

# 圧延変厚鋼板を用いた鋼製橋脚の地震時動的応答

奈良 敬\* , 村上茂之\*\* , 得原大輔\*\*\*

\*工博 岐阜大学教授 工学部土木工学科 (〒501-1193 岐阜市柳戸1番1)

\*\*博士(工学) 岐阜大学講師 工学部土木工学科 (〒501-1193 岐阜市柳戸1番1)

(現在, ベルギー王国リエージュ大学研究員)

\*\*\*岐阜大学大学院工学研究科土木工学専攻博士前期課程 (〒501-1193 岐阜市柳戸1番1)

地震時において, 変断面構造である現在の鋼製橋脚は基部の他に断面変化部における損傷が見られ, 鋼製橋脚の耐震性能を評価する上でその損傷を軽減することが重要であるといえる. 基部のみならず断面変化部での損傷を軽減する一つの案として, 圧延変厚鋼板を使用することが考えられる. 圧延変厚鋼板は板厚が連続的に変化する鋼板であるため, この鋼板を橋脚に使用することで断面急変部, つまり応力集中部の減少により損傷を軽減することができ, 耐震性能の向上が期待できる. 本研究では, 圧延変厚鋼板を用いた鋼製橋脚の地震時挙動を把握するため, 局部座屈を考慮できる弾塑性動的応答解析法を用いて数値計算を行った. 数値解析結果から, 地震時における鋼製橋脚に圧延変厚鋼板を使用することの効果, さらには圧延変厚鋼板の耐震性能向上を目的とする有効な活用方法について検討した結果を報告する.

Key Words: Steel piers, Longitudinally profiled steel plate, Dynamic response analysis, Plate buckling

## 1. 緒言

構造物を設計するにあたって様々な課題が存在する. その中でも地震による構造物の損傷は無視できない問題である. 日本のように極めて地震活動の激しい地域において, 地震による構造物の崩壊を防ぐ耐震設計の重要性は非常に高い.

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震以後, 多くの研究機関において地震時を想定した鋼製橋脚の耐震性能に関する研究が行われてきた. これらは, 等厚鋼板で構成された板構造物を対象として, 主に鋼材の材料特性の活用より断面パラメータの制限に主眼を置いた耐震性能を確保, 向上する手段について検討した研究がほとんどである. その中で, 酒造等<sup>1)</sup>は橋脚の幅を基部に向かってテーパを付けて広げることで抵抗モーメントを作用モーメントの分布に近づける変断面橋脚を提案している. 鋼製橋脚の耐震性能を向上させるための手段の一つとして, 板幅のテーパに代わり, 板厚が圧延方向に連続的に変化する鋼板(圧延変厚鋼板)を使用することが考えられる.

圧延変厚鋼板を鋼製橋脚に使用することにより, 次のような利点が期待できる.

- ① 板継ぎ溶接などの工程を省略しつつ, 断面の曲げ抵抗を連続的に変化させることが可能になる.
- ② 断面急変部つまり応力集中部の減少により, 耐震性能の向上が期待できる.

これらのことに着目して, 池内等<sup>2)</sup>は橋脚基部に圧延変厚鋼板を使用することで, 作用する応力を平均化し, 塑性化領域を拡大することで変形性能を改善することを提案している.

本研究は, 等断面橋脚をもとに橋脚基部に向かって板厚を増加させるのではなく, 減少させる形をとって, 既設の変断面橋脚よりも鋼重が削減できるより合理的な断面を有する鋼製橋脚も対象とすることで, 圧延変厚鋼板の利用法について検討を加えた弾塑性動的応答解析により地震時動的挙動を明らかにし, 変断面橋脚と比較して, 鋼製橋脚の耐震性能向上を主眼においた圧延変厚鋼板の有用性について検討を試みた.

## 2. 解析手法および解析モデル

本研究では, 本研究室で開発された, 弾塑性有限変位理論に基づいて定式化された弾塑性動的応答解析法<sup>3)</sup>を用いる. なお, 減衰マトリックスは, 質量マトリックスと剛性マトリックスの線形和で与えられるレーリー型を用いる. 各マトリックスにかかる係数 $\alpha$ ,  $\beta$ は, 構造物・地盤・液体連成地震応答解析システム DINAS<sup>4)</sup>を用いて固有値解析を行い決定した.

橋脚は補剛箱形断面を有する単柱形式の鋼製橋脚とする. 解析モデルを図-1に示す. 局部座屈が考慮できるように, 橋脚を1節点3自由度の骨組要素と1節点6自由度の三角形平板要素を用いてモデル化した. 板要素部

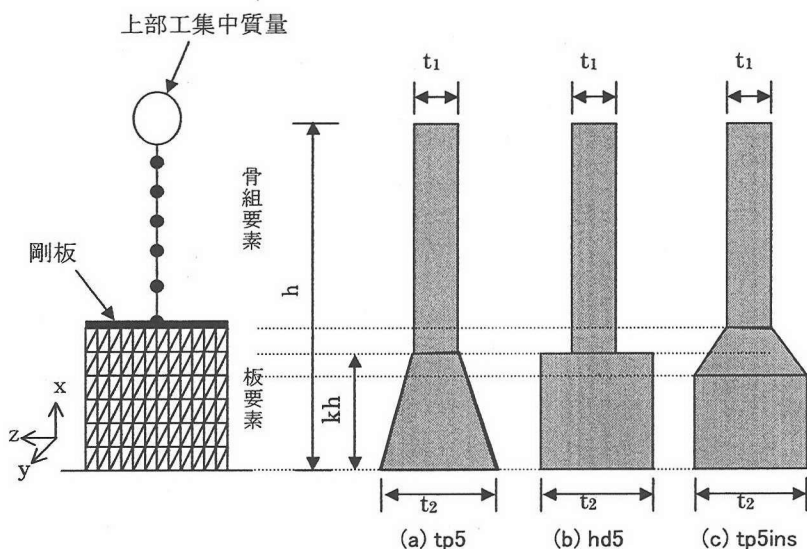


図-1 解析モデル

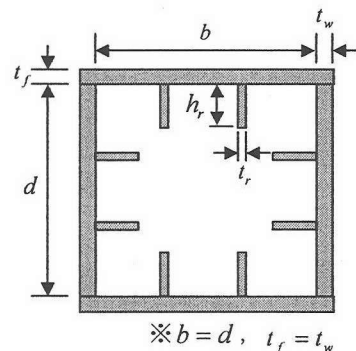


図-3 断面形状

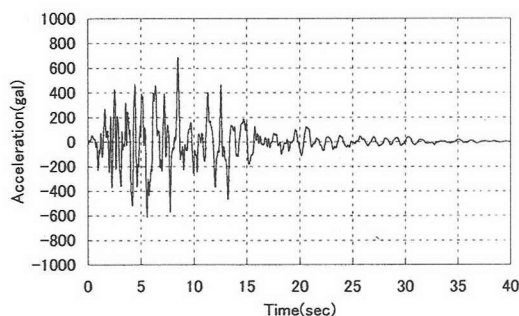


図-4 入力地震波

表-1 構造諸元

モデル	$\xi_{cp}$	k	b	$t_f$	$h_r$	$t_r$	$\bar{\lambda}_p$
tp5k2	0.5	0.2	2220	$t_1$ : 35.23	380	36.0	0.46
				$t_2$ : 40.00			0.40
hd5k2	0.5	0.2	2220	$t_1$ : 35.23	380	36.0	0.46
				$t_2$ : 40.00			0.40
tp5insk2	0.5	0.2	2220	$t_1$ : 35.23	380	36.0	0.46
				$t_2$ : 40.00			0.40
tp5k4	0.5	0.4	2220	$t_1$ : 30.42	380	36.0	0.53
				$t_2$ : 40.00			0.40
hd5k4	0.5	0.4	2220	$t_1$ : 30.42	380	36.0	0.53
				$t_2$ : 40.00			0.40

※単位: mm

は縦補剛材間を4分割、長手方向を6分割とし、骨組要素部は6分割とした。なお、変形の対称性を考慮してY軸方向に対して、ハーフモデルを用いている。鋼種は、板パネル、補剛材ともにSM490Y(降伏応力度388MPa)とし、等方移動硬化則に基づいたBi-linear型の構成則を用いた。なお、塑性領域の勾配( $E_p$ )と弾性領域の勾配( $E$ )との比( $E_p/E$ )を1/100で与えた。

各モデルの橋脚高さ方向の板厚形状を図-2に示す。橋脚の断面設計は、道路橋示方書・同解説、II鋼橋編、V耐震設計編<sup>5)</sup>に基づき、II種地盤に対して許容応力度法により等断面橋脚を設計した。そして、橋脚基部から高さ方向に板厚を減少させる形で、圧延変厚鋼板を基部に導入した橋脚をモデル化した(図-2(a))。なお、薄部断面を決定する際に、以下に示す無次元テーパ率 $\lambda$ を用いた。

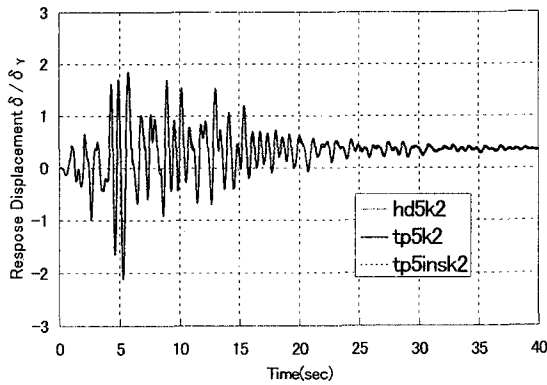
$$\xi_{cp} = \frac{1}{k} \left( 1 - \frac{M_{pLU}}{M_{pLL}} \right) \quad (1)$$

ここに、 $k$ : 柱高さ  $h$  に対する圧延変厚鋼板導入部高さの比、 $M_{pLU}$ 、 $M_{pLL}$ : 圧延変厚鋼板導入部の上下断面の全塑性モーメントである。

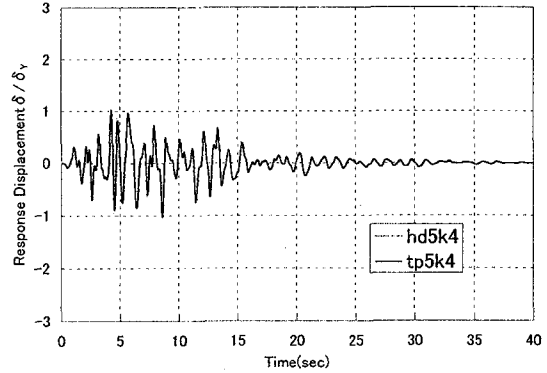
実際の構造形式の橋脚との比較をするために、図-2(b)に示すように、圧延変厚鋼板を導入したモデルと板厚が厚部、薄部で等しくなるような変断面橋脚のモデル化を行った。さらに、図-2(c)に示すように、耐震性能向上を目的として、変断面橋脚の断面変化部に圧延変厚鋼板を使用した橋脚のモデル化も行った。本研究では、すべての橋脚モデルにおいて橋脚高さ  $h$  を11,000mm、無次元テーパ率 $\xi_{cp}$ を0.5と一定とした。補剛材寸法も橋脚基部から頭頂部まで一定とした。また、圧延変厚鋼板を使用する橋脚高さの違いによる動的挙動を比較するために、 $k=0.2, 0.4$ である橋脚をそれぞれモデル化した。各モデルの構造諸元を表-1に、橋脚の断面形状を図-3に示す。

入力地震波は、タイプII・II種地盤(兵庫県南部地震JR鷹取駅N-S成分<sup>6)</sup>)を用いた。入力地震波を図-4に示す。

初期不整については、初期たわみは考慮せず、残留応力は文献7)に基づき、補剛材全体として釣合いを保つように分布形と大きさを定める。なお、圧延変厚鋼板を導入したモデルに関しては、平均板厚断面で分布系と大き

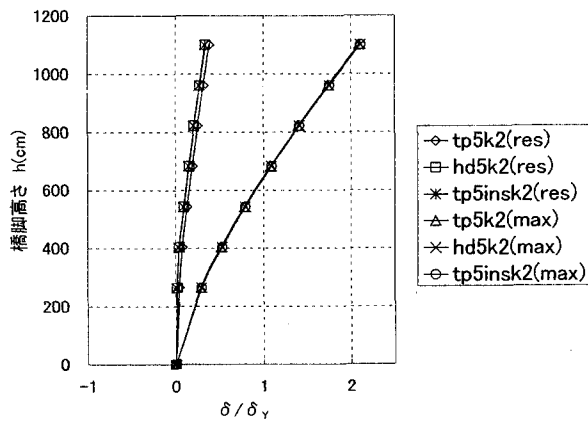


(a)  $k=0.2$

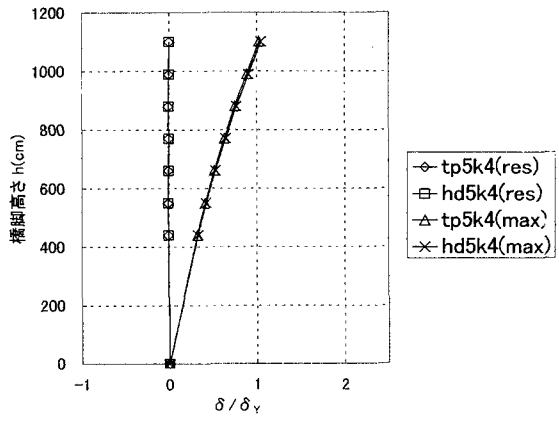


(b)  $k=0.4$

図-5 橋脚頭頂部水平変位時刻歴応答



(a)  $k=0.2$



(b)  $k=0.4$

図-6 骨組変形図

さを決定した。

### 3. 数値計算結果とその考察

表-1 に示す各モデルを対象として数値計算を行った。結果について、以下に述べる。

#### 3.1 橋脚頭頂部水平変位時刻歴応答

橋脚頭頂部の水平変位時刻歴応答図を図-5 に示す。横軸は時刻歴、縦軸は応答変位  $\delta$  を各モデルの降伏変位  $\delta_y$  で無次元化した値である。

図-5 (a) に  $k=0.2$  のときの結果を示す。各モデルは、最大応答変位、残留変位ともにほぼ等しい大きさになっており、全体的な挙動もほぼ等しくなっている。図-5 (b) に示す  $k=0.4$  のときも  $k=0.2$  のときと同様に各モデルともほぼ等しい応答値を示している。このことから、頭頂部の水平変位応答に関しては、変断面橋脚の基部に薄部と厚部に合わせて圧延変厚鋼板を使用しても問題はないといえる。

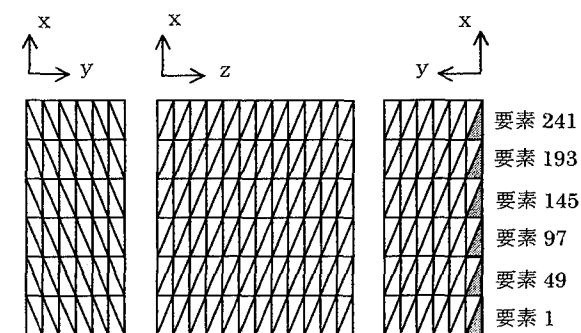
一方、圧延変厚鋼板の導入高さによる違いをみとみると、hd5、tp5 ともに  $k=0.2$  のときよりも  $k=0.4$  のとき

のほうが最大で5割近く小さくなっていることがわかる。今回は、橋脚高さ方向に2つのパターンしか数値計算を行っていないことと、 $k=0.2$  のモデルに対して  $k=0.4$  のモデルでは板要素部の  $x$  軸方向の要素幅が2倍となっているため、断面設計時の抵抗断面力よりも安全側に数値計算されている可能性があること、等の理由から圧延変厚鋼板を導入する最適な高さは正確にはわからないが、圧延変厚鋼板を導入する範囲を大きくすることが望ましいと考えられる。

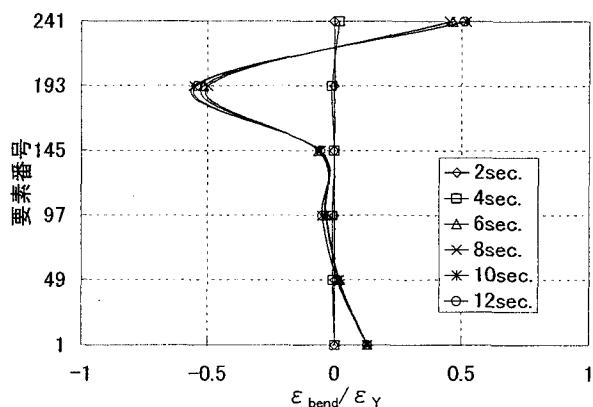
#### 3.2 橋脚全体の變形

骨組要素の變形図を図-6 に示す。なお、(res)は残留變形、(max)は橋脚頭頂部が最大変位を迎えたときの變形である。

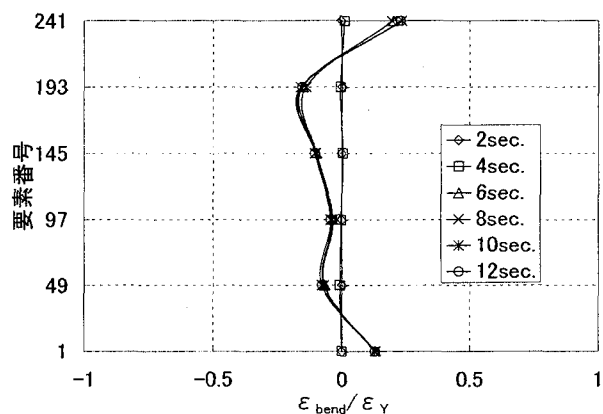
橋脚全体の變形から、残留變形および最大變形にはさほどモデルの違いによる差異はない。 $k=0.2$  のとき、すでに等厚部となっているところで橋脚が大きく傾いていることがわかる。これに対して  $k=0.4$  のときは、等厚部での大きな變形はみられない。



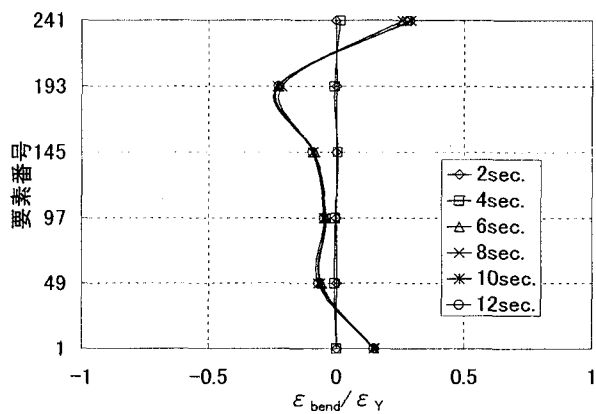
(a) 着目要素



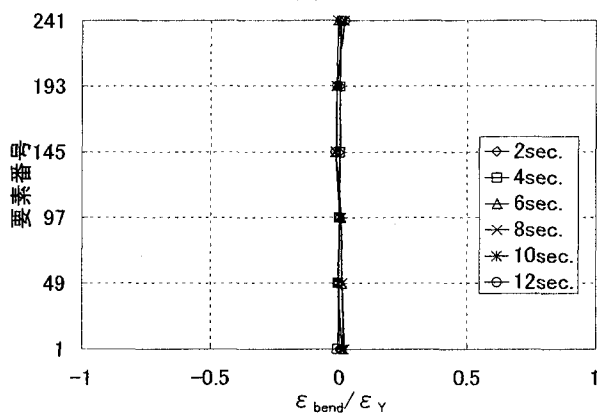
(b) tp5k2



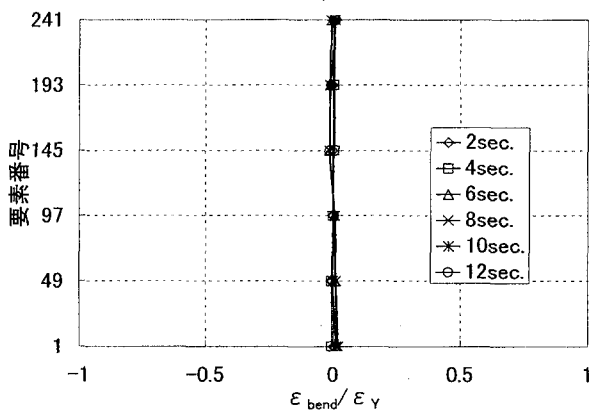
(c) hd5k2



(d) tp5insk2



(e) tp5k4



(f) hd5k4

図-7 板曲げひずみ分布

### 3.3 板曲げひずみ分布

橋脚の高さ方向の板曲げひずみ分布を図-7に示す。板曲げひずみ分布を作成するにあたり、本研究では図-7(a)に示す板要素に着目した。横軸は板曲げひずみを降伏ひずみ  $\epsilon_Y$  で無次元化した値、縦軸は着目した要素番号である。時刻2秒から12秒まで2秒ごとに各着目要素の板曲げひずみをプロットした。

$k=0.2$  の場合、1回目の大きな地震加速度を受ける6秒のときに tp5k2 (図-7(b)) は、他の2つのモデル (同図(c), (d)) と比べて曲げひずみが薄部となる要素 193

および要素 241 で大きく発生している。また、予想された橋脚基部での板曲げひずみの集中はそれほど大きく発生していないことがわかる。これは、厚部である基部断面よりも薄部のほうが先に作用応力に対する余裕がなくなるため、薄部にひずみが大きく発生したものと考えられる。

これに対して  $k=0.4$  の場合、圧延変厚鋼板を用いたモデル (tp5k4) および変断面橋脚モデル (hd5k4) の両モデルとも曲げひずみの発生はほとんどなく、ほぼ同様の結果となっていることがわかる。このことから橋脚基

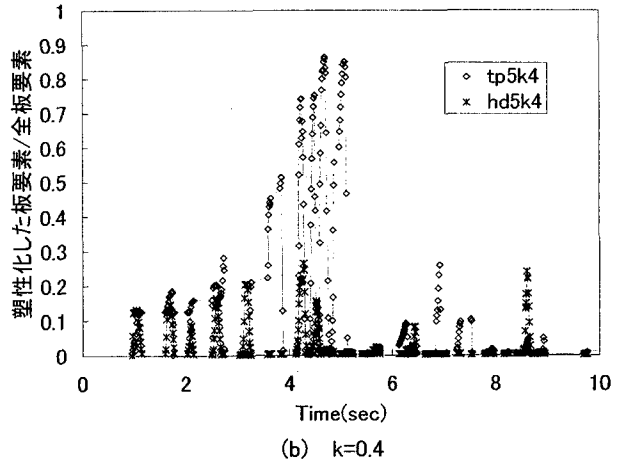
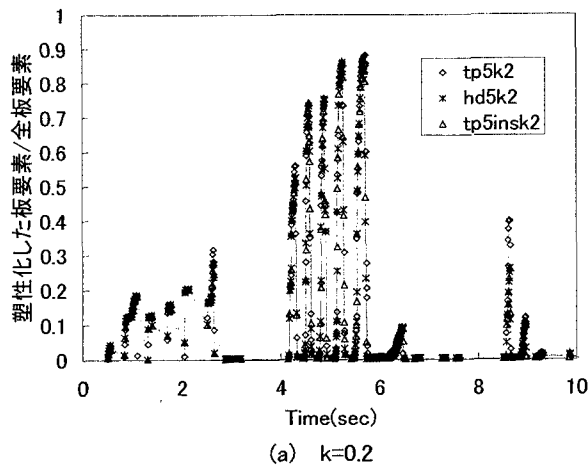


図-8 塑性化した板要素の時刻歴分布

部での曲げひずみの集中，累積による局部座屈を発生させないようにするには， $k=0.2$  のときよりも  $k=0.4$  のときのほうが有効であると考えられる。

#### 3. 4 圧延変厚鋼板導入部の塑性化状況

圧延変厚鋼板を使用した部分つまり板要素部での塑性化をみるために，塑性化した板要素の時刻歴分布を図-8に示す。横軸は時刻歴，縦軸は塑性化した板要素数を全板要素数で割り無次元化した。なお，入力地震波の加速度が大きい10秒までを図化した。

$k=0.2$  のとき，tp5k2 は他の2つのモデルよりも塑性化している板要素が若干多くなっているが，全体的にみればさほど違いはみられない。

$k=0.2$  に対して  $k=0.4$  のときは，両者の違いが顕著にみられる。大きな加速度が集中する4秒より少し前からtp5k4は一気に塑性化し始めている。そして4秒を過ぎてからは，ほぼすべての板要素が塑性化していることがわかる。これに対してhd5k4は，全体的に塑性化している要素が少ないことがわかる。

以上のことから，圧延変厚鋼板を使用すると，導入している範囲にかかわらず全断面で積極的に塑性化していることがわかる。

#### 4. 結言

圧延変厚鋼板を使用した鋼製橋脚について弾塑性動的応答解析を行い，鋼製橋脚に圧延変厚鋼板を使用することの効果および耐震性能向上を目的とする圧延変厚鋼板の有効な活用方法について検討を試みた。その結果，得られた事項は次の通りである。

- 1) 変断面橋脚の基部に薄部と厚部にあわせて圧延変厚鋼板を使用しても，橋脚全体の動的挙動には影響を与えない。このため，橋脚を合理的に設計する場合に，橋脚に圧延変厚鋼板を使用することは，一つの活用方法であるといえる。

- 2) 変断面橋脚の厚部と薄部に合わせて圧延変厚鋼板を導入するより，その導入する範囲を大きくしたほうが，地震に対する橋脚全体の変形を小さくでき，さらには，橋脚基部におけるひずみの集中を抑えることができる。すなわち，橋脚の耐震性能を向上させるためには，圧延変厚鋼板を導入する範囲を大きくすることが望ましいと考えられる。

今回は，圧延変厚鋼板の導入範囲を2ケースに限定したため，最適な導入範囲を正確に把握するには至らなかった。今後，圧延変厚鋼板の導入範囲に着目して詳細に検討する必要がある。

#### 謝辞

本研究を実施するにあたり，文部科学省科学研究費補助金（基盤研究C(一般)課題番号12650474）の補助を受けた。ここに，感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 酒造敏廣，水谷真吾：テーパー付き柱基部を有する鋼変断面柱の非弾性地震応答性状に関する研究，土木学会第52回年次学術講演会講演概要集，I-B100，1997。
- 2) 池内智行，西村宣男，能瀬正憲，高木優任：テーパー付き鋼板を用いた鋼製橋脚の耐震性能向上策，土木学会第56回年次学術講演会講演概要集，I-A324，2001。
- 3) 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。
- 4) CRC 総合研究所：DINAS 使用説明書，2000年1月。
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，II. 鋼橋編，V. 耐震設計編，平成8年12月。

- 6) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，  
1997.
- 7) 小松定夫・牛尾正之・北田俊行：補剛板の溶接残留

応力および初期たわみに関する実験的研究，土木学  
会論文報告書，第 285 号，1977.

(2001 年 12 月 7 日 受付)

## ELASTO-PLASTIC DYNAMIC RESPONSE OF STEEL BRIDGE PIERS WITH LONGITUDINALLY PROFILED STEEL PLATES UNDER SEISMIC LOADING

Satoshi NARA, Shigeyuki MURAKAMI and Daisuke EHARA

This paper presents an effect of longitudinally profiled steel plates on ductility of steel bridge piers. Local plate buckling is observed at a transitional section of plate thickness and bottom section of the piers. The plate reduces local buckling damage of the transitional and the bottom section, and is expected to improve the ductility of the piers. By using an elasto-plastic dynamic response analytical method that takes local plate buckling into consideration, numerical calculation was carried out to clarify seismic dynamic behavior of the piers with the plates.