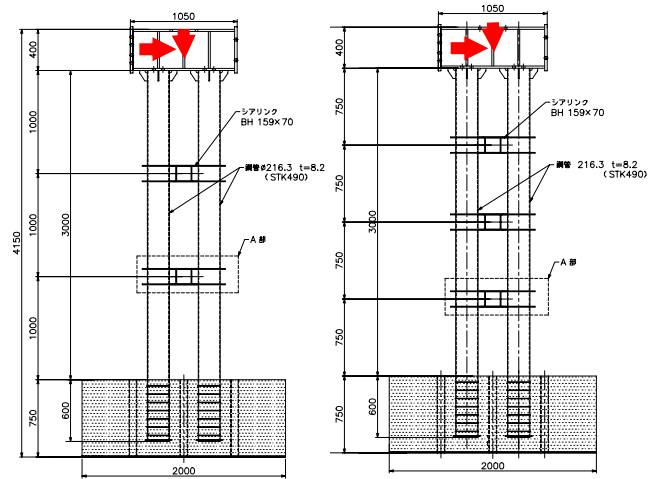


図-8 鋼管集成橋脚の形状

なお、鋼管頭部は鋼製部材で連結する構造とし、鋼管基部は、鉄筋コンクリートのフーチングに埋め込む方式<sup>3)</sup>とした。



試験体No.1

試験体No.2

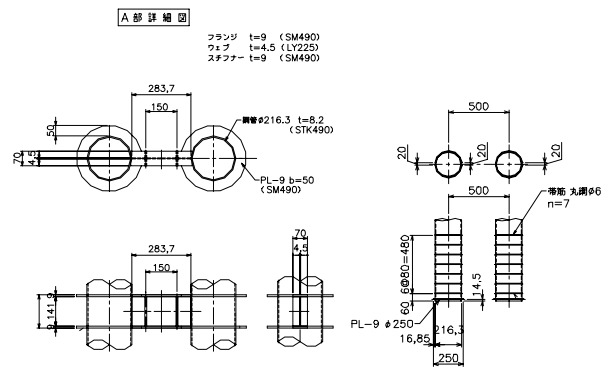


図-9 試験概要ならびに試験体

表-2 鋼材の材料強度（規格値/材料試験値）

部材/ 鋼種	許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	下降伏点 or 0.2% 耐力 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
	引張・圧縮		
鋼管 STK490	190	315/467	490-/517
フランジ SM490A	190	325/398	490- 610/552
低降伏点鋼 LYP225	-	205- 245/236	300-400/ 306

#### 3-2 試験概要

試験は 2 つのジャッキ（500 kN 水平ジャッキ, 1500 kN 鉛直ジャッキ）を用い、鉛直荷重（鋼管断面の軸降伏荷重の 10%）を載荷した状

態で、水平荷重を正負交番に負荷した（図-10）。設計時における試験体の耐力を表-3に示す。

なお試験体の耐力（計算値）は、横つなぎ材と鋼管をはり要素と仮定した骨組計算により算定した。表-3に示すせん断パネルのせん断降伏耐力は、せん断パネル（ウェブ）がせん断降伏応力に達する際の水平荷重  $P_y$  であり、このときの水平荷重載荷位置の水平変位を  $1\ y$  と定義した。なお、試験体 No. 2 は、No. 1 に比べせん断パネルの塑性座屈耐力と鋼管の曲げ降伏耐力が近いことが特徴である。各  $y$  ごとに3サイクルを載荷し、正負漸増繰返し載荷を最大  $17\ y$  まで行った。

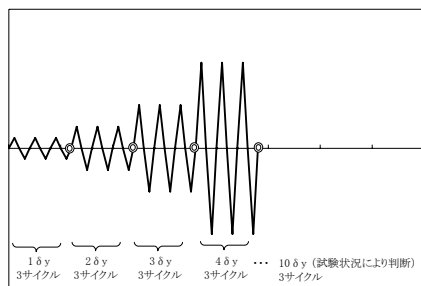


図-10 載荷サイクル(水平荷重)

表-3 試験体の耐力（設計値）

荷重	試験体	No.1	No.2
		水平荷重	水平荷重
せん断パネルのせん断降伏		46.4 kN (水平変位 4.65mm = 1 y)	60.1 kN (水平変位 5.44mm = 1 y)
せん断パネルの塑性座屈		96.7 kN	125.1 kN
鋼管の曲げ降伏		122.0 kN	131.9 kN
横つなぎ材の曲げ降伏		127.4 kN	171.0 kN
鋼管の終局曲げ (全塑性)		170.0 kN	177.9 kN

### 3.3 実験の概況

試験体 No. 1, 2 の水平荷重と水平変位との関係を図-11～14に、包絡線とイベントとの関係を図-15, 16に示す。図中の水平変位は、試験体頭部のH鋼図心位置に設置した変位計により確認した変位である。試験体の概況を写真-1に示す。

試験体 No. 1 について、10  $y$  時に最大荷重（+側 207.1kN）を確認し、15  $y$  時に、最大荷重の

約 90%まで荷重が低下することを確認した。その後 16, 17  $y$  では1サイクルを載荷したものの17  $y$  の-側負荷時、上段のせん断パネルより大きな音が生じて、荷重の低下が確認された。最後に水平変位+200mmまで載荷し試験を終了した。なお、試験終了時の試験体の残留変位量は145.6mmであった。

損傷状況としては、9  $y$  時に目視にて下段のせん断パネルのせん断座屈を、さらに13  $y$  時に同パネルに亀裂が生じていることを確認した。また鋼管基部には、16  $y$  時に局部座屈を確認したものの、せん断パネルの損傷の進展度が大きいことから判断して、試験体全体の挙動に与える鋼管の局部座屈の影響は小さく、試験体の最大耐力は、せん断パネルの損傷で決定したものとする。

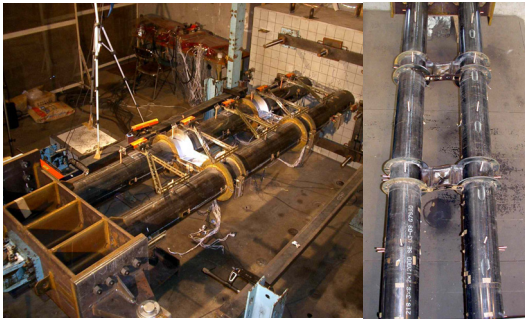
試験体 No. 2 について、11  $y$  時に最大荷重（+側 236.9kN）を確認し、15  $y$  時に最大荷重の約80%まで荷重低下することを確認した。その後16, 17  $y$  では1サイクルを載荷し、最後に水平変位+200mmまで載荷したところ、鋼管基部において亀裂が生じたため試験を終了した。なお試験終了時の試験体の残留変位量は147.4mmであった。

損傷状況としては、9  $y$  時に目視にて下段のせん断パネルのせん断座屈及び同じパネルに亀裂が生じ、中段のパネルについても、せん断座屈、その後に亀裂が生じることを確認した。また鋼管基部は、12  $y$  時に局部座屈を生じ、その後の載荷サイクルの進展に伴い、耐力低下が大きくなることから、試験体の最大耐力は、鋼管の局部座屈により決定したものと考えられる。

以上の結果より、試験体 No. 1, 2 の損傷過程から、当初設計で想定したとおり、横つなぎ材が鋼管に先行して降伏し、その後せん断パネルの損傷が顕著となることを確認した。

また、試験体 No. 1, 2 の相違について、No. 2 の初期剛性がNo. 1に比べ1.21倍程度、また最大荷重では1.14倍程度大きいこと、そして5  $y$  程度までは、No. 2はNo. 1に比べ同一荷重に対する応答変位が低減可能であることを確認した。





試験体 No.1  
下段部横つなぎ材損傷

写真-1 試験終了時の試験体 No.1

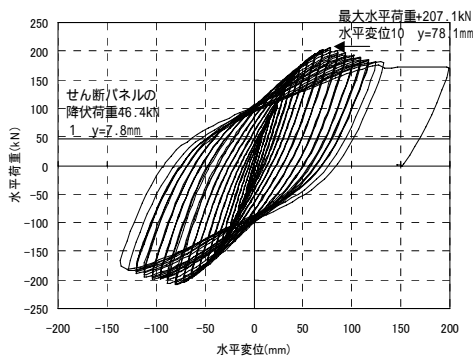


図-11 水平荷重と水平変位の関係 (No.1)

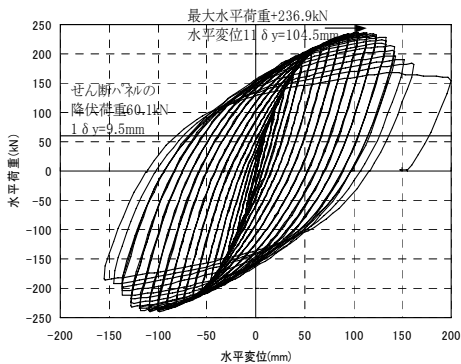


図-12 水平荷重と水平変位の関係 (No.2)

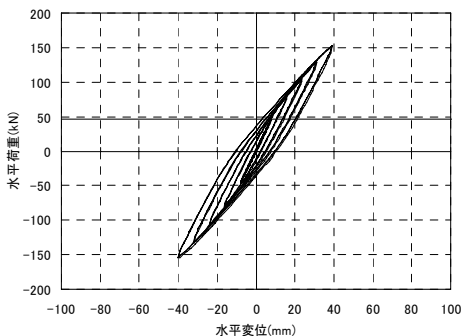


図-13 水平荷重と水平変位の関係  
(No.1 5 y まで)

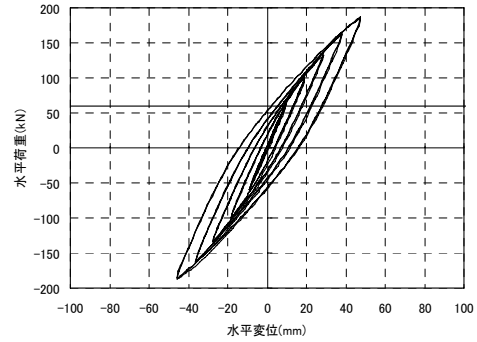


図-14 水平荷重と水平変位の関係  
(No.2 5 y まで)

なお試験終了後に試験体 No.1,2 とともに、全ての横つなぎ材を2本の鋼管から切断し、鋼管頭部の水平変位の戻り量を測定した結果、試験体 No.1 で16.5mm, No.2 で9.0mmの戻り量を確認した。

本結果は、最終荷重までにおいて、試験体 No.2 に比べ試験体 No.1 の鋼管の損傷が小さいことを意味している。実橋脚においても、横つなぎ材を取り外すことにより、橋脚の残留変位を、損傷前に近い状態に復元することができるものと考えられる。

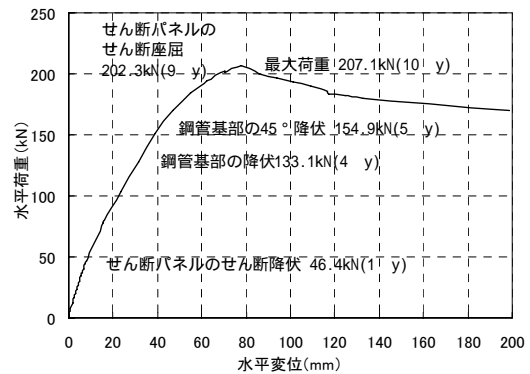


図-15 試験体 No.1 の包絡線とイベント

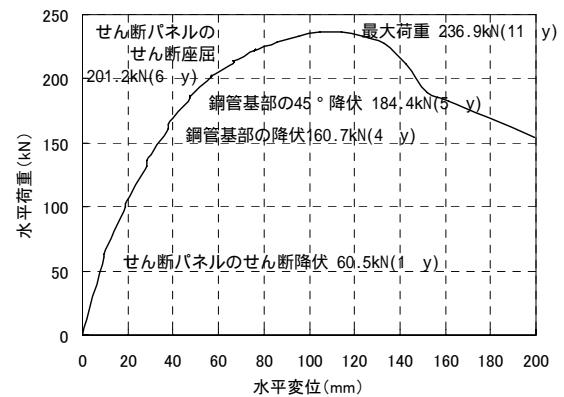


図-16 試験体 No.2 の包絡線とイベント

### 3.4 履歴吸収エネルギー -

試験体 No.1,2 の水平変位 40mm (5 y 程度) までの履歴吸収エネルギー - を図-17,18 に示す. また等価減衰定数と水平変位との関係を図-19 に示す. 横つなぎ材のエネルギー - はせん断力 (横つなぎ材に生じる曲げモーメントから求めた算定値) に相対変位を乗じて求めた算定値である.

試験体の履歴吸収エネルギーについて、水平変位 40mm (5 y 程度) までは、試験体 No. 1 の横つなぎ材は橋脚全体が吸収するエネルギーの約 81% を、試験体 No. 2 では約 89% を吸収しており、レベル 2 地震動相当の 5 y 程度までは概ね横つなぎ材でエネルギーを吸収している. また、橋脚全体の等価減衰定数について、試験体 No.1,2 とともに 0.2 以上確保できることを確認した.

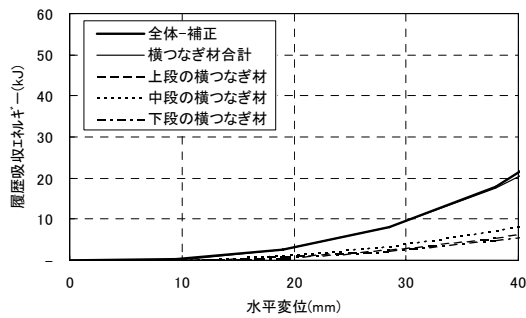


図-17 試験体 No.1 の履歴吸収エネルギー

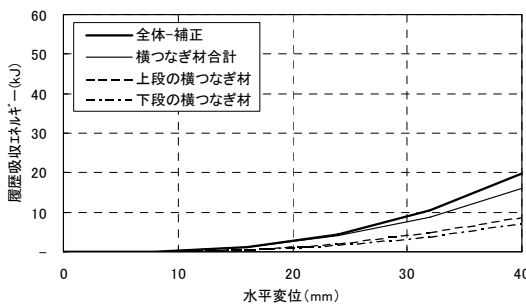


図-18 試験体 No.2 の履歴吸収エネルギー

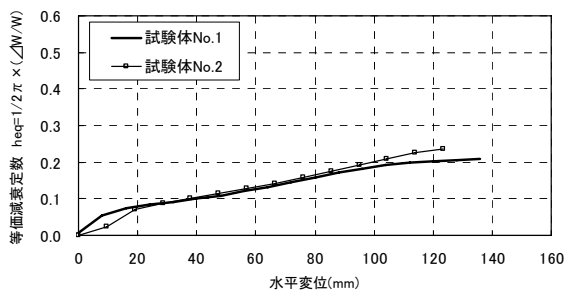


図-19 等価減衰定数

### 4. 経済性の検討

本文で対象としたラーメン構造形式の橋脚を例として、従来式の矩形断面鋼製ラーメン橋脚とのコスト比較を行った結果、架設費を除き、製作費、材料費併せて約 3 割の削減が見込まれる結果となった. これは、提案形式が市販のスパイラル溶接鋼管を用いることにより、製作費を大幅に削減できたことが主な要因と考えられる.

また、従来形式の鋼製橋脚においては、アンカーフレームが建設コストのなかでも大きな割合を示しており、本提案の形式では、フーチング結合がスタッドによる合成構造となるためアンカーフレームを必要としない. そのため、基礎部まで含めると、本提案形式はさらに経済的に有効な構造形式となるものと期待できる.

### 5. まとめ

既成鋼管を集成させた新しい橋脚構造について、設計の基本方針を示すとともに、動的応答特性を含めた鋼管集成橋脚野の基本性能の確認を行い、縮小モデル実験により検証を行った. ここで得られた結論は以下の通りである.

- ・鋼管を繋ぐ横つなぎ材のダンパー効果により、効率よくエネルギー吸収が図れており、主部材である鋼管基部の累積履歴エネルギーを大きく低減させている.
- ・横つなぎ材が鋼管に先行して降伏し、その後せん断パネルの損傷が顕著となるという、設計で想定した損傷過程と概ね同等であることが実験においても検証された.
- ・橋脚頂部における応答変位が、従来形式と比較して大きく低減される結果となった.
- ・製作コストについては、従来形式と比較して約 3 割程度のコスト縮減となった. さらに、フーチング結合方法において、アンカーフレームが不要であることを鑑みると、さらなるコスト縮減効果が期待できる.

今後の課題として、横つなぎ材と鋼管との接合方法、及び上部工との取り合い構造を対象とした要素実験による挙動の検証、さらに一層の設計の合理化を目的として、鋼管集成橋脚全体としての終局状態の定義について今後検討が必要であると考える。

#### 参考文献

- 1) Marwan Nader, Rafael Manzanaarez, Man-Chung Tang : Seismic Resistant Design of the Single Tower of the New San Francisco-Oakland Bay Bridge, 3rd International Suspension Bridge Operators' Conference, 2002.5.
- 2) 鉄道総合技術研究所, 大林組 : ダンパー・ブレースを用いた鉄道高架橋の設計指針, 2000.1

- 3) 日本道路公団設計要領第二集 橋梁建設編 5章下部構造 4-4 鋼管コンクリート複合構造橋脚
- 4) 金治英貞, 鈴木英之, 野中哲也, 馬越一也 : 履歴型ダンパー付き鋼管集成橋脚の損傷制御構造に関する基礎的研究 : 構造工学論文集, Vol. 50A, 2004.3
- 5) 金治英貞, 米谷作記子, 林訓裕, 豊島径, 西海健二 : 鋼管集成橋脚の縮小モデル載荷実験による力学的特性と設計妥当性の検討, 構造工学論文集, 第13巻第49号, 2006年3月

## STUDY ON DEVELOPMENT AND PERFORMANCE OF A MULTIPLE STEEL COLUMN WITH THE SHARE PANEL

Fuminobu OKUNISHI, Hidesada KANAJI and Kunihiro HAYASHI

This report describes the investigations on the behavior of an integrated column consisting of multiple steel pipes. The pier was built using damage control design so that major damage occurring in the pier would be directed into the shear panels that connect each of the steel pipes together. The shear panels made of low yield point steel have hysteretic energy dissipation capacity and can reduce acceleration and displacement response of the whole pier, thereby protecting the steel pipes. The current experimental study was intended to verify this, using two types of specimen. The test results showed that the adopted damage control design successfully directed major damage into the shear panels.

奥西 史伸



阪神高速道路株式会社  
大阪建設部 工事企画グループ  
Fuminobu Okunishi

金治 英貞



(財)阪神高速道路管理技術センター  
技術部 開発研究課  
Hidesada Kanaji

林 訓裕



阪神高速道路株式会社  
東京事務所  
Kunihiro Hayashi