

鋼製ラーメン橋脚の耐力と変形性能に関する実験的研究

Experimental Study on Strength and Ductility of Steel Portal Frame Bridge Pier

西川 和廣¹⁾、村越 潤²⁾、高橋 実³⁾、岡本 隆⁴⁾、池田 茂⁵⁾、森下 泰光⁶⁾

Kazuhiro NISHIKAWA, Jun MURAKOSHI, Minoru TAKAHASHI,

Takashi OKAMOTO, Shigeru IKADA and Hisamitsu MORISHITA

- 1) 工修 建設省 土木研究所 構造橋梁部 橋梁研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市旭一番地)
- 2) 工修 建設省 建設経済局 調整課 環境調整室 (〒100-8944 東京都千代田区霞が関 2-1-3)
- 3) 工修 建設省 土木研究所 構造橋梁部 橋梁研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市旭一番地)
- 4) 工博 NKK 基盤技術研究所 都市工学研究部 (〒210-0855 神奈川県川崎市川崎区南渡田町 1-1)
- 5) 住友重機械工業(株) 鉄鋼機器事業本部 技術部 (〒141-8686 東京都品川区北品川 5-9-11)
- 6) 高田機工(株) 技術研究所 技術課 (〒649-0111 和歌山県海草郡下津町方 1375-1)

This paper presents an experimental study on the strength and ductility of thin-walled steel portal frame highway bridge pier. An incremental cyclic test was carried out to ascertain the load-deformation behavior of that structure. The frame had a span of 5.0m and height of 5.8m. The cross-section of the members was 600×600 mm. It was found that ultimate strength was 1.9 times the yield strength at about 3 times the yield deformation and the max strength dropped back to the yield strength at the deformation of 6 times the yield deformation. The calculated result obtained from FEM analysis agreed well with the collapse phenomenon of the experimental test.

Key words : Steel bridge pier, Portal frame structure, Incremental cyclic test,

FEM analysis, Strength, Ductility

1. はじめに

兵庫県南部地震では、都市高速道路において多く採用されている鋼製橋脚にも被害が発生した^{1),2)}。その後、鋼製橋脚については、「水平繰返し載荷実験による構造と耐力・変形能³⁾⁻⁷⁾」、「ハイブリッド地震応答実験(擬似動的実験)による地震時挙動⁸⁾⁻¹¹⁾」、「有限要素法による弾塑性有限変位解析の適用性¹²⁾⁻¹⁶⁾」、「復元力モデルとその弾塑性応答解析¹⁷⁾⁻²⁰⁾」等に関する研究が実施され、その耐震性について様々な報告²¹⁾⁻²³⁾がなされてきた。そして、これらの成果は、道路橋示方書・同解説V耐震設計編²⁴⁾に反映された。

鋼製橋脚の耐震性に関する研究の多くにおいては、上部構造に相当する一定の鉛直力と水平力を受ける単柱として橋脚をモデル化したものがほとんどであり、ラーメン橋脚について検討した研究は数少ない²⁵⁾⁻²⁷⁾。

本稿では、鋼製ラーメン橋脚の繰返し載荷実験を実施して、その耐力・変形性能を検討するとともに、有限要素法による解析を行い、その適用性を検討したので報告する。なお、本研究は、建設省土木研究所における「道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究」の研究の一環として実施されたものであり、建設省土木研究所と(社)日本橋梁建設協会が主に担当したものである。

2. 鋼製ラーメン橋脚の繰返し載荷実験

2.1 実験概要

(1) 実験供試体

実験供試体は、柱間隔 5.0m×高さ 5.8m、柱・梁断面は、600×600mmの補剛矩形断面で構成される一層のラーメン橋脚である(図-1 参照)。この供試体は、実橋脚の1/3~1/4を想定した縮尺モデルである。この供試体の構造諸元は、既設の鋼製ラーメン橋脚の調査結果^{28),29)}をもとに、より一般的な構造とすることと、実験装置の能力を勘案して決定した。

文献 28), 29)には、既設のラーメン橋脚の多い構造の諸元として、表-1に示すような値が報告されている。供試体の設計は、これらの諸元を参考にしている。面外フランジ幅Dと面内フランジ幅Bの比: B/Dは、2/3~1/2の値が既設橋脚では多いが、単柱の鋼製橋脚の実験²¹⁾の関連性から本研究における供試体では、B/D=1とした。なお、本論文においては、面外フランジ、面内フランジをそれぞれフランジ、ウェブと称する。幅厚比パラメータ R_r は 0.2~0.7 の範囲であるが、許容応力度の低減をしない範囲での上限の値として柱断面において、 $R_r=0.49$ (材料試験値に基づく)とした。補剛材本数は、供試体の実橋脚の 1/3~1/4 を想定した縮尺モデルで、

実橋脚での断面は 1.8m～2.4m の構造に相当し、この範囲では、3～4 本であることから、柱断面において 3 本とした。

鋼種としては、SM490(SM50), SM490Y(SM50Y) が使用されていることが多いが、供試体作成には、SS400 材を用いた。これは、既設橋脚で多いとされている板厚のモデル縮尺の関係と製作上の精度確保の点から 6mm の板を採用し、縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータおよび縦補剛材本数を満足させることに重点をおいたためである。また、縦補剛材は、パネルと同厚の板を用い、その剛比は、 $\gamma_1/\gamma_{1req}=2.19$ である。

柱部材の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は、道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編³⁰⁾に示される有効座屈長係数 $\beta=1.5$ ($k\leq 5$) を用いた場合、 $\bar{\lambda}=0.46$ となり、若干大きい値であるが、載荷装置の能力および載荷位置の制限からこの値とした。一方、文献 31)の「座屈設計ガイドライン」によれば、本供試体の剛比の領域においては、 $\beta=1.1$ ($k=1.46$) 程度の値が示されており、この値に基づけば $\bar{\lambda}=0.34$ となる。

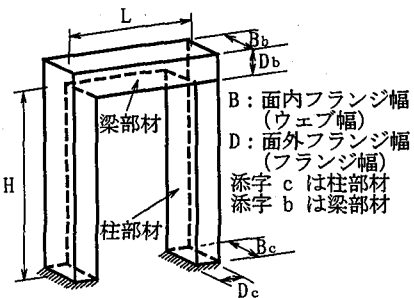
供試体形状を図-1 に、柱・梁断面の断面諸元を表-2 に示す。なお、ここでは、向かって左側の載荷側の柱を「柱1」、その反対側の柱を「柱2」と称する。

供試体は 600mm×600mm の断面で、内部からの加工が難しいため、製作上の制約から、まず、3 面（フランジ 2 面とウェブ 1 面）を組み、その後、残りのウェブ 1 面を落とし込むようにして組んだ。そのため、最後に取付けたウェブ面の縦補剛材が、ダイアフラムにおいて連続

していない点の実橋と異なる。ただし、ウェブのプレートはダイアフラムとは溶接されている(図-1のダイアフラム部分の図を参照)。梁部のウェブは、供試体左側隅角部より水平力が載荷されるため、載荷方法の関係から圧縮部材として設計した。また、供試体は、運搬上の制

表-1 既設の鋼製ラーメン橋脚の調査結果^{28), 29)}

構造諸元	既設橋脚の値
面外フランジ幅(フランジ幅)Dと面内フランジ幅(ウェブ幅)Bの比: B/D	2/3～1/2
梁部材のスパンLと面外フランジ幅(ウェブ幅)Dbの関係: Db/L	1/15～1/5
ラーメン骨組高さHと柱部材のフランジ幅(フランジ・ウェブ幅)Dc・Bcの関係: Bc/H, Dc/H	1/15～2/5
梁部材と柱部材の曲げ剛比 K K = (Icy/h) / (Iby/L)	0.50～2.0
柱部材の細長比パラメータ: $\bar{\lambda}$	0.2～0.4
フランジ幅と縦補剛材本数 フランジ幅: 1.8～2.4m	縦補剛材本数: 3～4
板パネルの板厚(柱部材)および鋼種	板厚: 10～25mm 鋼種: SS41, SM50, SM50Y
縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R _R	0.2～0.7
縦補剛材の幅厚比パラメータ R _b および鋼種	R _b : 0.6～0.75 鋼種: SS41
補剛材の剛比 γ/γ_{1req}	0.5～2.0



梁断面(B-B)

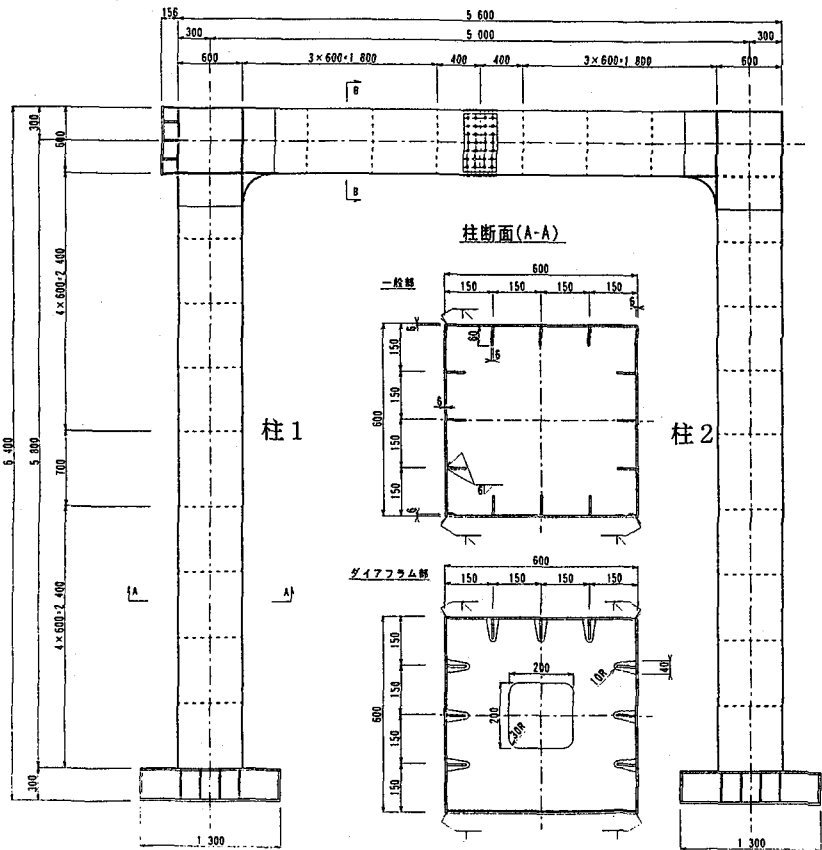
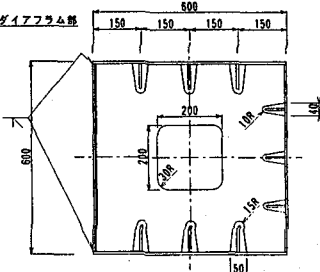
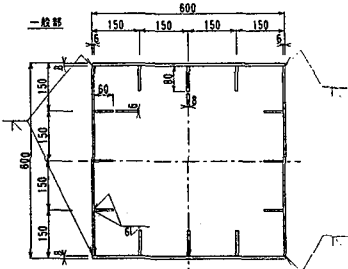


図-1 供試体形状

表-2 供試体断面諸元

	柱	梁		柱	梁
外形寸法 (mm)	600×600	600×600	幅厚比パラ メータ R_b	0.49	Flg.:0.50 Web.:0.49
補剛板の 全幅(mm)	600	600	幅厚比パラ メータ R_b	0.38	Flg.:0.29 Web.:0.38
板厚(mm)	Flg. & Web. : 6	Flg.: 8 Web.: 6	補剛材剛比 γ_1	37.04	Flg.:49.38 Web.:37.04
補剛材で 区切られ るバネ数	4	Flg.: 3 Web.: 4	$\gamma_1/\gamma_1\text{-req}$	2.193	Flg.:4.045 Web.:2.193
鋼種	SS400	SS400	γ_1/γ^*	1.691	Flg.:3.085 Web.:1.691
鋼材下降 伏点 σ_y (kg/cm ²)	2980	t=6:2980 t=8:3120	断面積 A (cm ²)	185.76	213.28
縦方向補 剛材寸法 (mm)	Flg. & Web.: 60×6	Flg.: 80×8 Web.: 60×6	断面2次 モーメント (cm ⁴)	102,200	123,700

(梁 Web. のパラメータは圧縮補剛板としての数値である)

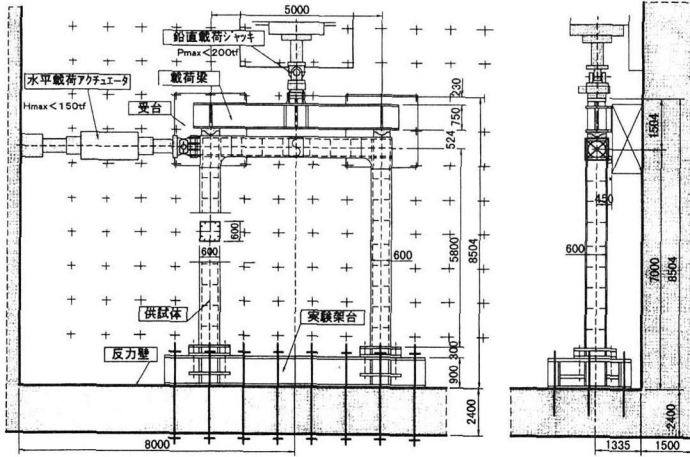


図-2 供試体・荷重装置概念図

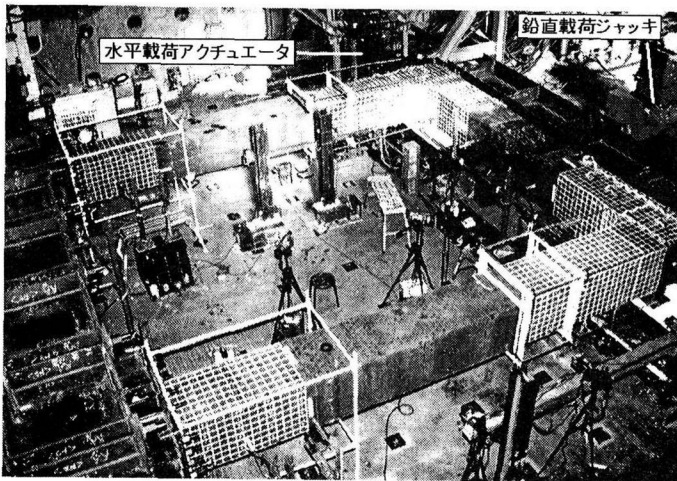


写真-1 荷重装置・試験体セット状況

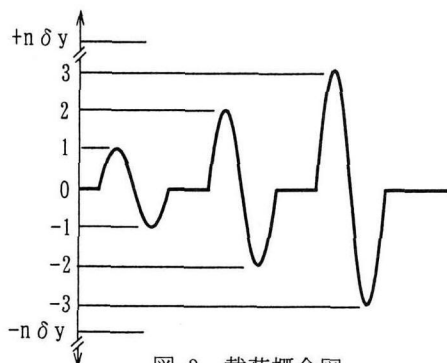
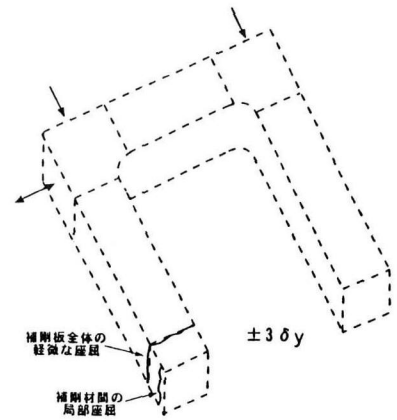
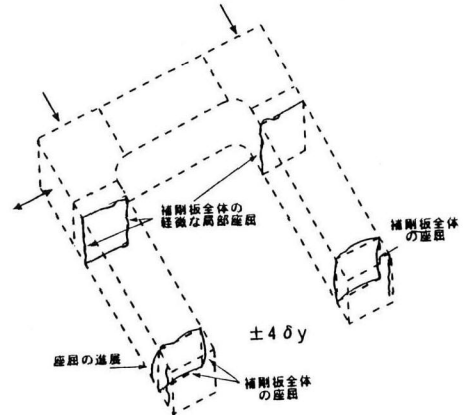


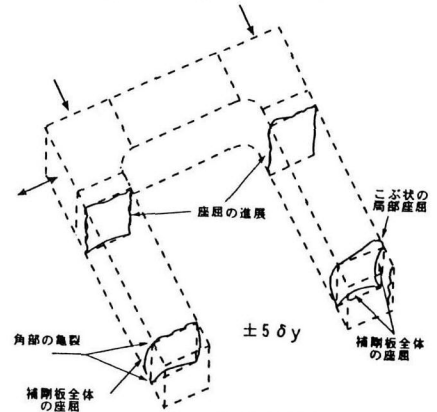
図-3 荷重概念図



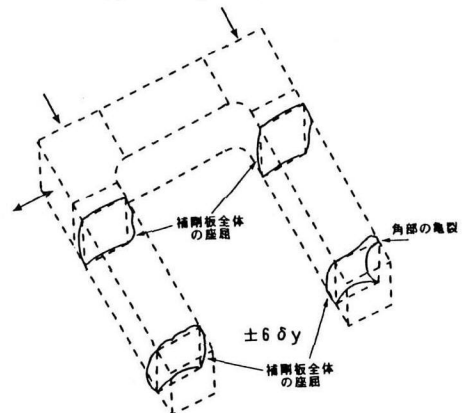
(a) ±3δy 荷重終了時



(b) ±4δy 荷重終了時



(c) ±5δy 荷重終了時



(d) ±6δy 荷重終了時

図-5 各荷重サイクルにおける座屈等の発生状況

約から、発生モーメントの小さい梁の中央部で2分割した。

(2) 実験装置

実験は、建設省土木研究所部材耐震強度実験施設を用いて実施した。実験装置および供試体のセット状態を図-2 および写真-1 に示す。供試体は運搬時に分割したものを高力ボルトにより接合して一体化し、予め反力壁に設置した供試体取付用の架台の上に横置きにした状態で PC 鋼棒により固定した。供試体は横置き状態であるため、載荷面外のモーメントが発生しないように梁と柱の隅角部の下部にテフロン板を貼付した受け台を配置した。上部構造重量を想定した一定軸力は、載荷梁を介して油圧ジャッキにより載荷した。供試体と載荷梁の間には、移動支承を配置して供試体の梁の剛性が上昇しないように配慮した。また、水平力は反力壁に固定したアクチュエータにより載荷した。

(3) ひずみおよび変位の計測

ひずみおよび変位は供試体の各所に設けたひずみゲージおよび変位計により計測した。ひずみゲージは、柱の基部および隅角部近傍に配置した。また、変位計は、ラーメン構造全体としての水平変位を計測するため載荷点反対側の梁中心部に配置した他、供試体の変形モードを確認するために柱および梁のダイアフラムが存在する位置に配置した。

(4) 座屈変形観測用のメッシュ記入

座屈変形を確認するためのメッシュを柱の基部および隅角部近傍を中心に記入した。メッシュは、座屈の節となる縦方向補剛材およびダイアフラムを考慮し、フランジ・ウェブの幅およびダイアフラム間を8分割して、75mmの正方形とした。

(5) 載荷方法

実験は、上部構造重量を想定した一定軸力 ($0.15N_y$: N_y は基準降伏点に基づき算定) を載荷した後、水平力を載荷した。上部構造重量を想定した一定軸力は、その橋脚が設置される場所の設計水平震度、構造特性により決定されるが、ここでは、単柱の鋼製橋脚の実験²¹⁾の関連性から、 $0.15N_y$ とした。

水平力載荷は変位制御で行い、図-3の載荷サイクルの概念図に示すように、降伏水平変位 δ_y の整数倍の変位を片振幅として、各振幅における繰返し回数を1回とする両振りの漸増繰返し載荷を行った。

載荷は、 $0 \rightarrow +n\delta_y \rightarrow 0 \rightarrow -n\delta_y \rightarrow 0$ を1サイクルとして、載荷速度は、20mm/sec とした。

(6) 材料試験結果

供試体に使用した鋼材の材料試験結果を表-2 に併せて示した。これらの試験結果は、原材の圧延ロール方向およびその直角方向にそれぞれ3体の材料試験用のサンプルによる平均値である。なお、供試体は、柱高さ方向、梁の長さ方向を圧延ロール方向と一致させて製作した。

(7) 降伏水平変位 δ_y

繰返し載荷試験において基本変位量となる降伏水平変位 δ_y は、圧縮側脚のフランジが降伏応力に達する変位とした。降伏水平変位 δ_y とそれに対応する降伏水平荷重は次のようにしてきめた。骨組解析から圧縮側脚のフランジが降伏応力に達する水平荷重を求め、それを降伏水平荷重 P_y とし、その荷重が作用した時に発生する変位を降伏水平変位 δ_y とした。本実験における降伏水平荷重 P_y は $P_y = 55.8t$ であり、その荷重を供試体に作用させた時の変位である降伏水平変位 δ_y は、 $\delta_y = 31.7mm$ である。

2.2 実験結果

漸増繰返し載荷実験の水平荷重 P と水平変位 δ の関係を図-4 に示す。この水平変位は、前述したように載荷点反対側の梁中心部に配置した変位計により計測したものである。図は降伏水平荷重 P_y と降伏水平変位 δ_y で基準化した。図-4 に示すように、最大荷重 P_{max} (降伏荷重 P_y の約 1.9 倍) は、ほぼ変位振幅 $3\delta_y$ の時に生じ、その後徐々に耐力が低下する。図-5 にそれぞれの載荷サイクルにおける座屈等の発生状況図を示す。なお、これらはそれぞれの変位振幅のサイクルを載荷し、変位が零となった時点の観測結果である。最大荷重付近 ($3\delta_y$ 付近) では、柱1基部の圧縮側に局部座屈による面外変形が観察されるようになった。柱の縦リブ剛度が $\gamma_1/\gamma_{1req} = 2.19$ のため、柱1基部の補剛板は、変形の初期の段階ではリブ間の座屈モードとなっている。 $4\delta_y$ になると柱1基部の圧縮側の補剛板は、リブ間座屈モードから補剛板全体の座屈モードに徐々に移行し始め、柱2基部においても柱1基部と同様の局部座屈による面外変形が生じ始めた。また、柱1および柱2上部においても局部座屈による面外変形が観察されるようになった。各載荷状態において大きさはそれぞれ異なるものの、これら2本の柱の基部および上部の計4箇所の補剛板の局部座屈による面外変形の発生が原因となって、次第に全体構造としての水平耐力が低下していったものと推測される。 $5\delta_y$ 以降になると局部座屈による面外変形の大きさが大きくなり、さらに耐力が低下した。

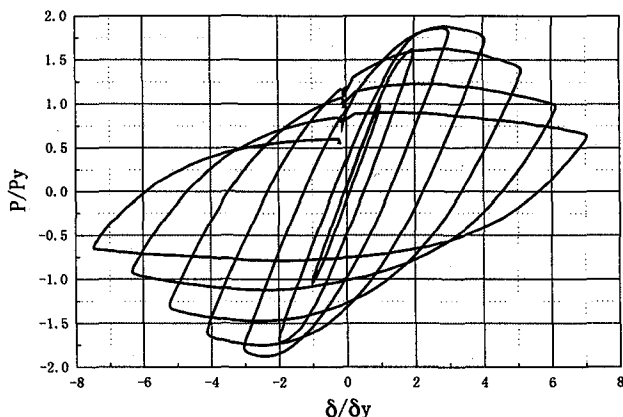
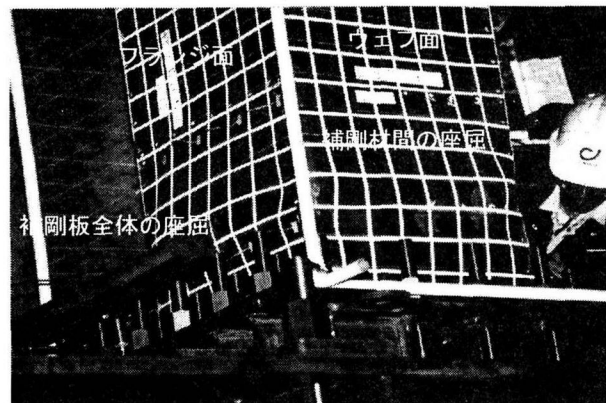


図-4 水平荷重 P と水平変位 δ の関係



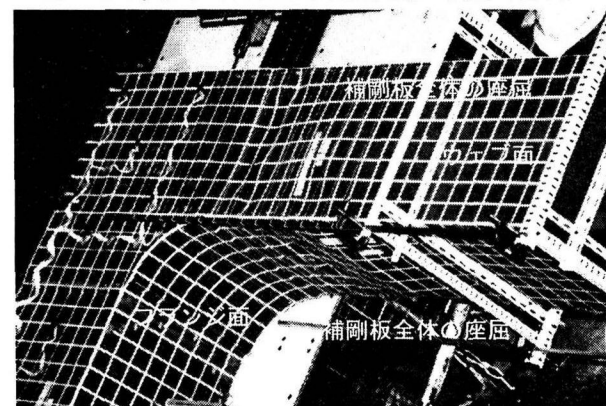
(a) $\pm 5 \delta y$ 終了時における柱基部の状態 (柱1)



(b) $\pm 5 \delta y$ 終了時における柱基部の状態 (柱2)



(c) $\pm 6 \delta y$ 終了時における柱隅角部の状態 (柱1)



(d) $\pm 6 \delta y$ 終了時における柱隅角部の状態 (柱2)

写真-2 座屈の発生状況

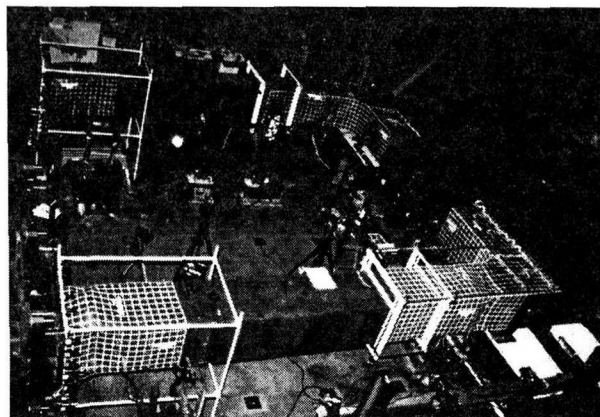


写真-3 実験終了後の状態

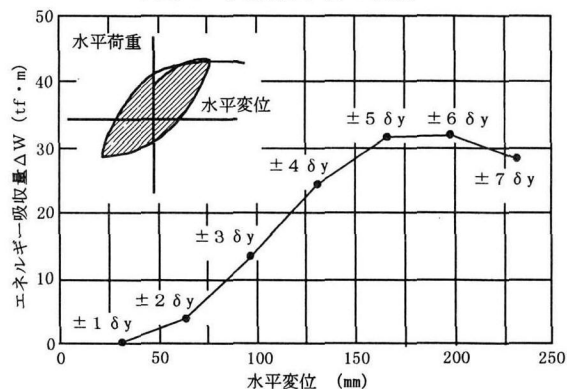


図-6 各サイクルにおけるエネルギー吸収量

載荷サイクル $\pm 5 \delta y$ および $\pm 6 \delta y$ 時における座屈発生状況を写真-2に示す。写真-2(a), (b)は、 $\pm 5 \delta y$ 終了時における柱基部の状態である。柱1では、上側ウェブ面に補剛材を節とした座屈が発生し、また、外側フランジ面では補剛板全体が座屈している様子がわかる。柱2においては、上側ウェブ面の右側に大きな凸状の座屈が、また、内側フランジ面において補剛板全体が座屈している様子がわかる。写真-2(c), (d)は、 $\pm 6 \delta y$ 終了時における柱隅角部の状態である。柱1の隅角部の内側フランジ面に補剛材を節とした座屈と補剛板全体の座屈が発生していることがわかる。また、柱2においては、上側ウェブ面および内側フランジ面に補剛板全体の座屈が生じていることがわかる。また、写真-3の実験終了後 ($\pm 7 \delta y$ 載荷後) の供試体の全景より、それぞれの柱の基部と隅角部に座屈が発生していることがわかる。

図-6に各サイクルにおけるエネルギー吸収量を示す。エネルギー吸収量は、荷重-変位曲線を積分することにより求めた (図中の荷重-変位曲線のハッチ部分)。この図に示すように、エネルギー吸収量は、 $\pm 5 \delta y$ のサイクルにおいて最大であり、最大耐力より低下した後も十分なエネルギー吸収能力が有ることがわかる。このエネルギー吸収量が最大となる $\pm 5 \delta y$ においては、柱の基部において補剛板全体の座屈が、柱上部にも座屈が発生した状態である。

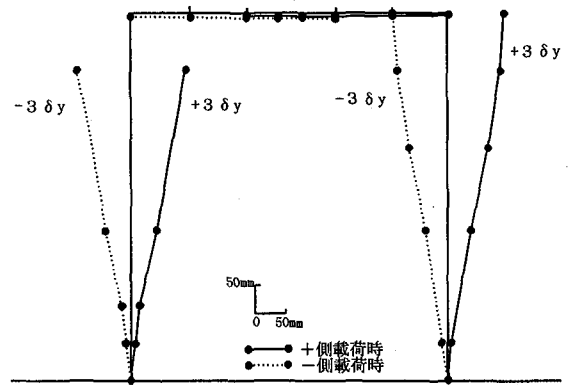
図-7に柱および梁のダイアフラム部分に配置した変位計より計測された $+3 \delta y$ と $+4 \delta y$ 時の変形モード図を示す。また、図-8に最大荷重時において計測された各

柱のフランジパネル部の幅方向の平均ひずみの高さ方向の分布を示す。図-9には、これらひずみから計算される曲率 ϕ の分布を示す。これらの図から、柱基部において約60cm、柱上部の隅角部近傍においては、約70cmの領域において塑性化していることが判る。また、その領域において曲率 ϕ が大きく増加していることが判る。

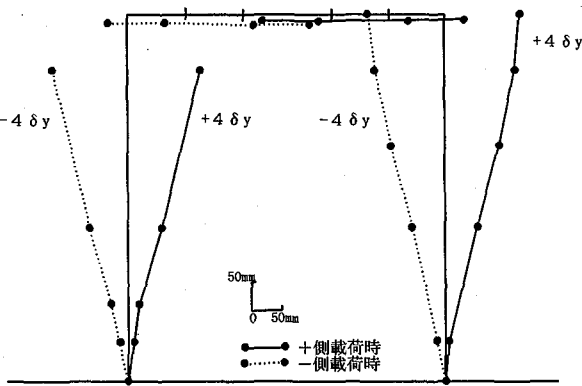
耐力と変形性能に関する実験結果を表-3に示す。表に示すように、最大荷重 P_{max} は、変位振幅 $3.01\delta y$ の時に生じ、 $P_{max}=1.89P_y$ である。これは、ほぼ同様の柱諸元の単柱のその値である1.2~1.5倍²¹⁾に比較して大きい値である。これは、ラーメン構造においては、柱の一部に座屈が発生しても、柱基部と上部の4箇所にて座屈が発生するまで耐力が上昇することによるものと考えられる。この最大荷重は、柱の基部において軽微な局部座屈が発生し、図-8のひずみ分布図にも示すように、柱上部が塑性状態に達した時点で発生している。

表-3 実験結果の一覧

降伏水平荷重 $P_y(t)$	最大荷重 $P_{max}(t)$	$P_{97}(t) = P_{max} \times 0.97$	$P_{95}(t) = P_{max} \times 0.95$	$P_u(t) = P_y$
55.8	104.8	101.7	99.6	55.8
降伏水平変位 δy (mm)	最大荷重時変位 δ_m (mm)	δ_{97} (mm)	δ_{95} (mm)	δ_u (mm)
31.7	95.3	117.9	125.6	191.8
降伏水平変位との比	$\delta_m / \delta y$	$\delta_{97} / \delta y$	$\delta_{95} / \delta y$	$\delta_u / \delta y$
	3.01	3.72	3.96	6.05



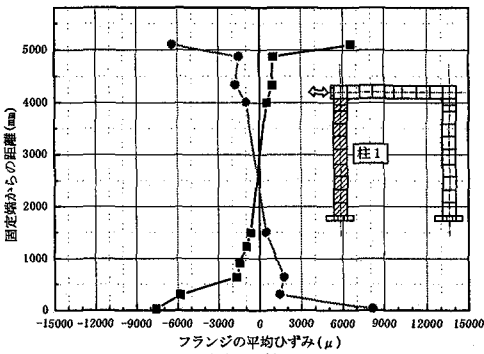
(a) $\pm 3\delta y$



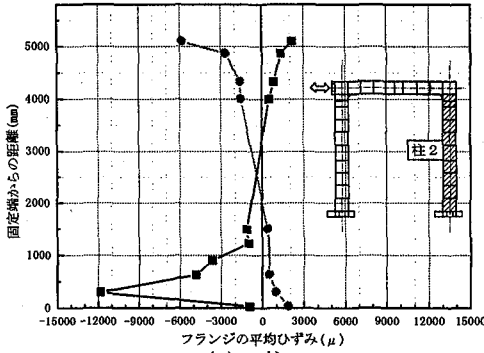
(b) $\pm 4\delta y$

図-7 変形モード

表-4は、骨組解析による単調載荷を仮定した耐力の計算結果である。ひずみ硬化を考慮しない場合と1%のそれを考慮した場合を示した。ひずみ硬化を考慮した場合は、実験において最大荷重が発生した変位(95mm)に対応する耐力も示した。なお、軸力の塑性モーメントへの影響は、次式により評価した³²⁾。

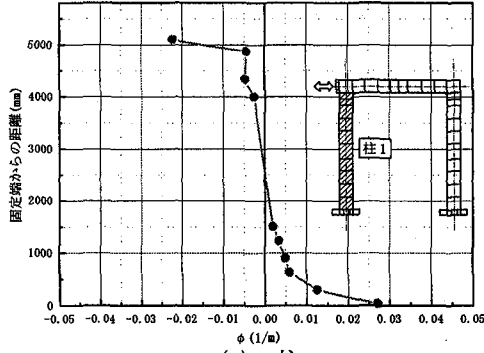


(a) 柱1

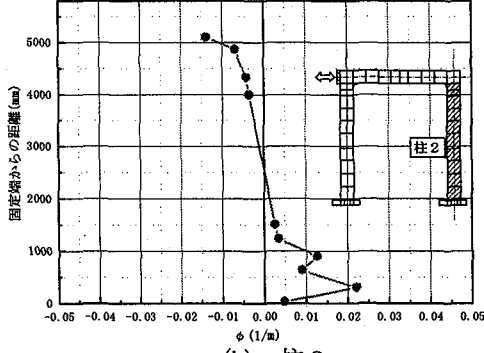


(b) 柱2

図-8 最大荷重時の平均ひずみの高さ方向の分布



(a) 柱1



(b) 柱2

図-9 最大荷重時の曲率 ϕ の分布

$$M_{PN} = [1 - (4/3)n^2]M_P$$

ここに、 M_{PN} は軸力を考慮した塑性モーメント、 M_P は軸力を考慮しない塑性モーメント、 n は軸力の降伏軸力に対する比である。

骨組解析により得られた降伏水平荷重に対する比は最大で $P_{max}/P_y = 1.60$ で、実験から得られた値 $P_{max}/P_y = 1.89$ より小さい値であるが、これは骨組解析においては降伏点を基準にした塑性モーメントによっていること、また、単調載荷と繰返し載荷の違いによるひずみ硬化などの影響によるものと考えられる。

変位 δ_y (最大荷重 P_{max} の 97% まで低下した時の変位) は、 $3.72 \delta_y$ であり、供試体構造とほぼ同様の柱諸元の単柱の値 $2.6 \sim 3.0 \delta_y$ ²¹⁾ と比べて大きい値である。また、 δ_u (降伏水平荷重 P_y まで低下した時点の変位) も $6.05 \delta_y$ であり、単柱の値よりも大きい値である。

表-4 骨組解析による耐力の計算結果

	降伏水平荷重 (t)	圧縮側基部が全塑性に達した状態 (t)	崩壊メカニズム形成状態 (t)	変位 95mm の状態 (t)
ひずみ硬化なし	55.8 (1.0)	73.0 (1.31)	85.8 (1.54)	85.8 (1.54)
ひずみ硬化 1% を考慮	55.8 (1.0)	73.0 (1.31)	86.3 (1.55)	89.4 (1.60)

() 内は降伏水平荷重に対する比

3. 有限要素法による解析

3.1 解析概要

ここでは、鋼製ラーメン橋脚の繰返し載荷について有限要素法によるシミュレーション解析を行い、その適用性を検討した。

有限要素法による解析は、弾塑性有限変形解析とし、構造解析プログラム ADINA³³⁾を使用した。解析対象とする供試体は、2.1(1)にて記述したとおり、片側のウェブ面において縦補剛材がダイアフラムを貫通していないため、厳密には水平荷重載荷方向を含む鉛直面に対称ではないが、ここでは、この面を対象とした全体の 1/2 モデルとし、3 次元シェルで構成される FEM 解析モデルを設定した。有限要素分割図は、図-10 の変形図を参照されたい。座屈が生じる可能性のある柱基部および柱・梁の隅各部のメッシュは補剛材間の座屈を表現できるように考慮した。また、補剛材の高さ方法の分割もその座屈の影響を評価できるように配慮した。解析条件の要約を表-5 に示す³⁴⁾。解析に使用した要素は 4 節点シェル要素で、局部座屈などの幾何学的非線形性を表現するために Total Lagrangian による定式化の方法を適用した。本解析は、繰返し載荷のため、硬化則としてはより厳密に応力～ひずみ関係をあらわし得る移動硬化則を適用した。また、供試体に用いた材料の特性を精度良く適合させるため、応力～ひずみ関係を引張試験結果に基づき 7 点で結ぶマルチリニアールとしてモデル化した。この場合、等方硬化の影響は入らないため、塑性ひずみ履歴の影響は考慮できないが、載荷時および除荷時にお

いて、マルチリニアールの材料特性が適用される。

水平力載荷は実験と同様に変位制御で行い、降伏変位 δ_y の整数倍の変位を片振幅として、各振幅における繰返し回数を 1 回とする両振りの漸増繰返し載荷を行った。降伏変位 δ_y は、載荷実験と同様に降伏水平荷重 $P_y = 55.8 \text{ t}$ を作用させた時の変位とし、その値は $\delta_y = 27.8 \text{ mm}$ である。

表-5 解析条件

項目	解析条件
解析モデル	水平荷重載荷方向を含む鉛直面を対象とした全体の 1/2 モデルの 3 次元シェルモデル
使用要素	4 節点シェル要素
積分点	面内方向 2×2 (ガウス) 板厚方向 2 点 (ガウス)
応力評価点	積分点
応力度-ひずみ曲線	引張試験データに基づくマルチリニアール
降伏条件	Von Mises
硬化則	移動硬化
幾何学的非線形性	Total Lagrangian による定式化
初期条件	初期不整、初期応力 (残留応力) なし

3.2 解析結果

有限要素解析より得られた変形図を図-10(a)～(c)に示す。フレーム内部の図は、それぞれの柱と基部の拡大図である。なお、これらは変形を 5 倍に拡大して描いている。これらの図に示すように、実験と同様に、変位 $3 \delta_y$ では軽微な座屈が柱基部に発生し、 $4 \delta_y$ では柱基部の座屈が大きくなり、 $5 \delta_y$ では柱上部にも座屈が発生していることが判る。

図-11 に解析から得られた水平荷重 P と水平変位 δ の関係を示す。この図には、実験値も併せて示した。最大荷重および耐力の低下に若干の相違があるが良い対応を示していると考えられる。最大耐力の相違には、引張試験から得られる応力～ひずみ関係を、下降伏点を結ぶ直線で近似したことによる影響が含まれていると考えられている。図-12 に解析から得られた最大荷重時の柱のフランジパネル部の平均ひずみの高さ方向の分布を示す。また、図-13 には、これらひずみから計算される曲率 ϕ の分布を示す。これらの図には、実験値も併せて示した。

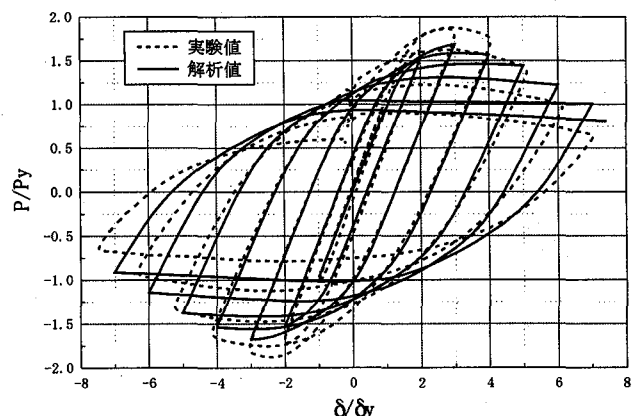
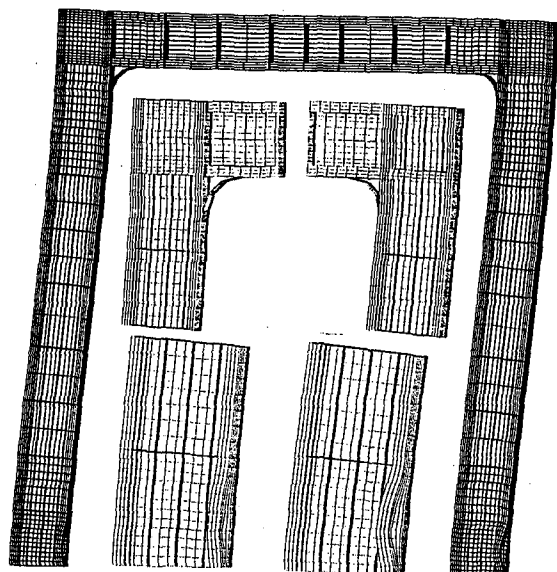
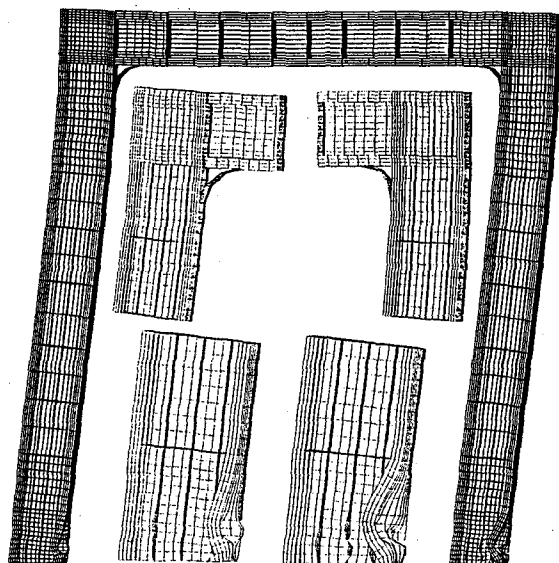


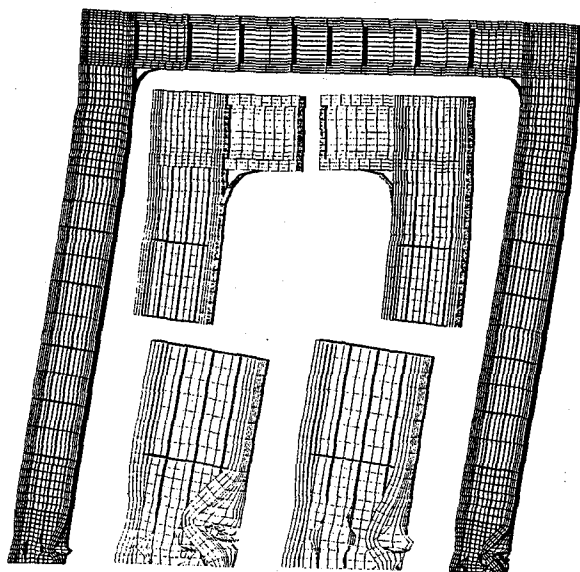
図-11 水平荷重 P と水平変位 δ の関係



(a) $+3\delta y$



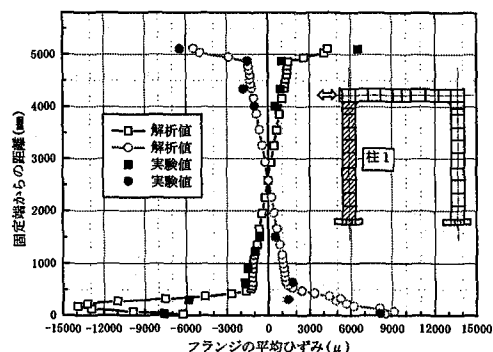
(b) $+4\delta y$



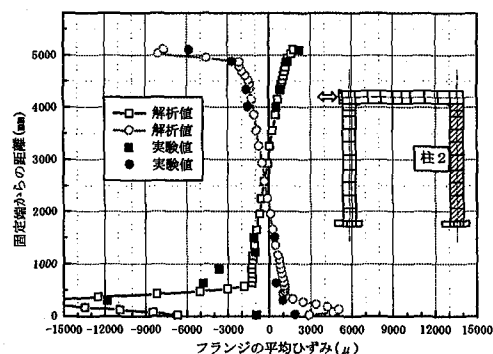
(c) $+5\delta y$

図-10 変形図

ひずみ分布および曲率 ϕ において良く対応していることが判る。これらの図から、解析においても、柱基部に軽微な局部座屈が発生し、ひずみ分布図に示すように、柱上部に塑性状態に達した $3\delta y$ 時点で最大荷重が生じ、柱基部の座屈が大きくなり、柱上部に軽微な局部座屈が発生する $4\delta y$ では荷重が低下することが判る。

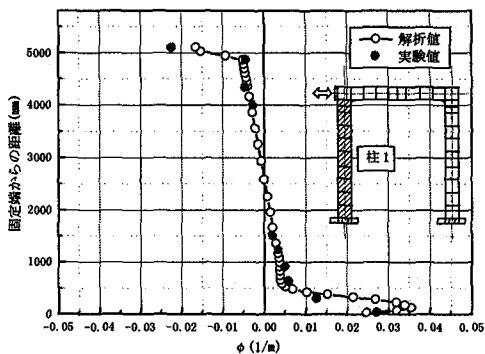


(a) 柱1

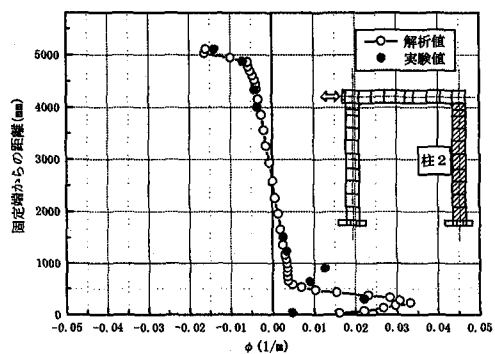


(b) 柱2

図-12 最大荷重時の平均ひずみの高さ方向の分布



(a) 柱1



(b) 柱2

図-13 最大荷重時の曲率 ϕ の分布

4. まとめ

鋼製ラーメン橋脚の繰返し載荷実験を実施して、座屈の発生状態とその順序、耐力・変形性能を単柱橋脚と比較して検討するとともに、有限要素法による解析を行い、その適用性を検討した。本研究によって得られた結果は以下のように要約できる。

・最大荷重 P_{max} は、ほぼ変位振幅 $3\delta_y$ の時に生じ、その後徐々に耐力が低下する。最大荷重は、柱の基部において軽微な局部座屈が発生し、柱上部が塑性状態に達した時点で生じ、柱基部のパネル全体の座屈が発生して、柱上部に軽微な局部座屈が発生した時点で耐力は低下する。最大荷重 P_{max} と降伏荷重 P_y の比は約 1.9 倍である。この値は単柱構造の値である 1.2~1.5 倍に比較して大きい値である。これは、本実験供試体のように柱部において局部座屈が生じるような構造諸元のラーメンの場合には、2本の柱基部および上部の計4箇所局部座屈が生じて塑性化するまで耐力が上昇するためと考えられる。

・変位 δ_{97} は、 $3.72\delta_y$ で、試験体構造と同様の柱諸元の単柱の値である $2.6\sim 3.0\delta_y$ より大きい値である。また、 δ_u は $6.05\delta_y$ であり、単柱の一般的な値よりも大きい値である。これは塑性化する箇所が徐々に増加し、崩壊メカニズムに段階的に進行するためであると考えられるが、これらの値は、ラーメン構造の柱梁の剛比、また、その断面が持つ構造パラメータにより変化すると考えられる。

・ラーメン構造は、同一の断面諸元を持つ単柱と比較して、 P_{max}/P_y および δ_{97}/δ_y の比が大きいので、同一の断面諸元を持つ単柱と比較してエネルギー吸収量は大きい。また、エネルギー吸収量は、 $\pm 5\delta_y$ の載荷サイクルにおいて最大であり、最大耐力より低下後においても十分なエネルギー吸収能力が有る。

・有限要素解析より得られた水平荷重 P と水平変位 δ の関係は、最大荷重および耐力の低下に若干の相違があるが実験値と良い対応を示す。また、最大荷重時の柱のフランジパネル部の平均ひずみおよび曲率 ϕ の高さ方向の分布において、実験値と解析値は良く対応する。

本稿で述べた実験結果は、1体のみのしかも限られたラーメン構造諸元ではあるが、部材特性を柱断面の構造パラメータと関係づけた（例えば、単柱の実験結果等に基づいてモーメント (M) と曲率 (ϕ) の関係で与えた）骨組解析法、また、有限要素法のラーメン構造解析への適用性について有用なデータを提供できたものと考えている。

参考文献

- 1) 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、1995年12月
- 2) 土木学会 鋼構造委員会 鋼構造新技術小委員会：鋼構造物の安全性の調査報告－阪神大震災における鋼構造

物の被害報告と今後の耐震設計について－、平成7年5月

- 3) 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. 3.
- 4) 田嶋仁志・半野久光・久保田強・池田茂・寺尾圭史：縦リブを有する円形鋼製橋脚の繰返し実験，第1回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，1998. 1.
- 5) 鈴木森晶・宇佐美勉：繰返し荷重下における鋼製橋脚モデルの強度と変形能の推定式に関する研究，土木学会論文集, No. 519/ I -32, 1995. 7.
- 6) 田嶋仁志・半野久光・池田茂・興守：矩形鋼製橋脚の変形性能に関する載荷実験，構造工学論文集 Vol. 44A, 1998. 3, pp. 1251-1258.
- 7) 田嶋仁志・半野久光・池田茂・岡本隆：縦リブを有する円形鋼製橋脚の繰返し載荷実験，第1回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 195-198, 1998. 1.
- 8) 宇佐美勉・鈴木俊光・伊藤義人：実橋脚をモデル化した基部を有するコンクリート充填鋼柱のハイブリッド地震応答実験，土木学会論文集, No. 525/ I -33, 1995. 10.
- 9) 才塚邦宏・伊藤義人・木曾英滋・宇佐美勉：相似則を考慮したハイブリッド地震応答実験手法に関する考察，土木学会論文集 No. 507 I-30 pp. 179-190, 1995. 1.
- 10) 宇佐美勉・渡辺孝一・金田一智章・岡本隆・池田茂：ハイダクティリティ鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集 No. 591/ I -43, pp. 207-218, 1998. 4.
- 11) 北田俊行・中井博・中西克佳・竹野晃司：中空合成箱形断面を有する橋脚柱の耐震性に関する実験的研究，構造工学論文集 Vol. 43A, 1997. 3, pp. 225-236.
- 12) 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，1996. 8.
- 13) 大田孝二・中村聖三・小林洋一・中川知和・水谷慎吾・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，第31巻，第12号，1997. 12.
- 14) 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返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究，土木学会論文集 No. 577/ I -41, pp. 181-190, 1997. 10.
- 15) 王慶雲・後藤芳顕・高橋宜男・小畑誠：繰返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析について，第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，1997. 1.
- 16) 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. 5.
- 17) 鈴木森晶・宇佐美勉・寺田昌弘・伊藤努・才塚邦宏: 箱形断面鋼製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, 1996. 10.
- 18) 高久達将・池田茂・岡本隆・松田宏・能登ひろよし: 鋼製橋脚のハイブリッド実験と非線形動的応答解析の比較, 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. 301-306, 1997. 5.
- 19) 田嶋仁志・半野久光・船本浩二・松田宏・尾山靖史・矢部正明: 鋼製橋脚に関する簡易非線形動的解析手法の検討, 第1回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 199-202, 1998. 1.
- 20) 金田一智章・宇佐美勉・Satish Kumar: Damage Indexに基づく鋼製橋脚の復元力特性, 構造工学論文集 Vol. 44A, 1998. 3, pp. 667-678.
- 21) 建設省土木研究所: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(I)~(VII), 共同研究報告書, 第178~184号, 平成9年4月
- 22) 土木学会 関西支部: 大震災に学ぶ-阪神・淡路大震災調査委員会報告書-, 第I巻, 1998年6月
- 23) 土木学会 鋼構造委員会 鋼構造新技術小委員会 耐震設計研究WG: 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 1996. 7.
- 24) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1996. 12.
- 25) 宇佐美勉, 戸谷和彦, 鈴木森晶, 是津文章: 繰り返し荷重を受ける鋼製門形ラーメンの強度と変形能に関するパイロット実験, 構造工学論文集, Vol. 41A, 1995年3月
- 26) 酒造敏廣, 事口寿男: 鋼製ラーメン隅角部の崩壊性状と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 37A, 1991年3月
- 27) 宇佐美勉, 垣内辰雄, 水野克彦: 鋼製ラーメン構造物の合理的設計式の一提案, 土木学会論文集, 第404号/I-11, 1989年4月
- 28) 中井博, 河井章好, 吉井紀, 北田俊行, 酒造敏廣: 鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上), 橋梁と基礎, 1982年6月
- 29) 中井博, 河井章好, 吉井紀, 北田俊行, 酒造敏廣: 鋼製ラーメン橋脚の実績調査(下), 橋梁と基礎, 1982年7月
- 30) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説II鋼橋編, 1996. 12.
- 31) 土木学会: 座屈設計ガイドライン, 昭和62年10月
- 32) 日本建築学会: 鋼構造塑性設計指針, 1975年11月
- 33) ADINA : A Finite Element Program for Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis, ADINA R&D Inc., Ver. 6.16, 1996. 8.
- 34) 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, 平成10年2月