

面内水平力を受ける鋼製ラーメン橋脚の崩壊過程の解明

Collapse processes of steel rigid-frame piers subjected to in-plane horizontal loads

永田和寿*, 渡邊英一**, 杉浦邦征***, 足立幸郎****, 陵城成樹*****

Kazutoshi Nagata, Eiichi Watanabe, Kunitomo Sugiura, Yukio Adachi and Shigeki Okashiro

* 工修 京都大学助手 工学研究科土木工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

** Ph. D., 工博 京都大学教授 工学研究科土木工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

*** Ph. D. 京都大学助教授 工学研究科土木システム工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

**** 博士 (工学) 阪神高速道路公団 工務部工務第一課 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

***** 工修 (株) ニュージェック 技術開発部 (〒542-0082 大阪市中央区島之内1-20-19)

Steel rigid-frame piers were damaged by local buckling and brittle cracking during the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake. Therefore, in order to improve the seismic performance, it is necessary to clarify the relationship between horizontal load carrying capacity and ductility of such piers. In this study static loading test was carried out to evaluate the in-plane collapse mechanism of such piers in conjunction with Finite Element Analysis. It is found that the steel rigid-frame pier can keep the stiffness as high as initial elastic one before two plastic hinges were formed and that the ultimate state may be obtained after four plastic hinges were formed.

Key Words: steel rigid-frame pier, collapse process, loading test, elasto-plastic finite displacement analysis

キーワード：鋼製ラーメン橋脚、崩壊過程、載荷実験、弾塑性有限変位解析

1. はじめに

従来の道路橋示方書・同解説 (V耐震設計編)¹⁾では、ラーメン形式の橋脚のような不静定構造物は、一般に単柱形式の橋脚のような静定構造物に比べて高い耐力と変形性能を有しているため、地震時保有水平耐力の照査は省略されてきた。しかし、1995年に起きた兵庫県南部地震ではラーメン形式の橋脚においても、写真-1に示すような地震による大きな繰り返し荷重が原因と思われる数多くの損傷が観察された。

構造物の形状が単純で一次の振動モードが卓越し、塑性ヒンジを形成する箇所が明らかであり、エネルギー一定則が適用できる場合には、兵庫県南部地震のような大きな強度を持つ地震動に対する耐震設計は地震時保有耐力法の適用が可能である^{2), 3)}。しかし、平成8年に改訂された道路橋示方書・同解説の耐震設計編には、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力法については規定されているものの、鋼製ラーメン橋脚の地震時保有水平耐力法については規定されていない。そこで、兵庫県南部地震以降鋼製ラーメン橋脚に対する様々な研究が行われ有益な結果が得られているが、地震力を受けた

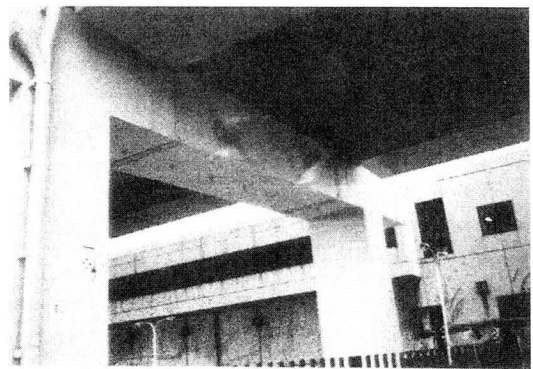


写真-1 損傷事例

時の応答性状、エネルギー吸収性能の評価、崩壊に至るまでの挙動など、まだ未解明な部分も多い^{4)~13)}。この未解明な部分を明らかにするためには、橋脚全体に対して上部構造物の重量を想定した鉛直荷重と地震力を想定した水平荷重の載荷を行い、柱部、はり部および隅角部を含む橋脚全体の保有水平耐力と変形能について検討することが必要不可欠である。

そこで、本研究では鋼製ラーメン橋脚の崩壊過程を詳細に検討するため、橋脚全体をモデル化した実験供試体

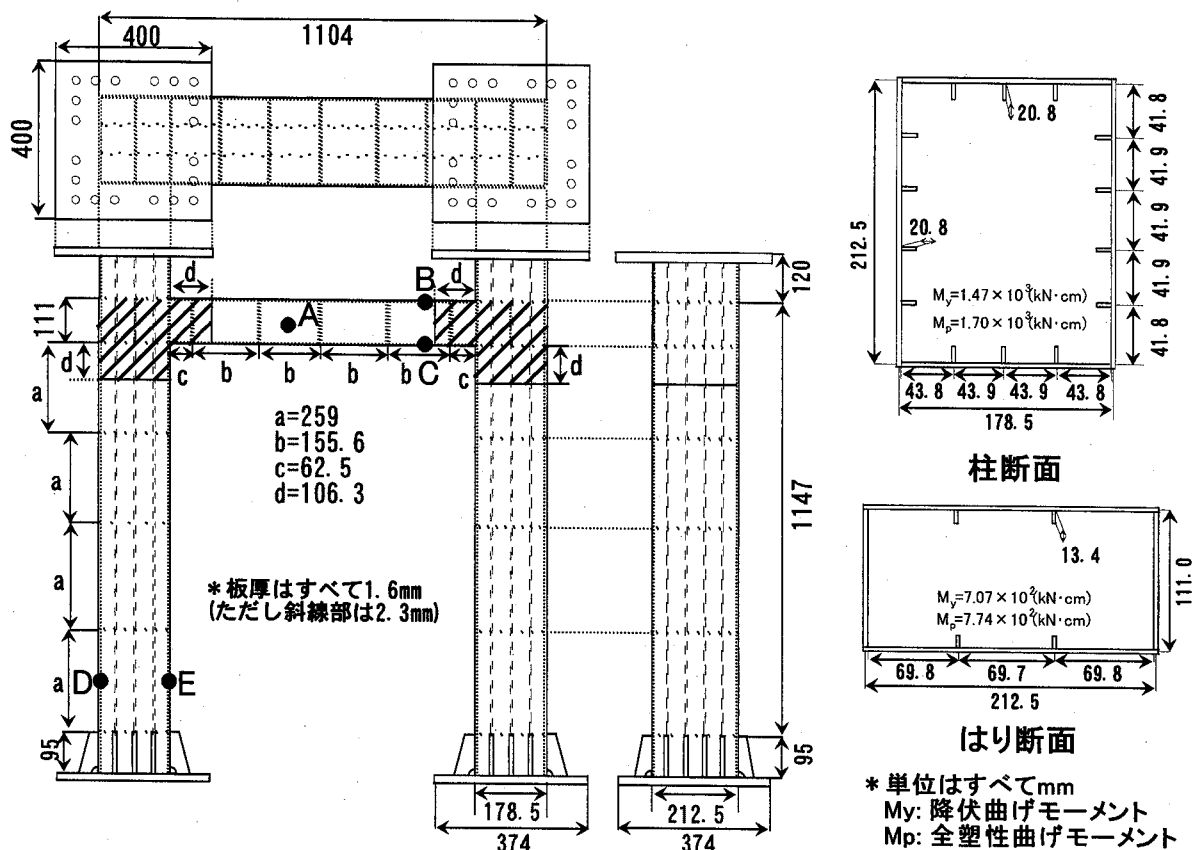


図-1 実験供試体の全体図と補剛箱断面

を製作し、橋軸直角方向に対する単調荷重実験および繰返し荷重実験を行った。また、荷重実験との対比のため、局部座屈を精度よく表現できるようにシェル要素を用いた汎用有限要素解析コード ABAQUS による弾塑性有限変位解析を別途実施した。

2. 荷重実験の概要

2.1 実験供試体

本研究では、阪神高速道路公団の標準的な一層の門型鋼製ラーメン橋脚である湾岸線の岸 P34 橋脚を参考にし実験供試体を製作した。実験施設の空間的な制約から、図-1 に示すような約 1/17 に縮尺した実験供試体を作成した。その際、各要素の構造寸法をすべて横並びにスケールダウンすることが製作上不可能であったため、対象橋脚と断面 2 次モーメントおよび断面係数が等しくなるように板厚および縦補剛材本数を求め、実験供試体の柱部は対象橋脚の柱基部断面、梁部は梁中央部断面とする各部一様な断面の橋脚に置き換えた。また、対象橋脚で使われている主要鋼材は SM490Y であるが、ここでは材料入手の都合上、対象橋脚は SS400 の橋脚とした。そして、幅厚比パラメータ、補剛材剛比の座屈パラメータを対象橋脚に可能な限り合わせ込みながら、対象橋脚と実験供試体の水平変位－水平荷重関係が相似となるよう実験供

表-1 実験供試体の製作に用いた鋼板の引張試験結果

板厚 (mm)	ヤング係数 (GPa)	ポアソン比	降伏応力 (MPa)	引張強度 (MPa)	破断伸び (%)
1.6	191	0.336	153	281	61.6
2.3	211	0.281	278	350	65.8

表-2 補剛箱断面の座屈パラメータの比較 (フランジ)

	柱部		はり部	
	実スケールモデル	実験供試体	実スケールモデル	実験供試体
R_f	0.469	0.398	0.781	0.663
R_f	0.398	0.330	0.424	0.436
r/r^*	1.59	1.58	3.73	2.46

表-3 補剛箱断面の座屈パラメータの比較 (ウェブ)

	柱部		はり部	
	実スケールモデル	実験供試体	実スケールモデル	実験供試体
R_f	0.491	0.417	—	—
R_f	0.401	0.333	1.220	1.030
r/r^*	1.57	1.60	—	—

R_f : 縦補剛材間の幅厚比パラメータ

R_f : 補剛板の幅厚比パラメータ

r/r^* : 縦方向補剛材の剛比

試体を設計した。また、隅角部において応力集中による溶接割れによって生じる耐力の劣化が先行して起こらないよう、図-1 の斜線部で示した箇所の板厚を 1.6mm から 2.3mm にすることにより補強を施した。実験供試体の製

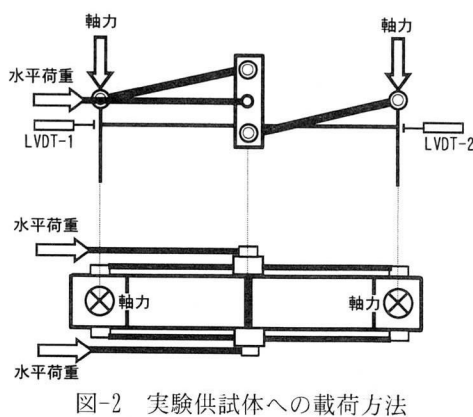


図-2 実験供試体への荷重方法

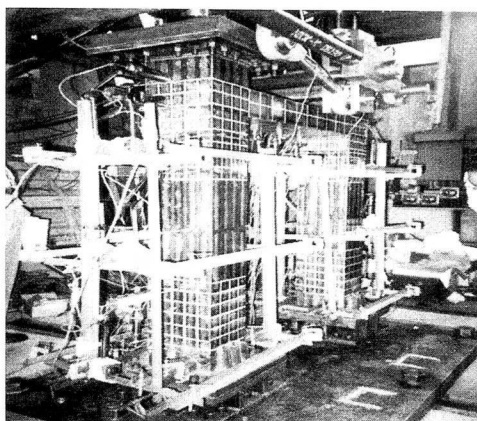


写真-2 実験状況

作においては、断面幅寸法の1/200程度の初期不整に納まるよう溶接脚長を4mm程度としたすみ肉溶接により慎重に組み立てを行った。ここで、実験供試体に用いられたSS400材の材料試験結果を表-1に、補剛箱型断面のフランジとウェブの座屈パラメータの実スケールモデルと実験供試体との比較をそれぞれ表-2および表-3に示す。

2.2 実験における荷重方法

実験供試体への荷重方法を図-2に示す。鉛直力の荷重は、左右柱部材の真上から鉛直に2台のアクチュエータを用いて行った。ここで、柱基部の軸力比 σ_c/σ_y （ σ_c ：対象橋脚における上部構造死荷重反力により生じる軸圧縮応力、 σ_y ：鋼材の降伏応力）を対象橋脚の軸力比レベル（降伏軸圧縮力の4.15%）とほぼ同等とし、実験中一定に保った。なお、この荷重は荷重制御で行った。また、水平力の荷重には、左右柱頭上部をヒンジでこの図に示すような形でリンクさせた荷重治具を用いて、1台のアクチュエータで行った。この荷重方法を採用した理由は、左右柱頭上部にかかる水平力を均等に荷重できるため、そして、荷重治具より梁の部材軸方向の変形ならびに部材端での回転が拘束されないような荷重を行うためである。なお、この荷重は変位制御で行った。ここで、荷重実験の様子を写真-2に示す。また、荷重実験において、水平荷重の値は水平力荷重用のアクチュエータの荷重値、

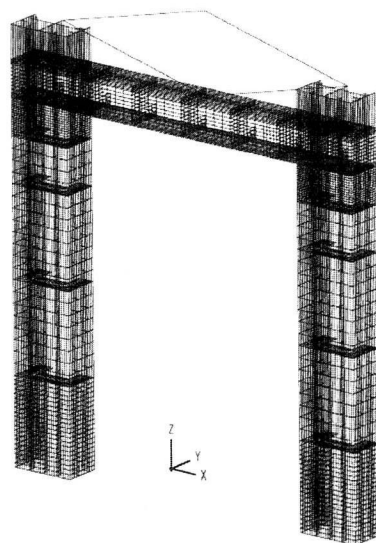


図-3 解析モデル

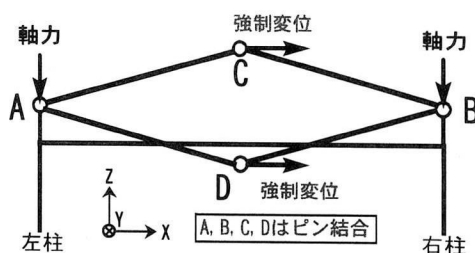


図-4 解析モデルへの荷重方法

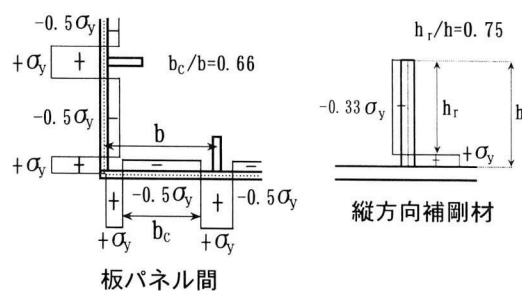


図-5 残留応力分布

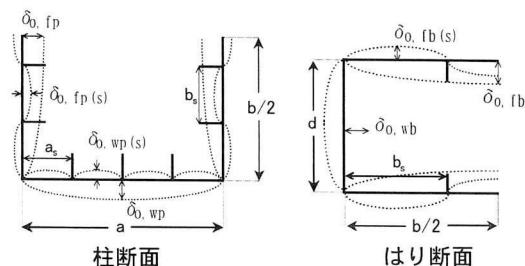


図-6 初期たわみ波形

水平変位の値は図-2に示す外部変位計LVDT-1とLVDT-2の平均値とした。

3. 弾塑性有限変位解析の概要

3.1 解析モデル

弾塑性有限変位解析では汎用有限要素解析コード

ABAQUS¹⁴⁾を用いて実験供試体をモデル化し、解析を行った。使用した要素は4節点で1次の低減積分シェル要素であり、局部座屈が考慮できるように鋼箱断面、縦方向補剛材、ダイアフラムのすべての構造部材をシェル要素でモデル化した。

解析モデルを図-3に示す。要素分割に関しては、局部座屈を精度よく表すために十分な要素分割を行った。柱部ではフランジ面、ウェブ面とも縦方向補剛材間で6分割、縦方向補剛材の高さ方向に4分割し、軸方向に合計で56分割とした。一方、はり部フランジ面では、縦方向補剛材間で10分割、縦方向補剛材の高さ方向に4分割し、はり部ウェブ面では16分割とし、また軸方向に合計で40分割とした。さらにシェルの厚さ方向の層分割数はすべて16とした。また、節点数と要素数が非常に多くなったため（総節点数18,754、総要素数18,658）、対称性を考慮して、Y軸に垂直なX-Z平面に対して対称な変形モードを仮定することにより、実験供試体の1/2のみを解析対象とした。また境界条件は、柱基部底面において完全固定、さらに材料特性は先に示した材料試験結果を入力し、非弾性挙動に関しては von Mises の降伏関数、連合流れ則および等方硬化則と移動硬化則を併せ持った混合硬化則を仮定することにより解析を行った。実験供試体の初期不整は計測していないため、本解析では初期不整として鋼箱形断面の一般的な残留応力および初期たわみを考慮した¹⁵⁾。これらをそれぞれ図-5および図-6に示す。

3.2 解析における荷重方法

解析モデルへの荷重方法については、基本的に荷重実験と同じではあるが、図-4に示すようなパンタグラフ構造となっており、実験供試体のそれとは若干異なっているが、結果に及ぼす影響は小さい。この荷重方法を採用した理由については、実験供試体への荷重の場合と同様である。

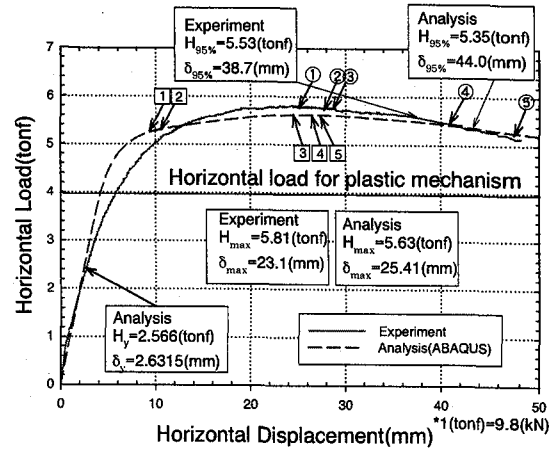
水平荷重-水平変位曲線における水平荷重（縦軸）と水平変位（横軸）に関しては、水平荷重を図-4の荷重点C、Dの水平力を足した値の2倍（解析モデルが1/2モデルであるため）、水平変位を点A、Bの平均値とした。また、降伏条件は、解析モデルすべての要素のうち1要素でも von Mises の相当応力が材料の降伏応力に達した時点の荷重位置における水平変位と水平荷重を降伏変位および降伏荷重とした。

4. 結果と考察

4.1 単調荷重

単調荷重における水平荷重-水平変位曲線および崩壊過程を図-7に示す。以下に、単調荷重における耐力力と変形能および崩壊過程について述べる。ここで、実験と解析における座屈の判定は、それぞれ目視および板両面のひずみが分岐する点とした。

(1) 耐力力と変形性能



実験

- ① はり部ウェブ面座屈発生
- ② 左・右柱基部フランジ面座屈発生
- ③ はり部フランジ面左隅角部近傍上側座屈発生
- ④ はり部フランジ面右隅角部近傍下側座屈発生
- ⑤ 左・右柱基部ウェブ面座屈発生

解析

- ① はり部フランジ面右隅角部近傍下側座屈発生
- ② はり部フランジ面左隅角部近傍上側座屈発生
- ③ はり部ウェブ面座屈発生
- ④ 右柱基部フランジ面座屈発生
- ⑤ 左柱基部フランジ面座屈発生

図-7 単調荷重実験結果

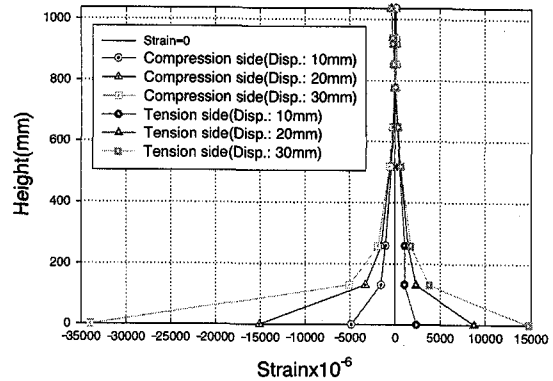


図-8 左側柱におけるひずみの高さ方向の分布

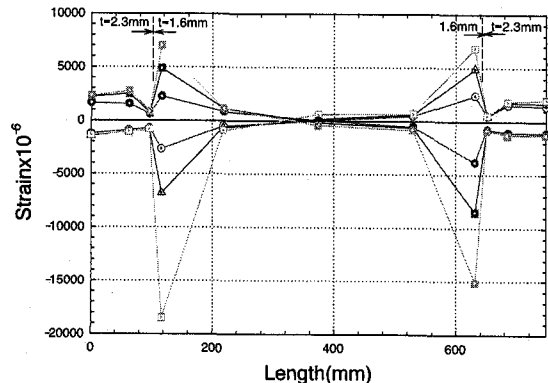


図-9 はり部におけるひずみの分布

図中に降伏点、最大水平荷重点および最大水平荷重点から95%耐力が低下した点（以下95%劣化点と称する）における値を示す。解析結果と実験結果より降伏点以降も耐力力は上昇し続け、最高耐力力点では H_y のおよそ

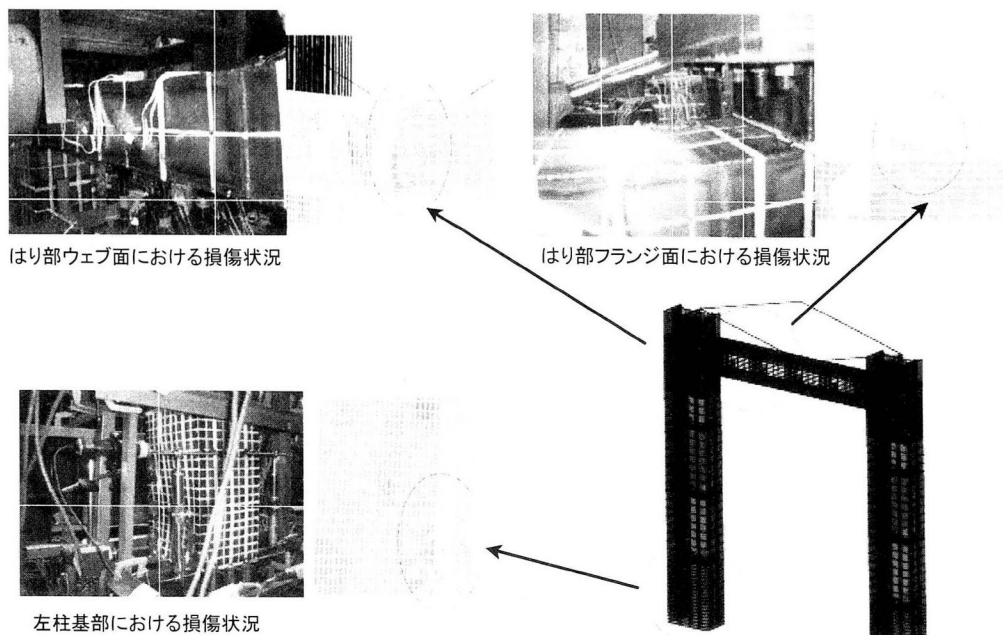


図-10 単調載荷実験終了時の損傷状況

2.3 倍を示しており、その後耐力は緩やかに減少していることがわかる。また最高耐力点における変形性能 δ/δ_y は解析結果では約 10、実験結果は約 9 であることから、単柱形式橋脚を対象とした例えば文献 16) のような結果と比較して極めて大きな値を示し、不静定構造であるラーメン形式橋脚が優れた変形性能を有することがわかった。

実験と解析を比較した場合、降伏点近傍までは解析、実験ともによく一致している。解析においては剛性低下が降伏点以降において顕著に表れず、解析における初期不整の仮定に起因すると考えられる若干の差異がある。しかし、その後の最大耐力力はほぼ同等の値を示し、耐力力の劣化の過程も一致していると言える。

(2) 崩壊過程

橋脚の損傷箇所は、実験、解析ともに柱基部のみならず、はり部においても現れている。最大耐力点付近において局部座屈が顕著に現れ始めており、柱基部での局部座屈とともにはり部における局部座屈が橋脚全体の耐力力を低下させていることがわかった。

実験では、最大荷重点付近においてにはり部ウェブ面においてせん断力に起因すると思われる局部座屈が発生した。最大荷重点を通過した後に左右柱基部右側フランジ、左右はり部隅角部近傍上下フランジ面に局部座屈が発生し、その後、終局点(最大耐力力の 95%劣化点)付近において左右柱基部ウェブ面に損傷が進展していった。また、図-8 と図-9 に、載荷実験により計測された左側柱とはり部におけるひずみの分布をそれぞれ示す。水平荷重の増加が緩やかとなり始めている水平変位 10mm においては、柱基部のみならず、はり部の隅角部近傍においても、降伏ひずみ ($\epsilon_y=801 \times 10^{-6}$ (mm/mm)) の値を超えてお

り、塑性域に達していることが分かる。このことより、複数箇所の断面において塑性化が起き、耐力力の増加が低下していくと思われる。また、局部座屈が発生する柱基部および、はり部隅角部近傍付近においては、ひずみの値が非常に大きくなっていることが分かる。

解析における崩壊過程は、水平荷重の増加が緩やかとなり始めている水平変位 10mm 付近において、はり部フランジ面における局部座屈が発生している。その後、最大耐力点付近にはり部ウェブ面においてせん断座屈が発生し、その直後に左右柱基部フランジ面において局部座屈が発生した。実験と解析の崩壊過程を比較すると、解析においてははり部フランジ面の局部座屈が水平変位 $\delta=10\text{mm}$ の段階で発生し、実験における損傷過程と異なったが、その他の損傷過程は実験のそれと同様であった。損傷部位も一致しており、解析により実験を良く再現出来ていると思われる。さらに、図-10 には実験および解析における各部位の局部座屈性状を示すが、実験・解析ともに非常に近似した形状であることがわかる。これらのことから解析結果は実験結果を定性的によく近似していると言える。

4.2 繰り返し正負交番載荷

図-11 および図-12 に繰り返し正負交番載荷における水平荷重-水平変位曲線の履歴曲線および包絡曲線と崩壊過程を示す。以下に、単調載荷における耐力力と変形能および崩壊過程について述べる。座屈の判定方法は、単調載荷と同様である。

(1) 耐力力と変形能

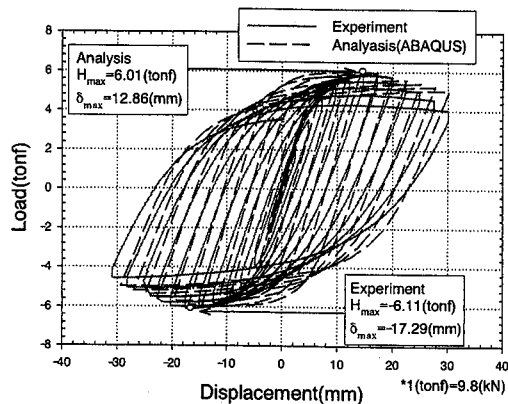
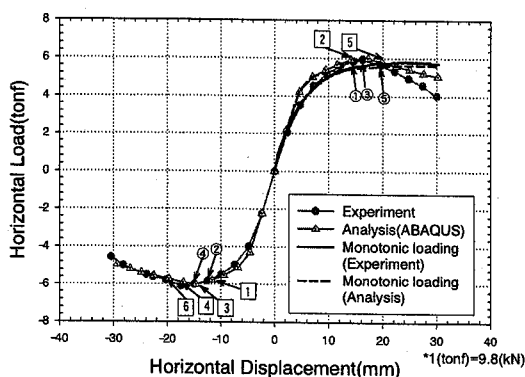


図-11 繰り返し載荷の履歴曲線



実験

- ① +6 δ_y Cycle 右柱基部右側フランジ面局部座屈発生
- ② -6 δ_y Cycle 右柱基部左側フランジ面局部座屈発生
- ③ +7 δ_y Cycle 左柱基部左側フランジ面局部座屈発生
はり部左側隅角部上側フランジ面局部座屈発生
はり部右側隅角部下側フランジ面局部座屈発生
はり部ウェブ面局部座屈発生
- ④ -7 δ_y Cycle 左柱基部右側フランジ面局部座屈発生
はり部左側隅角部下側フランジ面局部座屈発生
はり部右側隅角部上側フランジ面局部座屈発生
- ⑤ +8 δ_y Cycle 右柱基部ウェブ面局部座屈発生
左柱基部ウェブ面局部座屈発生

解析 (ABAQUS)

- ① -5 δ_y Cycle はり部左側隅角部近傍下側フランジ面局部座屈発生
- ② +6 δ_y Cycle はり部左側隅角部近傍上側フランジ面局部座屈発生
はり部右側隅角部近傍下側フランジ面局部座屈発生
- ③ -6 δ_y Cycle はり部右側隅角部近傍上側フランジ面局部座屈発生
- ④ -7 δ_y Cycle 左柱基部左側フランジ面局部座屈発生
はり部ウェブ面局部座屈発生
- ⑤ +8 δ_y Cycle 左柱基部右側フランジ面局部座屈発生
右柱基部右側フランジ面局部座屈発生
- ⑥ -8 δ_y Cycle 右柱基部左側フランジ面局部座屈発生

図-12 繰り返し載荷における損傷過程

この図より、降伏点以降も耐力は上昇し、最大耐力力は H_y の約 2.4 倍を示しており、その後水平耐力は緩やかに減少している。また変形性能に関しても、最高耐力力点における δ/δ_y は実験結果では 7 を示し、解析結果では 5 を示していることから、優れた強度と変形能を有していることがわかる。実験と解析との比較では、包絡線からも分かるように最大耐力力はほぼ同じ値を示しており、最大耐力力以降の領域においての劣化の挙動は実験結果と解析結果とで近似していると言える。

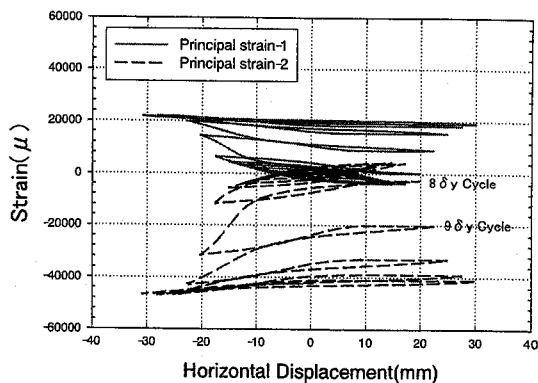


図-13 主ひずみの変化 (はり中央部ウェブ面)

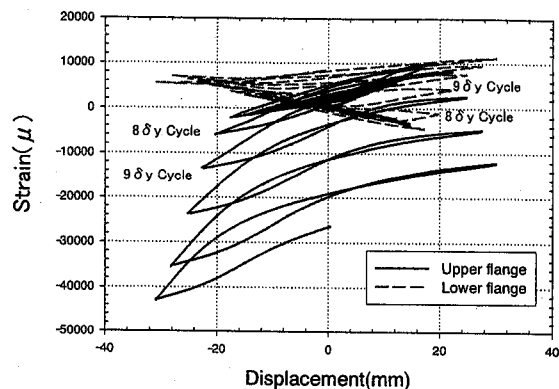


図-14 軸ひずみの変化 (はり右部フランジ面)

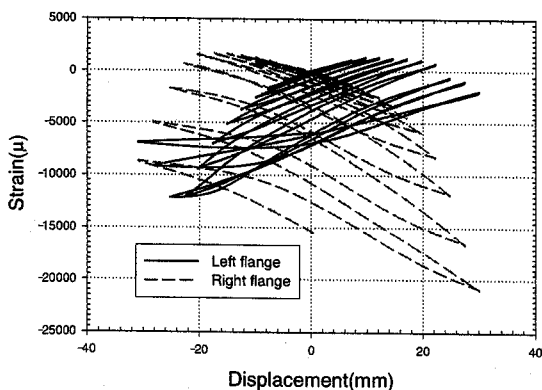


図-15 軸ひずみの変化 (左柱部フランジ面)

(2) 崩壊過程

繰り返し載荷実験における崩壊の過程は、+6 δ_y において右柱基部右側フランジ面において局部座屈が発生し、その後僅かに耐力は上昇するが、正側の最大耐力力 (+7 δ_y) において、局部座屈の発生が顕著となり左柱基部フランジ面、左右はり部上下フランジおよびはり部ウェブ面にも局部座屈が発生した。その後、耐力力は減少していき、柱基部ウェブ面においても損傷が起き、終局状態へと至った。

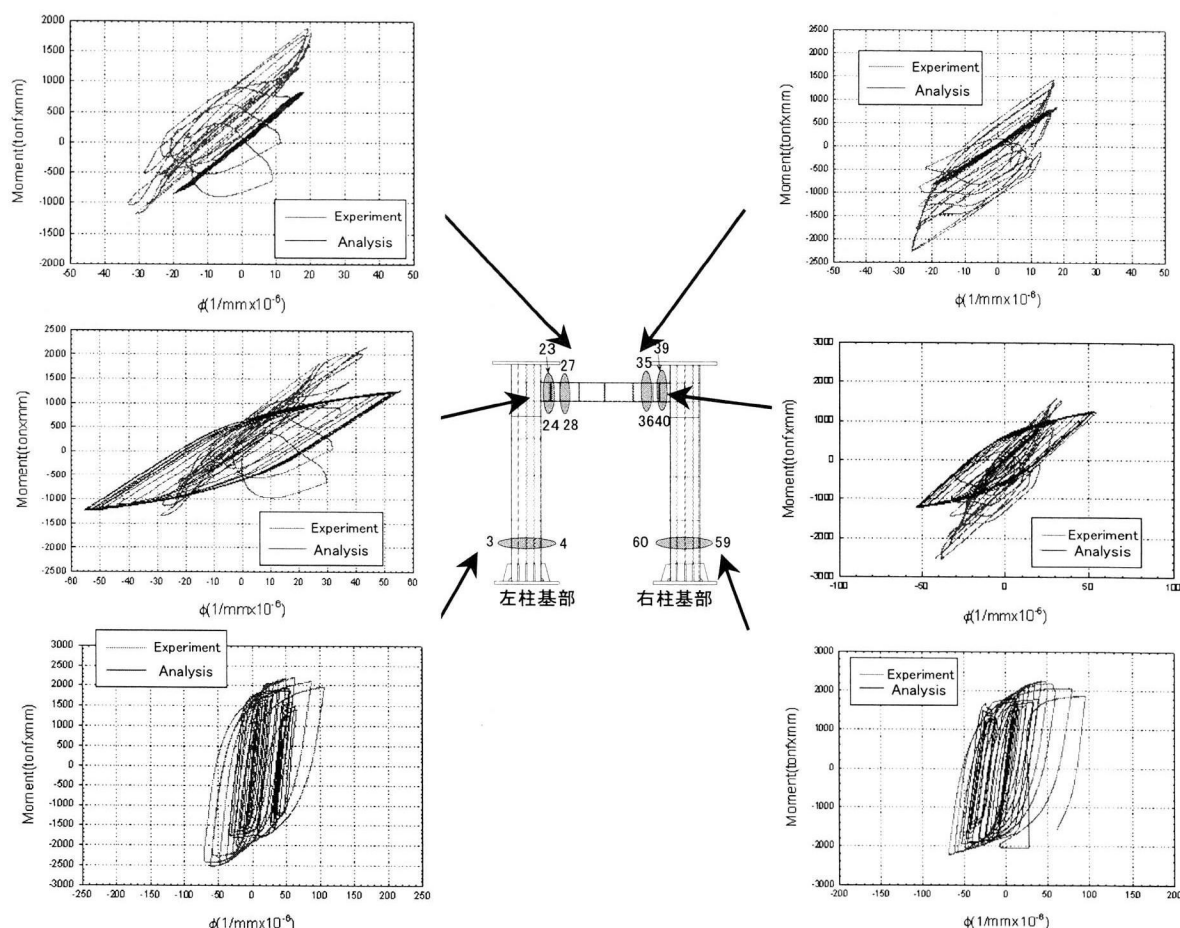


図-16 曲げモーメント-曲率関係

はり部中央ウェブ面（図-1のA点）の主ひずみを図-13に示す。この図より、はり部ウェブ面で圧縮側主ひずみが $+8\delta_y$ サイクルから $+9\delta_y$ サイクルの間において増大していることが分かる。これは、 $+7\delta_y$ サイクルにおいては、はり部ウェブ面にせん断による局部座屈が発生しており、この局部座屈の進展したことが分かる。また、ひずみの最大値は $\varepsilon = 42,394 \times 10^{-6}$ (mm/mm)を示しており、降伏ひずみ($\varepsilon_y = 801 \times 10^{-6}$ (mm/mm))の50倍と非常に大きな値となっており、はり部ウェブ面における損傷が顕著であったと言える。また、はりフランジ面（図-1のB点、C点）の軸ひずみを図-14に示す。この図より、右側はり部上フランジ面の局部座屈の進展により $-8\delta_y$ サイクルから $-9\delta_y$ サイクルにおいてひずみが増大していることが分かる。また、最大ひずみは $\varepsilon = 43,090 \times 10^{-6}$ (mm/mm)を示しており、図-15に示す左柱基部（図-1のD点、E点）の最大ひずみ($\varepsilon = 20,960 \times 10^{-6}$ (mm/mm))の2倍となっており、はり部における損傷が著しかったことが分かる。

解析による崩壊過程は、単調荷重と同様にはり部フランジ面における局部座屈が $+5\delta_y$ サイクルにおいて発生しているが、その他の柱基部およびはり部における崩壊過程に関しては良く再現できていると思われる。単調荷重と同様に座屈形状および座屈発生部位は実験と解析で一致

しており、解析が実験を定性的に良く近似できていると言える。

図-16に、実験と解析における橋脚各部の曲げモーメント-曲率関係を示す。左右柱基部では、実験、解析ともに約 $\pm 3\delta_y$ サイクルにおいて、降伏曲げモーメント M_y に達した。最大曲げモーメントについては、左柱基部に関して実験が解析よりも、正側で約1.14倍、負側では約1.41倍と高く評価されている。この原因は、実験の曲げモーメントの算出方法においては、弾性範囲内に収まった柱中央部のひずみの値を用いて求められた曲率から曲げモーメントを算出し、2断面の曲げモーメントを用いてその分布を線形近似により算出しているためであると思われる。左柱基部では、実験において約 $+8\delta_y$ サイクルから $+9\delta_y$ サイクルで曲率の変化が増大し、曲げモーメントも低下している。これは、 $+7\delta_y$ サイクルで発生したフランジプレートに面外変形が大きく凸状に進展したためであり、崩壊過程と良く対応している。解析では、左柱基部で約 $+8\delta_y$ サイクルから $+9\delta_y$ サイクルにかけて局部座屈が進展したために曲げモーメントが急激に減少していることがわかる。また、はり部における曲げモーメントの最大値は降伏曲げモーメントの95%程度となっている。 $+5\delta_y$ サイクルに発生した左側はり部下フランジ面における局

部座屈の進展により、 $+5\delta_y$ サイクルから $+6\delta_y$ サイクルにかけて曲率が増加していることが分かる。また、板厚 2.3mm の部位においては、板厚 1.6mm の部位よりも曲率が約 60% 小さい値となっており、局部座屈による変形が抑えられていることが分かる。

5. まとめ

本研究では、鋼製ラーメン橋脚全体系を対象とした載荷実験と弾塑性有限変位解析を実施し、鋼製ラーメン橋脚の崩壊過程を詳細に検討した。以下に本論文での結論をまとめる。

- 1) 本研究で対象とした鋼製ラーメン橋脚においては、最大水平荷重は降伏水平荷重の約 2.3 倍を示しており、また最大水平荷重点以降の変形能においても、単柱形式の鋼製橋脚よりも優れていることが明らかとなった。また、実験と解析を比べた場合、降伏点近傍までは良く一致していた。降伏点以降においては、解析結果においては剛性低下が顕著に現れず若干の差異が見られるが、その後最大耐力力はほぼ同等の値を示し、耐力力の劣化の過程も一致しており、解析が実験を定性的に良く近似できていたと言える。
- 2) 崩壊の過程に関しては、最大耐力力点付近において局部座屈が顕著に現れ始めており、柱基部での局部座屈とともにはり部における局部座屈が橋脚全体の耐力力を低下させており、鋼製ラーメン橋脚は複数断面で断面崩壊が生じてから終局状態に至る粘り強い構造であることが分かった。
- 3) 不静定次数の高いラーメン形式橋脚では 1 箇所の局部座屈の発生が構造全体の崩壊を誘発するわけではないが、保有水平耐力照査に対しては柱とはりの耐力比に十分配慮して、初期降伏と終局耐力の比および変形能のバランスを検討する必要がある。

謝辞

本研究を実施するに当たり、京都大学大学院工学研究科土木システム工学専攻の中西伸二技官および東邦ガスの武居正樹君（研究当時は京都大学工学研究科土木工学専攻修士課程在学）から多大な協力を受けた。ここに記して、深謝の意を表する。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V、耐震設計編 1996。
- 2) 宇佐美勉：Pushover 解析による鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査、第 1 回地震時保有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、土木学会、pp. 183-186、1998。
- 3) 中島章典、小野寺理：鋼製門形ラーメン橋脚の大地震時弾塑性挙動と耐震設計法におけるエネルギー一定則の適用性について、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、土木学会、pp. 135-142、1998。
- 4) 酒造敏廣、事口寿男：鋼製ラーメン橋脚の崩壊性状と変形性能に関する実験的検討、構造工学論文集、土木学会、Vol. 37A、pp. 121-134、1991。
- 5) 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ラーメン橋脚の変形能に関するパイロット実験、構造工学論文、土木学会、Vol. 41A、pp. 289-300、1994。
- 6) 土木学会・鋼構造新技術委員会：最終報告書（耐震設計研究 WG）、1996。
- 7) 青木徹彦、長谷川桂、山田将樹：鋼製ラーメン橋脚隅角部モデルの曲げおよび繰り返し強度特性に関する実験的研究、構造工学論文集、土木学会、Vol. 43A、pp. 177-186、1997。
- 8) 三木千寿、四十沢利康、穴見健吾：鋼製橋脚ラーメン隅角部の地震時脆性破壊、土木学会論文集、土木学会、No. 591、pp. 273-281、1998。
- 9) 高橋実、西川和廣、村越潤、松田宏：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、土木学会、pp. 77-84、1998。
- 10) 池田学、山田正人、市川篤史、安波博道、他：鉄道鋼ラーメン橋脚の耐震設計法に関する一研究、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、土木学会、pp. 17-24、2000。
- 11) 奈良敬、村上茂之、江尻武弘：鋼製ラーメン橋脚の地震時弾塑性動的応答特性、鋼構造年次論文報告集、日本鋼構造協会、第 7 巻、pp. 117-124、1999。
- 12) 伊田義隆、中村聖三、高橋和雄：鋼製ラーメン橋脚に対するエネルギー一定則の適用性に関する考察、鋼構造年次論文報告集、日本鋼構造協会、第 8 巻、pp. 277-284、2000。
- 13) 杉本博之、村部剛史、渡辺忠朋、高久達将、古川浩平：軟鋼部材で補強する鋼製門型ラーメン橋脚の耐震設計の一試み、日本鋼構造協会、第 8 巻、pp. 285-292、2000。
- 14) Hibbit, Karlsson Sorensen Inc. : ABAQUS /Standard User's Manual Ver. 5. 8.
- 15) 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、土木学会論文報告集、第 285 号、pp. 25-35、1977。
- 16) 渡邊英一、杉浦邦征、宇都宮智昭、北根安雄、南荘淳：強度と変形性能を考慮した鋼箱型橋脚柱の合理的断面設計、第 9 回日本地震工学シンポジウム、pp. 1471-1476、1994。

(2002年9月13日受付)