

十字型補剛壁を有する鋼製橋脚の耐震性能に関する研究

Ductility and seismic capacity of steel bridge piers stiffened with inner cruciform walls

松村 新也*, 原岡 雅史**, 岩坪 要***, 山尾 敏孝****

Shinya Matsumura, Masashi Haraoka, Kaname Iwatsubo, Toshitaka Yamao

*熊本大学 自然科学研究科 博士後期課程 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

**熊本大学 自然科学研究科 博士前期課程 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

***博(工) 八代工業高等専門学校助手 土木建築工学科 (〒866-8501 八代市平山新町 2627)

****工博 熊本大学教授 工学部環境システム工学科 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

This paper presents experimental and analytical results on seismic behavior and ductility of steel bridge piers stiffened with inner cruciform walls under cyclic horizontal loading. Numerical analysis is carried out using MARC. A total of eight specimens with stiffened plates, inner cruciform walls, filled in concrete and without stiffened plates were tested. The seismic capacity and ductility of steel bridge piers stiffened with cruciform walls are greater than those of conventional stiffened steel bridge piers. The proposed bridge piers stiffened with cruciform walls have a great promise to improve the strength and ductility of steel bridge piers.

Key Words: seismic behavior, ductility, inner cruciform walls, cyclic horizontal load

キーワード: 繰り返し挙動, じん性, 十字型補剛壁, 繰返し水平載荷

1. はじめに

先の兵庫県南部地震では、都市高速の鋼製橋脚の補剛板や鋼管に局部座屈や変形、局所的な割れが発生し、倒塌に至る被害も発生した。地震の大きさもさることながら、鋼製橋脚の鋼部材が十分ねばり強さを発揮できていない状況より、耐震設計法が十分でなかったのも一因と考えられる。

鋼製橋脚の耐震性能(強度と変形能)に関する研究は兵庫県南部地震以前から行われているが、今回の地震における被災事例を踏まえ、建設省をはじめ各機関で各種実験及び解析が精力的に実施されてきた^{1)~7)}。こうした一連の検討結果から得られた知見をもとに、大地震に対する鋼製橋脚の耐震設計法が道路橋示方書⁸⁾に盛り込まれた。同V.耐震設計編では、コンクリートを充填しない鋼製橋脚の設計に対して、脆性的な破壊が生じないように、じん性を向上させることが要求されている。

現在、示方書にはコンクリートを充填した鋼製橋脚が耐力および変形性能において、飛躍的に増す構造であることからその耐震設計法が示されている。また、コンクリートを充填しない鋼製橋脚の耐震設計法に対しても例示はあるものの、詳細な項目に対しては検討中であり、じん性の向上を図ることができる構造が期待されている。以上のような背景のもとに、鋼箱形断面や円形断面など

の鋼製橋脚を対象に多くの研究成果が発表されている。

著者らは^{9), 10)}橋脚基部にコンクリート充填と同様に、ある高さまで十字型に組んだ鋼製板(以降十字型補剛壁)を配置することを提案し、この橋脚の耐震性能について検討してきた。簡単な繰り返し解析の結果では耐力及び変形能の向上が見られた。しかし、どの高さまで十字型補剛壁を配置すれば耐震性能が向上するのか、十字型補剛壁や補剛板に補剛材を配置する必要があるか、また、実構造物レベルでの断面寸法での挙動などの解決すべき問題点が多い。同様な研究にマルチセル構造を有する鋼製橋脚の研究¹¹⁾があるが、これはウェブを多重に配置した構造であり、弱軸方向に地震力が発生した際の橋脚の挙動に対する対応の問題、セル壁への補剛材の設置や、橋脚天端部までの補剛材の配置など、構造上の煩雑さがあり、改善が必要と思われる。

本研究では、提案する十字型補剛壁を基部に有する鋼製箱形断面橋脚の基本的な耐震性能特性を、解析・実験を通して明らかにすることを主目的とする。特に、問題となる十字型補剛壁高さの決定法について提案し、解析及び実験により決定法の妥当性について検討した。また既設橋脚の補強方法として十字型補剛壁を用いた場合の変形性能について、解析的に角補強と比較検討を行い、十字型補剛壁の持つ補剛効果、挙動特性について検討した。

2. 鋼製橋脚の耐震性能

2.1 十字型補剛壁高さの決定について

提案する十字型補剛壁を有する橋脚は、図-1に示すように、板を十字型に組んで所定の高さまで配置する構造である。これは基部付近に生じるとされる局部座屈強度を上昇させ、じん性を大きくすることを目的としたものである。なお今回の研究では、補剛材間の幅厚比パラメータが0.6以下の橋脚を設計する場合を対象としている。幅厚比パラメータが0.6より大きくなる場合は、十字型補剛壁と従来型補剛材を設置することへの検討が必要である。

図-1に示すような十字型補剛壁を高さ h_0 まで配置し、水平荷重 H を受ける橋脚を考える。この時、局部座屈が生じるのは、曲げモーメントが最大となる基部部分（パネルA下辺）か、十字型補剛壁が無くなる部分（パネルB下辺）である。この両パネル部分が同時に限界状態に達するようにすれば、それが最適な補剛壁高さになると考える。そこで図-2に示すように、曲げモーメントによる局部座屈強度を、パネルAでは基部の位置で σ_A 、十字型補剛壁が無くなるすぐ上の部分のパネルBでは下辺で σ_B とする。基部での曲げモーメントが $M_A = hH$ と表わせるので、パネルAでの応力 σ_A は次式となる。

$$\sigma_A = \frac{M_A}{I_A} \times \frac{b}{2} = \frac{hHb}{2I_A} \quad (1)$$

一方、高さ h_0 での曲げモーメントは、曲げモーメントが線形に変化すると仮定すれば、 $M_B = (h-h_0)H$ なので、パネルBでの応力 σ_B は次式で表わすことができる。

$$\sigma_B = \frac{M_B}{I_B} \times \frac{b}{2} = \frac{(h-h_0)Hb}{2I_B} \quad (2)$$

式(1)と式(2)より、 M_A と M_B の関係は、

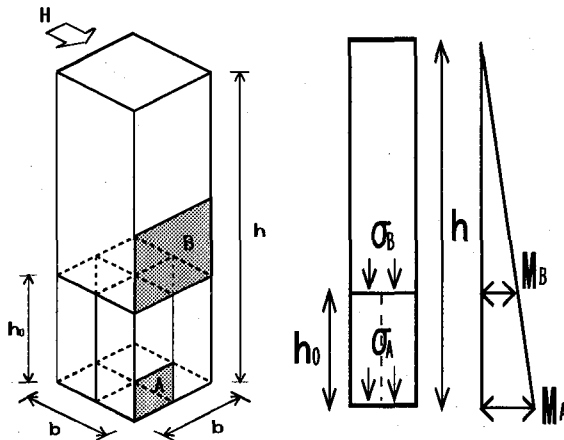


図-1 十字型補剛壁を有する橋脚

図-2 曲げモーメント分布と応力分布の関係

$$\frac{M_A}{M_B} = \frac{h}{h-h_0} = \frac{\sigma_A I_A}{\sigma_B I_B} \quad (3)$$

となり、必要な十字型補剛壁の高さ h_0 は、次式から得られる。

$$\frac{h_0}{h} = 1 - \frac{\sigma_B I_B}{\sigma_A I_A} \quad (4)$$

ここに、

I_A : 補剛壁を含む断面の断面2次モーメント

I_B : 補剛壁の無い断面の断面2次モーメント

式中の σ_A 、 σ_B は最大圧縮応力度を用いることとする。なお、最大圧縮応力度は、図-3に示すひずみ硬化域まで考慮した極限強度曲線¹²⁾である式(5)より求めた。ただし、幅厚比パラメータ R は式(6)より算出した。

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_y} &= 1.3 \quad (R < 0.3) \\ &= \frac{1}{(0.5+R)^{1.2}} \quad (0.3 \leq R \leq 0.46) \quad (5) \\ &= \left(\frac{0.46}{R}\right)^{0.5} \quad (0.46 \leq R \leq 0.6) \end{aligned}$$

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{k\pi^2}} \quad (6)$$

ここで、

b : 補剛板の全幅, t : 補剛板の板厚,
 σ_y : 降伏応力, E : 弾性係数,
 μ : ポアソン比, k : 座屈係数 ($k=4.0$)

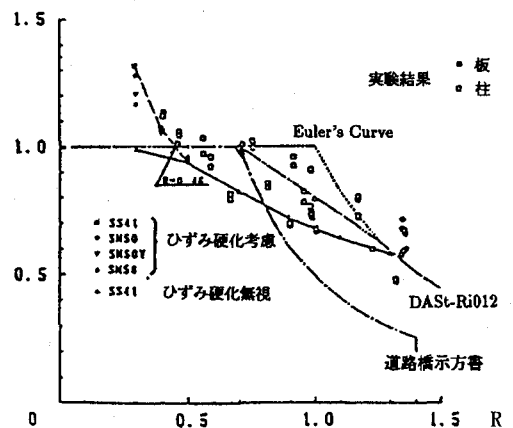


図-3 ひずみ硬化を考慮した極限強度曲線

2.2 実験概要

十字型補剛壁を有する鋼製橋脚の耐震性能と高さの決定法の妥当性を検討するために、繰り返し載荷実験を行った。図-4に実験装置を示すが、フレームから吊りしたサーボ試験機によって上部工重量を想定した一定軸力を荷重制御により与え、反力壁に設置したサーボ試験機によって地震力を想定した水平変位を変位制御で与えた。繰り返し載荷は供試体の基部が降伏するときの載荷点の変位を δ_y とし、図-5に示すように δ_y の整数倍で漸次増加($\pm\delta_y, \pm 2\delta_y, \pm 3\delta_y, \dots$)するように与え、水平荷重の大きさは、その反力として求めた。軸力は全断面降伏荷重の15%の軸圧縮力を作用させた。軸力 N 、降伏水平荷重 H_y 、降伏水平変位 δ_y を次式に示す。

$$N = 0.15A_B\sigma_y, \quad H_y = \left(\sigma_y - \frac{N}{A_B} \right) \frac{Z}{h}$$

$$\delta_y = \frac{H_y}{3EI_A} \left\{ h^3 + (h-h_0)^3 \left(\frac{I_A}{I_B} - 1 \right) \right\} \quad (7)$$

実験供試体は十字型補剛壁 (CS) と、従来型の無補剛 (NS)、リブ1本補剛 (SS) およびリブ1本補剛にコンクリートを部分充填した断面 (RC) の4断面で、これらを図-6に示す。実験に使用した鋼材はSS400材、板厚は6mmと9mmの2種類で、表-1に示すように計8対の供試体を製作した。橋脚の板厚 t と補剛壁の板厚 t_s は同じ6mm, 9mmとした。表中の γ/γ^* は縦補剛材剛比である。また、 h_0 はRC断面ではコンクリートの充填高さであり、コンクリートは柱長の30%まで充填した。一方、CS断面では十字型補剛壁の高さを表わし、式(4)よりCS-6で柱長の39%、CS-9で21%となった。

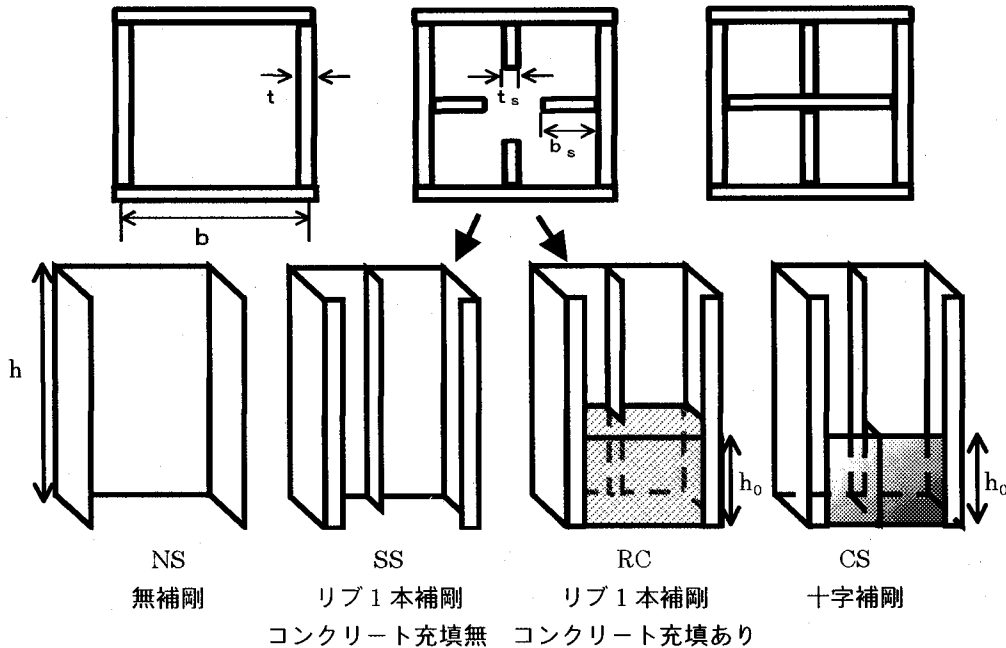


図-6 実験供試体断面

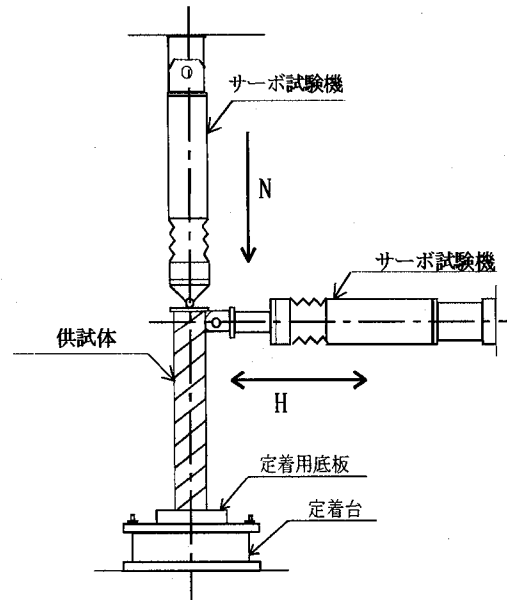


図-4 実験装置

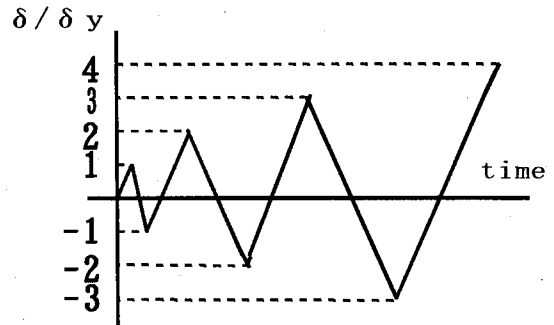


図-5 載荷サイクル

表-1 供試体の寸法諸元

供試体名	h (mm)	b (mm)	t (mm)	b_s (mm)	t_s (mm)	h_o (mm)	R	γ/γ^*
NS-6	940	200	6	・	6	・	0.59	・
SS-6				39		・	0.3	3.31
RC-6				39		282	0.3	3.31
CS-6				・		367	0.59*, 0.3**	・
NS-9	940	200	9	・	9	・	0.39	・
SS-9				52		・	0.2	3.13
RC-9				52		282	0.2	3.13
CS-9				・		197	0.39*, 0.2**	・

*十字壁が無い部分の幅厚比パラメータ, **十字補剛壁がある部分の幅厚比パラメータ

2.3 解析概要

解析には汎用プログラム MARC⁽¹⁴⁾ を用いて実験の供試体をモデル化し、上部工を想定した鉛直荷重と地震力を想定した繰り返し水平変位を作用させて FEM 解析を行った。MARC を用いて解析を行う際の解析上の設定は以下の通りである。

- (1) 材料は弾塑性かつ等方性である。
- (2) von Mises の降伏条件に従うものとする。
- (3) 大変形、アップデイト・ラグランジェ法、有限弾塑性ひずみ解析を用いて解析する。
- (4) 構成則には移動硬化則を用いる。
- (5) 収束計算法には Newton-Raphson 法を用いる。
- (6) 要素は 4 辺形厚肉線形シェル要素 (MARC 要素番号 75) を使用し、積分点は 2×2 。板厚方向は 5 層に分割する。

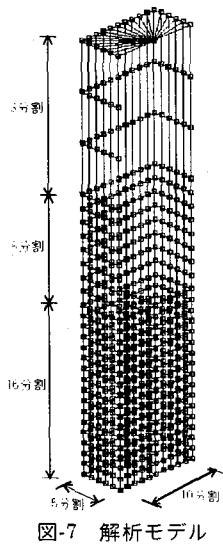


図-7 解析モデル

解析モデル寸法、載荷条件は実験に準じた。解析対象は対称性を考慮し、全体の 1/2 モデルとした。

要素分割については、各モデルにより若干異なるが、基本的に、橋脚基部から最下段ダイヤフラムの間については、局部座屈の影響を考え、要素の形状比 (メッシュの縦横比) が 1 に近い 4 辺形要素になるように考慮した分割とした。それより上部については解析精度に与える影響は少ないものと考え徐々に粗く分割した。また、補剛壁については幅方向を 3 分割とした。図-7 はメッシュ分割の例である。

鋼材の応力-ひずみ関係は、図-8 に示した実験による 3 回の引張り試験の結果よりマルチリニアでモデル化した。残留応力と初期たわみについては、繰り返し履歴挙動に対する影響は小さい⁽¹⁵⁾ とし考慮していない。

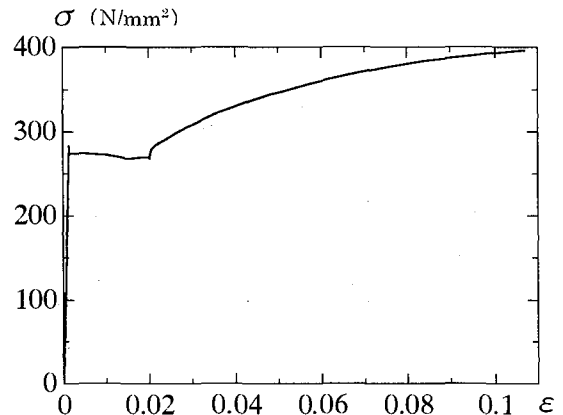


図-8 応力-ひずみ曲線

3. 実験と解析結果及び考察

図-9 は各供試体の水平荷重-水平変位履歴曲線を示したものである。水平荷重および水平変位は式 (7) で定義される降伏水平荷重 H_y およびそれに対応する降伏水平変位 δ_y でそれぞれ無次元化した。図中の破線は FEM 解析の履歴曲線、実線に●は FEM 解析の包絡線、実線に○は実験結果の包絡線を表わし、FEM 解析で得られた最大水平荷重を図中の▽印で示している。

今回の実験で用いた供試体の幅厚比パラメータ R は、0.6 以下の、従来型に比べて小さい供試体であり、かつ角部で脆性破壊が生じないよう十分な溶け込み溶接をした。実験では NS-6 (無補剛 6mm) を除いて変形能は非常に大きくなり、幅厚比パラメータ R が 0.3 以下の供試体では $10 \delta_y$ に達しても強度劣化が見られなかった。また、全供試体とも SS400 の材料で製作したが、最終状態に至るまで角部での脆性破壊が生じなかったことも、強度劣化が少なく変形能が大きくなった要因といえる。特に十字型補剛壁を持つ供試体 CS-6 は補剛壁が無い部分の幅厚比が比較的大きな供試体にもかかわらず、大きな変形能を有していることが明らかになった。

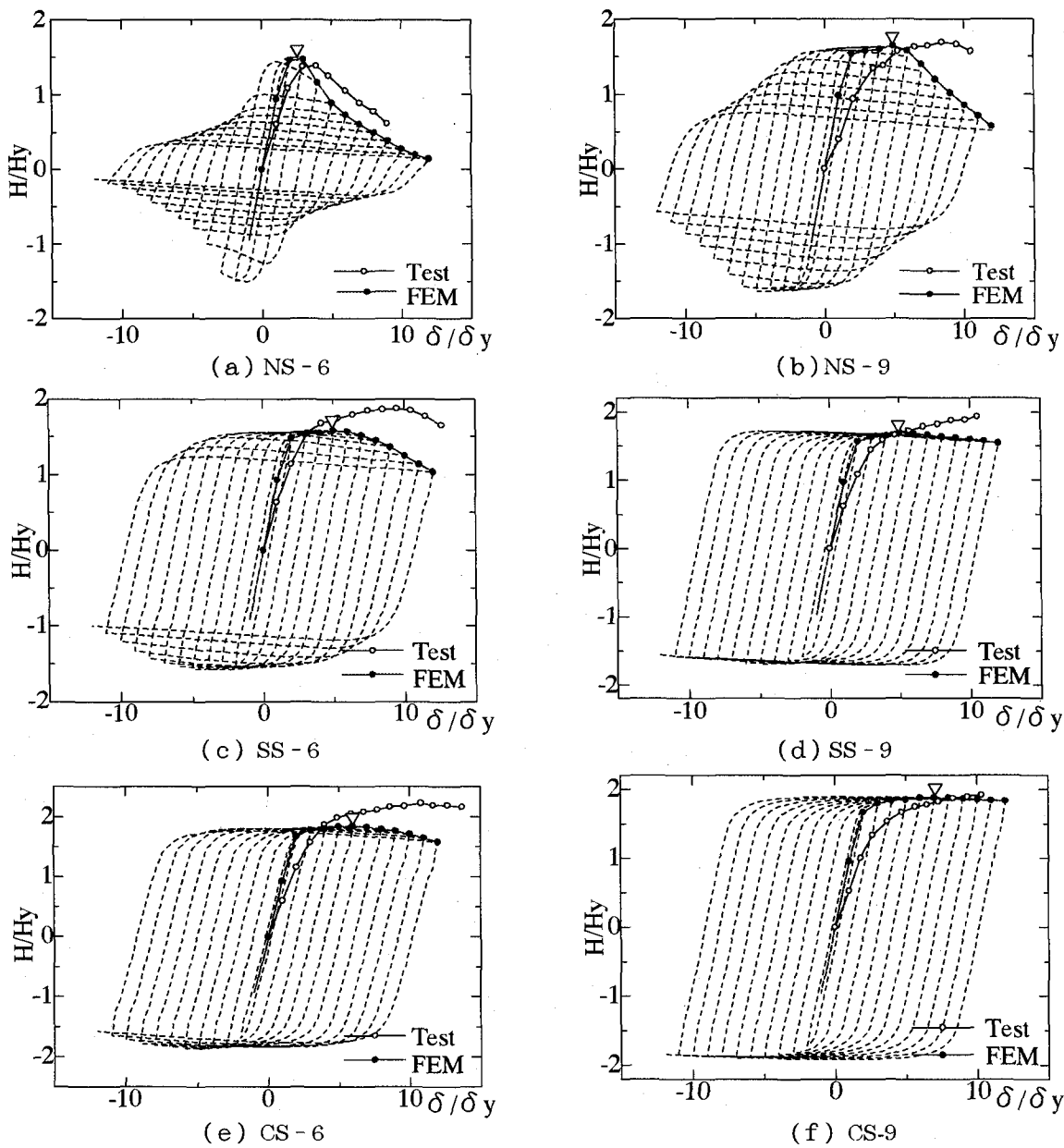


图-9 荷重変位履歴曲線

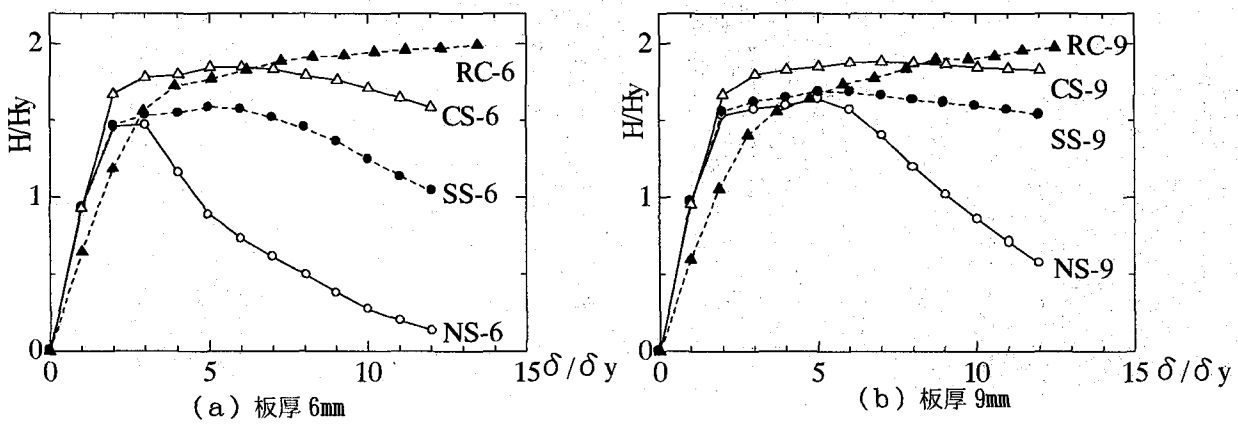


图-10 包絡線

表-2 解析結果

供試体名	R	σ_y (MPa)	E(GPa)	N/N_y	H_y (kN)	δ_y (mm)	H_{max} (kN)	δ_{max} (mm)
NS-6	0.59	297.1	208	0.15	78.5	3.5	117.4	7.9
SS-6	0.3				85.7	3.6	136	18
RC-6	0.3				85.7	3.6	•	•
CS-6	•				78.5	3.3	145.2	20
NS-9	0.39	273.6	215	0.15	103.6	3.2	169.2	16
SS-9	0.2				114	3.2	192.7	16
RC-9	0.2				114	3.2	•	•
CS-9	•				103.6	3	195.1	21

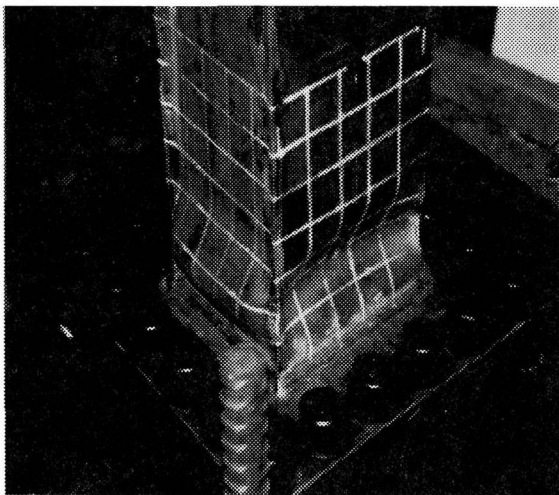
FEM 解析は、NS タイプでは最大強度付近まで実験結果を追えたものの、リブ 1 本補剛の SS 及び十字補剛の CS タイプでは、耐力が上がり続けた実験値とは CS-9 を除いて、差異が生じた。図-10 は板厚ごとに包絡線をまとめたものを示してある。どちらの板厚の場合も NS は $5\delta_y$ までに強度低下が生じているが、十字型補剛壁橋脚はリブ 1 本補剛や無補剛断面に比べて最大強度が高く、包絡線の劣化勾配も緩やかである。またコンクリート充填 (RC) と似た挙動を持ち、無補剛や、リブ 1 本補剛に比べて高いエネルギー吸収能を持っているといえる。また、表-2 には解析より得られた最大水平荷重 H_{max} 、そのときの水平変位 δ_{max} を示す。表-2 中の降伏水平力 H_y 、降伏水平変位 δ_y は式 (7) で求めたが、RC、CS 供試体については、内部の十字型補剛壁および充填コンクリートを除いた断面で考えた。CS タイプの δ_{max} までの水平変位量は、降伏変位の 6 倍以上あり、耐力の上昇同様、変形能も非常に大きくなる特徴があることが分かる。

図-11 は実験における供試体の局部変形状況と解析によるモード・応力図を示したものである。無補剛断面の NS-6 供試体は、降伏変位の 3 倍の $+3\delta_y$ でうっすらと降伏線が柱基部分に現れ始めた。最終的に $+9\delta_y$ で基部下のフランジパネルが約 2.5cm 窪んだ所で実験を終了した。実験後の様子は、最下部のフランジパネルに凹状

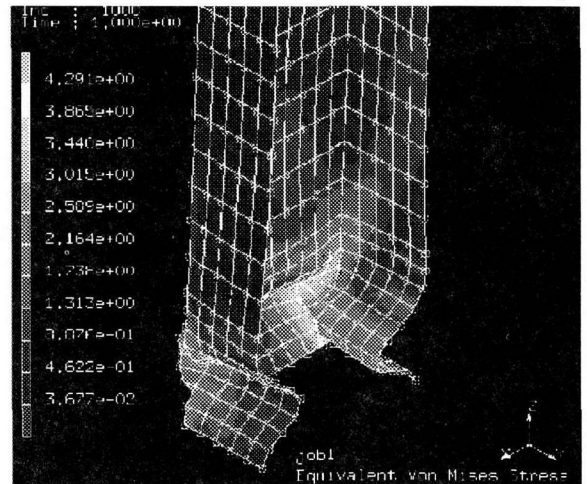
の局部変形、ウェブ面に凸状の局部変形が発生し、供試体高さ方向に半波の座屈波形が生じた。無補剛断面の解析結果では実験と同様な局部変形状況が再現されており、よい対応が見られた。

図-12 は解析による水平変位が $12\delta_y$ 時の変形モード図と応力分布図でありそれぞれ左側に示す数値は生じた応力である。SS タイプの場合、板厚 6mm で基部に若干の局部変形を生じているが、板厚 9mm では大きな局部変形は生じていない。どちらのモデルにおいても基部から上部までの断面形状が一樣であるため、応力が基部に集中しているということが図から分かる。一方、CS タイプでは、大きな局部変形は生じていない。これは、母材の変形を補剛壁で拘束するために幅厚比が小さくなり座屈強度が上昇し、変形の進行抑制効果が生まれるからだと考えられる。同程度の応力状態が、基部から十字型補剛壁が無くなる位置へかけて広く分布しており、柱全体で外力に抵抗している様子が分かる。これは $R=0.2$ で幅厚比パラメータが小さい SS-9 モデルと同様な応力分布を示していることが分かる。

以上のように、ある所定の高さまで十字型補剛壁を作ることにより、橋脚基部に応力が集中するのを防ぎ、基部付近全体で継続しながら水平耐力や変形能を向上させることが可能であることを示していると思われる。

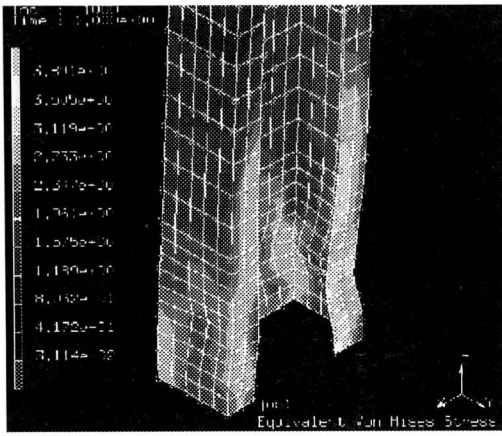


(a) 実験結果

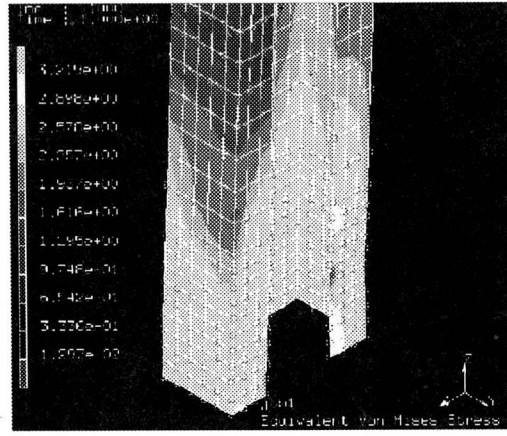


(b) 解析結果

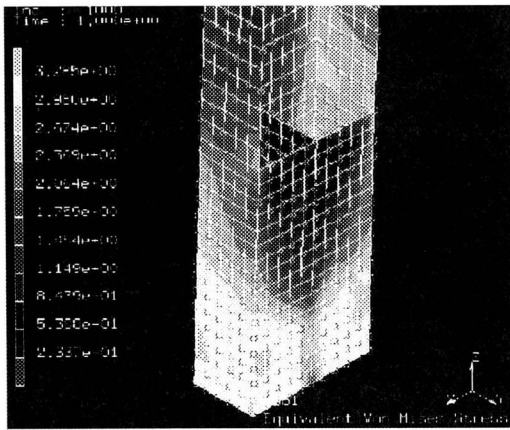
図-11 NS-6 供試体の変形モードの比較と解析の応力分布図



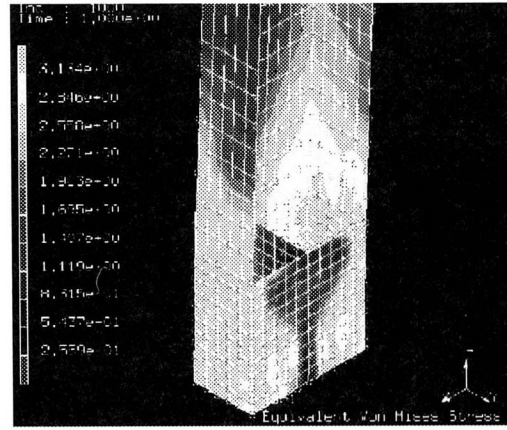
(a) SS-6



(b) SS-9



(a) CS-6



(d) CS-9

図-12 変形モード・応力分布

4. 角補強鋼製橋脚との比較・検討

4.1 解析概要

ここでは、既設橋を対象とした補強という観点から十字型補強として、文献13)の角補強の結果との比較検討を行った。比較対象に取り上げた角補強橋脚及び十字型補剛橋脚の断面図、および主要パラメータをそれぞれ図-13、表-3に示す。十字型補剛高さの設定には前述した

方法を用いており、Cがついているのが十字型補強をした供試体である。

なお、十字型補剛壁の板厚は縦リブ補剛壁の板厚と同じとした。また h は供試体基部から載荷点までの高さ、 h_0 は角補強・十字補剛壁の高さ、 b_c は角補強材の全幅、 t_c は角補強材の板厚である。解析に採用したモデルは実橋脚の1/3程度で解析プログラム、分割数も前解析と同数とした。角補強モデルではダイヤフラムを配置した。

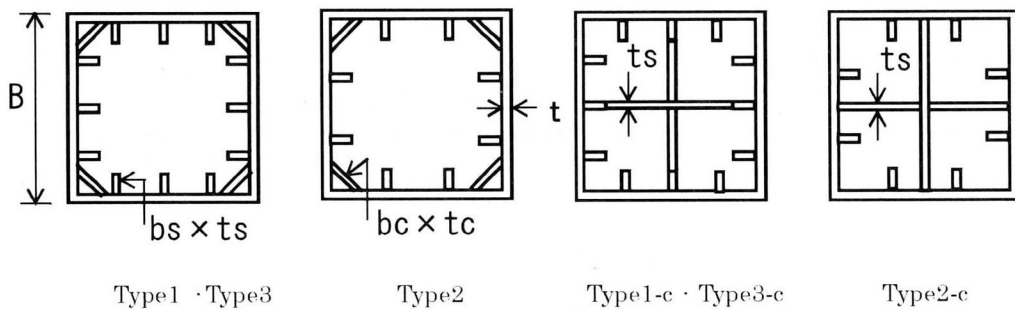


図-13 解析モデル断面図

表-3 解析パラメータ総元

モデル名	$h(\text{mm})$	$h_p(\text{mm})$	$b(\text{mm})$	$t(\text{mm})$	$b_s(\text{mm})$	$t_s(\text{mm})$	$b_r(\text{mm})$	$t_r(\text{mm})$	R
Type.1	3626	1800	900	6.5	57	7	170	7	0.71
Type.2	3624			12	93			9	0.51
Type.3	3611			9	80			9	0.51
Type.1-c	3626	1243		6.5	57		.	.	.
Type.2-c	3624	834		12	93		.	.	.
Type.3-c	3611	1160		9	80		.	.	.

4.2 解析結果

図-14 は各モデルの柱頭部における水平荷重と水平変位を、降伏水平荷重に対応する水平変位で無次元化した荷重-変位履歴曲線を示したものである。ただし、実線が十字型補剛モデル、破線が角補強モデルであり、包絡線は文献13)に示してあるもので実線に○で示してある。また最大水平荷重時を图中的の▽印で表している。図より、どのタイプにおいても、角補強モデルと文献13)の包絡線がよく対応しており、本解析手法の妥当性が示されている。一方、十字型補強モデルについては、耐力は角補強に比べてわずかながらの上昇がみられるものの、角補強の強度低下が始まっている $4\delta_y$ になっても低下が見られず、変形能も角補強に比べ大きいことが分かる。

表-4 には解析により得られた最大水平荷重 H_{max} 及び対応する水平変位 δ_{max} を示しているが、Type 毎に対応する水平荷重はほぼ等しいことが分かる。

図-15 は変形モード図と応力分布図を示したもので、水平変位が $5\delta_y$ に達したときの状況である。角補強モデルでは若干の局部変形が基部付近で確認されるが、閉断面となった角部がねじれにくくなっているため、最大強度に達した後の急激な低下は見られない。これに対し、十字型補強モデルにおいては、基部付近にはほとんど局部変形が現れていない。このことが、最大強度が高くなっている要因と言える。また、応力分布は、角補強モデルでは応力が基部付近に集中しているのに対し、十字型補強モデルでは母材の基部部分では広く、補剛壁自体ではY字型に分散しているのが分かる。

以上より、角部の補強のみでは基部の変形を押さえる働きがあるが充分とは言えない。既設橋脚補強を含めた十字型補剛壁を用いた橋脚の実用化を考えると、十字壁の橋脚内への搬入方法、溶接スペースの確保、施工の経済性などの問題があり、検討の余地があると思われる。

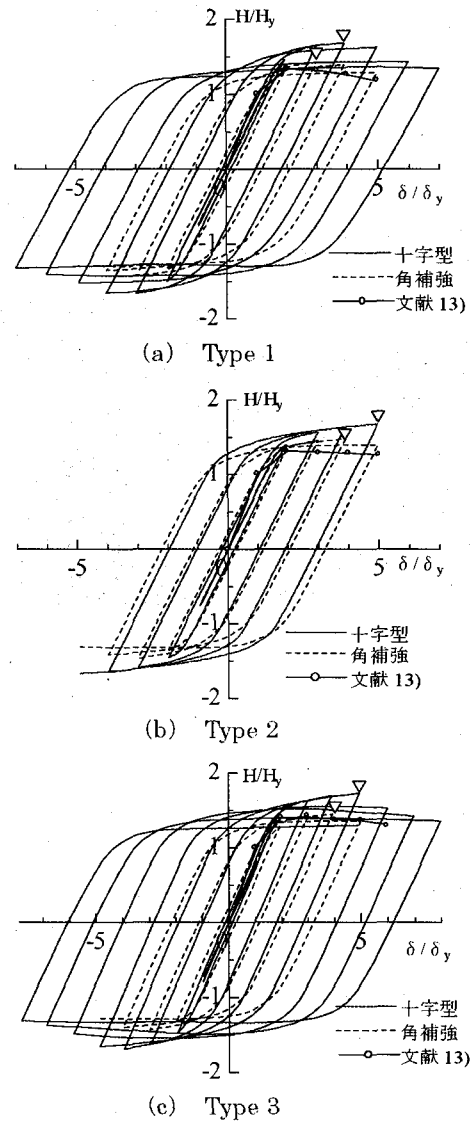
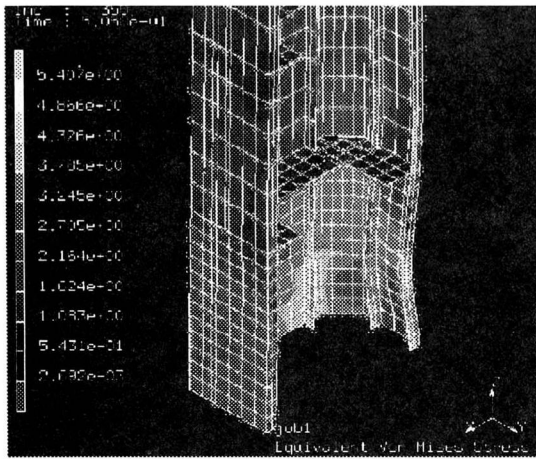


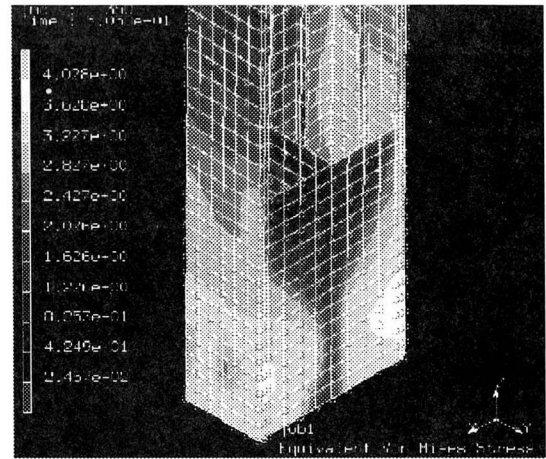
図-14 荷重-変位履歴曲線

表-4 解析結果

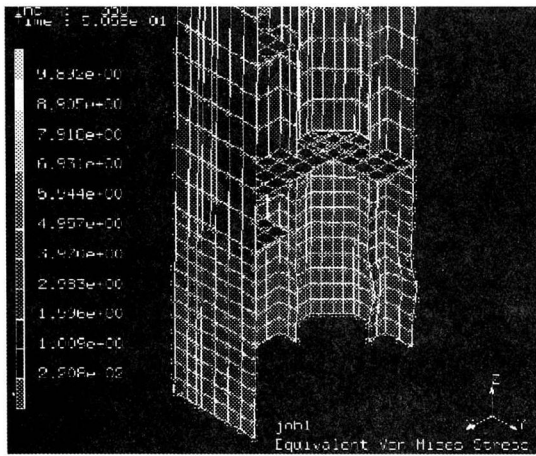
モデル名	R	$\sigma_y(\text{MPa})$	$E(\text{GPa})$	N/N_y	$H_y(\text{kN})$	$\delta_y(\text{mm})$	$H_{max}(\text{kN})$	$\delta_{max}(\text{mm})$
Type.1	0.71	315	205.9	0.15	696	12.6	986	37.7
Type.2	0.51				1150	12.6	1699	49.4
Type.3	0.51				950	12.5	1372	49
Type.1-c	.				582	12	976	47
Type.2-c	.				1009	12.2	1689	60.9
Type.3-c	.				808	12.2	1364	60.9



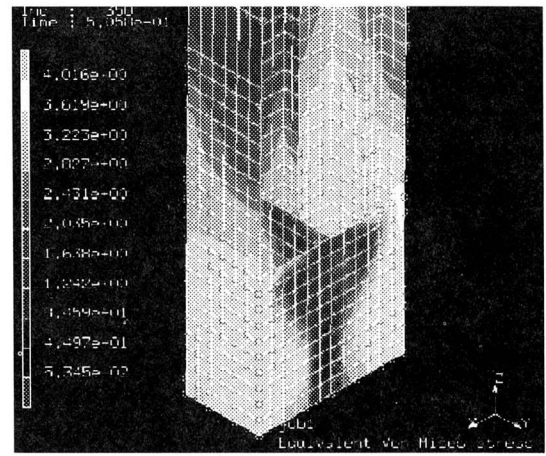
(a) Type1



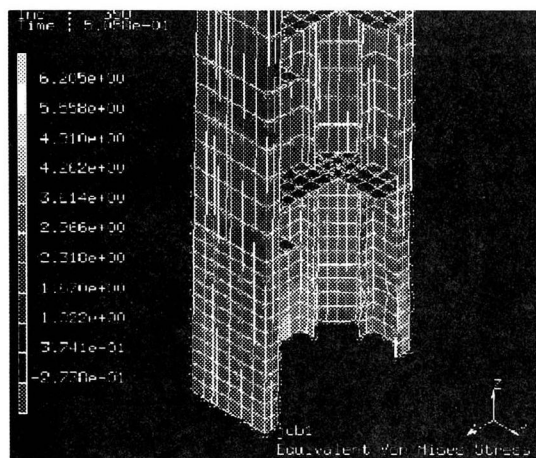
(b) Type1-c



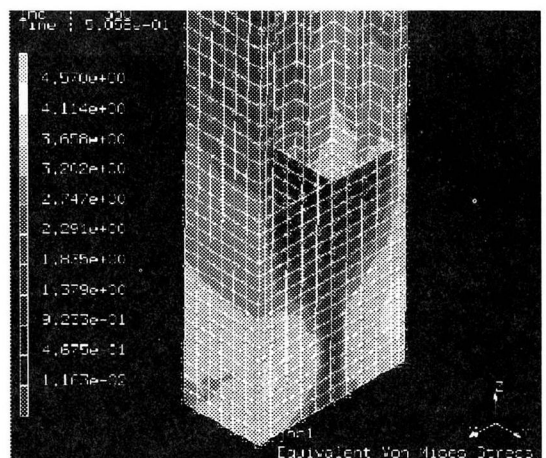
(c) Type2



(d) Type2-c



(e) Type3



(f) Type3-c

図-15 変形モード・応力分布

5. 結論

提案した、十字型補剛壁を有する鋼製橋脚の耐震性能特性について解析及び実験を通して明らかにした。特に十字型補剛壁の適切な高さを決定する方法を提案し、解析及び実験によりその妥当性について検討した。更に、既設の橋脚の補強効果についても検討を行った。

得られた結果を以下にまとめて示す。

- (1) 提案した十字型補剛壁を有する橋脚は、コンクリート部分充填橋脚の変形性能特性と非常に似通っており、耐力や変形性能の向上を図ることができる形式である。
- (2) 十字型補剛壁を有する橋脚は、幅厚比パラメータが小さな1本補剛リブと比較しても、耐力、変形性能に優れ、降伏変位の6倍以上の変形能力を有することが実験で示された。
- (3) 適切な高さの十字型補剛壁を有する橋脚は、応力が基部に集中するのを防ぎ、基部から補剛壁がなくなる位置へ応力を分散して、基部付近全体で水平力に抵抗する挙動を示す。
- (4) 十字型補剛壁は角補強に比べて基部の変形抑制や応力分散の働きがあると考えられる。

謝辞

この研究において、当時大学院生桐野三郎氏(清水建設)、興梠和幸氏(熊本大学土木環境工学科)の協力を得た。ここに記して感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所,首都高速道路公団,阪神高速道路公団,名古屋高速道路公社,(社)鋼材倶楽部,(社)日本橋梁建設協会:道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同報告書,1997.
- 2) 安波博道,中川知和,寺田昌弘,水谷慎吾,中村聖三,小林洋一:少補剛コンパクト断面鋼製橋脚の耐震性能評価,橋梁と基礎,第32巻,pp.33-42,1998.4.
- 3) 富永知徳,安波博道:厚肉少補剛断面を有する鋼製橋脚の経済性と耐震性能評価,鋼構造論文集,Vol.2,pp.37-51,1995.
- 4) 葛西昭,葛漢彬,宇佐美勉:コンクリート部分充填鋼製橋脚の耐震性能,橋梁と基礎,第9号,pp.23-29,1997.
- 5) 宇佐美勉,鈴木森昌,Iraj H.P. Mamaghani,葛漢彬:コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案,土木学会論文集, No.525, pp.69-82, 1995.
- 6) 富永知徳,安波博道:厚肉少補剛断面を有する鋼製橋脚の変形性能に関する実験的研究,構造工学論文集,Vol.40,pp.180-200, 1994.
- 7) 南荘淳,西岡敬治,堀江佳平,陵城成樹:鋼製橋脚の耐震補強法に関する研究,構造工学論文集, Vol.44, pp.1047-1058, 1998.
- 8) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 1996.
- 9) 小串正明:十字型補剛材を有する鋼製橋脚の変形能に関する実験,土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第1部A,pp528-529,1999.
- 10) 興梠和幸他:十字型補剛材を有する鋼製橋脚の繰返し挙動実験,西部支部研究発表会,2000.
- 11) 高久達将,岡本隆,興守,安藤紘三,池田茂,森下泰光:マルチセル構造を有する鋼製橋脚の耐震性能,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,1998.
- 12) 土木学会:鋼構造物の終局強度と設計,鋼構造シリーズ6,1994.
- 13) 高橋実,村越潤他:角補強を施した矩形断面橋脚の変形性能に関する数値解析,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.77-84,1998.
- 14) MARC K7:Users Manual Volume A-E,1997.
- 15) 日本橋梁建設協会:鋼製橋脚の弾塑性有限変位FEM解析マニュアル,1998.

(2000年9月14日受付)