

面外繰り返し水平力を受ける逆L形鋼製橋脚の強度と変形能に関する研究

A Study on the Strength and Deformation Capacity of Inverted L-Shaped Steel Bridge Piers
Subjected to Out-of-Plane Cyclic Loading

鈴木真一*・青木徹彦**・鈴木森晶***

By Shinichi SUZUKI, Tetsuhiko AOKI, Moriaki SUZUKI

Various shapes of piers of city highway viaducts in the city are adopted according to the different construction site condition. Invert L-shaped steel piers (ILSP) may cause higher amount of residual displacement after strong earthquake than that of centrally loaded steel piers. In this study, out-of-plane cyclic load test have performed for ILSP under constant vertical load. The eccentricity ratios e/r (e : eccentricity between the center of gravity and vertical load, r : radius of gyration) are selected as 0,2,3. It is found that the influence of e/r on the strength and ductility capacity was investigated. And results of these experiments and elasto-plastic large displacement FEM analysis have compared.

1. はじめに

阪神大震災以後、多くの研究機関で鋼製橋脚の耐震性能に関する研究が行われてきており、耐震設計に関する有用な知見が得られている。しかし、これらの研究での橋脚はほとんどが、上部構造が橋脚の中心軸に作用する単柱式鋼製橋脚（T形鋼製橋脚）である^{1)~6)}。しかしながら、既設橋脚の現状からみれば、インターチェンジや高架橋下の道路等の立地条件により、上部構造の重心位置が橋脚の重心位置から偏心している逆L形鋼製橋脚を使用する場合も多い。

逆L形鋼製橋脚の面内方向（橋軸直角方向）に関する強度や変形性能といった耐震性能に関する実験が、いくつか行われてきている。その例として、宇佐美らによって逆L形鋼製橋脚の繰返し載荷実験とハイブリッド地震応答実験が行われている。それによると、逆L形鋼製橋脚はT形鋼製橋脚に比べ、最大応答変位はほとんど変わらないものの、残留変位が非常に大きくなることを明らかにした⁷⁾。また、成瀬らによって、繰返し等荷重を受ける逆L形鋼管橋脚の実験が行われた。それによると、逆L形鋼製橋脚はT形鋼製橋脚に比べ、累積エネルギー吸収量が非常に小さく、残留変位も張出し側に生じやすいことを明らかにした⁸⁾。

このように、逆L形鋼製橋脚の面内方向（橋軸直角方向）に関する実験はいくつか行われてきているが、面外方向に関する実験はほとんど行われてきていない。

逆L形鋼製橋脚が橋軸方向地震力を受ける場合、上部工重量 P と偏心量 e による面内付加モーメント $M_0 (=P \cdot e)$ 以外に、

水平力 H と偏心量 e による付加ねじりモーメント $T (=H \cdot e)$ が生じ、部材に生じる応力は非常に複雑となる。したがって橋脚の履歴特性に及ぼす曲げとねじりの影響について調べる必要がある。

本研究では、偏心量 e を断面二次半径 r で除した量 e/r を偏心パラメータとして定義し、面外繰り返し水平力を受けた逆L形鋼製橋脚の水平繰返し載荷実験を行う。実験では一点載荷および二点載荷の2種類の載荷方法で実験を行うことにより、偏心パラメータおよびねじりが橋脚の耐震性能に及ぼす影響を検証する。また、汎用構造解析プログラム DIANA による弾塑性有限変位解析を行い、実験結果と比較し、解析の妥当性を検討した。

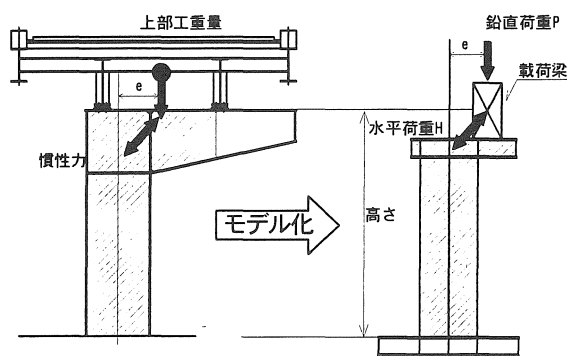


図-1 供試体概念図

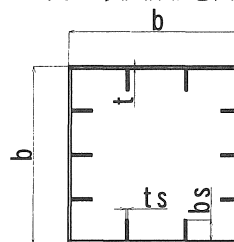


図-2 断面図

*愛知工業大学大学院建設システム工学専攻

**愛知工業大学土木工学科(豊田市)

***愛知工業大学土木工学科(豊田市)

2. 実験概要

2.1 実験供試体

実験供試体は実橋脚の 1/3~1/4 を想定した縮尺モデル 4 体で、材質は板厚 $t=12\text{mm}$ の SM490YA である。断面はフランジに 2 本、ウェブに 3 本の縦補剛材とダイアフラムで補剛された正方形箱型断面である。図-1 に供試体概念図、図-2 に断面図、表-1 に供試体寸法および各パラメータを示す。なお幅厚比パラメータ R_R 、細長比パラメータ λ 、は式(1)、(2)により定義する。

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\sigma_y}{4n^2\pi^2 E}} \quad (1)$$

$$\lambda = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (2)$$

2.2 載荷計画

本研究では、ねじりの生じる橋軸方向の地震力を想定し、すでに研究実績の多い橋軸直角方向の挙動は考えない。地震時における橋脚の挙動を、より適切な載荷方法で実現するために、図-3 に示すような上部構造を 2 個の支承で支えている橋脚を想定し、次のシナリオを考えた。

- ① 橋軸方向に小さな水平力が作用した場合、上部構造と横桁の剛性が高いために、A と B の支承は等変位で振動するが、両者の反力差は大きく異なる (反力 A > 反力 B)。
- ② 橋脚に作用する水平力が増大すると、支承または桁が塑性変形する。反力の大きい内側の支承 A が B より大きく変形するため、支承反力は大きくなるが変形によって A 支承の反力の増加は抑えられ、反力差が①より小さくなることが予想される。
- ③ 橋脚に作用する水平力が増大すると、②の後、A 支承の破断が予想される。A 支承破断後、B 支承のみで水平力を負担することになり、橋脚に作用するねじりモーメントが大きく生じることが予想される。この結果 B 支承も塑性変形の後、破断する。

2.3 載荷方法

以上のシナリオより、本研究では一点載荷および二点載荷の 2 つの載荷方法を提案した。

a) 一点載荷

地震力のような大きな力が橋脚に作用した場合、二つの支承のうち、一方が破断し、支承としての機能を果たさなくなる可能性が高い⁹⁾。そこで、支承が一つになった状態を仮定して、上部工重量が作用する位置に、地震時の慣性力を想定した繰り返し水平力を載荷する。

表-1 供試体寸法および各パラメータ

供試体名	SQ-ER0XS	SQ-ER2XS	SQ-ER3XS	SQ-ER2XD	
材質	SM490YA				
補剛板幅	b (mm)	750			
補剛板板厚	t (mm)	12			
縦補剛材高	bs (mm)	90			
縦補剛材厚	ts (mm)	9			
供試体高さ	h (mm)	3700			
断面二次半径	r (mm)	290			
細長比パラメータ	λ	0.341			
幅厚比パラメータ	R_R	0.345			
補剛材細長比パラメータ	λ_s	0.244			
補剛材剛比	r/r^*	2.014			
偏心パラメータ	e/r	0.0	2.0	3.0	2.0
軸力比	P/Py	0.21	0.13	0.11	0.13
降伏変位	δ_y	16.6	26.7	24.6	19.6
降伏荷重	Hy	556	578	552	627
ねじり		生じない	生じる	生じる	生じない
載荷方法		一点		二点	

b) 二点載荷

2 個の支承で橋脚と上部構造が連結されており、上部工は橋軸方向に平行移動すると想定しているために、橋脚にねじりが発生しないと仮定できる¹⁰⁾。それぞれの支承に地震時の慣性力を想定した繰り返し水平力を載荷する。なお、その際ジャッキは等変位を保つものとする。図-3 に示すように上部工重量重心位置からそれぞれの支承までの距離は 1000mm、支承間の距離は 2000mm とした。

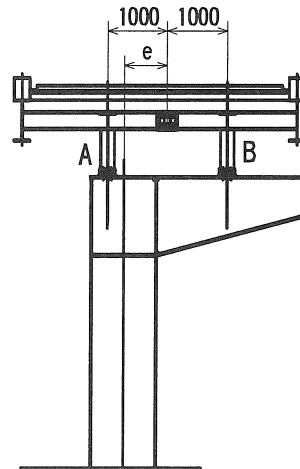


図-3 想定した橋脚

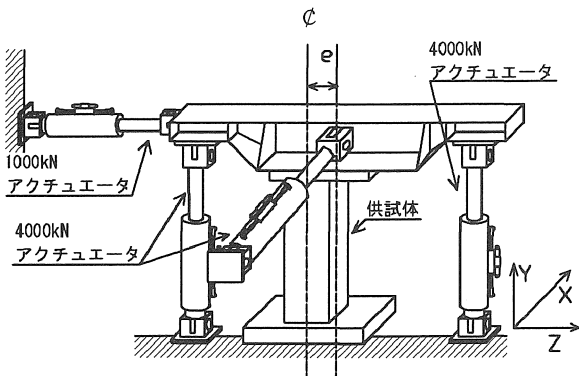


図-4 一点载荷図

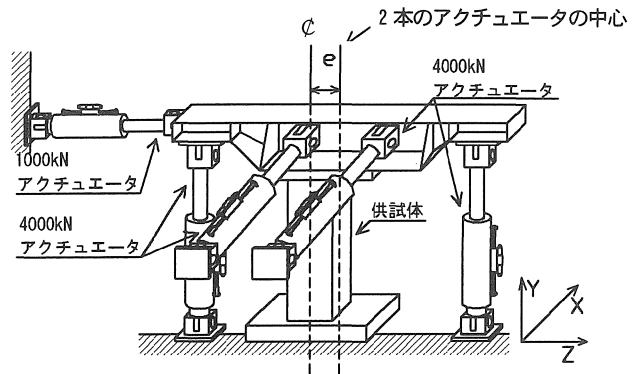


図-5 二点载荷図

2・4 実験载荷装置

実験载荷装置および供試体のセット状況を図-4 および図-5 に示す。上部工重量を想定した鉛直荷重は、供試体上部に载荷梁を設け、4000kN アクチュエータ 2 基を鉛直方向(Y 方向)に取付け载荷する。アクチュエータの両端はピン構造になっているため、供試体の大変形にも対応できる。地震時の上部工重量の慣性力を想定した水平荷重は 4000kN アクチュエータ 1 基もしくは 2 基を用いて载荷(X 方向)する。また Z 方向に供試体が傾いた場合、鉛直アクチュエータ及び水平アクチュエータ(X 方向)による Z 方向の荷重成分が生じるので、これを補正するために Z 方向にも 1000kN アクチュエータを 1 基取付け、分力を打ち消す。

2・5 鉛直荷重の算定

上部構造重量に相当する鉛直荷重 P は有効座屈長の概念に基づき、下式に示す局部座屈を考えない「はり一柱」強度相関式の低減係数 $f=1.0$ と置いた式より算出する¹⁾。算出された P のうち小さいほうの値を鉛直荷重として採用する。なお、設計水平震度 k_h は $k_h=0.2$ (I 種地盤相当) とする。

$$\frac{\alpha P}{P_y} + \frac{\alpha M_0}{M_y} = f \quad (3)$$

$$\frac{\alpha P}{P_u} + \frac{\alpha C_m M_0}{M_y \{1 - (\alpha P / P_E)\}} = f \quad (4)$$

$$M_0 = k_h Ph + Pe \quad (5)$$

ここで、 α =安全率(=1.14)、 C_m =等価モーメント修正係数(=0.85)、 P_E =オイラーの座屈強度、 P_y =降伏軸力、 P =鉛直荷重、 M_y =降伏モーメント、 P_u =道路橋示方書²⁾に示される局部座屈を考慮した中心軸圧縮強度、 M_0 =柱基部の曲げモーメントである。

2・6 降伏変位および降伏荷重の定義

本実験では、供試体頂部に水平力の偏心に起因するねじりモーメントが作用すると考えられるため、供試体基部のフランジおよびウェブに 3 軸ひずみゲージを張付け、主ひずみを測定した。

中心軸载荷実験では、軸力および水平力のもとで、圧縮フランジの主ひずみ分布は、図-6 に示すようにフランジ幅にわたって均一と考えることができるので、基部のひずみの平均値が降伏ひずみに達したときの変位を降伏変位 δ_y とした。また、そのときの水平荷重を降伏水平荷重 H_y とする。

偏心载荷実験では、図-7(a)に示すように、軸力载荷の状態では張出し側では圧縮ひずみが生じ、その反対側では引張ひずみが生じる。これは鉛直荷重が供試体の重心に対して偏心しているためである。この状態でさらに水平力を载荷した場合、圧縮側フランジのひずみ分布は図-7(b)に示すように、三角形分布となる。本研究では、フランジの中心(図中 A の位置)の主ひずみが降伏ひずみに達したときの変位を降伏変位 δ_y とした。また、そのときの水平荷重を降伏水平荷重 H_y とする。

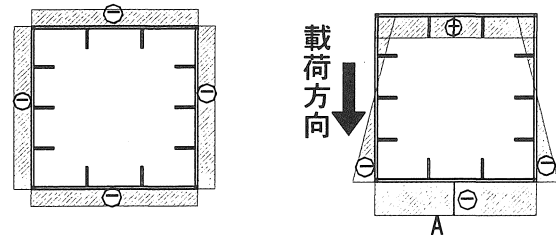
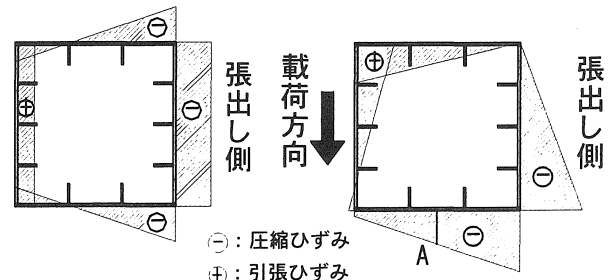


図-6 中心軸载荷供試体ひずみ分布



(a) 鉛直力のみ载荷時 (b) 水平力载荷時

図-7 偏心载荷供試体ひずみ分布

表-2 実験供試体材料試験結果

E (GPa)	σ_y (MPa)	ϵ_y (%)	Est (GPa)	σ_u (MPa)	ϵ_u (%)	ν
208	387	0.186	4.02	525	20.9	0.281

E: ヤング率, σ_y : 降伏応力, ϵ_y : 降伏ひずみ Est: ひずみ硬化係数, σ_u : 最大応力
 ϵ_u : 最大応力ひずみ, ν : ポアソン比

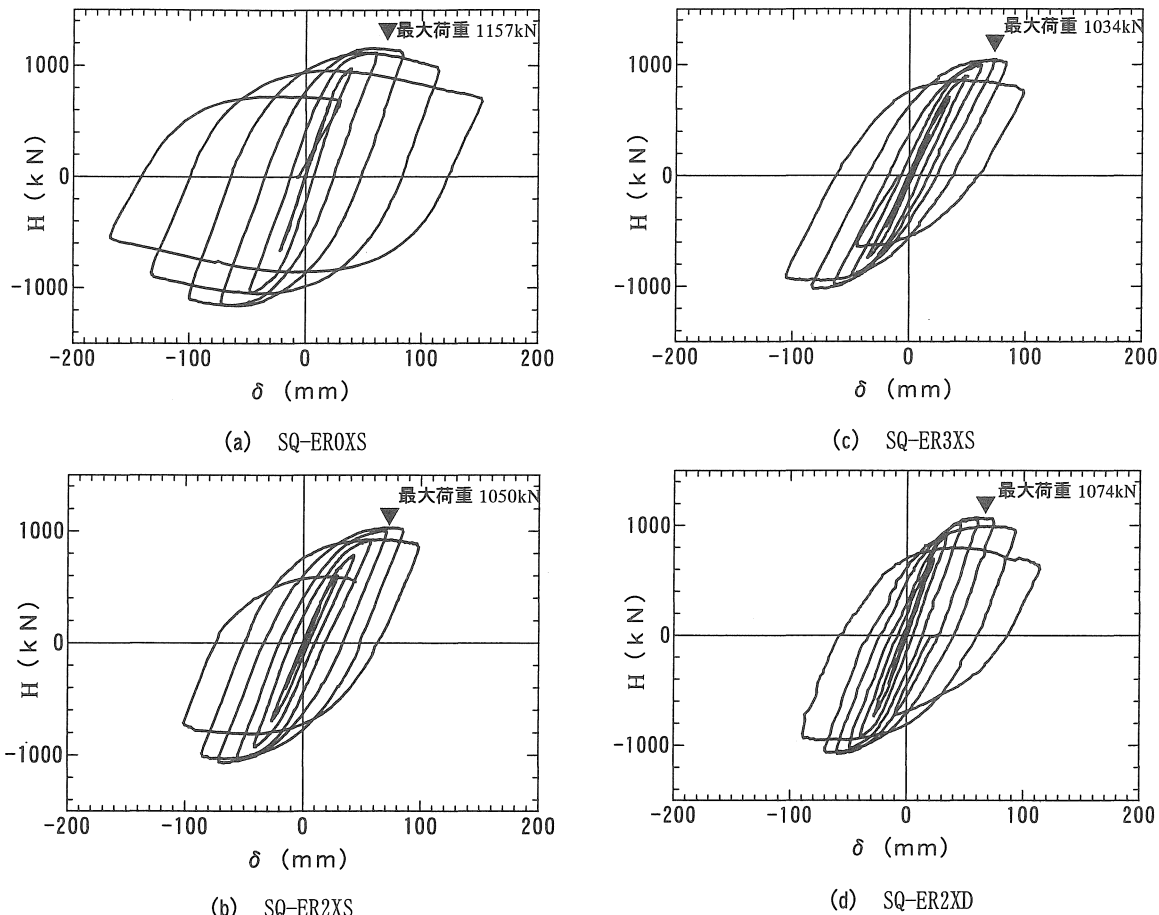


図-8 水平荷重—水平変位履歴曲線

3. 実験結果

3.1 材料試験結果

使用した鋼材から JIS5 号試験片を 4 本製作し、引張方向と引張直角方向のひずみを測定できるようにひずみゲージを試験片の表裏に貼付して引張試験を行い、材料特性を明確にした。引張試験結果の平均値を表-2 に示す。

3.2 水平荷重—水平変位履歴曲線

図-8 に各実験供試体頂部の水平荷重—水平変位履歴曲線を示す。これらの図の縦軸は水平荷重を、横軸は水平変位を示す。ただし、図中の水平変位は、供試体を固定しているアンカーボルトの伸びなどで生じる柱の剛体回転による柱頂部の水平変位を除く補正を行っている。

中心軸載荷 (SQ-EROXS) に比べ、偏心載荷である 3 体の最大荷重は、10%ほどの低下があり、偏心量が大きくなるにつれ低下する傾向がある。また初期剛性においては、SQ-EROXS (中心軸載荷) に比べ SQ-ER2XD ($e/r=2$) は同程度だったのに対し、SQ-ER2XS と SQ-ER3XS はそれぞれ 23%、29%低下している。これは、ねじりモーメントによる影響であると考えられる。

3.3 包絡曲線

図-9 にすべての実験供試体の塑性率、および最大荷重を比較するため、各載荷サイクルの最大変位点を結んだ包絡線を示している。縦軸は水平荷重を降伏水平荷重で無次元化した値、横軸は、水平変位を降伏水平変位で無次元化した値である。中心軸載荷 (SQ-EROXS) は $4\delta_y$ で最大荷重を迎え、それ以降緩やかな耐力低下がみられたのに対し、偏心載荷である 3 体は、 $3\delta_y$

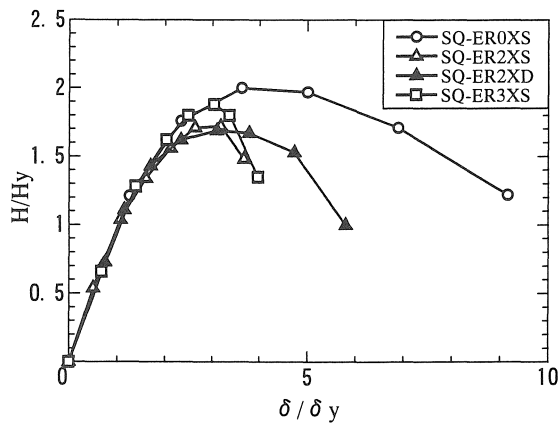


図-9 包絡曲線

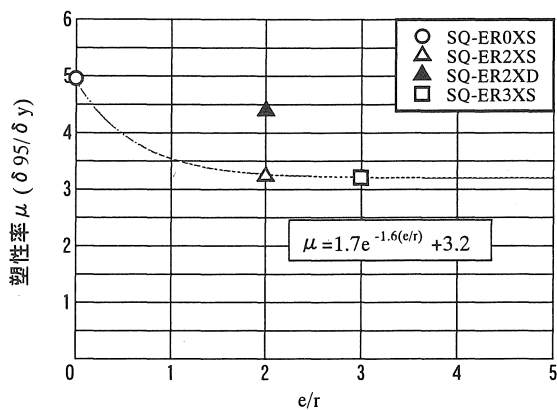


図-10 塑性率-偏心パラメータの関係

で最大荷重を迎え、それ以降急激な耐力低下がみられた。したがって逆L形鋼製橋脚は、T形鋼製橋脚に比べ耐荷力および変形性能が劣り、地震時の安全性が低いと考えられる。

3.4 塑性率

構造物の耐震性能を評価する指標の1つに塑性率があるが、その定義は様々である。本研究では、式(6)に示すように最大水平荷重に達した後水平荷重が最大荷重の95%まで低下したときの水平変位 δ_{95} を降伏水平変位 δ_y で除した値と定義した⁵⁾。塑性率と偏心パラメータの関係を図-10に示す。縦軸は塑性率を、横軸は偏心パラメータを示している。この結果、中心軸載荷(SQ-ER0XS)は塑性率が5.0程度確保できているのに対し偏心載荷では塑性率が低下している。 $e/r=2$ と $e/r=3$ がほぼ同程度の塑性率3.2であるのに対し、 $e/r=2$ でもねじりモーメントの生じない二点載荷では4.4と中心軸の結果に近づいている。これにより、偏心パラメータよりもねじりモーメント(SQ-ER2XSとSQ-ER2XDを参照)の影響が強いといえる。

$$\mu = \frac{\delta_{95}}{\delta_y} \quad (6)$$

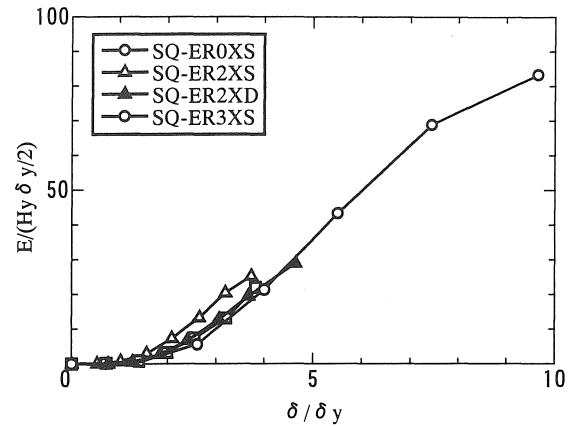


図-11 エネルギー吸収量

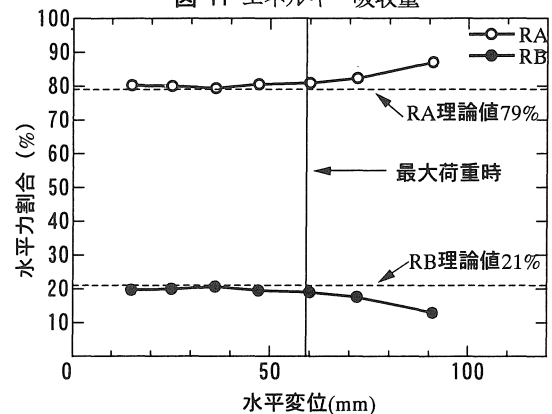


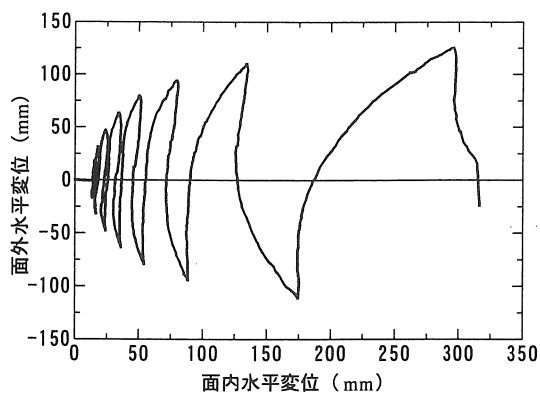
図-12 SQ-ER2XD(二点載荷)反力差

3.5 エネルギー吸収量

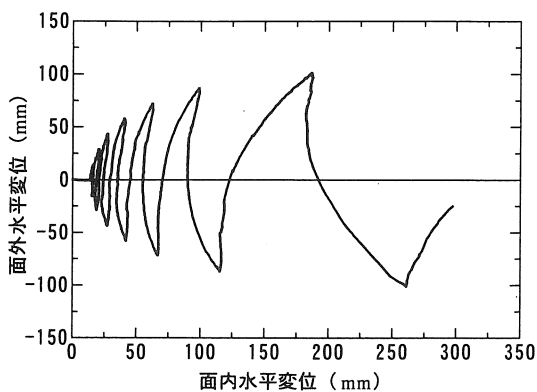
構造物の変形能を評価する指標としてエネルギー吸収量がある。エネルギー吸収量は、地震時に構造物が地震外力をどの程度吸収できるかという耐震性能を評価する上で重要な指標である。図-11に各載荷サイクルにおける履歴吸収エネルギーを示す。エネルギーは弾性ひずみエネルギー $H_y \delta_y/2$ で無次元化してある。中心軸載荷(SQ-ER0XS)は、最大荷重以後も吸収エネルギーが急激に増加しているのに対し、偏心載荷の3体は、エネルギーの増加量が少ない。吸収エネルギーは応答変位を小さくする効果があるので、逆L形鋼製橋脚は予想以上に大きな応答が生じる恐れがあることに注意が必要である。

3.6 ねじりによる影響

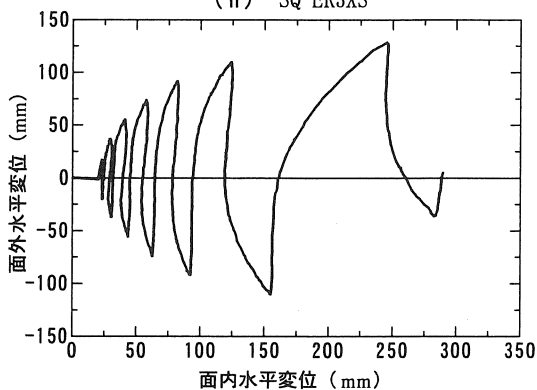
本実験では、ねじりによる影響を調べるために、同一偏心量 $e/r=2$ において、ねじりの生じる一点載荷(SQ-ER2XS)と、ねじりの生じない二点載荷(SQ-ER2XD)の比較実験を行った。この結果を比較すると、図-9の荷重-変位関係については、最大荷重まで顕著なねじりの影響はみられない。最大荷重以降では、ねじりの生じるSQ-ER2XSの方が強度劣化が著しいことがわかる。これは、ねじり応力による材料の早期塑性化が進み、フランジおよびウェブの劣化が促進されたためと考えられる。塑性率については、前述のようにねじりの生じないSQ-ER2XDは4.4



(i) SQ-ER2XS



(ii) SQ-ER3XS



(iii) SQ-ER2XD

図-13 面内水平変位-面外水平変位

であるのに対し、ねじりの生じる SQ-ER2XS は 3.2 と、ねじりの影響により 27%の低下がみられた。

3・7 反力差

図-12 に SQ-ER2XD (二点载荷) による供試体载荷点のそれぞれの反力の割合を示す。横軸は水平変位を降伏水平変位 δ_y で無次元化した値を、縦軸は反力の割合を示している。弾性域による理論値は偏心側水平力が 79%であり、断面側水平力は 21%であった。実験結果と比較すると、サイクル始めはほぼ理論値どおりの反力差が生じているが、繰り返しが進むにつれ、断面側水平力の割合が増大していくのがわかる。これは、最大荷重付近から偏心モーメント P_e により、偏心側の断面が弱くなり、中立軸が偏心側の逆側に移動したことにより、断面側の水平力の割合が大きくなったと思われる。したがって逆L形橋脚における支承の設計をする際、最大荷重付近までは、理論的に計算できるが、それ以降は、張出し側断面の損傷が大きくなり、中心軸の移動により、両者の反力の割合が変化することに注意が必要である。この場合、地震時には明らかに内側の支承が先に破壊し、外側の支承のみの一点载荷になる。

3・8 面内変形

偏心载荷である 3 体に対して、面外繰り返し荷重が作用する方向に直交する方向の水平変位、すなわち面内水平変位について調べたものを図-13 に示す。地震力は橋軸方向(面外方向)に作用すると仮定しているが、繰り返し力により横方向に倒れていく様子を示している。縦軸は面外水平変位(図-4 の X 方向変位)、横軸は面内水平変位(図-4 の Z 方向変位)を示している。これより、軸圧縮力が常時偏心して作用しているため、面内水平変位が偏心側(図-13 の+の値)に偏って大きくなっていくことがわかる。この面内水平変位は、繰り返しを受ける面外水平変位よりも非常に大きな量に進展していく。すなわち偏心しているために地震方向の変位より、それと直交方向の変位が増大するという予想外の変形性状を示した。よって、逆L形鋼製橋脚では、面外水平力を受けても、変形および残留変位は面内方向に生じやすいということが今回初めて明らかにされた。安全な構造物の設計にはこの点に十分注意を払う必要がある。

3・9 偏心パラメータの影響

偏心パラメータ $e/r=0.0$ (SQ-ER0XS) と $e/r=2.0$ (SQ-ER2XS) と $e/r=3.0$ (SQ-ER3XS) の結果を比較する。最大荷重については、先ほども述べたように偏心パラメータ e/r が大きくなるにつれ、低下する傾向があるが低下の程には緩やかである。また、塑性率についても前述のように、偏心パラメータが大きくなるにつれ低下しているが、偏心パラメータよりも、ねじりモーメント(SQ-ER2XS と SQ-ER2XD を参照)の影響が強い(図-10 参照)。

そこで偏心パラメータによりねじりがどれほど影響するのか検討した。図-14 に供試体頂部ねじり回転角と基部のねじりモーメントの関係を示す。これら 2 つの SQ-ER2XS, SQ-ER3XS 供試

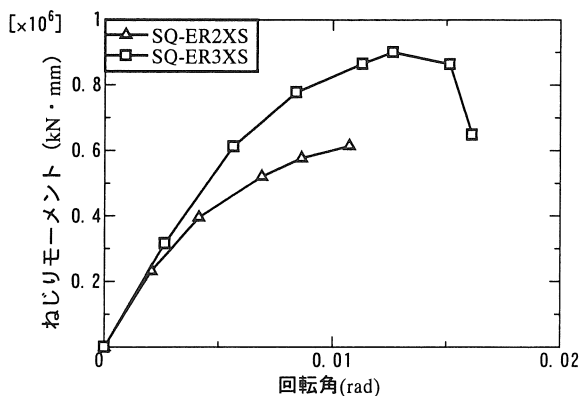


図-14 回転角とねじりモーメントの関係

体の最大荷重は $H_{max}/H_y=1.78$ および 1.90 でほとんど変わらないにもかかわらず SQ-ER2XS ($e/r=2.0$) に比べ, SQ-ER3XS ($e/r=3.0$) の方が回転角およびねじりモーメントともに大きくなった。

4. 解析概要

逆L形鋼製橋脚の面外実験を行い, 偏心圧縮力を受ける鋼製橋脚は, 中心軸圧縮力を受ける橋脚に比べ, 面内方向に残留変位が生じやすく, ねじりの影響が大きいことがわかった。

本解析では, まず実験をもとに簡便なモデルを用いた逆L形鋼製橋脚の弾塑性有限変位解析を行い, 実験結果と解析結果の比較検討を行う。次に, e/r をパラメータとし変化させ, この偏心パラメータ e/r が強度と変形性能に及ぼす影響を調べる。表-3 に本数値解析で対象とした解析モデル^{13)~17)}の諸元を示している。なお, 解析には汎用構造解析プログラム DIANA¹⁸⁾を使用する。

4.1 解析モデル

本研究の解析対象は, 図-15 に示した片持ち矩形断面柱であり, 実験を行った供試体を想定してモデル化を行った。解析モデルにおいてはねじりが生じるため, 対称性を考慮したモデルの作成ができないため全モデルを解析対象とした。要素分割はフランジ幅方向に12分割, ウェブ方向に16分割, 高さ方向の分割に関しては, 局部座屈が発生すると予想される基部から500mmまでを10分割, その上部に関しては分割数を減少させている。節点総計は2345で, 全要素数は2348とした。使用した要素は, 橋脚部に4節点シェル要素とし, 載荷治具のモデル化には3節点シェル要素を使用した。

4.2 解析条件

引張試験から得られる応力-ひずみ関係を7点で結ぶマルチリニアモデルの単軸弾塑性挙動を仮定し, また多軸応力下の弾塑性挙動は, Von Mises の降伏条件式および移動硬化則を用いた。また, 局部座屈などの幾何学的非線形性を表現するために,

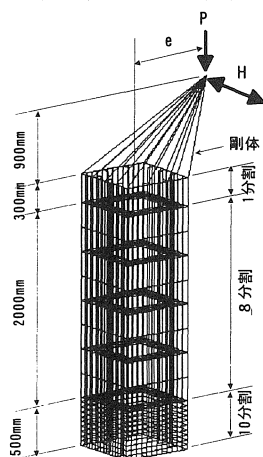


図-15 解析モデル

変形前の座標系のまま変位履歴を考慮して計算する Total Lagrangian の手法を採用した。

解析対象の橋脚には上部工重量として一定の圧縮軸力 P を定常的に作用させた状態で, 実験と同様の載荷方法で水平力を繰り返し作用させた。なお, 解析には初期不整である初期たわみと残留応力は考慮しない。

4.3 応力照査

弾塑性理論において, 降伏水平荷重 H_y はねじりの影響を考慮した式 (7) による応力照査を行い, 算出した。また, この降伏水平荷重 H_y の時の水平変位を降伏水平変位 δy とした。応力照査式を以下に示す。なお, 算出された値を表-3 に示す。

$$\left(\frac{P}{P_y} + \frac{M_0}{M_y}\right)^2 + \left(\frac{T}{T_y}\right)^2 \leq 1 \quad (7)$$

ここで, T : 部材に発生する純ねじりモーメント, T_y : 降伏純ねじりモーメントである。

5. 解析結果

5.1 実験結果との比較

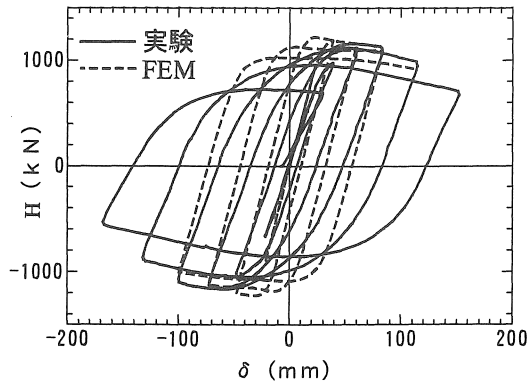
図-16 には実験結果と解析結果を比較して示している。縦軸は水平荷重, 横軸は水平変位である。中心軸載荷である SQ-ER0XS は, 除荷時の剛性が解析と実験で若干異なるものの, 最大荷重値や最大荷重点以降の荷重低下の挙動などの全体の傾向はほぼ一致している。また, 偏心載荷である SQ-ER2XS と SQ-ER3XS は, 最大荷重はほぼ一致しているが, 最大荷重点以降の挙動に関しては荷重が実験値に対してかなり小さく, 実験のような除荷時の剛性低下も見られない。

これらの原因として, 使用している硬化則およびねじりの影響が考えられる。硬化則においては, 本研究の解析で用いている硬化則は移動硬化則であり, この硬化則では, 降伏曲面の中心が移動するだけで拡大は考慮されないため, 加工硬化を表現できず荷重を過小評価してしまう。ねじりの影響においては, 本実験は曲げとねじりが同時に作用するため非常に複雑となり, ねじりを含んだ板の繰り返し計算に問題があるものと思われる。

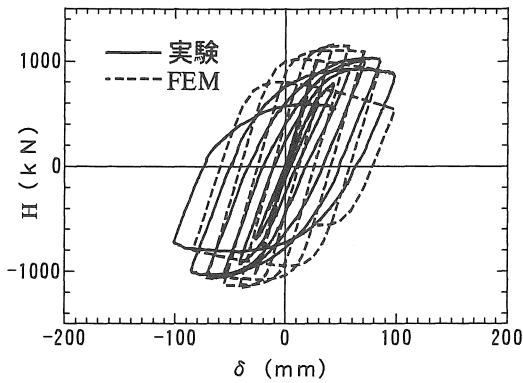
表-3 解析モデル諸元

試験体名	e/r	載荷形態	P/P_y	H_y (kN)	δy (mm)
SQ-ER0XS	0.0	繰り返し載荷	0.21	556*	16.6*
SQ-ER2XS	2.0		0.13	578*	26.7*
SQ-ER3XS	3.0		0.11	552*	24.6*
PSQ-ER0XS	0.0	単調載荷	0.21	739	18.5
PSQ-ER1XS	1.0		0.16	757	19.5
PSQ-ER2XS	2.0		0.13	737	20.8
PSQ-ER3XS	3.0		0.11	705	22.8
PSQ-ER5XS	5.0		0.08	629	28.5
PSQ-ER8XS	8.0		0.06	517	39.9

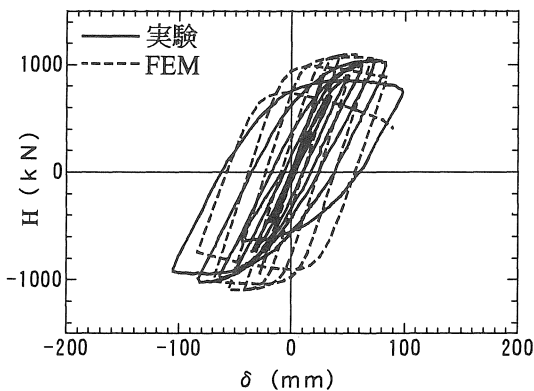
*実験と比較するモデルの降伏変位および降伏荷重は実験値を用いる



(a) SQ-EROXS



(b) SQ-ER2XS



(c) SQ-ER3XS

図-16 実験と解析の比較

5・2 偏心パラメータの影響

前節で実験結果と解析結果を比較し、中心軸載荷では本研究の解析モデルが実験結果を非常に良く再現できる。しかし偏心載荷では最大荷重点までは再現できているが、それ以降の挙動に関しては、解析結果は実験結果に比べ荷重を過小評価してしまい、また除荷剛性が大きく履歴ループが角張った形となった。

ここでは全体的傾向を知るために、単調載荷で解析を行い、解析で予測のできる最大荷重値について、偏心パラメータの影響について調べる。

図-17は、偏心パラメータを $e/r=0, 1, 2, 3, 5, 8$ と変化させたときの単調載荷による水平荷重-水平変位の曲線を示したものである。縦軸は水平荷重を降伏水平荷重で無次元化した値、横

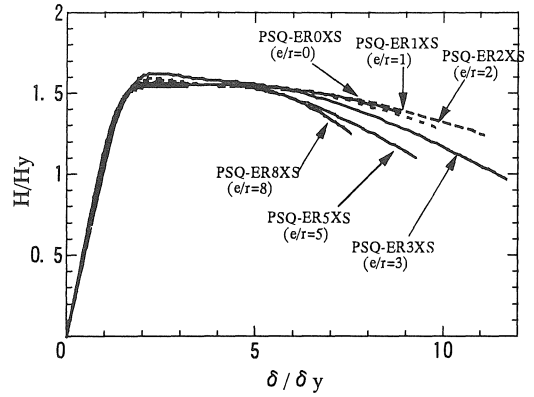


図-17 偏心パラメータの影響

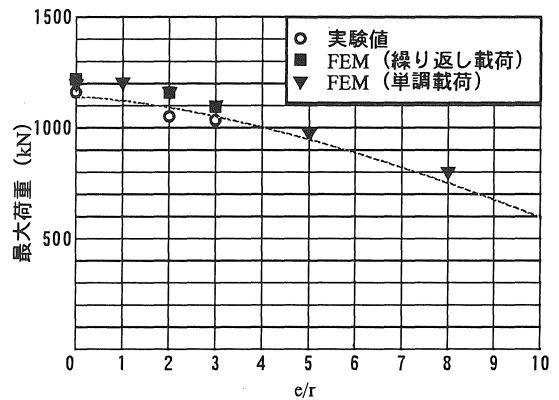


図-18 偏心パラメータの影響 (最大水平荷重)

軸は、水平変位を降伏水平変位で無次元化した値である。本解析における降伏変位および降伏荷重は 4.3 で示した理論値を用い、それぞれ、 δ_y, H_y とした。実験と同様に偏心パラメータが大きくなるに従い、最大荷重以後の強度劣化が著しいことがわかる。また、図-18は最大荷重と偏心パラメータ e/r の関係を示したものである。実験と同様偏心パラメータが大きくなるに従い、最大荷重が低下する傾向がある。中心軸載荷の PSQ-EROXS に比べ $e/r=8$ の PSQ-ER8XS は 33%ほど低下した。

5・3 最大水平荷重の推定

本解析結果から偏心パラメータによる最大水平荷重の予測値を考察する。中心軸載荷および偏心載荷の最大水平荷重をそれぞれ H_{cm}, H_{em} とし、以下の式を仮定する。

$$H_{em} = \alpha H_{cm} \tag{6}$$

この式は係数 α に中心軸載荷の最大水平荷重を乗じたものが偏心載荷の最大水平荷重に等しくなると仮定した。

$$\alpha = -0.0151 \times \left(\frac{e}{r}\right)^{1.5} + 1 \tag{7}$$

解析結果による傾向から実験値を近似する係数 α を算出すると式 (7) が得られる。図-18の曲線は式 (6)、式 (7) から得られたものである。一般の設計に用いるためには今後パラメータを増やし、さらなる解析結果が必要となる。

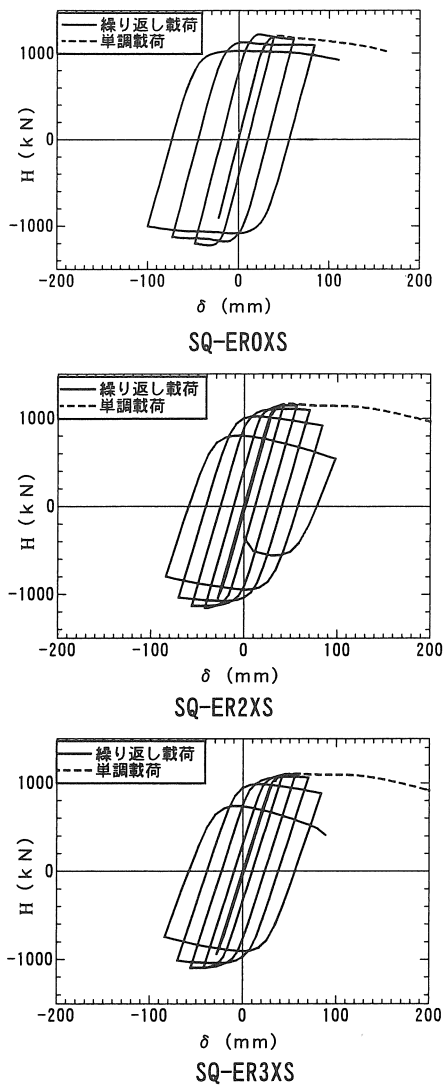


図-19 繰り返し載荷の影響：履歴曲線

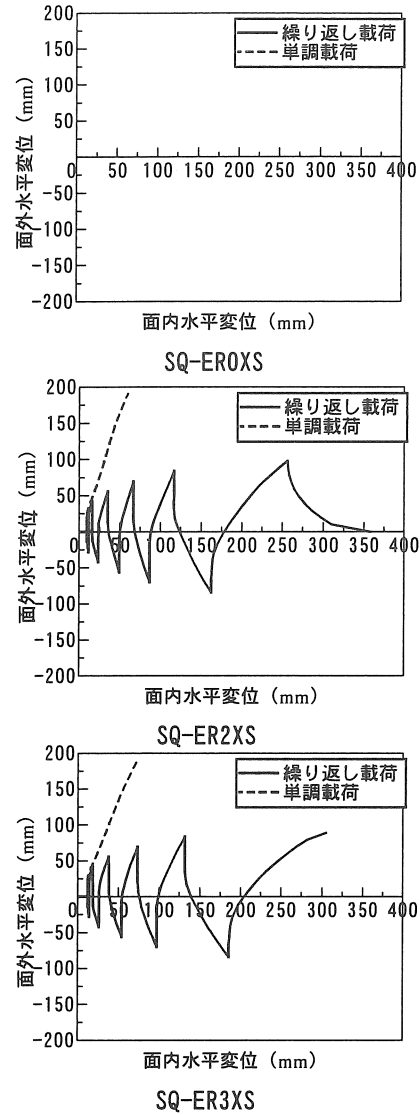


図-20 繰り返し載荷の影響：面内水平変位

5・4 繰り返し載荷の影響

ここでは、単調載荷と繰り返し載荷の解析結果を比較し、繰り返し面外荷重が逆L形鋼製橋脚の強度と変形能に与える影響について考察する。

図-19 に水平荷重-水平変位履歴曲線の結果を示す。一般に単調載荷と繰り返し載荷を比較すると、最大荷重まではほぼ同様の荷重変位経路を示すが、繰り返しに伴い繰り返し載荷では、急激な荷重低下が認められる。本研究において3体ともその傾向が見られる。しかしながら、その急激な荷重低下の割合は中心軸載荷に比べ偏心載荷の方が著しいことがわかる。この理由の1つとして、載荷方向と直交する面内方向の変形量がある。

載荷方向と直交する面内方向の変位の結果を図-20 に示す。縦軸に面外水平変位、横軸に面内水平変位を示す。中心軸載荷(SQ-EROXS)は面外水平力を与えても面内に変位は生じない。しかし、偏心載荷の2体は実験と同様偏心モーメントの影響により面内方向に変位が蓄積されるが、単調載荷と繰り返し載荷を比較すると変位の蓄積の量が異なる。

例えば、SQ-ER3XSの載荷方向(面外方向)変位100mmにおいて、単調載荷の載荷直角方向(面内方向)変位は40mmに対し、繰り返し載荷の載荷直角方向(面内方向)変位は320mm、単調載荷の約8倍の変位である。繰り返し載荷をすることによって、随時変位が蓄積されていくことがわかる。これは、張出し側に偏心モーメント P_e が常時作用しており、その直交方向に繰り返し外力を受けることによって、ウェブ側の損傷が著しくなり、面内方向に変位が生じたと考えられる。

以上より、逆L形鋼製橋脚は偏心モーメント P_e により面内方向に変形が進むが、この変形は繰り返しに伴い随時蓄積されていくことが明らかになった。したがって、これまで構造物の限界値(構造物が保有する耐震性能で、保有耐力、終局強度、終局変位など)を求める際、耐震設計上非常に有用な情報が得られる重要な解析法である Pushover 解析(単調載荷)を、逆L形鋼製橋脚に適用することは非常に危険だといえる。

6. 結論

本研究は都市内高速道路で多く用いられる逆 L 形鋼製橋脚の面外繰返し載荷実験および解析を行い耐震性能を明らかにしたものである。本研究の主な結論は以下のとおりまとめられる。

- (1) 逆 L 形鋼製橋脚は、T 形鋼製橋脚に比べ、最大荷重以降の強度劣化が著しい。(図-9 参照)
- (2) 逆 L 形鋼製橋脚の面外繰返し載荷を行った結果、面外水平変位よりも面内水平変位の方が、より早く増大する結果となった。そのため逆 L 形鋼製橋脚では、面外地震力を受けても、変形および残留変位は面内方向に生じやすいことに注意を払う必要がある。(図-13 参照)
- (3) 偏心パラメータ e/r が大きくなるにつれ、最大荷重が低下していく傾向がある。これは、偏心およびねじりモーメントの影響であると考えられる。(図-18 参照)
- (4) 中心軸載荷 (SQ-EROXS) は塑性率が 5.0 程度確保できているのに対し、偏心載荷では 27%程度低下している。これは偏心モーメントよりもねじりモーメントの作用による影響が大きいと考えられる。(図-10 参照)
- (5) 本研究で作成した解析モデルは実験値と比較して、中心軸載荷 (SQ-EROXS) は実験結果を良く再現しているが、偏心載荷である SQ-ER2XS と SQ-ER3XS は、最大荷重以降の挙動に関しては荷重が実験値に対して小さい結果となった。
- (6) 解析において、実験と同様偏心パラメータが大きくなるに従い、最大荷重が低下する傾向がある。中心軸載荷の PSQ-EROXS に比べ $e/r=8$ の PSQ-ER8XS は 33%ほど低下した。
- (7) 逆 L 形鋼製橋脚は偏心モーメント P_e により面内方向に変形が進むが、この変形は繰返しに伴い随時蓄積されていくことが明らかになった。

謝辞：本研究を行うにあたり名古屋大学大学院宇佐美勉教授には有益な助言をいただいた。また、実験は本学耐震実験センターで行った。実験の際には本学土木工学科 4 年生の協力を得た。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 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ー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.
- 2) 岡本隆, 水谷真吾, 長山秀昭, 原茂樹, 半野久光, 田嶋仁志: 縦リブを補強した円形断面鋼製橋脚の耐震性評価, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp. 97-108, 2000. 3.
- 3) 鈴木森晶, 宇佐美勉, 竹本潔史: 鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 525/I-30, pp. 99-108, 1995. 1.
- 4) 森下益臣, 青木徹彦, 鈴木森晶: コンクリート充填円形鋼管柱の耐震性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp. 73-83, 2000. 3.
- 5) 葛漢彬, 宇佐美勉, 戸谷和彦: 繰返し荷重を受けるコンクリート充填鋼管柱の強度と変形能に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 40A, pp. 163-176, 1994. 3.
- 6) 前野裕文, 宇佐美勉, 葛漢彬: コンクリート部分充填鋼製八角形断面橋脚の強度と変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 189-199, 1998. 3.
- 7) 宇佐美勉, 本間大介, 芳崎一也: 鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集, No. 626/I-48, pp. 197-206, 1999. 7.
- 8) 成瀬孝之, 青木徹彦, 鈴木森晶: 繰返し等荷重を受ける逆 L 形鋼管橋脚の強度と変形性能に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 47A, pp. 45-55, 2001. 3.
- 9) 葛漢彬, 高聖彬, 宇佐美勉: 鉛直荷重が偏心して作用する鋼製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. 654/I-52, pp. 271-284, 2000. 7.
- 10) 後藤芳顯, リ ショソン, 山口栄輝: 橋軸方向地震力を受ける逆 L 形鋼製橋脚の終局挙動と設計, 土木学会論文集, No. 675/I-55, pp. 313-330, 2001. 4.
- 11) 土木学会鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究 WG: 鋼橋の耐震設計針案と耐震設計のための新技術, 1996.
- 12) 日本道路協会: 道路橋示方書・I 共通編, II 鋼橋編, 1996. 12.
- 13) 後藤芳顯, 山口栄輝, 濱崎義弘, 磯江暁, 野中哲也, 林正拳: 鋼製円形変断面橋脚の耐震性評価に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol. 45A, pp. 197-205, 1999. 3.
- 14) 山口栄輝, 阿部圭吾, 久保喜延: 繰返し水平荷重を受ける鋼製円筒橋脚柱の一解析法, 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. 197-202, 1997. 7.
- 15) 後藤芳顯, 王慶雲, 小畑誠, 高橋宜男: 繰返し荷重を受ける鋼製橋脚の有限要素法解析と材料構成則, 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. 209-216, 1997. 7.
- 16) (社)土木学会鋼構造委員会鋼構造物の耐震検討小委員会, (社)鋼材倶楽部, (社)日本鋼構造協会次世代土木鋼構造研究特別委員会鋼橋の耐震設計小委員会: 鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化, 2000. 4.
- 17) (社)日本橋梁建設協会: 鋼製橋脚の弾塑性有限変位 FEM マニュアル, 1998. 2.
- 18) TNO Building and Construction Research: User's manual Release7, 1998. 8.

(受理 平成14年 3 月 19 日)