

# 面外繰り返し水平力を受ける逆L形鋼製箱形断面橋脚の 強度と変形能に関する実験的研究

青木徹彦<sup>1</sup>・鈴木真一<sup>2</sup>・渡辺俊輔<sup>3</sup>・鈴木森晶<sup>4</sup>・宇佐美 勉<sup>5</sup>・葛 漢彬<sup>6</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 愛知工業大学教授 工学部土木工学科(〒470-0392 豊田市八草町八千草 1247)

<sup>2</sup>正会員 中央コンサルタンツ株式会社 (〒451-0042 名古屋市西区那古野2丁目11番23号)

<sup>3</sup>正会員 三菱重工工業株式会社 横浜製作所鉄構技術部橋梁設計課(〒231-8715 横浜市中区錦町12番地)

<sup>4</sup>正会員 博士(工学) 愛知工業大学助教授 工学部土木工学科(〒470-0392 豊田市八草町八千草 1247)

<sup>5</sup>フェロー会員 D.Sc. 工博 名古屋大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

<sup>6</sup>正会員 博士(工学) 名古屋大学助教授 大学院工学研究科土木工学専攻(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

逆L形鋼製橋脚が橋軸方向地震力を受ける場合、上部工重量と偏心量による面内付加モーメント以外に、水平力による付加ねじりモーメントが生じる。過去のシェル要素でモデル化した逆L形鋼製橋脚の有限変位解析によれば、橋脚は橋軸方向作用力に対してもそれと直角方向に大きく変形して崩壊に至るという知見が得られている。一方、実橋梁システムでは上部構造の剛性が非常に大きいため、ねじり変形が拘束された状態になり、むしろT形鋼製橋脚の挙動に近いという報告もある。本研究では、以上のような解析結果を検証するため、面外繰り返し水平力を受けた逆L形鋼製橋脚の大型模型載荷実験を、一点載荷および二点載荷の2種類の載荷方法で行い、ねじり変形の有無による影響、および偏心率が橋脚の耐震性能に及ぼす影響を実験的に明らかにした。

**Key Words:** *eccentricity, inverted L-shape steel bridge pier, strength and ductility*

## 1. 緒言

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、耐震設計に関する有用な知見が得られている<sup>1)~4)</sup>。これらの研究では、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)を取り扱っているものが多い。例えば、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シンポジウムはすでに4回開催され<sup>5)~8)</sup>、毎回30~50編の論文発表がある。その内、T形鋼製橋脚に関する論文数は第1回から第4回までそれぞれ42, 23, 9, 18であり、また、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、いわゆる逆L形鋼製橋脚に関する論文は第2回の1編のみである。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、逆L形鋼製橋脚を使用する場合も多い(図-1参照)。

逆L形鋼製箱形断面橋脚が面内方向(橋軸直角方向)に繰り返し水平力を受ける場合の強度や変形性能、ある

いは同方向に地震力を受ける場合の弾塑性挙動に関する実験および解析的研究は、宇佐美ら<sup>9)~11)</sup>により精力的に行われてきた。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が明らかにされている。また、成瀬ら<sup>12)</sup>も、繰り返し荷重を受ける逆L形パイプ断面橋脚の実験を行い、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、残留変位も鉛直荷重の偏心側に生じやすいことを明らかにしている。

一方、逆L形鋼製橋脚が面外方向(橋軸方向)に地震力を受ける場合、図-1に示されるように上部構造重量 $P$ とその偏心量 $e$ による面内モーメント $M_0 (=P \cdot e)$ 以外に、慣性力(水平力) $H$ と偏心量 $e$ による付加ねじりモーメント $T (=H \cdot e)$ が生ずる。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。逆L形鋼製橋脚の面外方向挙動に関する研究は、葛ら<sup>10)</sup>および後藤ら<sup>13)</sup>の解析的研究はあるものの、実験

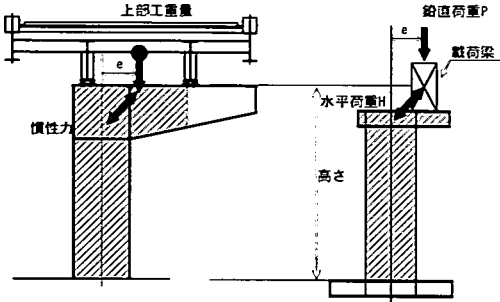


図-1 供試体概念図

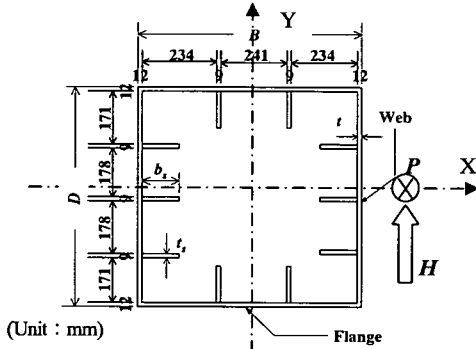


図-2 補剛箱形断面図

的研究は最近行われた崎元ら<sup>14)</sup>による実験があるのみである。葛ら<sup>10)</sup>の解析的研究では、面外水平荷重が繰り返して作用すると、橋脚は面内に大きく変形して崩壊に至るといふ新しい、興味ある知見が得られている。これは、橋脚に作用する偏心軸圧縮力とねじりモーメントによって偏心側の板要素が早期に、大きく局部座屈を起こすためと考えられる。崎元らの実験<sup>14)</sup>は、この種の先駆的な実験として評価されるものの、橋軸方向に水平荷重を与えるジャッキが傾いたとき、橋軸直角方向に力の成分が生じ、この方向への意図しない作用力と変位量が生じるが、これに対処する方法が講じられていない。また、引用文献にはあるものの、上述の解析的研究<sup>10)</sup>で得られた研究内容に関しては言及されていない。

本論文の実験では、このような逆L形橋脚の面外挙動に特有な、しかも橋脚にとって危険な現象を再現できるような実験装置を考案し、繰り返し荷重時の挙動を調べると共に、信頼性の高い数値解析の検証用データを得るのが研究の第1の目的である。

これらの研究に対して、後藤ら<sup>13)</sup>は、上部構造の水平面内曲げ剛性が非常に大きいため、実橋梁システムにおける逆L形鋼製橋脚は、橋軸方向地震力に対してねじり変形が拘束された状態になり、ねじり変形が自由に生ずる橋脚の挙動とは異なり、むしろT形鋼製橋脚の挙動に

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 $B, D$ (mm)           | 750                      |          |          |          |
| 補剛板板厚 $t$ (mm)             | 12                       |          |          |          |
| 縦補剛材高 $b_s$ (mm)           | 90                       |          |          |          |
| 縦補剛材厚 $\xi$ (mm)           | 9                        |          |          |          |
| 供試体高さ $h$ (mm)             | 3700                     |          |          |          |
| 断面二次半径 $r$ (mm)            | 290(X軸回り), 294(Y軸回り)     |          |          |          |
| 細長比パラメータ $\bar{\lambda}$   | 0.350(X軸回り), 0.341(Y軸回り) |          |          |          |
| 幅厚比パラメータ $R_R$             | 0.468(フランジ), 0.345(ウェブ)  |          |          |          |
| 補剛材                        | 0.444(フランジ), 0.279(ウェブ)  |          |          |          |
| 細長比パラメータ $\bar{\lambda}_c$ | 2.08(フランジ), 3.11(ウェブ)    |          |          |          |
| 補剛材剛比 $\gamma/\gamma^*$    | 2.08(フランジ), 3.11(ウェブ)    |          |          |          |
| 偏心パラメータ $e/r$              | 0.0                      | 2.0      | 3.0      | 2.0      |
| 偏心パラメータ $e/h$              | 0.0                      | 0.16     | 0.24     | 0.16     |
| 軸力比 $P/P_y$                | 0.21                     | 0.13     | 0.11     | 0.13     |
| ねじり                        | 生じない                     | 生じる      | 生じる      | 生じない     |
| 載荷方法                       | 1点                       |          | 2点       |          |

注) X, Y軸については、図-2, 4および5参照

近いという考えを發表している。ただし、用いられている数値解析は、はり要素を用いたもので、局部座屈の影響は考慮されていない。

本実験の2番目の目的は、後藤らの見解の妥当性を実験的に調べようとするもので、水平荷重載荷装置として、ねじり変形が自由に生ずる1点載荷と、ねじり変形が拘束される2点載荷の2つの装置を考案し、挙動の相異を実験的に調べている。

## 2. 実験概要

### (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 $t=12$ 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(間隔=500mm)で補剛された正方形箱形断面である。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 $\bar{\lambda}$ は、式(1)、(2)により定義する。

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

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

式(1)中、 $b = B - t = D - t$  (図-2参照)、 $n = \text{サブパネル}$

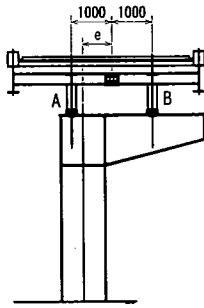


図-3 想定した逆L形鋼製橋脚

数(フランジとウェブはそれぞれ3と4),  $E$  = ヤング率,  $\sigma_y$  = 降伏応力および  $\nu$  = ポアソン比である. 図-2 においては, 水平荷重の荷重方向(面外方向=Y方向)のプレートをフランジ, それに直交する方向(面内方向=X方向)のプレートをウェブと称する. フランジとウェブの補剛材本数が異なるため, 表-1に示したように, 幅厚比パラメータ  $R_R$ , 補剛材の剛比  $\gamma/\gamma^*$  と細長比パラメータ  $\lambda_y$ , および X 軸回りと Y 軸回りの断面 2 次半径  $r$  と柱としての細長比パラメータ  $\lambda$  の値が異なっている.

なお, 偏心量の違いによる耐震性能への影響を調べるため, 偏心量  $e$  を断面 2 次半径  $r$  で除した量  $er$  を 0, 2 および 3 (偏心量と高さとの比  $e/h$  はそれぞれ 0, 0.16 および 0.24) とした.

## (2) 水平力と破壊モードのシナリオ

本研究では, 橋軸方向(すなわち面外方向)の地震力を想定し, すでに研究実績の多い橋軸直角方向(すなわち面内方向)の地震作用力による挙動は考えない. 地震時における橋脚の挙動を, より適切な荷重方法で実現するために, 図-3に示すような上部構造を2個の同一の支承で支えている橋脚を想定し, 以下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, 上部構造の剛性が高いために, 図中のAとBの支承は橋軸方向に等しい変位で振動すると考えられるが, 両者の水平反力は大きく異なる(水平反力  $R_A >$  水平反力  $R_B$ ).
- 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. 水平反力の大きい内側のA支承が外側のB支承より大きく変形するため, A支承の水平反力の増加は押さえられ, 反力の差は①より小さくなるのが予想される.
- ③ 橋脚に作用する水平力がさらに増大すると, A支承の破壊が予想される. A支承破壊後, 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.
- ④ B支承のみで地震力をすべて負担するため, やがてB支承も破壊し, 橋脚への作用力は鉛直力とわずかな摩擦水平力のみとなる.

## (3) 水平力の荷重方法

以上のシナリオより, 本研究では水平力の1点荷重および2点荷重の2つの荷重方法を考えた.

### a) 1点荷重

地震力のような大きな力が橋脚に作用した場合, 2つの支承のうち, 一方が破壊する可能性が高い<sup>10), 13)</sup>. 前記(2)水平力と破壊モードのシナリオ③, ④でも述べたように, 支承が1つになった後, やがてはこの支承も破壊すると考えられるが, 支承耐力が大きい場合, 1個の支承状態がある時間持続することも考えられる. この場合, 橋脚に対しては最も厳しい荷重状態が存在しうることになる. そこで, 支承が1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荷重する.

### b) 2点荷重

剛性の高い上部構造と橋脚が2個の支承で連結され, 一方の支承が破壊しないとき, 橋脚にはねじりが発生しないと仮定して, 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荷重する. なお, その際ジャッキは橋軸方向に等しい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. なお, 荷重手順は降伏変位の1往復の振幅を順次整数倍する一般的な方法である.

## (4) 荷重装置

実験荷重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一定鉛直荷重は, 供試体上部に剛な荷重はりを設け, 4000kN アクチュエータ2基を鉛直方向(Z方向)に取付け荷重した. 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. また, 実験中に傾きの補正は行っている.

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基を用いて荷重(Y方向)した. また X 方向に供試体が大きく傾いた場合, 鉛直アクチュエータ及び水平アクチュエータ(Y方向)による X 方向の荷重成分が生じるので, これを補正するために X 方向にも1000kN アクチュエータを1基取付け, 分力を打ち消す装置を考えた.

## (5) 鉛直荷重の算定

上部構造重量に相当する一定鉛直荷重  $P$  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」強度相関式より算出する<sup>2)</sup>. 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 0.2 (I 種地盤相当) とする.

$$\frac{\alpha P}{P_y} + \frac{\alpha M}{M_y} = 1.0 \quad (3)$$

$$\frac{\alpha P}{P_u} + \frac{\alpha C_m M}{M_y \{1 - (\alpha P / P_E)\}} = 1.0 \quad (4)$$

$$M = k_r Ph + Pe \quad (5)$$

ここで、 $\alpha$  = 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<sup>15)</sup>に示される中心軸圧縮強度,  $M$  = 柱基部の曲げモーメントである。

### (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軸ひずみゲージを貼付け、主ひずみを測定した。

中心軸載荷実験では、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、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  $\delta_y$  とした。また、そのときの水平荷重を降伏荷重  $H_y$  とする。

偏心載荷実験では、偏心量が大きい図-6(a)に示すように、軸力載荷の状態では偏心側(すなわち張出し側)では圧縮ひずみが生じ、その反対側(すなわち柱断面側)では引張ひずみが生じる。この状態でさらに水平力を載荷した場合、圧縮側フランジのひずみ分布は図-6(b)に示すように、三角形に近い分布となる。本研究では、フランジの幅方向の最大ひずみ発生点(同図の部材断面右下コーナー部分A点)のひずみが降伏ひずみに達したときの変位を降伏変位  $\delta_{y,ex}$  とし、そのときの水平荷重を降伏荷重  $H_{y,ex}$  とする。

降伏変位  $\delta_{y,ex}$ 、降伏荷重  $H_{y,ex}$  を表-3 に示す。同一偏心量  $e/r=2$  でありながら、1点載荷のSQ-ER2XS と2点載荷のSQ-ER2XDの降伏荷重に約1.3倍の差があるのは、2点載荷が平行な等変位載荷であり、ねじりを許していないためである。実験では  $\delta_{y,ex}$  の整数倍の変位を与えた。なお実験結果の無次元化については後述する。

## 3. 実験結果

### (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、引張試験を行い、材料特性を測定した。引張試験結果の平均値を表-2に示す。

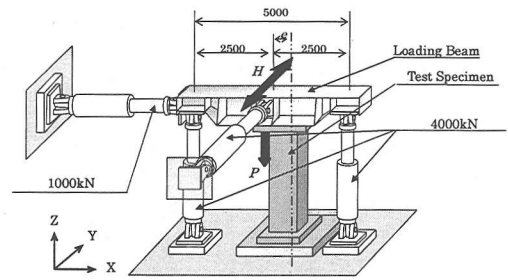


図-4 水平力一点載荷図(Unit : mm)

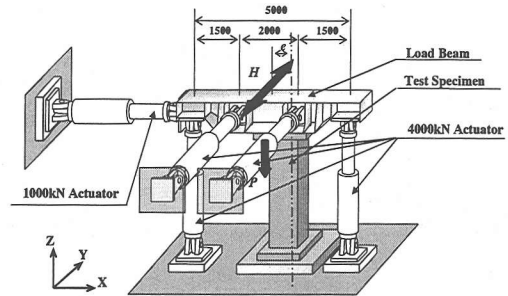
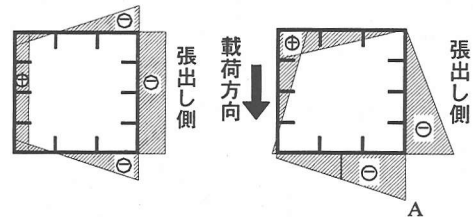


図-5 水平力二点載荷図(Unit : mm)



- : 圧縮ひずみ  
+ : 引張ひずみ

(a) 鉛直力のみ載荷時 (b) 水平力載荷時

図-6 偏心載荷供試体のひずみ分布図

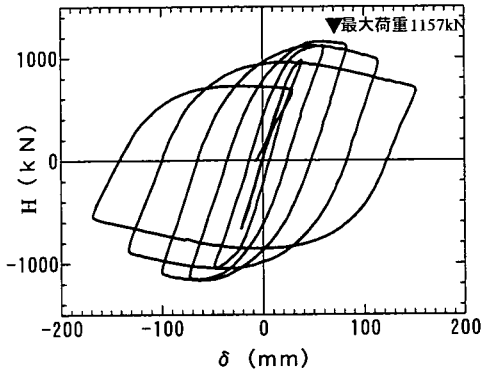
表-2 実験供試体材料の引張試験結果

| $\sigma_y$<br>[MPa] | $E$<br>[GPa] | $\varepsilon_y$<br>[%] | $E_{st}$<br>[GPa] | $\varepsilon_{st}$<br>[%] | $\nu$ | $\sigma_u$<br>[MPa] |
|---------------------|--------------|------------------------|-------------------|---------------------------|-------|---------------------|
| 387                 | 208          | 0.186                  | 4.02              | 2.34                      | 0.281 | 524                 |

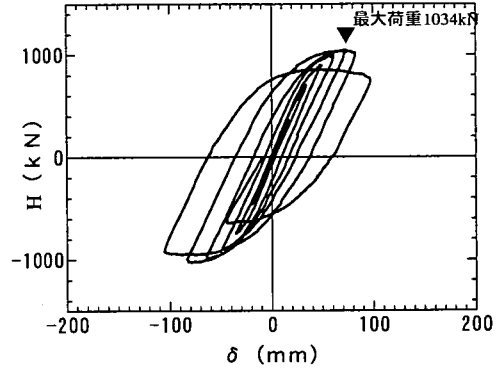
注)  $E_{st}$  = ひずみ硬化係数,  $\varepsilon_{st}$  = ひずみ硬化開始点ひずみ,  $\sigma_u$  = 最大応力

### (2) 水平荷重一面外水平変位履歴曲線

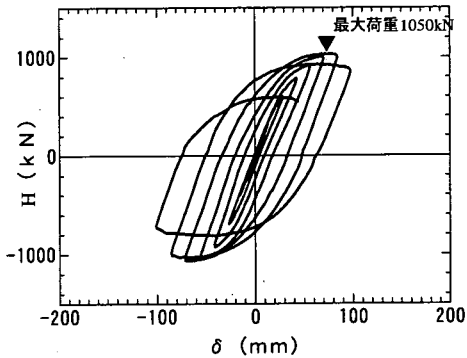
図-7に各実験供試体頂部の水平荷重一面外水平変位履歴曲線を示す。これらの図の縦軸は面外水平荷重を、横軸は面外水平変位を示す。ただし、図中の水平変位は、供試体を固定しているアンカーボルトの伸びなどで生じ



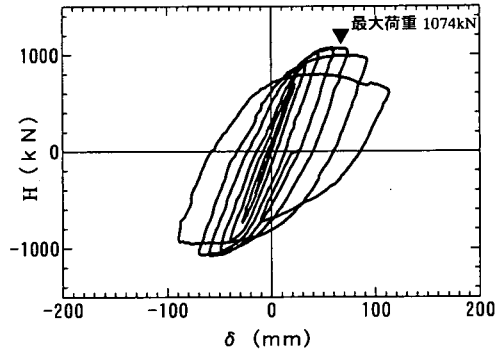
(a) SQ-ER0XS (中心軸載荷)



(c) SQ-ER3XS ( $e/r=3$ , 1点載荷)



(b) SQ-ER2XS ( $e/r=2$ , 1点載荷)



(d) SQ-ER2XD ( $e/r=2$ , 2点載荷)

図-7 水平荷重一面外水平変位履歴曲線

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-ER0XS) に比べ、偏心載荷である3体の最大荷重  $H_{max}$  は、約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。また初期剛性の値は、SQ-ER0XS (中心軸載荷) と SQ-ER2XD ( $e/r=2$ , 2点等変位載荷) は同程度だったのに対し、SQ-ER2XS ( $e/r=2$ , 1点載荷) と SQ-ER3XS ( $e/r=3$ , 1点載荷) はそれぞれ23%, 29%低下している。

### (3) 包絡線

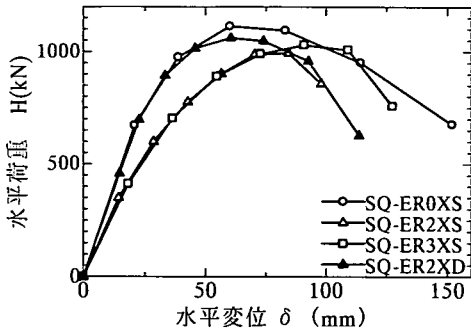
4つの供試体の繰り返し荷重実験から得られた水平荷重一面外水平変位履歴曲線から包絡線を求め、無次元化しないままで示すと図-8(a) のようになる。同図から偏心のない供試体SQ-ER0XSの荷重-変位関係の包絡線が、概略60mmで最大荷重を迎え、その後緩やかな耐力低下が見られた。ついで偏心ではあるが、ねじりを与えない2点載荷のSQ-ER2XDがピークまではT形橋脚供試体SQ-ER0XSとほぼ同様であるが、それ以降は劣化が大き

い。ねじりを与えた1点載荷のSQ-ER2XS (偏心量  $e/r=2$ ) と SQ-ER3XS ( $e/r=3$ ) は初期勾配が低く、また最大荷重、さらに最大荷重後の変形能力も小さい。これらはいずれも偏心とねじりの影響を表していると思われる。したがって、逆L形鋼製橋脚は、T形鋼製橋脚に比べ耐力力および変形性能が劣り、地震時の安全性が低いといえる。

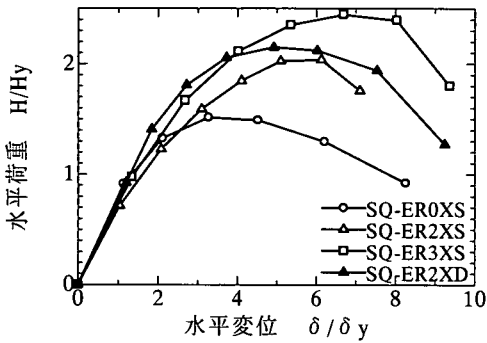
### (4) 無次元化の方法

構造部材の耐震性能を荷重-変位曲線等により比較するとき、試験機関や実験計画により、実験供試体の断面寸法、鋼種等は通常それぞれ異なるから、一般に試験結果に対して無次元化が行われる。

前述したように、今回の繰り返し荷重実験での降伏変位、降伏荷重は当初、断面の最大ひずみ点が降伏ひずみに達した時点の値とした。すなわち偏心載荷した場合、応力またはひずみ分布は例えば図-6(b)のように三角形分布となり、最大ひずみ発生点 (同図の部材断面右下コ



(a)



(b)

図-8 水平荷重-面外水平変位履歴曲線の包絡線

一ナ一部分 A 点) のひずみが降伏ひずみに達した時点での変位を降伏変位  $\delta_{y\alpha}$ , そのときの荷重を水平降伏荷重  $H_{y\alpha}$  とした。ただし, 偏心载荷の場合, ねじりが発生するので軸方向応力に加え, せん断応力による相当応力を求めた。また, 別に同様の最大ひずみを計算により求め, 引張り試験の降伏ひずみに一致させて求めた降伏変位を  $\delta_y$ , 降伏荷重を  $H_y$  とした。これらの実験値および計算値による降伏荷重, 降伏変位の値を表-3 に示す。

計算値の  $\delta_y$ ,  $H_y$  による包絡線の無次元化した結果を図-8(b) に示す。図-8(b) の結果は, 同図(a) の結果とはかなり異なった様相となった。すなわち, 偏心载荷してねじりを受けた供試体 (SQ-ER3XS) の方が, 偏心がない供試体 (SQ-ER0XS, 図中白丸印) よりも約 1.6 倍も大きな値となって, 図-8(a) とは全く逆の結果となっている。このような結果は, 偏心やねじれを受ける部材の初期降伏強度が低いために生じるもので, 当然の結果ではあるが, 偏心やねじれを受ける部材のほうが変形能が大きい印象を与えるため, 比較に際して誤解を与えずく, 適切な無次元化がされているとはいえない。

構造物の耐震性能を調べるために, 図-7 のような荷重-変位履歴曲線を描き, またこれから変形能を考察するが, これらは明らかにエネルギー的な観点からの評価で

表-3 降伏荷重, 降伏変位および塑性率

| 供試体名                     | SQ-ER0XS | SQ-ER2XS | SQ-ER3XS | SQ-ER2XD |
|--------------------------|----------|----------|----------|----------|
| 降伏変位(実験)                 |          |          |          |          |
| $\delta_{y\alpha}$ (mm)  | 21.2     | 14.3     | 16.6     | 14.7     |
| 降伏変位(理論)                 |          |          |          |          |
| $\delta_y$ (mm)          | 18.4     | 13.8     | 13.6     | 12.3     |
| 降伏荷重(実験)                 |          |          |          |          |
| $H_{y\alpha}$ (kN)       | 665      | 358      | 364      | 457      |
| 降伏荷重(理論)                 |          |          |          |          |
| $H_y$ (kN)               | 735      | 488      | 421      | 494      |
| 最大荷重                     |          |          |          |          |
| $H_{max}$ (kN)           | 1157     | 1050     | 1034     | 1074     |
| $\delta_y^*$ (mm)        | 34.6     | 40.6     | 47.3     | 34.2     |
| $\delta_{95}$ (mm)       | 91.2     | 89.5     | 83.3     | 82.3     |
| $\delta_{95}/\delta_y^*$ | 2.64     | 2.20     | 1.76     | 2.41     |

注)  $\delta_y^*$ : 包絡線を完全弾塑性としたときの降伏変位

あり, 合理的な基準化降伏変位を定めるには, エネルギー的な観点にたった検討が必要であろう。

今回の実験に対しては, 4 つの供試体の鋼種, 断面寸法が同じであることから, 偏心のない供試体の降伏変位, 降伏荷重を他のすべての供試体の共通の値として用いるのも一つの方法である。この場合の無次元化した結果は, 図-8(a) の縦, 横軸の目盛りが変わるだけであるので図の表示は省略する。

### (5) 塑性率

構造物の耐震性能を評価する指標の一つに塑性率があるが, その定義はさまざまである。多くは最大荷重に達した後に, 水平荷重が最大荷重の 95% まで低下したときの水平変位  $\delta_{95}$  を, あるいは最大荷重時の水平変位  $\delta_{max}$  を, 降伏変位  $\delta_y$  で除した値を塑性率と定義している。しかし前項(4) でも述べたように, 今回の供試体のように偏心曲げとねじりを受ける場合の適切と思われる基準降伏変位が現時点で定められていないため, ここでは道路橋示方書<sup>10)</sup>の鉄筋コンクリート橋脚に対して示されている方法, すなわち包絡線を完全弾塑性 (降伏強度は最大荷重) と仮定したときの降伏変位を基準変位  $\delta_y^*$  とし,  $\delta_{95}$  の値を除して塑性率とする。このように無次元化した後は, 4 つの供試体の初期剛性が一致し, 変形能の比較が図-8(b) を用いる場合より, より適切になるものと思われる。 $\delta_y^*$ ,  $\delta_{95}$  および塑性率の値を表-3 に示す。

### (6) 1点载荷と2点载荷の相違 (ねじりの影響)

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  $er=2$  において, ねじりの生じる 1 点载荷 (SQ-ER2XS) と, ねじりの生じない 2 点等変位载荷 (SQ-

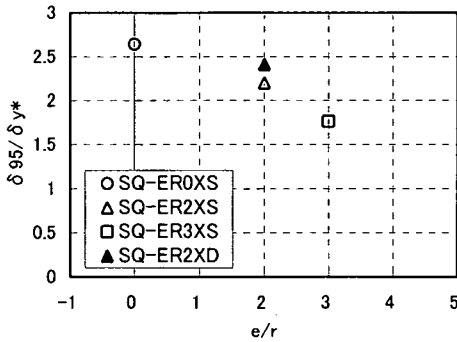


図-9 偏心パラメータと塑性率の関係

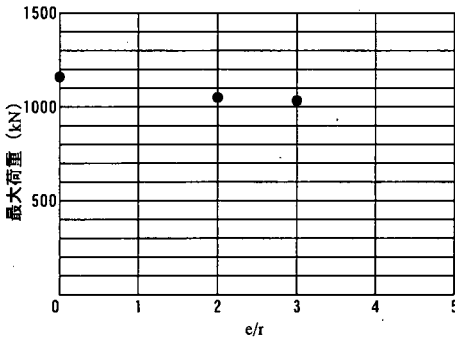


図-10 偏心パラメータと最大荷重の関係

ER2XD) の比較実験を行った。表-3 および図-8(a)の包絡線における荷重-変位関係をみると、最大荷重は、両者にほとんど差がなく、2点等変位載荷 (SQ-ER2XD) が約2%大きいだけであるが、初期勾配はねじれを受ける1点載荷供試体 (SQ-ER2XS) の方がかなり小さくなっている。また、ねじりの生じるSQ-ER2XSの方が最大荷重以降の強度劣化が著しい。これは、偏心による曲げに加え、ねじりによる材料の早期塑性化が進み、ウェブおよびフランジの劣化が促進されたためと考えられる。

2点載荷橋脚 (SQ-ER2XD) を T形橋脚と同じく偏心的な供試体 (SQ-ER0XS) の結果と比較してみると、両者はねじりがいないため、最大荷重近くまで一致した曲線となっているが、それ以降は2点載荷橋脚の強度劣化が進む。これは2点載荷橋脚がねじりの変形が拘束されても、偏心荷重が作用しているため、偏心側の断面が繰り返し荷重の進行につれ局部座屈を起こすためと考えられる。したがって、この挙動を正確に把握するには、後藤ら<sup>13)</sup>が用いたはり要素でなく板・シェル要素によるモデル化を用いる必要がある。

以上をまとめると、ねじり変形が自由に生ずる逆L形鋼製橋脚の挙動は、最大荷重点までは初期剛性がかなり低く、ねじり変形が拘束される逆L形鋼製橋脚の挙動と

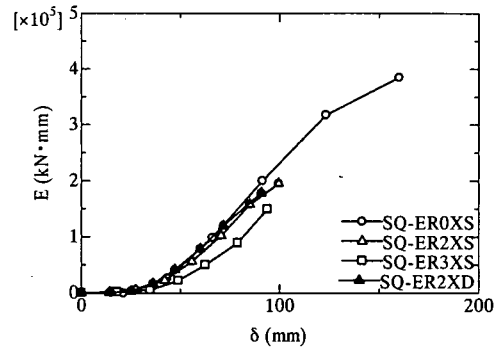


図-11 各サイクルでの履歴吸収エネルギー量

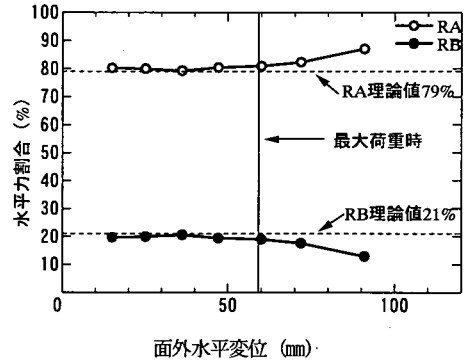


図-12 SQ-ER2XD (2点載荷) における水平反力の変化

は異なる。また、最大荷重点以降の強度劣化も早い。これに対し、ねじり変形が拘束される逆L形鋼製橋脚は、最大荷重付近まではT形橋脚の挙動に類似しているが、それ以降はT形橋脚に比べ劣化が著しい。

### (7) 偏心パラメータの影響

偏心パラメータと塑性率との関係を図-9に示す。同図から偏心パラメータが大きいと明らかに塑性率は小さく、低下率は偏心量  $e/r=2$  で17%、 $e/r=3$  で33%である。しかし偏心量  $e/r=2$  を有するが、ねじれを伴わない供試体SQ-ER2XDでは低下率は9%ほどである。ねじりを伴い偏心載荷状態となる逆L形橋脚では、曲げのみを受ける橋脚より変形能がかなり低下することに注意が必要である。

最大荷重については、(2)で述べたように、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、最大荷重と偏心パラメータの関係を示した図-10からわかるように、低下の割合は非常に緩やかである。

### (8) 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 に各载荷サイクルにおける履歴吸収エネルギーを示す。中心軸载荷 (SQ-ER0XS) は、最大荷重以後 (概略  $\delta \geq 60\text{mm}$ ) も吸収エネルギーが急激に増加しているのに対し、偏心载荷の3体は、エネルギーの増加量が著しく少なくなっている。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。

### (9) 水平反力の変化

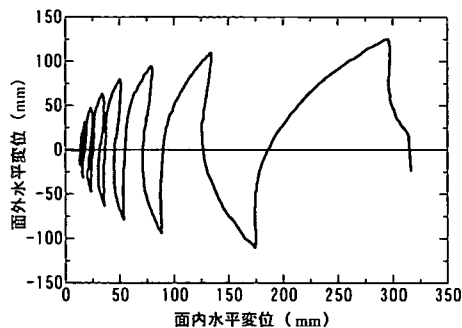
図-12 に SQ-ER2XD (2点载荷) による供試体载荷点のそれぞれの水平反力の割合を示す。横軸は水平変位を、縦軸は水平反力の割合を示している。反力の理論値は、支承 A, B 間 2000mm, および両者の中心位置が橋脚中心位置から  $e=2r=1176\text{mm}$  にあることから、支承 A および B の位置が橋脚中心より、それぞれ左に 412mm, 右へ 1588mm の位置にある単純はりの反力として簡単に求められ、内側 (柱断面側) 支承 A の水平反力  $R_A$  が全反力の 79% であり、外側 (偏心側) 支承 B の水平力  $R_B$  は 21% であった。実験結果と比較すると、载荷始めはほぼ理論値どおりの水平反力が生じているが、繰り返しが進むにつれ、内側支承の水平力の割合が増大していくのがわかる。これは偏心モーメント  $P \cdot e$  により、最大荷重に到ったあたりから、偏心側のウェブプレートが損傷し、中立軸が偏心側の逆側に移動したことによると思われる。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、単純はり理論で算定できるが、それ以降は、偏心側断面の損傷が大きくなり、中心軸の移動により、両者の水平反力の割合が変化することに注意が必要である。

設計で水平強度が同じ支承を用いた場合、大地震時には明らかに内側の支承がはるかに早く破壊することにも注意が必要である。

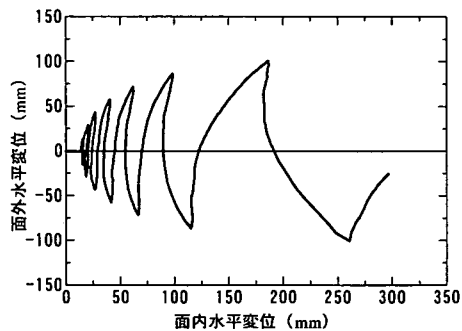
### (10) 不可逆的案内変形現象の再現

緒言で述べたように、逆L形鋼製橋脚が面外方向の繰り返し力を受けた場合、鉛直荷重が偏心している側へ案内方向の変位が生じることが解析的に明らかにされている<sup>10)</sup>。そこで、本実験で用いた供試体のうち、鉛直荷重が偏心している SQ-ER2XS, SQ-ER3XS および SQ-ER2XD の3体に対して、橋軸直角方向 (面内) 水平変位について調べたものを図-13 に示す。

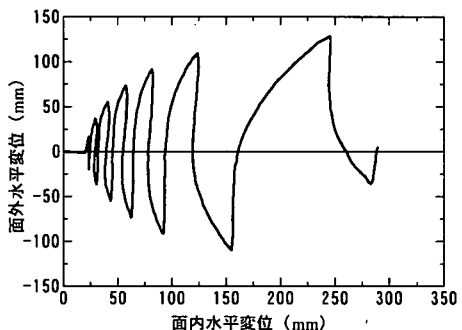
同図の縦軸は橋軸方向 (面外) 水平変位 (図-4 の Y 方向変位)、横軸は橋軸直角方向 (面内) 水平変位 (図-4 の X 方向変位) を示している。これより、軸圧縮力が常時偏心して作用しているため、橋軸方向の繰り返し力にも関わらず橋軸直角方向変位の方が大きく、また不可逆的な変位、すなわち橋軸直角方向には増加するだけの変



(a) SQ-ER2XS



(b) SQ-ER3XS



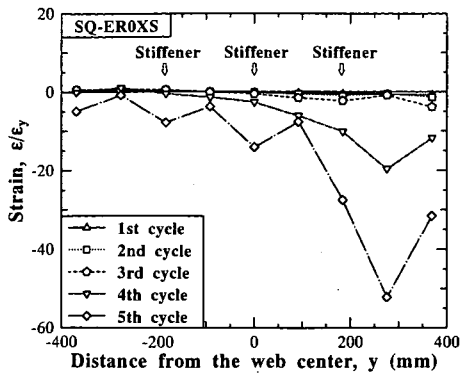
(c) SQ-ER2XD

図-13 橋軸直角方向水平変位-面外水平変位

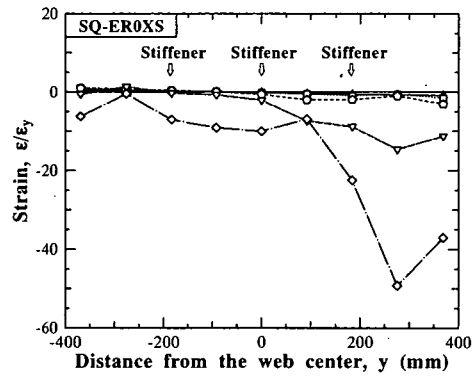
位現象となっていることがわかる。

また、特筆すべき点は、ねじりモーメントが発生しない SQ-ER2XD にも、この現象が生じていることである。SQ-ER2XD は、鉛直荷重が偏心して作用しているが、横梁の2点を等変位に保ちつつ面外方向へ繰り返しを行うので、水平荷重  $H$  により発生するモーメントは、曲げモーメント  $M_h (=H \cdot h)$  のみとなり、水平力に関しては中心軸の場合と同じである。それにもかかわらず、面外方向に繰り返すうちに案内水平変位が生じている。このことから、案内水平変位が発生する主な要因として、水平荷重によるねじりモーメントの影響よりも、死荷重載荷状態で鉛直荷重の偏心により発生する曲げモーメント



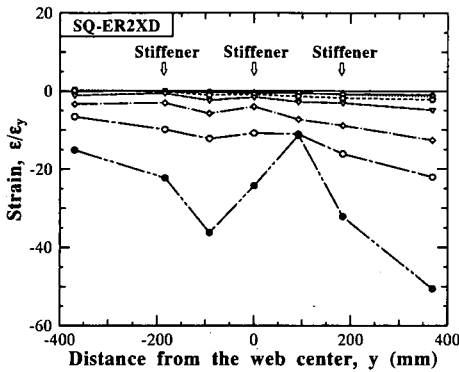


X 軸正方向のウェブ

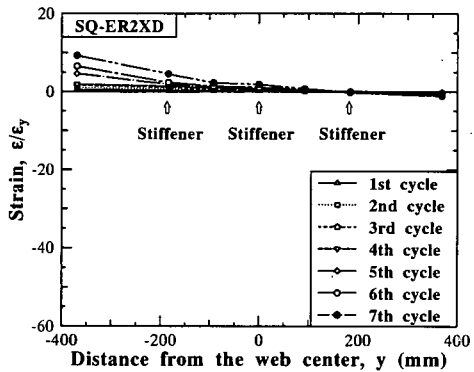


X 軸負方向のウェブ

(a) SQ-ER0XS (T形橋脚)



X 軸正方向のウェブ (偏心側のウェブ)



X 軸負方向のウェブ (偏心と逆側のウェブ)

(b) SQ-ER2XD (逆L形橋脚)

図-14 T形橋脚 (SQ-ER0XS) と逆L橋脚 (SQ-ER2XD) のウェブ面のひずみ分布図

$M_0 (= P \cdot e)$  の影響が大きいといえる。

偏心パラメータ  $e/r=0$  の実験供試体 SQ-ER0XS と偏心パラメータ  $e/r=2$  の実験供試体 SQ-ER2XD の繰り返し載荷の各折り返し点 (図-7 の+側) でのひずみ分布を図-14 に示す。なお、ここに用いられたひずみは橋脚基部から 200mm 上部の位置で計測されたものである。図の縦軸は実測ひずみを引張試験から求めた降伏ひずみで無次元化したものであり、横軸はそれぞれのウェブ面の中心からの距離である。

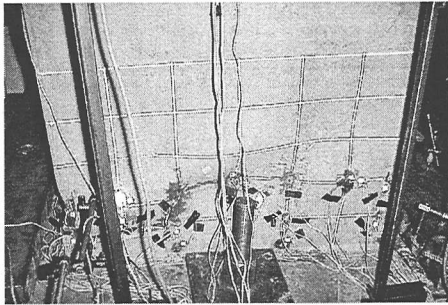
水平、垂直とも中心軸荷重を受ける SQ-ER0XS では、ウェブの両面にほぼ同等なひずみが発生していることがわかる。これに対し、SQ-ER2XD では、鉛直荷重の偏心により発生する曲げモーメント  $M_0$  によって偏心側のウェブでは荷重が進むにつれて大きな圧縮ひずみが出ているが、逆側のウェブでは引張りひずみが生じている。このように、偏心軸力を受ける SQ-ER2XD は、繰り返し荷重を与えることで、偏心側のウェブにより大きな圧縮およ

びせん断ひずみが繰り返して作用し、橋脚全体は偏心側に大きな面内方向の変位が生じる。この傾向は、SQ-ER2XS, SQ-ER3XS の供試体についても同様である。

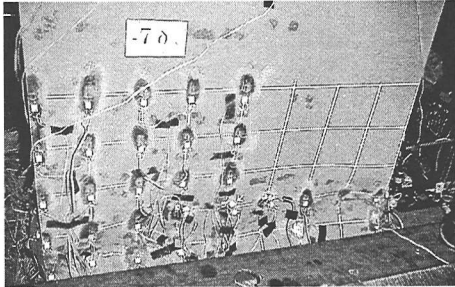
逆L形鋼製橋脚では、面外水平力を受けても、変形は面内方向に生じやすいということは文献 10) でも解析的に示されており、本研究の実験装置で行った大型模型実験からも確認できた。したがって設計では、例えば、偏心側のウェブプレートを厚くするなどを行って変形能の高い断面を用いることがその方策として挙げられるが、今後の課題としてさらなる検討が必要である。

#### (11) 座屈および損傷状況

偏心荷重を行った3体の供試体の座屈の進展状況は、座屈発生の変位に多少の差異はあるもののほぼ同様であった。すなわち最大荷重を記録した付近でフランジおよびウェブの偏心側の柱基部に補剛材間の規則的な局部座屈が発生した。最大荷重以後、急激に面内水平方向に変



(a) フランジ



(b) ウェブ

写真-1 実験終了後の柱基部の損傷状況

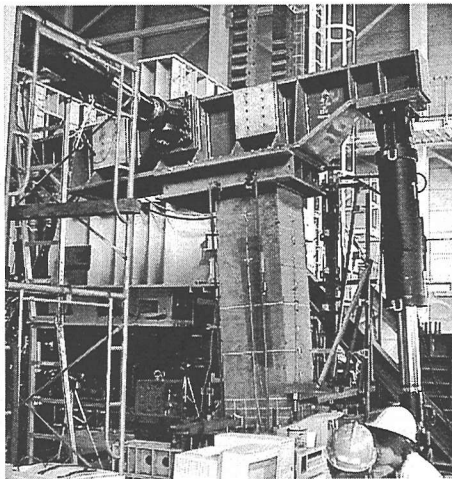


写真-2 実験終了後の供試体全体写真

位が進展するとともに、ウェブの偏心側の柱基部に局部座屈が進展した。これ以後、ウェブの偏心側の柱基部の座屈により終局に至ったと考えられる。実験終了後の供試体の座屈状況の一例 (SQ-ER2XS) を写真-1 に示す。また前述のように、供試体は繰返しを受ける面外方向 (橋軸方向) に倒れるのではなく、それと直交する方向、いわゆる面内方向 (橋軸直角方向) に傾いて終了した。実験終了後の供試体全体の様子を写真-2 に示す。

#### 4. 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。
- (2) 逆L形鋼製橋脚の面外 (橋軸方向) 繰返し載荷を行った結果、面外水平変位よりも面内 (橋軸直角方向) 水平変位の方が、より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。
- (3) ねじり変形が拘束される逆L形鋼製橋脚 (水平力2点載荷) の挙動は、最大荷重点まではT形鋼製橋脚の挙動に近いが、その後は劣化がかなり大きい。これは、偏心荷重の影響によるものと思われる。逆L形鋼製橋脚の挙動を正確に把握するには、板・シェル要素によるモデル化を用いる必要がある。
- (4) 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。
- (5) 塑性率の計算の基準となる降伏変位を、道路橋示方書<sup>10)</sup>の鉄筋コンクリート橋脚と同様に定義し、最大荷重後の95%低下点での変位との比で求めた。中心軸載荷 (SQ-ER0XS) に比べ、偏心載荷では17~33%の低下が見られた。
- (6) 偏心載荷の3体における最大荷重以降の各サイクルにおけるエネルギー吸収量は、中心軸載荷に比べ、非常に小さい結果となった。これは偏心およびねじりによる片面ウェブへのひずみの過大な増大によるものと考えられる。
- (7) 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、単純はり理論で算定できるが、それ以降は、偏心側の損傷が大きくなり、中立軸の移動があるため柱中心側の支承の水平反力が若干増加する傾向にある (図-12 参照)。

謝辞：実験は愛知工業大学耐震実験センターで行った。実験の際には愛知工業大学土木工学科4年生の協力を得た。ここに記して感謝の意を表す。

なお、本研究の一部は平成13年度科学研究費 (基盤研究(B)(2)) (課題番号:12450183, 研究代表者:宇佐美勉) の補助を受けて行った。

## 参考文献

- 1) 宇佐美勉, 織田博孝: 鋼構造物の耐震解析法および耐震照査法に関する研究展望, 研究展望, 土木学会論文集, No.668/I-54, pp.1-16, 2001.1.
- 2) 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.
- 3) 土木学会: 土木構造物の耐震設計法等に関する第3次提言と解説, 土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会, 2000.6.
- 4) 土木学会・鋼材倶楽部: 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, 土木学会鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会, 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, 2000.4.
- 5) 土木学会構造工学委員会: 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, 1997.7.
- 6) 土木学会鋼構造委員会: 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, 1998.11.
- 7) 土木学会鋼構造委員会: 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, 2000.1.
- 8) 土木学会鋼構造委員会: 第4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, 2002.1.
- 9) 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.
- 10) 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.
- 11) Liu, Q.Y., Usami, T. and Kasai, A.: Inelastic Seismic Response Analysis of Eccentrically Loaded Steel Bridge Piers, *J. Struct. Mech Earthquake Eng.*, JSCE, No.654/I-52, pp.25-38, 2000.7.
- 12) 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.
- 13) 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.
- 14) 崎元達郎, 中山雅文, 川畑智亮, 渡辺浩, 江山栄一: 面外繰返し力を受ける逆L形鋼製橋脚の履歴挙動, 土木学会論文集, No.696/I-58, pp.215-224, 2002.1.
- 15) 日本道路協会: 道路橋示方書・I 共通編, II 鋼橋編, 2002.3.
- 16) 日本道路協会: 道路橋示方書・V 耐震設計編, 2002.3. (2002.5.10 受付)

## EXPERIMENTAL STUDY ON STRENGTH AND DEFORMATION CAPACITY OF INVERTED L-SHAPED STEEL BRIDGE PIERS SUBJECTED TO OUT-OF-PLANE CYCLIC LOADING

Tetsuhiko AOKI, Shinichi SUZUKI, Syunsuke WATANABE, Moriaki SUZUKI,  
Tsutomu USAMI and Hanbin GE

Various shapes of piers in urban highway viaducts are adopted according to their different construction site conditions. Inverted L-shaped steel piers (ILSP) may cause higher amount of residual displacement than that of centrally loaded steel piers after strong earthquake. In this study, out-of-plane cyclic loading test has been performed on the ILSP. The eccentricity ratio  $e/h$  is selected as 0, 2 and 3, and its influences on the inelastic behavior, ultimate strength and ductility are investigated. It is found that the ILSP deformed largely in the in-plane direction although the pier was loaded in the out-of-plane direction. Moreover, comparisons show that the behavior of the ILSP without torsional deformation is close to that of the T-shaped steel pier before the peak load, but the subsequent strength deterioration is significant due to the presence of eccentric load.