

# 円形断面橋脚の最適補剛材寸法

西村宣男\*, 池内智行\*\*, 谷口直子\*\*\*

\*工博 大阪大学工学部 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘 2-1)

\*\*工博 鳥取大学工学部 (〒680-8552 鳥取市湖山町南 4-101)

\*\*\*工修 福井県庁 (〒910-8580 福井市大手 3-17-1)

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震により、鋼製橋脚を使用した高架橋に大きな被害が生じた。鋼管橋脚においては特徴的な局部座屈や降伏による塗装の剥げ落ちなどの損傷が報告されている。これらの被害は橋脚に上部構造の死荷重による一定軸圧縮力のもとで繰り返し曲げが作用したことが原因と考えられる。現在、このような地震時における鋼管橋脚の弾塑性挙動を解明し、既設の鋼管橋脚に対する補強方法や新設橋梁の最適断面設計の見直しが進められている。本論文では、地震力を受ける円形断面橋脚を解析の対象とし、弾塑性有限要素解析により座屈変形を抑止する縦補剛材の補強効果を検討し、優れた耐震性能を有する最適補剛材寸法を提案した。

Key Word: Steel pipe piers, Longitudinal stiffeners, Retrofitting, Seismic performance

## 1. はじめに

兵庫県南部地震以来、既設の鋼管橋脚に対する補強方法や新設橋梁の最適断面設計の見直しが進められており、多くの研究機関において鋼製橋脚の耐震設計法を確立するために、橋脚全体が保有する水平耐荷力と変形能について検討されてきた。道路橋示方書<sup>1)</sup>では、円形断面橋脚の耐震性向上のため、①橋脚本体の周りに隙間を空けて鋼板を巻き立てた構造、②鋼管を縦補剛材で補強した構造、③鋼管の径厚比(板厚に対する半径の比率)を制限した構造、などが提案されており、これによって変形能の向上が期待できるとされている。実構造物において矩形断面橋脚をみると②の縦補剛材を導入した構造は多く用いられているが、円形断面橋脚にはあまり使用されていない。しかし、地震により被害を受けた鋼管橋脚の損傷の大半は軸圧縮力と繰り返し水平力によって生じた基部付近や橋脚の中間部における局部座屈であることが明らか<sup>2)</sup>になっており、薄肉断面の橋脚に補剛材を導入することは、局部座屈現象を防止し、高い変形能を確保するために有効であると考えられる。補剛材導入にあたっては幅厚比、本数、鋼管の径厚比など多くの構造寸法パラメータが橋脚の耐震性能に影響すると考えられ、耐震上最適な補剛材寸法がどのようなものか明確にされていない。そこで本研究では、耐震性向上のため縦補剛材を有する円形断面橋脚を解析モデルとする弾塑性有限変位解析を行い、鋼管の各径厚比における補剛材の適正な本数、補剛材幅厚比、補剛材と鋼管の面積比に関する検討を行った。

## 2. 解析方法およびモデルの検討

### 2.1 解析方法

補剛材を有する円形断面橋脚の耐震補強効果を検討するために、橋脚に死荷重に相当する鉛直方向の強制変位と地震時の揺れを想定した水平方向の強制変位を与えて解析を行った。そのときの解析モデルの諸元を表-1のように設定している。ただし、表-1中の細長比パラメータ $\lambda$ は以下の式で求められる。

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y l}{E r}} \quad (1)$$

ここで、 $l$  : 柱長さ  $\sigma_y$  : 降伏応力  
 $r$  : 断面2次半径  $E$  : ヤング率

鋼製ラーメン橋脚(単柱形式も含む)の実績調査<sup>3)</sup>によれば、細長比パラメータ $\lambda$ が0.1~0.8の広範囲で実構造物に使用されているが、 $\lambda=0.2$ 付近が比較的多く分布していることから細長比パラメータを0.2と設定した。また補剛材の幅を鋼管半径の1/6、板厚を母材板厚と等しくした。解析モデルは、断面の対称性から橋脚の1/2部分について行い、要素分割は図-1に示されるように周方向について12分割した。軸方向については、基部付近で曲げの力を大きく受け、変形が大きくなることが予想されるため細かく分割している。解析には鋼材の繰り返し塑性履歴特性を再現するため単調載荷曲線に基

表-1 解析モデルの諸元

上載荷重 $P/P_y$	0.1
鋼種	SS400
細長比パラメータ $\lambda$	0.2
径厚比(半径 100cm)	20, 30, 40, 50, 60
縦補剛材本数	0, 4, 6, 8

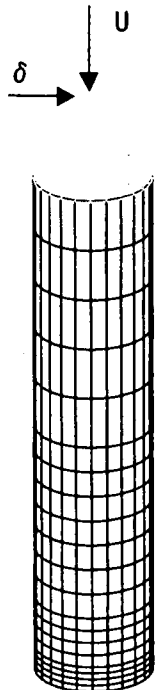


図-1 解析モデル

づく構成式<sup>4)</sup>を用いた。繰り返し載荷では1サイクルごとに橋脚の両側に $2\delta_y$ ,  $3\delta_y$ と強制変位を増やしていく漸増変位振幅を使用している。

## 2. 2 鋼管の初期不正

実構造物に用いられている鋼管は製造過程において、①塑性曲げ加工による残留応力、②溶接による残留応力が発生することが知られている<sup>5)</sup>。さらに塑性加工の際、径厚比が比較的小さい鋼管は降伏点が増加する現象、いわゆる加工硬化が生じる。初期不整として、補剛材の溶接による残留応力を導入したものを検討する。図-2(a), (b)は単調載荷した場合と繰り返し載荷した場合の荷重-変位曲線である。溶接による残留応力として、過去の実験結果<sup>6)</sup>などから圧縮残留応力を $0.4\sigma_y$ 、引張残留応力を $\sigma_y$ とする。図-2(a)の単調載荷の場合はピーク時の水平荷重の大きさは多少異なるがピーク以降の荷重履歴は同様の曲線を描いている。また、図-2(b)の繰り返し載荷の場合ではピーク以降の強度劣化の度合いが残留応力ありとなしではほとんど違いがみられない。以上のことから、溶接による残留応力の影響は小さいと考え、以後の解析では溶接による残留応力を考慮しなかった。

## 2. 3 必要塑性率

構造物の変形能を測る指標の一つとして塑性率があるが、塑性率の定義は様々であり、標準的な定義といったものはないようである。本論文では塑性率 $\mu$ を以下のよう定義する。

$$\mu = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \quad (2)$$

ここで、 $\delta_y$  : 降伏時水平変位  $\delta_{max}$  : 最大荷重時水平変位

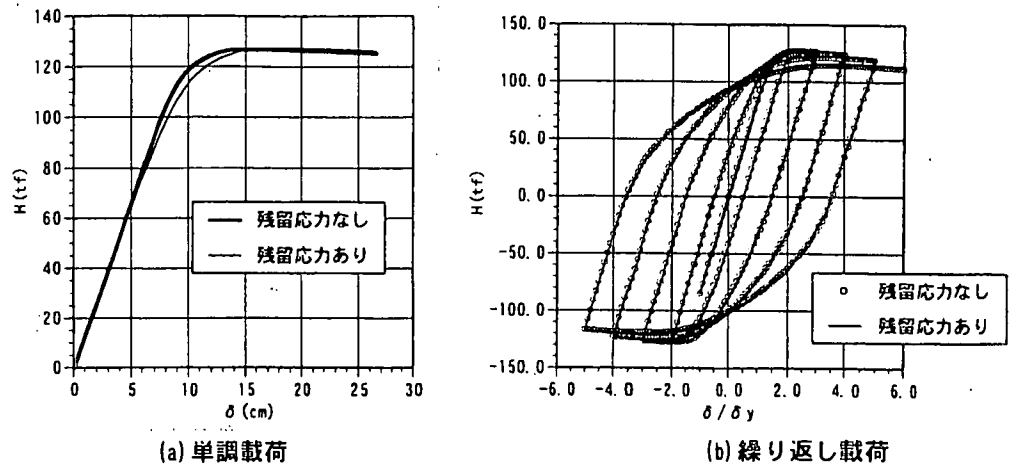


図-2 残留応力の影響

表-2 応答塑性率

	最大応答変位 (cm)	応答塑性率
文献 1 <sup>7)</sup>	30~32.5	4.0~4.3
文献 2 <sup>8)</sup>	35	4.8
文献 3 <sup>9)</sup>	26.4~33.8	3.5~4.5

鋼製橋脚の耐震設計を行う場合、橋脚が保有する性能を評価する時の必要塑性率をいくりにするかが問題となってくる。表-2は他の研究機関で行われた動的応答解析の結果<sup>7)~9)</sup>である。地震で被害を受けた橋脚を解析モデルとしており、最大応答変位が30~35cmの範囲内、それぞれの変位を降伏時の水平変位で除した応答塑性率は3.5~5の範囲内にあることが分かる。また、道路橋示方書<sup>11)</sup>でも角補強構造を有する鋼製橋脚の許容変位が最大で $5\delta_y$ と規定していることより、本研究でも必要塑性率を $\mu=5$ とした。

## 3. 解析結果

### 3. 1 補剛材本数に関する検討

#### (1) 単調載荷の場合

図-3~6に各補剛材本数における単調載荷の水平変位-水平荷重曲線を示す。各径厚比における強度・変形能を相対的に評価するため、縦軸、横軸ともそれぞれ降伏時の水平荷重、水平変位で無次元化して示している。また図中、R120-0とは径厚比40無補剛、R130-4とは補剛材4本のモデルを示している。どの結果をみても、径厚比20の場合においては製作時の曲げ加工により降伏応力が上昇したことで他のモデルと比べて強度が高くなっているのが分かる。また、どの結果においても径厚比が大きくなるにしたがい、強度低下の割合が大きくなっている。図-3より無補剛断面では径厚比が20,30の場合では水平変位を $6\delta_y$ まで与えても強度低下は起こらないが、径厚比が50,60の場合ではピーク荷重を超えた後の強度低下が大きい。図-4に示すように縦補剛材が4本の場合、径厚比が20,30,40のケースでは、水平変位を $6\delta_y$ まで与えても強度低下は起こらないが径厚比が50,60のケースではピーク以降、強度低下が起こって

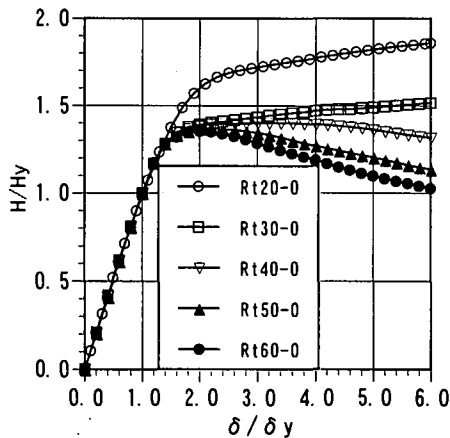


図-3 単調載荷, 無補剛

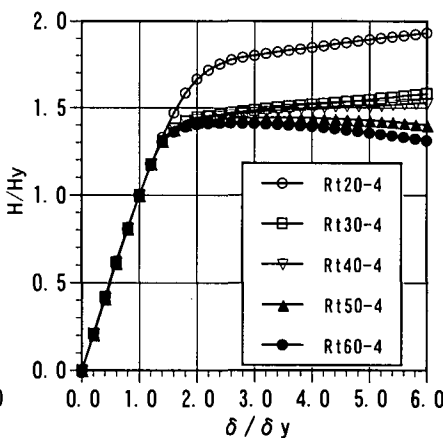


図-4 単調載荷, 補剛材 4 本

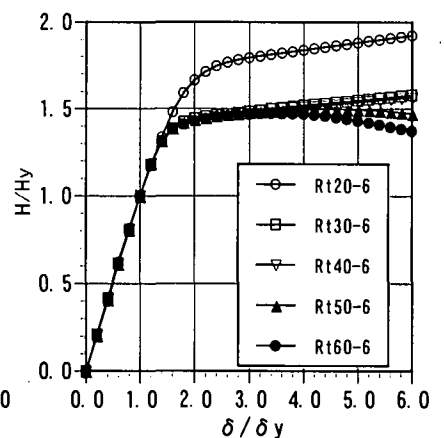


図-5 単調載荷, 補剛材 6 本

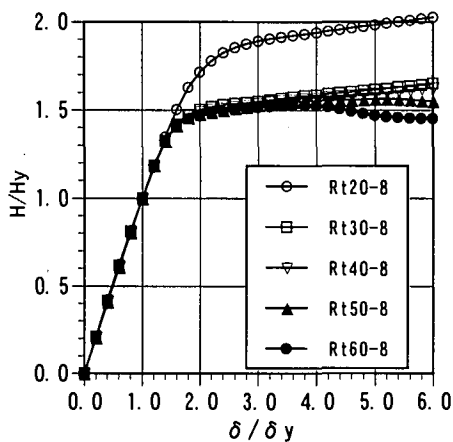
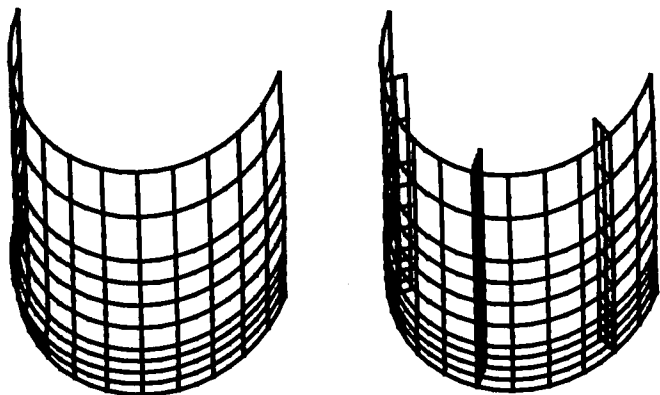


図-6 単調載荷, 補剛材 8 本



(a) Rt40-0 (最大板たわみ比 2.07) (b) Rt40-6 (最大板たわみ比 0.97)

図-7 変形形状 (単調載荷)

る。しかし、無補剛の場合と比べ強度低下は緩やかである。縦補剛材が 6 本の場合では、図-5 に示すように径厚比が 20, 30, 40 のケースでは、水平変位を  $6\delta_y$  まで与えても強度低下は起きていない。また、径厚比が 50, 60 ではピークに達してからも緩やかな強度低下となっていることが分かる。図-6 に示すように縦補剛材が 8 本の場合では、6 本の場合と同様、径厚比が 40 以下のケースでは水平荷重が単調増加となっている。図-7 に Rt40-0 と Rt40-6 の基部付近における変形形状を示す。無補剛の Rt40-0 において圧縮を与えた側に局部座屈が生じている。水平変位が  $6\delta_y$  に達したときの板厚に対する最大板たわみの比は 2.07 であった。また、縦補剛材を導入した Rt40-6 において大きな変形はみられず、たわみも板厚程度に抑えられている。

### (2) 繰り返し載荷の場合

図-8~11 は繰り返し載荷での解析結果より得られる荷重-変位曲線の包絡線で示したものである。図-8 に示すように無補剛断面においては径厚比が 20 の場合では水平変位を  $6\delta_y$  まで与えても強度低下は起こらないが、径厚比が 40, 50, 60 の場合では最大荷重を超えた後から急激に強度低下が起こっていることが分かる。縦補剛材が 4 本の場合を図-9 に示す。径厚比が 20, 30 のケースでは、水平変位を  $6\delta_y$  まで与えても強度低下は起こっ

ていない。一方で、単調載荷時には強度低下が起きなかった径厚比 40 のケースでも繰り返し荷重を受けることによって強度低下が起きた。図-10 に示すように縦補剛材が 6 本の場合において、径厚比が 20, 30 のケースでは、水平変位を  $6\delta_y$  まで与えても強度低下は起こらず、40 のケースでは  $5\delta_y$  以降に強度低下が見られる。径厚比が 50, 60 の場合では強度低下は起こっているものの無補剛、補剛材 4 本の場合に比べ、緩やかに低下していることが分かる。図-11 に示すように縦補剛材が 8 本の場合では、径厚比が 40 以下であると水平荷重が単調増加となった。図-12 に繰り返し載荷を受けたときの基部付近における変形形状を示す。無補剛の Rt40-0 において全周にわたって局部座屈が生じており、最大板たわみ比が 4.05 と非常に大きな変形となった。また、縦補剛材を導入した Rt40-6 においては補剛材間の母材で最大板たわみ比が 0.90 であり補剛材によって局部座屈が防止されていることが分かる。

### (3) 最適補剛材本数

表-3 は繰り返し載荷を行った場合の各径厚比、補剛材本数における塑性率、繰り返し載荷における最大板たわみ比を示している。最大板たわみ比は生じた板たわみの最大値を板厚で除したものである。網掛けをしているケースは塑性率が 5 以上、最大板たわみ比が 1.0 以下(被

災後の補修が可能)を満たしているものを示している。  
この表から最適補剛材本数を検討すると、径厚比が 20  
の場合では補剛材を導入する必要はなく、径厚比が 30、  
40 の場合では補剛材を 4 本以上導入する必要がある。

また、径厚比が 50 以上の場合では、補剛材面積を増加  
させても条件を満たさないで、基部付近でのコンクリ  
ート充填等の他の補強方法を用いる必要がある。

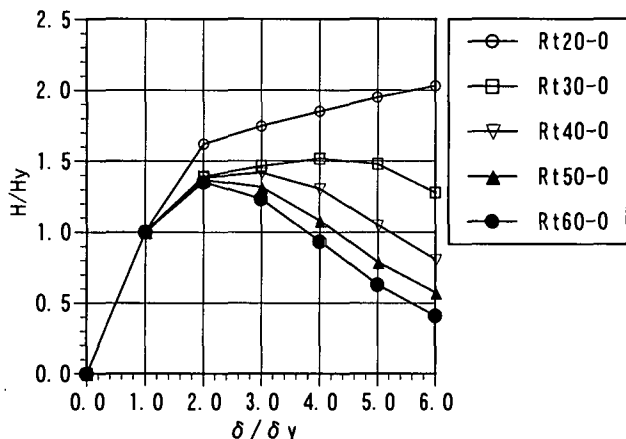


図-8 繰り返し載荷，無補剛

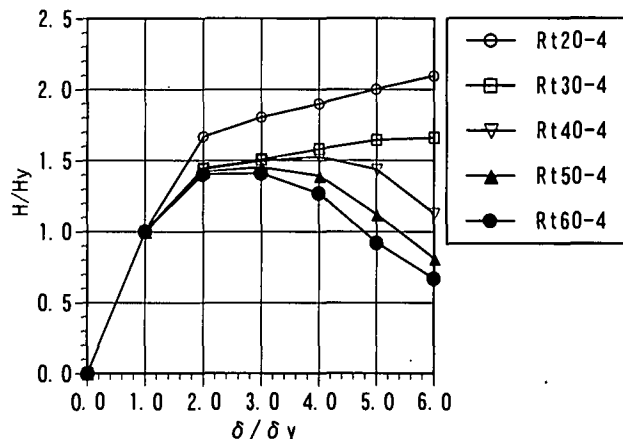


図-9 繰り返し載荷，補剛材 4 本

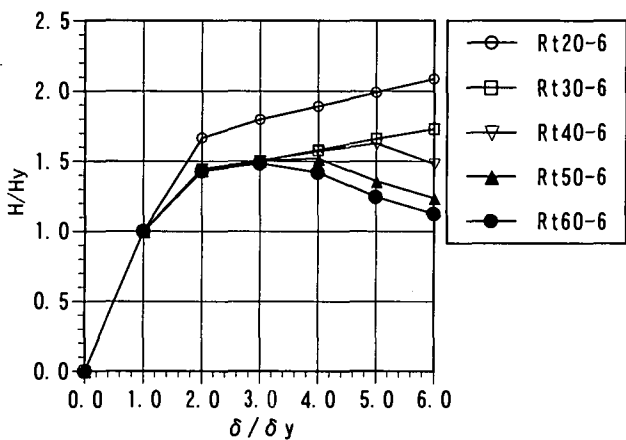


図-10 繰り返し載荷，補剛材 6 本

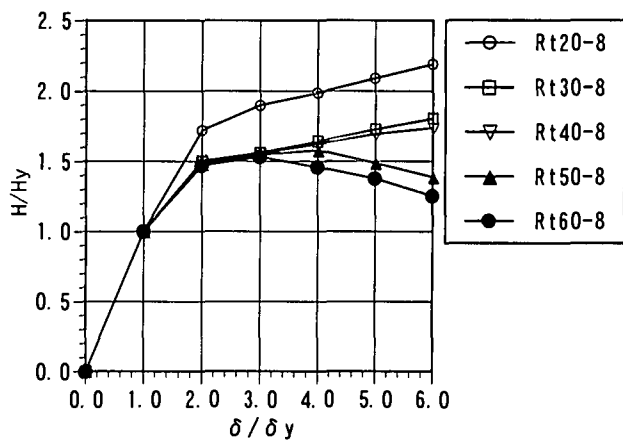
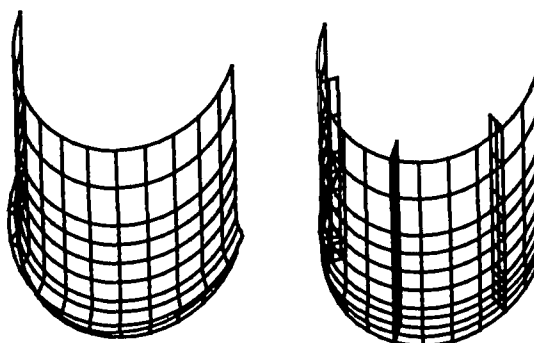


図-11 繰り返し載荷，補剛材 8 本



(a) Rt40-0 (最大板たわみ比 4.06) (b) Rt40-6 (最大板たわみ比 0.90)

図-12 変形状 (繰り返し載荷)

表-3 変形能の評価

径厚比	20	30	40	50	60
無補剛	6	4	3	2	2
	0.420	2.291	4.057	5.869	7.125
補剛材 4 本	6	6	5	3	3
	0.318	0.754	0.910	3.519	4.628
補剛材 6 本	6	6	5	4	3
	0.315	0.578	0.904	3.019	4.498
補剛材 8 本	6	6	6	4	3
	0.238	0.573	0.925	2.985	4.301

←塑性率  $\mu$  (繰り返し載荷)

←最大板たわみ比 (繰り返し載荷)

### 3. 2 縦補剛材の各パラメータに関する検討

#### (1) 各力学パラメータの定義

縦補剛材の幅と板厚が変化した場合における耐震性能の評価が必要となってくる。次に挙げるパラメータを使用し、塑性率と最大荷重について検討を行った。

$$\textcircled{1} \text{ 幅厚比 } \frac{b_r}{t_r} \quad (3)$$

ここで、 $b_r$  : 補剛材の幅  
 $t_r$  : 補剛材の板厚

$$\textcircled{3} \text{ 面積比 } \frac{A_s}{A} \quad (4)$$

ここで、 $A_s$  : 補剛材の断面積  
 $A$  : 無補剛断面の断面積

#### (2) 補剛材の板厚比の影響

図-13は径厚比が30、補剛材本数が4本の場合の単調荷重における幅厚比と最大水平荷重および塑性率の関係を示している。図-13(a)において、2.0、3.0、3.3cmとは補剛材の板厚を指し、板厚を一定に保ったまま補剛材幅を変えることにより幅厚比を変化させその時の最大水平荷重をプロットしている。図より板厚一定のもとで板幅を長くしていくとある幅厚比までは強度が上昇し、その値を超えると強度が逆に低下していくことが分かる。これは幅厚比がある程度大きくなると補剛材が局部座屈を起こすためと考えられる。図-13(b)に補剛材板厚を一定に保って幅厚比を変えた場合の塑性率の変化を示す。図より最大水平荷重同様、塑性率もある幅厚比までは上昇し、その値以降は補剛材の局部座屈の影響により低下していることが分かる。図-13(a)、(b)より判断すると水平

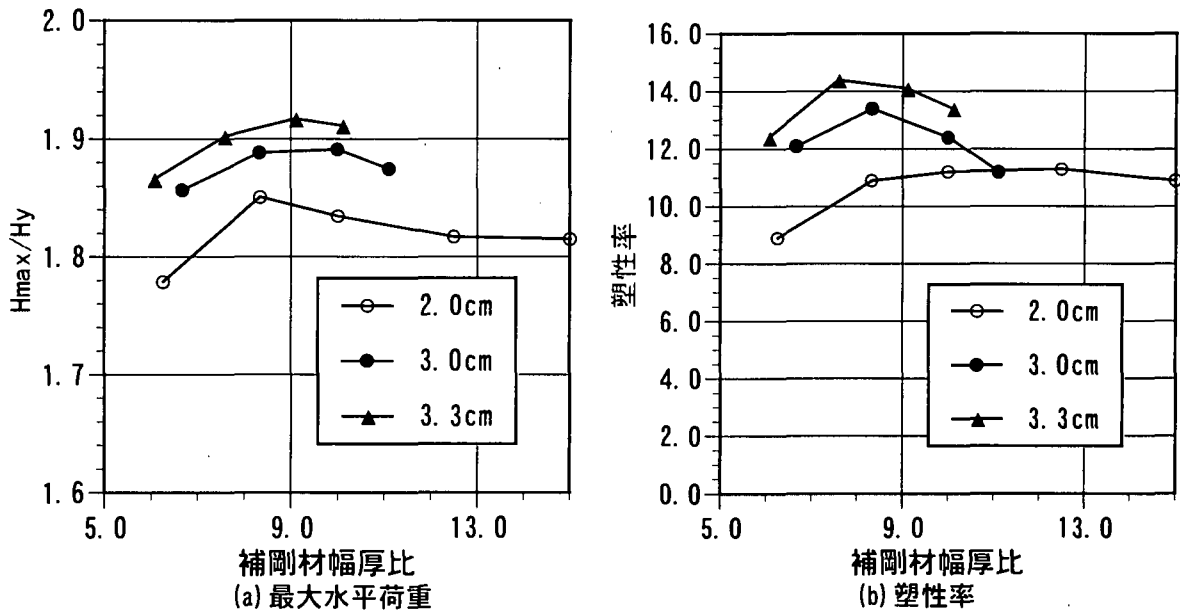


図-13 補剛材の幅厚比の影響

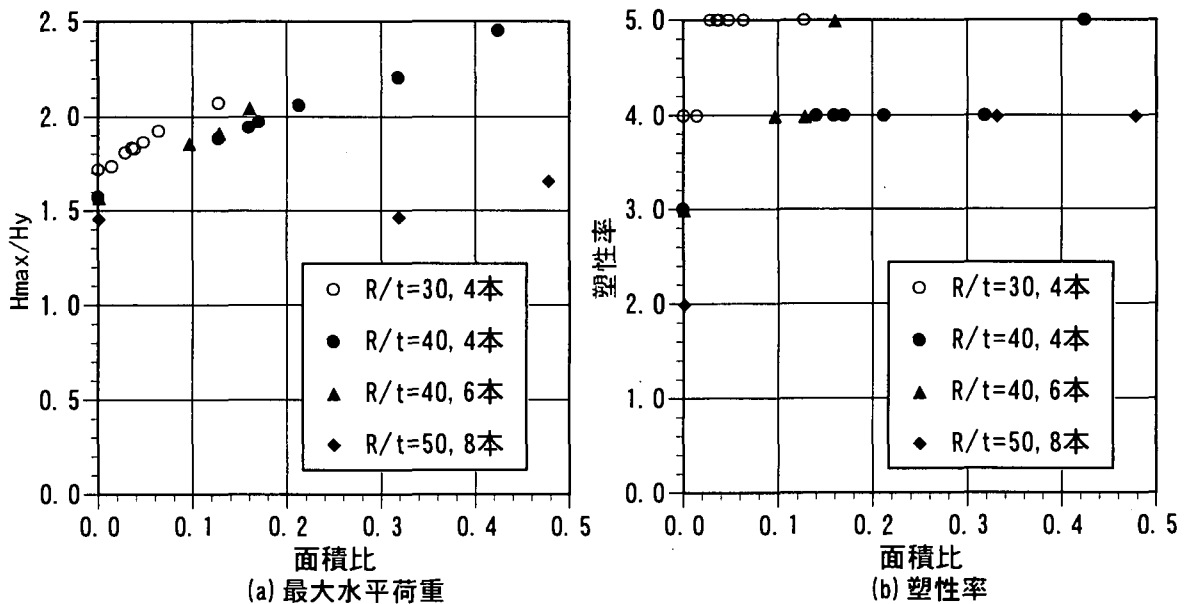


図-14 繰り返し荷重における面積比と最大水平荷重とおよび塑性率の関係

荷重および塑性率を最大とする最適補剛材幅厚比は 9.0 付近であると思われる。

### (3) 面積比の影響

図-14 に繰り返し載荷を行った場合の面積比と最大水平荷重および塑性率の関係を示す。(2)の幅厚比に関する検討より、補剛材の幅厚比を 9.0 以下とし無補剛の場合の断面積に対する補剛材の断面積を大きくしていった場合について検討している。図中、 $R/t=30$ , 4 本とあるのは径厚比 30, 補剛材本数 4 本のモデルを示す。図-14 (a) より径厚比 30, 40 では面積比を上げることで強度が直線的に増加していることが分かる。一方、径厚比 50 の場合では、補剛材を 8 本とし面積比を上げてても効果が小さかった。

図-14 (b) は、繰り返し載荷における面積比と塑性率の関係を表したものである。図-14 (b) の径厚比が 30, 補剛材本数が 4 本の場合、面積比が 0.03 で塑性率が 5 まで上昇しているの、必要塑性率  $\mu=5$  を満足するのは母材断面積の 3%以上補剛材を導入すればいいことになる。また、同様に考えると径厚比が 40, 補剛材本数が 4 本の場合では、母材断面積の 42%以上、6 本の場合では 16%以上導入すれば必要塑性率を満足することになる。径厚比 50 では面積比を上げてても塑性率 5 は満たされなかった。

### 4. 結論

本論文では、耐震性が向上するとされる縦補剛材を有する円形断面橋脚の弾塑性有限変位解析を行い、変形能を評価したところ以下のようなことが分かった。

1. 他の研究機関の動的応答解析から判断すると橋脚の必要塑性率は  $\mu=5$  が妥当である。
2. 縦補剛材を導入することにより、全周座屈を回避することができ、変形量を小さく抑えることができる。
3. 径厚比が 20 の場合では補剛材を導入する必要はない。
4. 径厚比が 30 の場合では補剛材を 4 本以上、補剛材

面積を 3%以上確保する必要がある。

5. 径厚比が 40 の場合では補剛材が 4 本であれば、補剛材面積を 42%以上、6 本であれば 16%以上確保する必要がある。
6. 径厚比が 50 以上の場合では、補剛材面積を増加させても条件を満たさないので基部付近にコンクリート充填等の他の補強方法が必要である。

### 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書 V耐震設計編, 1996.
- 2) 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, Vol. 4, No. 14, 1997.
- 3) 中井博, 北田俊行, 河井章好, 酒造敏広, 吉川紀：鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上)、橋梁と基礎
- 4) 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.
- 5) 西村宣男, 竹内修治, 村上茂之, 讃井一将：製作鋼管部材の曲げ強度特性, 鋼構造論文集, Vol. 3, No. 9, pp. 47-55, 1996.
- 6) 土木学会：座屈設計ガイドライン, 技報堂, 1987.
- 7) 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. 31-36, 1997.
- 8) 西川和廣, 村越潤, 上仙靖, 高橋実：道路橋示方書における鋼製橋脚の耐震設計について, 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. 1-8, 1997.
- 9) 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, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp. 51-58, 1997.

(1998年8月17日受付)

## RETROFITTING OF STEEL PIPE PIERS WITH LONGITUDINAL STIFFENERS

Nobuo NISHIMURA, Tomoyuki IKEUCHI and Naoko TANIGUCHI

The steel piers were damaged during the Hyogoken-Nanbu Earthquake on January 17 1995. The typical earthquake damages of steel pipe piers were local buckling and the peeling of paint. The constant axial compression and the cyclic horizontal load caused that damage. Longitudinal stiffeners are efficient to prevent deformation such as a local buckling. However, the strength and ductility of steel pipe piers are influenced by a lot of parameters. In this paper, the estimation of strength and ductility of steel pipe piers with stiffeners were carried out by elasto-plastic finite element analysis varying parameters such as radius-to-thickness and number of stiffeners.