

# 座屈被害を受けた鋼管橋脚の地震応答解析

池内 智行\*, 小野 潔\*\*, 西村 宣男\*\*\*

\*工博 鳥取大学助手 工学部土木工学科 (〒680-8552 鳥取市湖山町南4-101)

\*\*工修 大阪大学大学院助手 工学研究科 土木工学専攻 (〒565-0871 吹田市山田丘2-1)

\*\*\*工博 大阪大学大学院教授 工学研究科 土木工学専攻 (〒565-0871 吹田市山田丘2-1)

兵庫県南部地震(1995)においては鋼製橋脚に局部座屈などの被害が報告されている。この被害を再現するため、局部座屈を考慮した動的応答解析を実行した。解析対象としたのは、阪神高速松原交差点付近の鋼管橋脚である。実被害は鋼管橋脚の径厚比によって、塗装の剥げ落ち程度のものから「象の足」座屈まで損傷の程度が異なっていたが、動的応答解析でも同様の結果となった。また、被害を受けた鋼管橋脚に対して、じん性を確保するために①径厚比の制限、②板厚変化点を無くした橋脚モデルを作成し、この対策による地震応答性状の変化について動的応答解析結果より明らかにした。

*Key Words: Steel pipe pier, Limiting radius-thickness ratio, Dynamic response analysis, Improvement method*

## 1. はじめに

平成7年1月に都市直下で発生した兵庫県南部地震では、道路橋の鋼製橋脚についても初めて大きな被害を受け、2基の矩形断面鋼製橋脚については崩壊に至っている<sup>1)2)</sup>。そのうち、鋼管橋脚に関しては阪神高速神戸線松原交差点付近において、塗装の剥げ落ち程度の塑性変形から鋼管の半周程度での座屈変形、典型的な被害である「象の足」座屈、さらに過大な座屈変形から亀裂が生じたものまで程度の異なる損傷が報告<sup>3)</sup>されている。これらの鋼管橋脚は近接して設置されていたため、ほぼ等しい地震外力を受けたと考えられるが、それぞれの橋脚で鋼管の径厚比が異なっておりこれが損傷の差を生んだ主要因であることが明らかになっている<sup>3)</sup>。

これら兵庫県南部地震での鋼製橋脚の被害を受け、平成8年12月に道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編<sup>4)</sup>(以下、「道示Ⅱ」という)、道路橋示方書・同解説V耐震設計編<sup>5)</sup>(以下、「道示V」という)が改訂され、鋼製橋脚に初めて塑性域でのじん性を考慮した設計法が導入された。その中で、鋼製橋脚はぜい性的な破壊を防ぎ、所要のじん性を確保できる構造としなければならないと規定されている。鋼製橋脚のうちコンクリートを充填しない鋼管橋脚については、ぜい性的破壊を防ぐための構造細目として、径厚比パラメータを制限する手法が例示されている。また、兵庫県南部地震では作用応力が最もクリティカルとなる橋脚基部付近以外に、橋脚断面の板厚が変化している部位において損傷が報告されている<sup>3)</sup>。このような被害を防ぐために、不用意に断面変化点を設けべきではないと考えられる。

これらの、耐震性能確保のための構造細目は現在耐震設計の際に十分留意されているが、改訂前に比較してどの程度の性能改善が望めるのか定量的な評価はなされていない。本研究では、実被害橋脚と上述の耐震性能改善策を施した橋脚に対して動的応答解析を行い、両者の損傷度を比較することで定量的な評価

を試みた。

## 2. 対象とした鋼管橋脚

### 2.1 被害の概要

本研究では、兵庫県南部地震で被災した鋼管橋脚を被災モデルとして、ぜい性的な破壊を防ぐ構造細目を設けて改善モデルを作成し、その効果について検討を行った。まず、対象として選んだ鋼管橋脚の被害状況について簡単に述べる。

阪神高速神戸線松原交差点付近では、上下線が分離した高架橋となっており高さ14~16mの鋼管橋脚が単柱として使用されていた。これらの鋼管橋脚は塗装の剥げ落ち程度の軽いものから局部座屈発生後に亀裂の生じた損傷まで程度の異なる被害が報告されている<sup>3)</sup>。これらの橋脚は橋脚高さの中間部分で板厚が変化しており、主にその断面変化点で損傷を生じていた。

これらの鋼管橋脚の中から表-1に示す被害程度の異なる4基を選び被災モデルとした。各鋼管橋脚の被害についての詳細な説明については、3章の解析結果との比較の中で述べることとする。

表-1 被害の概要

橋脚	損傷状況
P581	座屈は認められない。3ヶ所にわたって塗装が剥げ落ちている
P582	断面変化点付近で片側が局部座屈、反対側は塗装の剥げ落ちが起きている
P584	断面変化点付近で「象の足」座屈、亀裂の発生が認められる
P585	コンクリート充填部の上端付近の断面片側で座屈が起きている

### 2.2 検討した耐震用構造細目

被災モデルとした橋脚に対して以下のような方針でぜ

い性的な破壊を防ぐ構造細目を設け、改善モデルを作成した。

(1) 径厚比の制限

道示V<sup>3)</sup>では、鋼管橋脚に関して式(1)のような径厚比パラメータ  $R_t$  を満たす場合、ぜい性的な破壊を防止できるとされている。そこで、この基準を満たしていない被災モデルに対しては満たすよう径厚比の調整を行う。

$$R_t = \frac{R \sigma_y}{t E} \sqrt{3(1-\nu^2)} \leq 0.08 \quad (1)$$

ここに、 $R$ :板厚中心での半径(cm),  $t$ :板厚(cm),  $\sigma_y$ :鋼材の基準降伏点(kgf/cm<sup>2</sup>),  $E$ :ヤング係数(kgf/cm<sup>2</sup>),  $\nu$ :ポアソン比

(2) 等断面化

橋脚頂部に水平力が作用する場合、作用モーメントは橋脚上部にいくにしたがって減少する。被災橋脚は、この作用モーメントの変化にあわせて断面の板厚を段階的に変化させてあったが、この断面変化点において被害が多く発生していた。このような被害を防ぐために、橋脚基部での断面で上部まで統一して等断面とする。

以上の2つの構造細目を満たす改善モデルと被災モデルを図-1に示す。図中、左側の断面が被災モデル、右側の断面が改善モデルの断面である。また、各橋脚モデルのパラメータについて表-2に示す。表中、被災モデルにおいて  $R_t$  および軸力は被害を受けた断面での径厚比パラメータおよび軸力を示す。改善モデルの作成に当たってはP581,P582橋脚については被災モデルの橋脚基部の断面が径厚比制限を満たしていたため等断面化のみとし、P584, P585橋脚については径厚比制限を満たすよう板厚を増してさらに等断面とした。

表-2 各橋脚モデルのパラメータ

橋脚		$R_t$	死荷重	軸力(xPy)
P581	被災モデル	0.0729	5733kN	0.190
	改善モデル	0.0539		0.141
P582	被災モデル	0.0763	5301kN	0.183
	改善モデル	0.0557		0.135
P584	被災モデル	0.1080	4135kN	0.141
	改善モデル	0.0789		0.104
P585	被災モデル	0.1070	2871kN	0.096
	改善モデル	0.0797		0.059

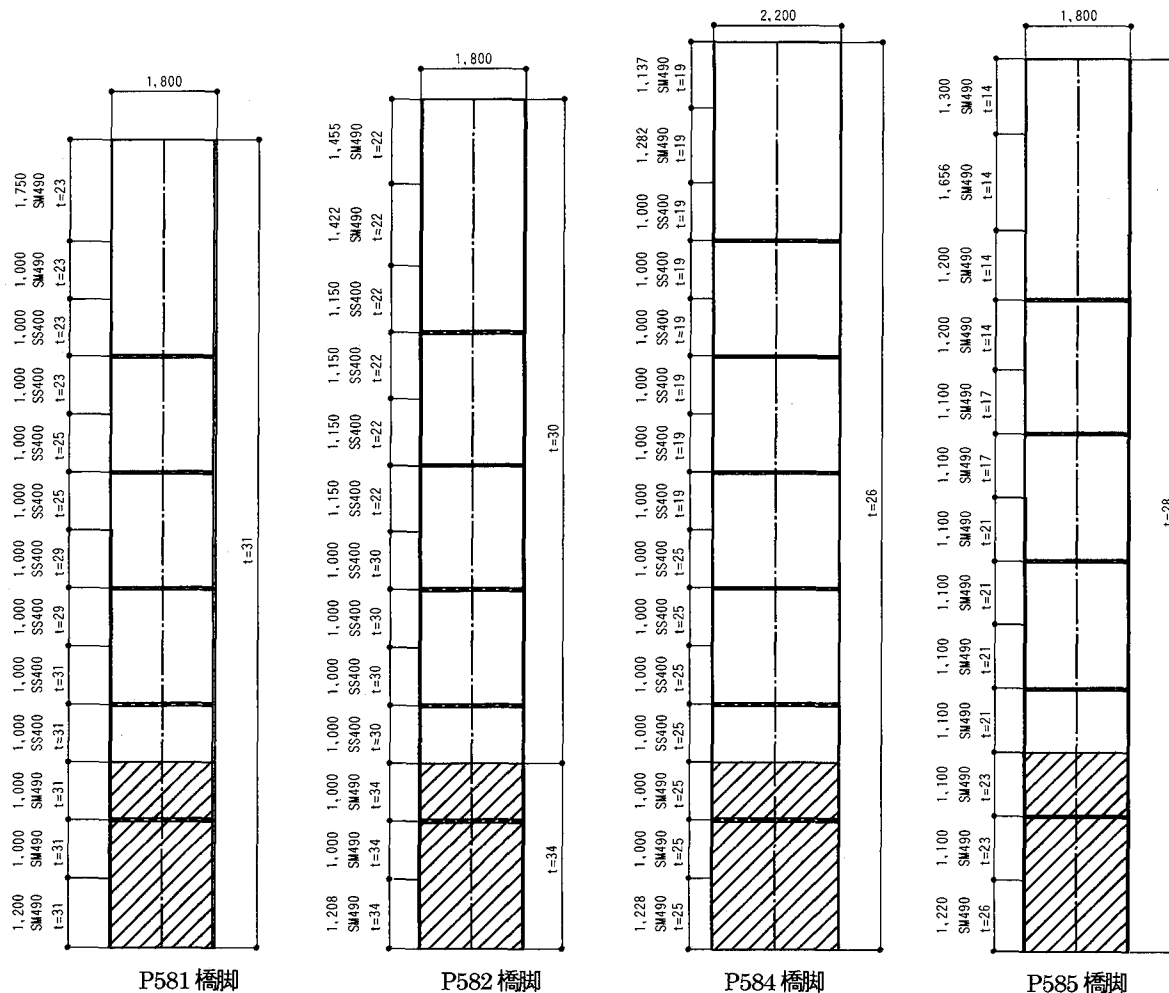


図-1 橋脚側面図

### 2.3 対象橋脚のモデル化

被災モデルと改善モデルの両者に対して動的応答解析を実施し、解析結果の比較を行うことで耐震性能向上の効果を確かめた。動的応答解析には計算コストを減らすため北田の方法<sup>9)</sup>を用いた。北田の方法は、局部座屈を考慮した地震応答解析の計算コストを下げるため、1自由度系の応答解析と静的弾塑性有限要素解析を組み合わせた解析法である。計算の手順を簡単に図-2に示す。

復元力を求めるための解析モデルは、鋼管橋脚のなめらかな板厚変化および円筒形状を正確にモデル化するため8節点アイソパラメトリックシェル要素を用いて図-3のように要素分割を行った。図-3から分かるように周方向には8分割、軸方向には板厚変化点では密な分割とした。また、復元力を弾塑性有限要素解析で求める際には、図-3に示すように死荷重を考慮するため鉛直方向に荷重を載荷しながら水平変位を与えた。なお、上部桁の重心位置を考えて、橋脚天端から1m上部の位置に節点を設けて死荷重と水平変位を作用させることとした。

鋼材の構成則には、繰返し履歴を精度よく考慮するため単調載荷曲線を基にした繰返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式<sup>7)</sup>とした。用いた材料定数を表-3に示す。ここで、降伏応力については公称値とし、他の定数については文献<sup>7)</sup>の値とした。また、コンクリート充填部については被害が発生しなかったことから、鋼材のヤング

率を通常の100倍として他の部分に対して十分な剛性を確保した。

### 2.4 解析プログラムの検証

前節で述べたような北田の方法によって動的応答解析を実行する前に、この解析の妥当性を検討するため以下の比較を行った。

#### (1) 静的繰返し変位を与える実験との比較

ハイブリッド解析で復元力を求めるルーチンに大阪大学で開発された弾塑性有限変位プログラムNASHEL<sup>3),4)</sup>を使用した。本プログラムの有用性を確認するため、土木研究所で行われた鋼製橋脚の載荷実験結果<sup>9)</sup>との比較を行った。実験では供試体の柱頂部に一定の軸力を載荷した状態で、水平方向に漸増繰返しの変位を与えている。供試体の諸元および実験条件を表-4に示す。材料定数は、表-2のSM490を用いた。図-4は実験結果と解析結果の比較を示す。解析では鋼管の加工硬化を考慮していない

表-3 材料定数

	SS400	SM490
E (MPa)	$2.07 \times 10^5$	$2.13 \times 10^5$
$s_y$ (MPa)	$2.35 \times 10^3$	$3.13 \times 10^3$
$E^{p_{st}}$ (MPa)	$5.19 \times 10^3$	$5.43 \times 10^3$
$e^{p_{st}}$	$1.25 \times 10^{-2}$	$1.85 \times 10^{-2}$
a (Mpa)	$2.68 \times 10^3$	$3.37 \times 10^4$
b	$4.26 \times 10^{-2}$	$4.84 \times 10^{-2}$
c	0.581	0.560
n	3.52	3.89
d	$3.17 \times 10^{-3}$	$1.96 \times 10^{-3}$
e	$1.97 \times 10^{-3}$	$1.43 \times 10^{-3}$
f	$6.09 \times 10^{-2}$	$5.46 \times 10^{-2}$
g	-0.236	-0.587

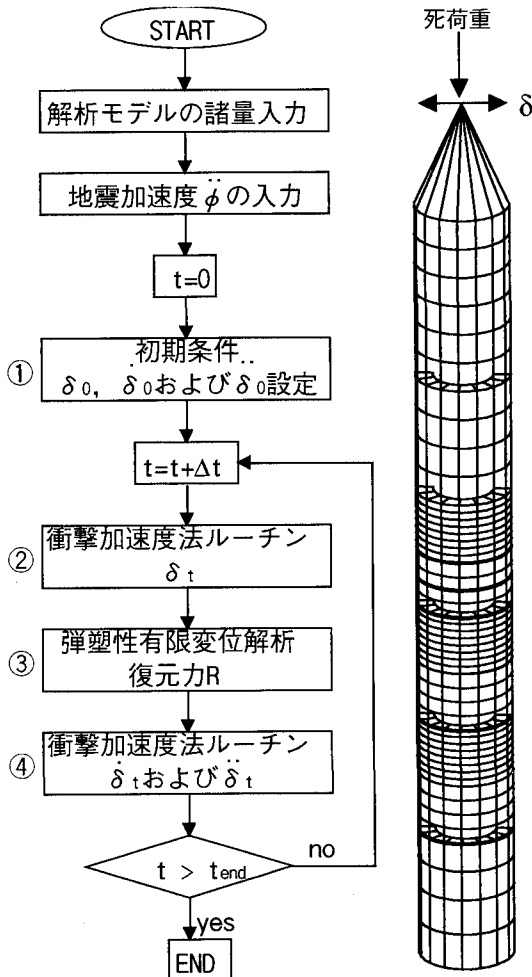


図-2 計算手順

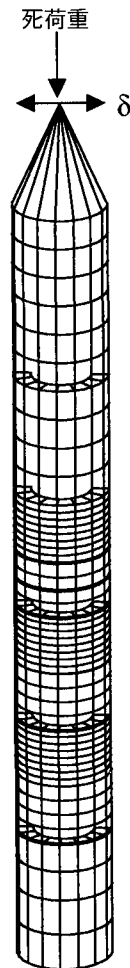


図-3 解析モデル

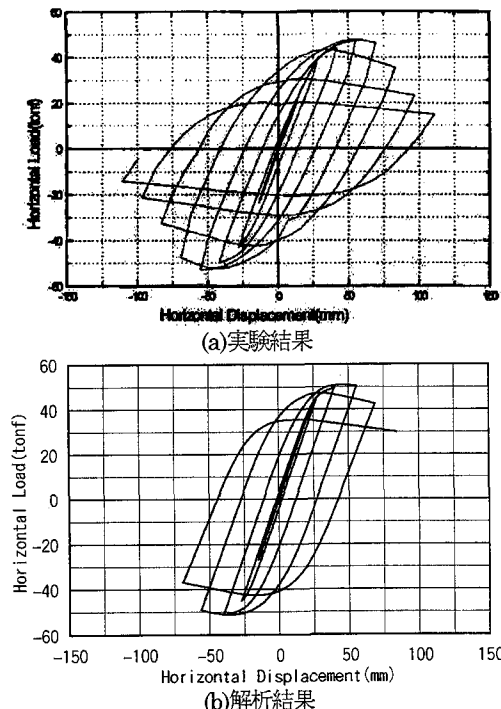


図-4 実験結果と解析結果の比較

表-4 供試体寸法

供試体名	A1C
高さ	330.3cm
外半径	34cm
板厚	0.9cm
鋼種	SM490
上部重量	1628.4tf
減衰定数	5%
相似比	4.21

め、実験結果と比較して初期剛性が高く、ピークの出現が少し早くなっているもののほぼ実験結果と一致していることが分かる。これより、局部座屈を考慮した鋼管橋脚の復元力を精度良く推定する手段としての解析プログラム NASHEL が有効であることが確認できた。

(2)ハイブリッド実験との比較

本研究で作成したハイブリッド地震応答解析プログラムの妥当性を検討するため、土木研究所で行われたハイブリッド実験との比較を行った。ハイブリッド実験に使用した供試体の諸元は静的繰返しを比較したものの同様である。また、ハイブリッド実験に用いた地震波は図-5に示すように神戸海洋気象台で観測された兵庫県南部地震(1995)での南北方向の加速度である。

橋脚頂部での水平変位-時刻と水平荷重-水平変位の実験結果と解析結果をそれぞれ図-6,7に示す。水平変位時刻では最大変位と残留変位に少しずれがあるものの波形はほぼ一致している。また、橋脚柱の復元力を示す水平荷重-水平変位関係についても、概形はほぼ一致していること

が分かる。これらの結果より、ハイブリッド地震応答解析プログラムの妥当性を確認できた。

3. 解析結果および考察

動的応答解析の入力加速度には、対象とする鋼管橋脚の立地場所に近い神戸海洋気象台での観測波(図-5)を用いた。減衰定数は 1.0%とした。以下に各橋脚の解析結果とその考察を示す。

3.1 P581 橋脚

この橋脚の地震被害は写真-1に示すように目視での座屈変形は認められず、橋脚の広い範囲で塗装の剥げ落ちが生じていた。被災モデルは橋脚基部で径厚比制限を満たしていた( $R_t=0.0539$ )ため、改善モデルでは被災モデルの橋脚基部の断面で統一して断面変化を無くした。動的応答解析から得られた脚頂部の水平変位時刻歴を図-8に示す。等断面としたことで最大変位、残留変位ともに小さくなっていることが分かる。図-9に脚頂部での水平変位-水平荷重関係を示す。図より等断面としたことで復元

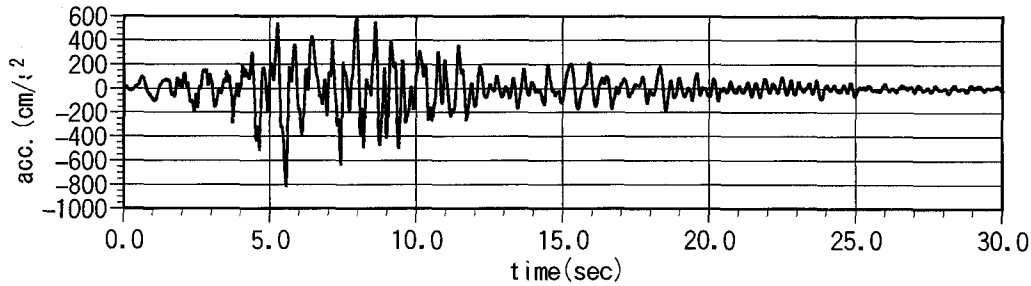


図-5 入力地震波

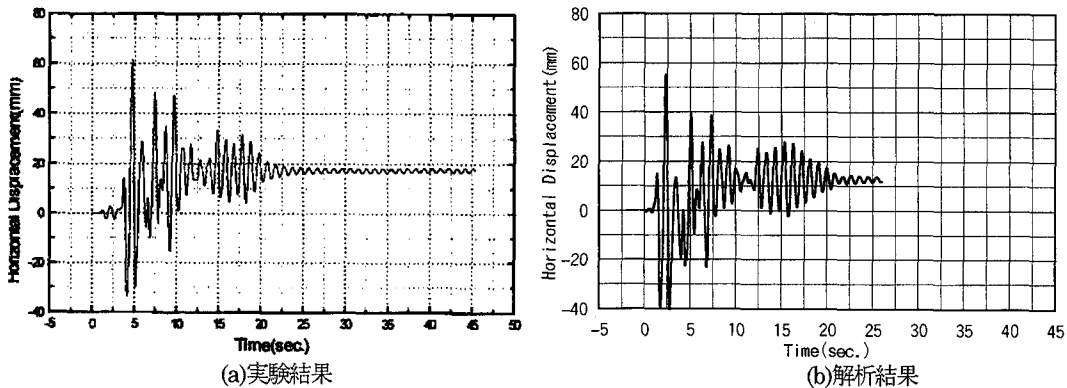


図-6 水平変位時刻歴

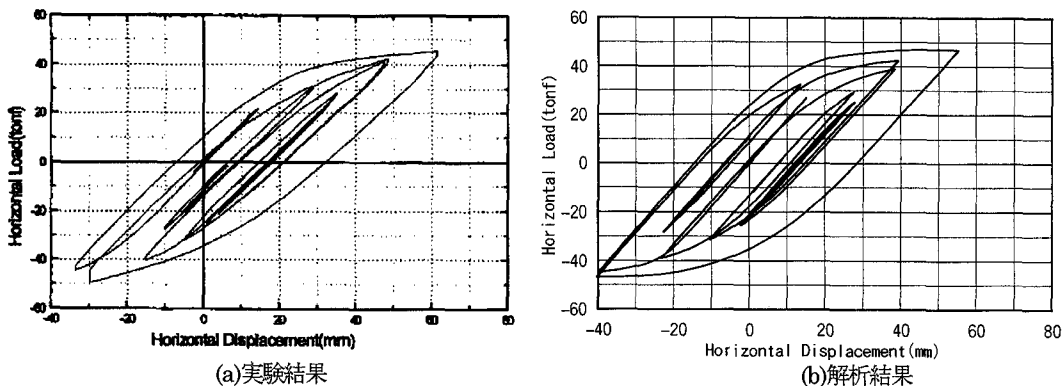


図-7 水平荷重-水平変位関係

力が大きくなっていることが分かる。図-10 に時刻 30 秒での変形および累積塑性ひずみ分布を示す。この図は、変形を明確にするため変位を 2 倍に拡大して描いている。被災モデルでは、脚中間部にわずかに座屈変形が発生しているが、等断面とした改善モデルではこのような局所的な変形が出なかった。累積塑性ひずみ分布は、被災モデルでは被害で塗装の剥げ落ちがあった場所で累積塑性ひずみが大きくなっているが、改善モデルではコンクリート充填部上端で主に塑性化が進んでいることが分

かる。

### 3.2 P582 橋脚

この橋脚の被害は対象とした地区で中程度であった。被害状況を写真-2 に示す。写真から分かるように、塗装の剥げ落ちとともに外側に膨らむような座屈変形が観察されている。P581 橋脚と同様に橋脚基部断面が径厚比制限を満たしていた( $R=0.0557$ )ため、改善モデルは被災モデルをもとに断面変化点を無くした。

図-11 に脚頂部での水平変位時刻歴を示す。断面変化点

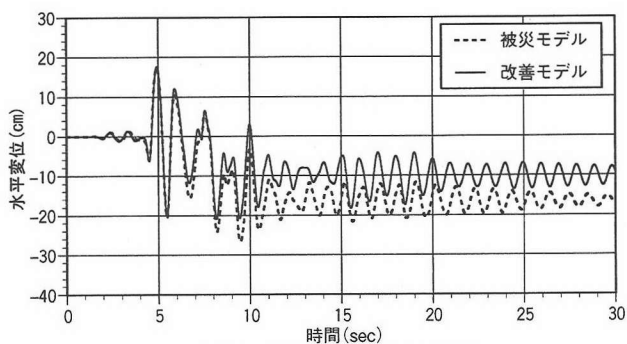


図-8 水平変位時刻歴(P-581)

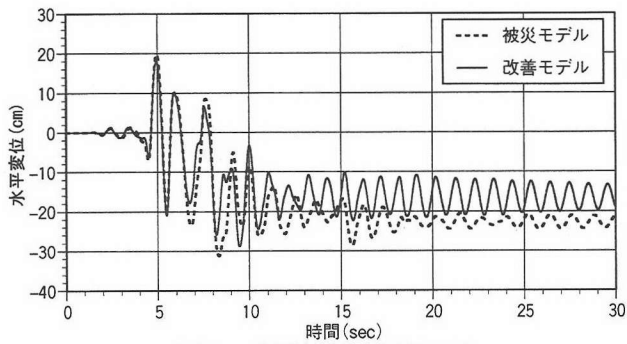


図-11 水平変位時刻歴(P-582)



写真-1 被害状況

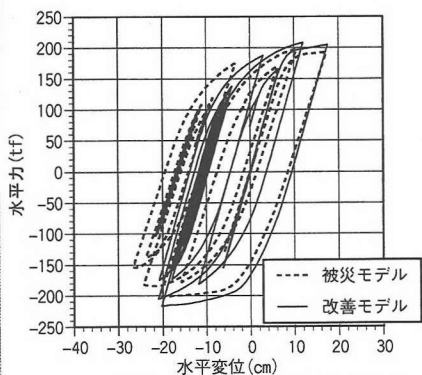


図-9 水平力-水平変位(P-581)

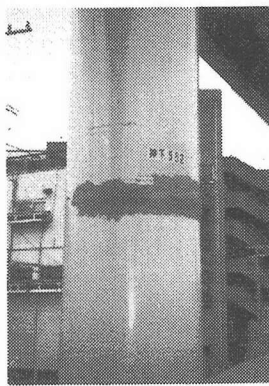


写真-2 被害状況

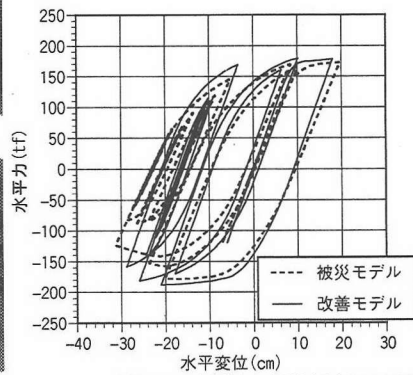
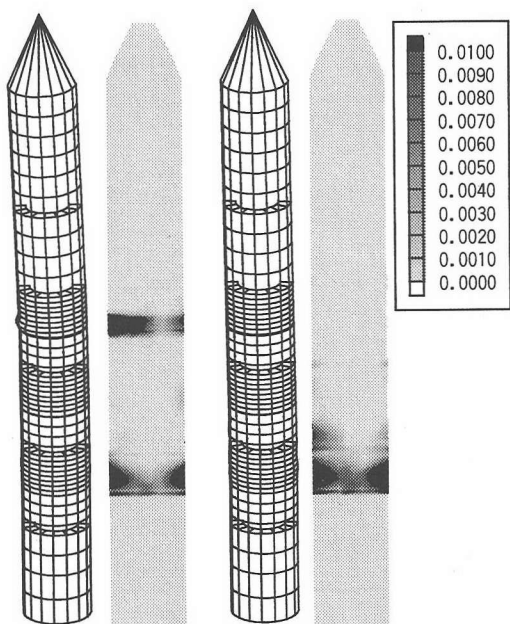
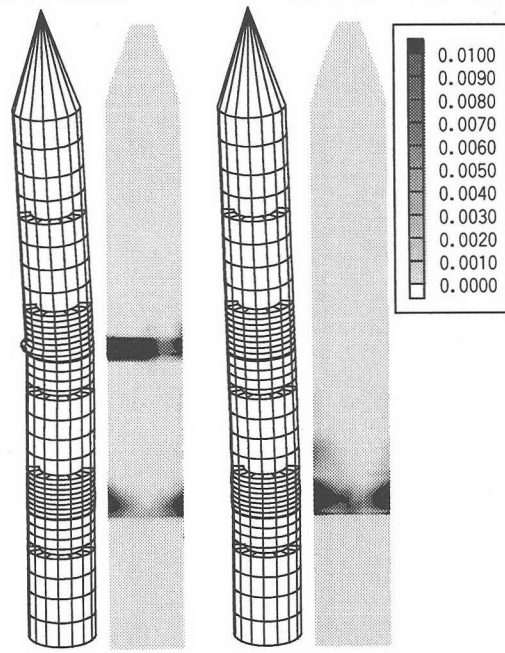


図-12 水平力-水平変位(P-582)



(a)被災モデル (b)改善モデル  
図-10 変形およびひずみ分布図(P-581)



(a)被災モデル (b)改善モデル  
図-13 変形およびひずみ分布図(P-582)

を無くすことで最大応答変位と残留変位が減少していることが分かる。図-12に水平変位-水平荷重の関係を示す。被災モデルでは繰り返し荷重を受けるにしたがって水平荷重の低下が進んでいるのに対し、改善モデルでは強度低下が見られない。図-13に変形および累積塑性ひずみ(30秒)を示す。被災モデルでは実際の被害と同様に片側で外側に膨らむような局部変形となっている。一方で改善モデルではこのような局所座屈は見られなかった。累積塑性ひずみについては、被災モデルの断面変化部とコンクリ

ート充填部上端で累積塑性ひずみが大きくなっているが、改善モデルではコンクリート充填部上端付近に累積塑性ひずみが分布していることが分かる。

### 3.3 P584 橋脚

この橋脚は最も深刻な被害を受けた。写真-3に示すように断面変化部で非常に大きな変形を起し、一部では亀裂が発生していた。変形は断面の全周方向にわたって発生しており「象の足」座屈となっていた。被災モデルでは径厚比制限を満たしていなかった( $R/t=0.108$ )ため、改

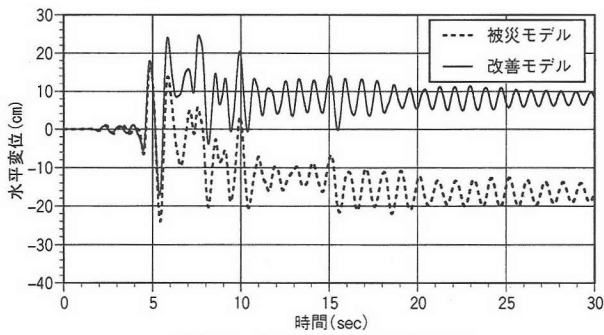


図-14 水平変位時刻歴(P-584)

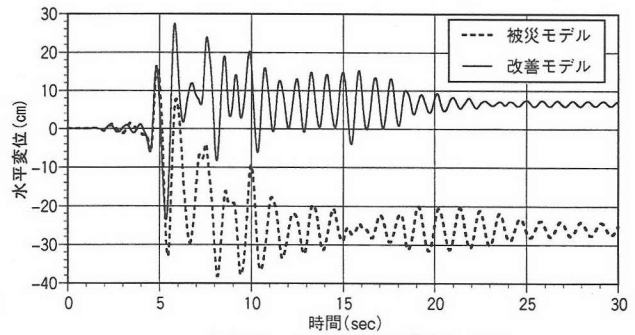


図-17 水平変位時刻歴(P-585)

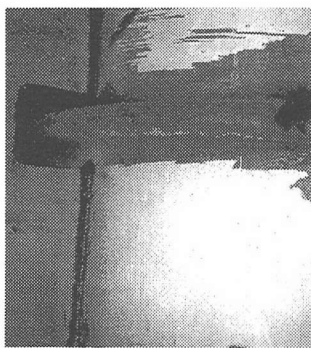


写真-3 被害状況

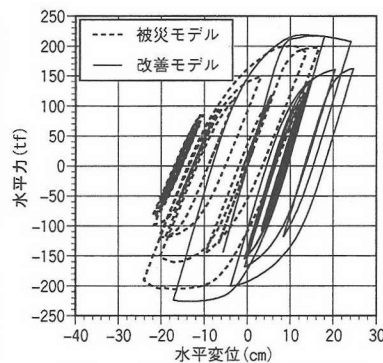


図-15 水平力-水平変位(P-584)

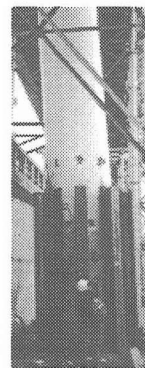


写真-4 被害状況

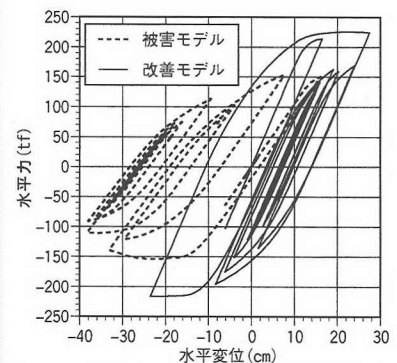
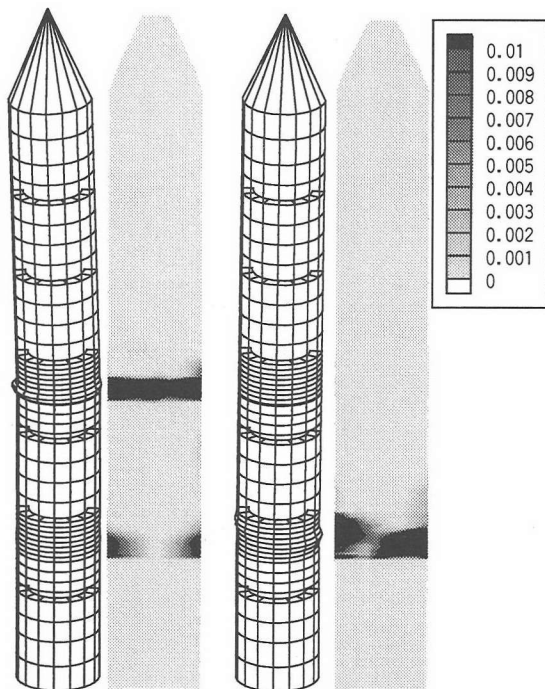
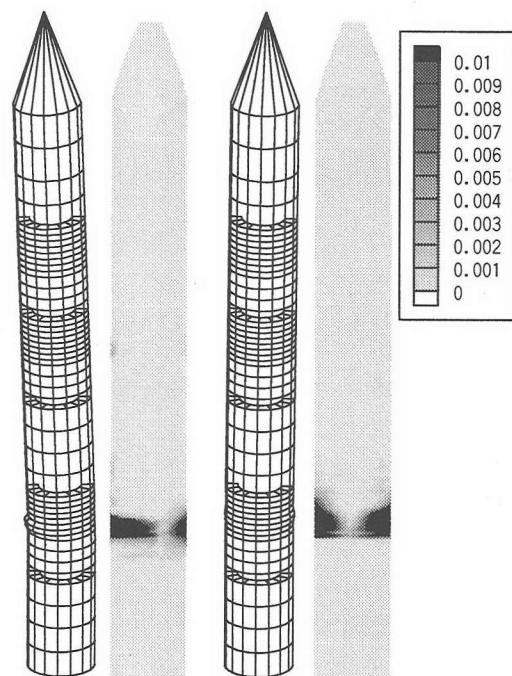


図-18 水平力-水平変位(P-585)



(a)被災モデル (b)改善モデル

図-16 変形およびひずみ分布図(P-584)



(a)被災モデル (b)改善モデル

図-19 変形およびひずみ分布図(P-585)

善モデルでは板厚を調整し( $Rf=0.0789$ ), さらに等断面とした。図-14 に脚頂部での水平変位時刻歴を示す。最大応答変位については改善モデルとすると符号が変わるものの絶対値はほぼ等しくなった。また、残留変位については半分程度となっている。図-15 に水平荷重-水平変位の関係を示す。図より強度の低下が著しい被災モデルと比較して、改善モデルではほとんど起きていない。図-16 に変形および累積塑性ひずみ分布(30 秒)を示す。被災モデルでは被害と同様に全円周に外側にはらみ出す変形が見られる。一方、径厚比制限を行った改善モデルは断面変化部での座屈変形がなくなるが、コンクリート充填部の上端付近で局部座屈が発生していることが分かる。累積塑性ひずみは、被災モデルでは断面変化部に集中しているのに対し、改善モデルではコンクリート充填部の上端で大きくなっていることが分かる。

### 3.4 P585 橋脚

この橋脚の被害はコンクリート充填部の上端付近での大きな座屈変形であった。ただし、座屈変形は断面の片側のみで観察された。P584 橋脚と同様に、改善モデルでは径厚比制限を満たすように板厚を調整し( $Rf=0.0797$ ), 等断面とした。図-17 に頭頂部での水平変位時刻歴を示す。図より径厚比制限した改善モデルで、最大変位および残留変位ともに減少していることが分かる。また、図-18 に水平荷重-水平変位の関係を示す。解析対象とした 4 本の橋脚のうち被災モデルに対する改善モデルの板厚増が最も大きかったため、復元力特性が大幅に改善されていることが分かる。図-19 に変形および累積塑性ひずみ分布(30 秒)を示す。被災モデルでは被害と同様にコンクリート充填部の上端付近で局部座屈が発生しているのに対し、改善モデルは座屈変形がほぼ見られなかった。

### 3.5 最大応答変位および残留変位

動的応答解析結果から得られた脚頂部での最大および残留変位についてまとめたのが表-5 である。残留変位については 30 秒の直前での振動の中心としている。被災モデルと比較して改善モデルでは最大変位、残留変位ともに減少している。残留変位について道示の基準<sup>9)</sup>である  $h/100$  と比較すると、P-582 橋脚以外は径厚比制限した改善モデルで満たしていることが分かる。図-20 は各橋脚モデルの径厚比パラメータと軸力を平面上にプロットし、残留変位の大きさを点の濃淡で表したものである。図より径厚比パラメータ 0.08 以下であっても、軸力が大きい場合は残留変形が  $h/100$  を超えていることが分かる。

表-5 最大変位および残留変位

橋脚	最大変位		残留変位		h/100 (h:橋脚高)
	被災	改善	被災	改善	
P581	26.7	20.8	20.3	10.1	14.9
P582	31.3	28.8	22.7	16.4	15.6
P584	24.0	24.7	16.6	8.1	16.6
P585	38.2	27.5	26.0	6.7	16.3

単位(cm)

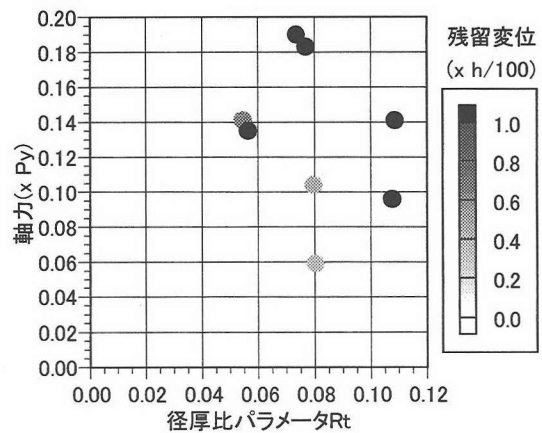


図-20 各橋脚モデルの残留変位

## 4. まとめ

兵庫県南部地震で被災した鋼管橋脚について耐震性向上策を施した改善モデルを作成し、改善前の基本モデルとの動的応答性状について比較を行った。動的応答解析により比較を行った結果、以下のような結論が得られた。

- (1) 被害鋼管橋脚の動的応答解析で、実際の被害と同じ結果が得られた。
- (2) 主な被害は局部座屈であり、断面変化部であったことからじん性を増すための径厚比制限と断面変化部のない改善モデルを作成した。
- (3) 改善モデルで動的応答解析を行った結果、断面変化部での変形はなくなった。
- (4) 径厚比制限を行っても、局部変形が現れる場合があった。ただし、その場合でも荷重-変位関係では強度低下はほとんど起きていなかった。また、残留変位に関しても制限値の  $h/100$  を超える場合があった。

謝辞：この研究の一部は鋼材倶楽部平成 10 年度鋼構造研究助成を受けて行いました。関係者各位に感謝いたします。

## 参考文献

- 1) 土木学会：阪神・淡路大震災における鋼構造物の震災の実態と分析,1999.
- 2) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書,平成 7 年 12 月.
- 3) 池内智行, 谷口直子, 西村宣男, 中川知和：兵庫県南部地震における鋼管橋脚損傷の数値シミュレーション, 鋼構造論文集, pp.29-38,Vol.4,No.14,1997.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書 II 鋼橋編・同解説,1996.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編・同解説,1996.
- 6) 北田俊行, 中井博, 狩野正人, 岡田潤：単柱形式の鋼製橋脚の局部座屈を考慮した弾塑性動的応答解析法の構築, 第 2 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.255-262,1998.
- 7) 西村宣男, 小野潔, 池内智行：単調載荷曲線を基にし

- た繰り返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式, 土木学会論文集, No.513/I-31, pp.27-38, 1995.4.
- 8) Nishimura, N., Murakami, S., and Takeuchi, S.: Elastic-plastic finite displacement analysis of thin walled shells, Technology of the Osaka University, Vol.45, No.2231, pp.213-220, 1995.
  - 9) 土木研究所: 鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 土木研究資料第 3583, 1999.
  - 10) 中村秀治: 鋼製円筒橋脚の動的弾塑性座屈解析, 土木学会論文集, No.549/I-37, pp.205-219, 1996.
  - 11) 中川知和, 大谷修, 森脇清明: 阪神・淡路大震災で被災した鋼製円筒橋脚の非線形動的応答解析, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.31-35, 1997.
  - 12) Itoh, Y., Mori, M. and Hammad, A.: Inelastic Buckling of Steel Pipe Piers in Severe Earthquakes, 5th international colloquium on stability and ductility of steel structures, pp.303-310, 1997
  - 13) 後藤芳顯, 山口栄輝, 濱崎義弘, 磯江暁, 野中哲也, 林正孝: 鋼製円形変断面橋脚の耐震性評価に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.197-205, 1999.
  - 14) 鈴木森晶, 宇佐美勉, 寺田昌弘, 伊藤努, 才塚邦宏: 構成箱型断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析, 土木学会論文集, No.549/I-37, pp.191-204, 1996.
  - 15) 依田照彦, 松尾礼子, 春日清志: 簡易非線形動的応答解析による鋼製橋脚の耐震性評価, 鋼製橋脚の非線形解析と耐震設計に関する論文集, pp.51-58, 1997.
  - 16) 渡辺浩, 崎元達郎: コンクリートを充填した鋼製橋脚の地震応答解析法に関する研究, 第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.113-120, 2000.
  - 17) 奈良敬, 村上茂之, 玉利幸一: 局部座屈を考慮した鋼製橋脚の弾塑性動的応答解析, 第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.263-270, 1998.
  - 18) 西川和廣, 山本悟司, 名取暢, 寺尾圭史, 安波博道, 寺田昌弘: 既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.975-986, 1996.
  - 19) 安波博道, 寺田昌弘, 名取暢, 寺尾圭史, 西川和廣: 弾塑性 FEM による鋼管柱載荷実験のシミュレーション解析, 鋼構造論文集, 第3巻, 第9号, pp.1-10, 1993.
  - 20) 中島章典, 倉西茂: レベル2地震に対する鋼製橋脚の基本応答性状, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.227-234, 1994.
  - 21) 高久達将, 安藤紘三, 川井豊, 山本学, 松田宏: 地震時の鋼製橋脚の弾塑性解析とベンチマークテスト, 橋梁と基礎, 8月号, pp.138-141, 1996.
  - 22) 大田孝二, 中川知和, 中村聖三, 水谷慎吾, 小林洋一, 野中哲也: 鋼製橋脚の耐震設計に対する構造解析ソフトウェアの適用性, 橋梁と基礎, 12月号, pp.33-39, 1997.
  - 23) 葛漢彬, 高聖彬, 宇佐美勉, 松村寿男: 鋼製パイプ断面橋脚の繰り返し弾塑性挙動に減する数値解析的研究, 土木学会論文集, No.577/I-41, pp.181-190, 1997.
  - 24) 井浦雅司, 熊谷洋司, 小牧理: 繰り返し横力を受ける円形鋼製橋脚の強度と変形能に関する研究, 土木学会論文集, No.598/I-44, pp.125-135, 1998.
  - 25) 後藤芳顯, 王慶雲, 高橋宣男, 小畑誠: 繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.189-206, 1998.
  - 26) 渡辺浩, 崎元達郎, 高梁功: 繰り返し水平力を受けるコンクリート充填鋼製橋脚の簡易解析法, 第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.241-248, 1998.
  - 27) 藤谷義信, 藤井大地, 野中哲也: パソコンで解く骨組みの静的・動的・弾塑性解析, 丸善, 2000.

(2001年12月7日受付)

## Seismic Response Analysis of Damaged Steel Pipe Piers Involving Local Buckling

Tomoyuki Ikeuchi, Kiyoshi Ono and Nobuo Nishimura

In this paper, the dynamic response analysis is carried out to investigate the effect of improvement method of earthquake resistance. First, the damaged steel pipe piers under Hyogo-ken Nanbu Earthquake are analyzed. The analyzed results show a good agreement with actual damage. Secondly, the improved steel pipe models are analyzed. In the improving method, the radius-to-thickness ratio of damaged steel pipe is modified to being smaller than the limiting radius-to-thickness ratio and the various cross-section is also modified to being constant. From analyzed results, the maximum and residual response displacements are compared between the damaged and improved pier model.