

逆 L 形正八角形断面鋼製橋脚の耐震性能実験

Seismic Performance Test of Inverted L-shaped Octagonal Section Steel Piers

谷口貴司[†], 青木徹彦^{††}, 鈴木森晶^{††}

Takashi TANIGUCHI, Tetsuhiko AOKI, Moriaki SUZUKI

Abstract Inverted L-shaped pier is often used in urban area, where there are many cross roads and curved roads. The research work has not been performed sufficiently so far for the seismic performance of such not simple shape pier. This study demonstrates the experimental research for the seismic performance of the inverted L-shaped steel piers with octagonal section. The L-shaped pier sustains eccentric forces in both directions vertical and horizontal. So, main parameter chosen in the test is the eccentricity related to e/r , where r is the radius of gyration. The important results are obtained from the test such as the maximum horizontal strength, ductility and energy absorption capacity referred to the eccentricity parameter.

key words: eccentricity, Inverted L-shaped pier, Steel bridge pier

キーワード: 偏心, 逆 L 形, 鋼製橋脚

1. 序論

1995 年の兵庫県南部地震によって, 各種の構造物に関東大震災以来, 最大の被害を引き起こした。直接地盤上に立地されている橋梁などの鋼構造物は, 地震動の繰り返し外力にさらされる。既設橋脚の現状からみると, 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 形鋼製橋脚が橋軸方向に地震力を受ける場合, 上部工重量 P と偏心量 e による付加モーメント $M_0 (=P \cdot e)$ 以外に, 水平力 H 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。したがって橋脚の変形能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。

過去に本研究室では, 成瀬ら¹⁾によって, 繰り返し等荷重を受ける逆 L 形鋼管橋脚の実験が行われた。これは, 無補剛円形断面を持つ逆 L 形鋼製橋脚に対して, 等荷重繰り返し載荷法で実験を行い, その履歴挙動について考察している。これによると, 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。また, 鈴木ら²⁾

によって, 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研究を行った結果, 偏心モーメント Pe により, フランジ側でなくウェブの張出し側に破壊が進展し, その結果耐力を失い, 橋軸方向よりも橋軸直角方向に大きな変位が生じる傾向があることを明らかにした。

本研究では, 逆 L 形正八角形断面橋脚を取り上げ, 偏心量 e を断面 2 次半径で除した量 e/r を偏心パラメータとして定義し, 地震時に橋軸方向に作用する繰り返し外力を載荷する。実験では 1 点載荷および 2 点載荷の 2 種類の載荷方法で実験を行う。また, 橋軸直角方向に偏心量を $e = 1r, 2r, 3r$ と変化させ, 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討する。

本研究で用いた八角形断面は, 矩形断面に比べ, 断面構成要素の幅厚比が小さくできるため局部座屈が生じにくく, 耐震性能上有利であると考えられるが, これを実証した研究成果はない。よって地震時の挙動を明らかにする必要がある³⁾。

2. 実験計画および方法

2.1 実験供試体

実験に用いる供試体は, 実橋脚の 1/3~1/4 を想定した縮尺モデル 7 体である。鋼種は SS400 とする。部材寸法は, 全幅 $b'=900\text{mm}$, フランジ幅 $b=373\text{mm}$, フランジ板厚 $t=6\text{mm}$,

[†] 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 都市環境学科土木工学専攻(豊田市)

表-1 実験計画

供試体名	OCT-L-e0	OCT-L-e1	OCT-L-e2	OCT-L-e3
偏心パラメータ e/r	0	1	2	3
軸力比 P/Py	0.17	0.13	0.11	0.09
ねじれ (生じる○)	1点载荷	○	○	○
	2点载荷	×	×	×

表-2 供試体寸法および各パラメータ

全幅 b' (mm)	900	断面2次半径 r (mm)	317
フラジ幅 b (mm)	373	補剛材剛比 γ/γ^*	1.60
フラジ板厚 t (mm)	6	補剛材幅厚比パラメータ RS	0.692
補剛材幅 bs (mm)	65	幅厚比パラメータ RF	0.326
補剛材板厚 ts (mm)	6	細長比パラメータ λ	0.296
試体有効高さ h (mm)	3700		

補剛材幅 $bs=65\text{mm}$, 補剛材板厚 $ts=6\text{mm}$, 試体有効高さ $h=3700\text{mm}$ である. コーナー部に半径 100mm の円弧を有する正八角形断面である. 図-1 に供試体概念図, 図-2 に断面図, 表-1 に実験計画を, 表-2 に供試体寸法および各パラメータの値を示す.

2.2 载荷計画

本研究では, 地震による橋脚の挙動を, より適切な载荷方法で実現するために, 図-3 に示すような橋脚を想定し, 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, ほぼ等変位で移動するが, 両者の反力差は大きく異なる ($R_A > R_B$).
- ② さらに橋脚に働く水平力が増大すると, 支承または桁が弾性変形, あるいは塑性変形する. 支承がやや変形するため, ①より反力が小さくなることが予想される.
- ③ 橋脚に働く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, この結果やがて B 支承も 1 点载荷状態となり橋脚は, 塑性変形の後, 破断する.

本研究では, このように複雑な動きの基本的な挙動を解明するために, 1 点または 2 点载荷状態に単純化して繰り返し载荷を行うこととする.

2.3 载荷方法

(1) 1 点载荷

偏心パラメータ e/r とねじりモーメントが橋脚の耐震性能に及ぼす影響について検証するために, 支承が 1 点であると仮定し, 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载荷する.

(2) 2 点载荷

図-3 に示すような橋脚を想定し, 2 つの支承の反力差に

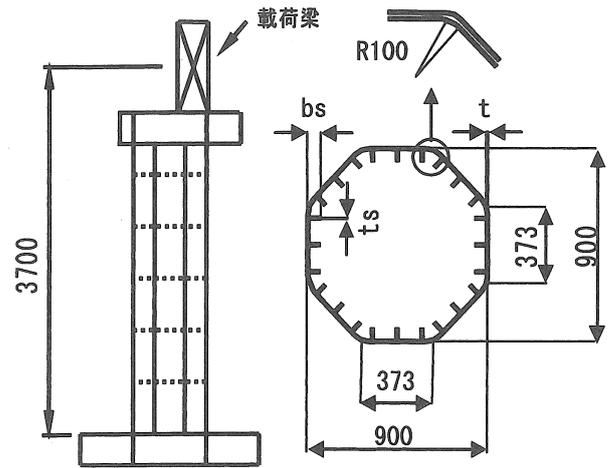


図-1 供試体概念図

図-2 断面図

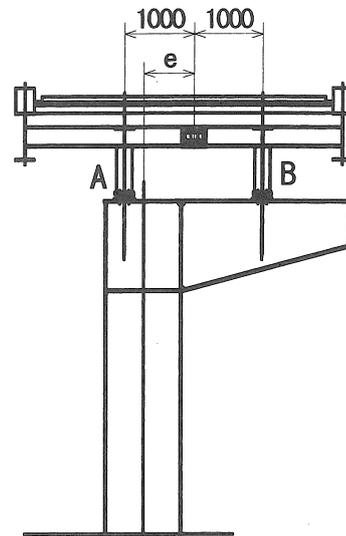


図-3 想定した橋脚

ついて検証するため, 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载荷する.

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 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, 4400kN アクチュエータ 2 基を鉛直方向 (Z 方向) に取付け载荷した. 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. 地震時の上部工重量の慣性力を想定した水平荷重は 4400kN アクチュエータ 1 基もしくは 2000kN アクチュエータ 2 基を用いて载荷した (X 方向). また Y 方向に供試体が傾いた場合, 鉛直アクチュエータ (Z 方向) 及び水平アクチュエータ (X 方向) による Y 方向の荷重成分が生じるので, これを補正するために Y 方向にも 1000kN アクチュエータを 1 基取り付け. 実際の様子を写真-1 (a), (b) に示す.

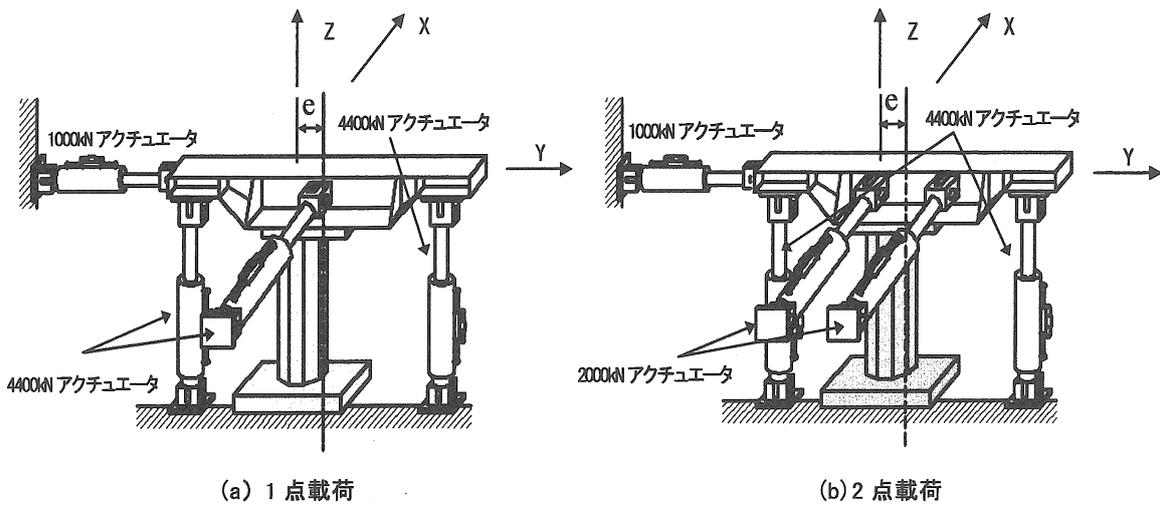
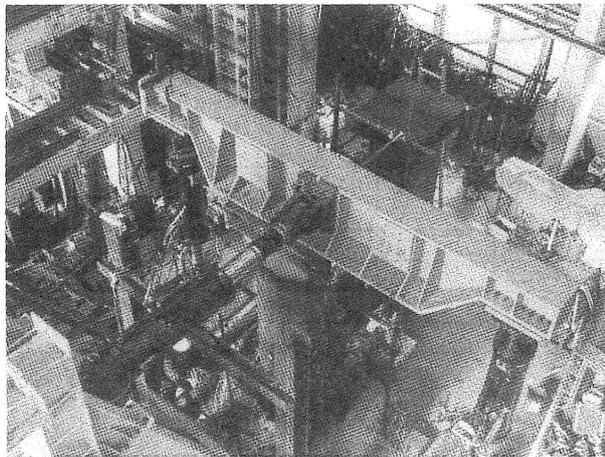
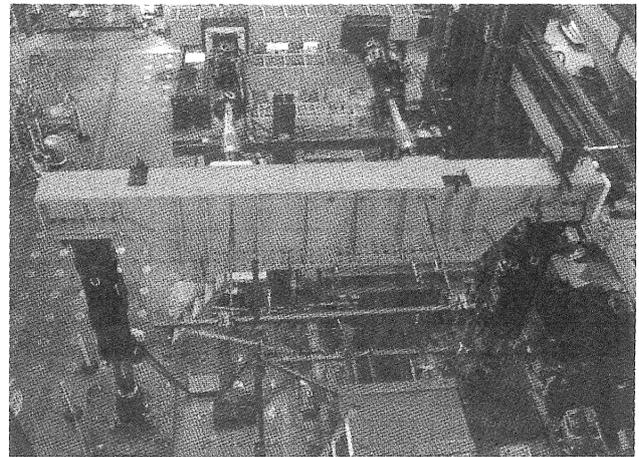


図-4 実験載荷装置



(a) 1点載荷



(b) 2点載荷

写真-1 実験載荷装置

2.5 鉛直荷重の算定

上部構造重量に相当する鉛直荷重は、式(1)、(2)に示す、はり-柱強度相関式により求め、算出された値のうち小さいほうを軸力として採用する⁴⁾⁵⁾。

$$\frac{\alpha P}{P_y} + \frac{\alpha M_0}{M_y} \leq f \quad (1)$$

$$\frac{\alpha P}{P_u} + \frac{\alpha C_m M_0}{M_y \{1 - (\alpha P/P_e)\}} \leq f \quad (2)$$

$$M_0 = kPh + P_e \quad (3)$$

ここで、 α :安全率(=1.14), f :照査式(=1.0), P_y :全断面降伏軸力, P_u :中心軸圧縮強度, P_e :オイラーの座屈荷重, M_y :降伏モーメント, C_m =等価曲げモーメント定数(=0.85), k =設計水平震度(=0.25), h =供試体有効高さ, e =偏心量, M_0 :橋脚基部に作用する付加モーメント。軸力算出結果を表-3に示す。また、偏心パラメータと軸力比の関係を図-5に示す。

表-3 軸力算出結果

供試体名	OCT-L-e0	OCT-L-e1	OCT-L-e2	OCT-L-e3
偏心量e	0 (=0mm)	1r (=317mm)	2r (=634mm)	3r (=951mm)
P	1579	1238	1017	863
M_0	1.71×10^6	1.79×10^6	1.84×10^6	1.88×10^6
P/Py	0.17	0.13	0.11	0.09

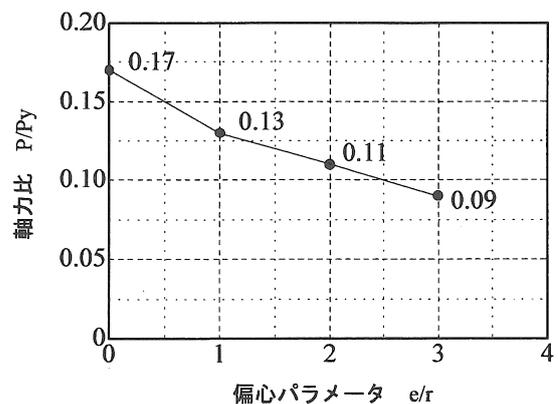


図-5 偏心パラメータと軸力比の関係

2.6 降伏水平変位 δ_y , 降伏水平荷重 H_y の定義

供試体基部から 250mm の箇所に 3 軸ひずみゲージを貼る。これから得られた主応力が材料の引張試験結果から得られた降伏応力 σ_y に達した時の変位を降伏水平変位 δ_y とする。また、このときの水平荷重を降伏水平荷重 H_y とする。3 軸ひずみゲージより算出する主ひずみ ϵ_p および主応力 σ_p を式 (4), (5) に示す⁶⁾。

$$\epsilon_p = \frac{1}{2} \left[\epsilon_1 + \epsilon_2 \pm \sqrt{2 \left\{ (\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 \right\}} \right] \quad (4)$$

$$\sigma_p = \frac{E}{2} \left[\frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{1 - \nu} \pm \frac{1}{1 + \nu} \sqrt{2 \left\{ (\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 \right\}} \right] \quad (5)$$

3. 実験結果

3.1 材料試験結果

使用した供試体から試験片を 6 本製作し、引張試験を行

表-4 使用材料引張試験結果

ヤング率	E (N/mm ²)	2.13 × 10 ⁵
降伏応力	σ_y (N/mm ²)	337
降伏ひずみ	ϵ_y (μ)	1628
ポアソン比	ν	0.29
最大応力	σ_u (N/mm ²)	477
最大応力時のひずみ	ϵ_u (μ)	1.43 × 10 ⁵
ひずみ硬化係数	E _{st} (N/mm ²)	2.19 × 10 ⁵

った。結果の平均値を表-4 に示す。

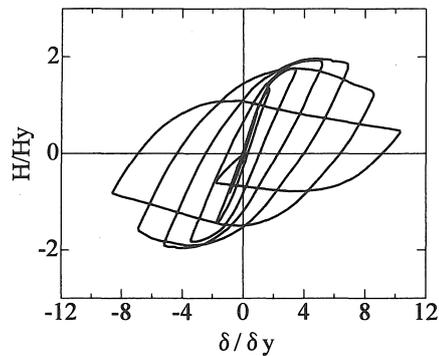
3.2 繰り返し載荷実験結果

(1) 水平荷重-水平変位履歴曲線

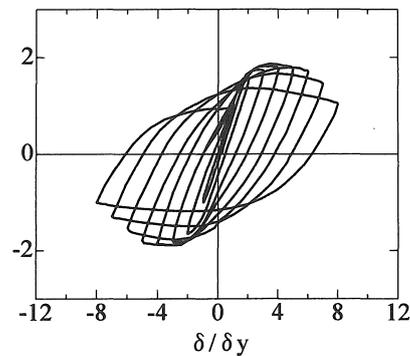
繰り返し載荷実験による結果を表-5 に示す。1 点載荷による水平荷重-水平変位履歴曲線を図-6(a)~(d)に、2 点載荷による水平荷重-水平変位履歴曲線を図-7(a)~(c)に示す。縦軸は水平荷重 H を降伏水平荷重 H_y で、横軸は水平変位 δ を降伏水平変位 δ_y でそれぞれ無次元化している。

表-5 繰り返し載荷実験結果

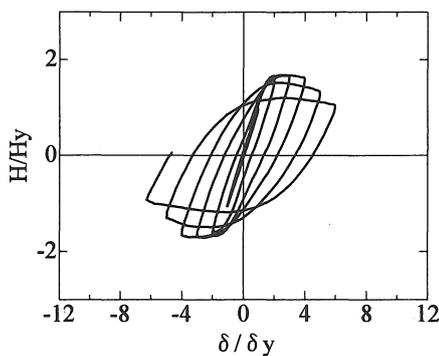
供試体名		OCT-L-e0	OCT-L-e1	OCT-2L-e1	OCT-L-e2	OCT-2L-e2	OCT-L-e3	OCT-2L-e3
降伏水平荷重	H_y (kN)	372	367	374	377	358	373	306
降伏水平変位	δ_y (mm)	17	17	18	20	16	21	13
最大水平荷重	H_{max} (kN)	731	694	648	628	670	613	628
最大水平荷重時の変位	δ_m (mm)	80.8	55.4	62.3	50.9	56.5	61.6	51.2
塑性率	μ_{90}	7.00	5.50	6.20	4.30	5.20	4.30	4.80



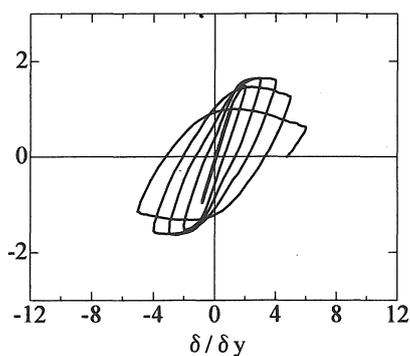
(a) OCT-L-e0



(b) OCT-L-e1



(c) OCT-L-e2



(d) OCT-L-e3

図-6 水平荷重-水平変位履歴曲線 (1 点載荷)

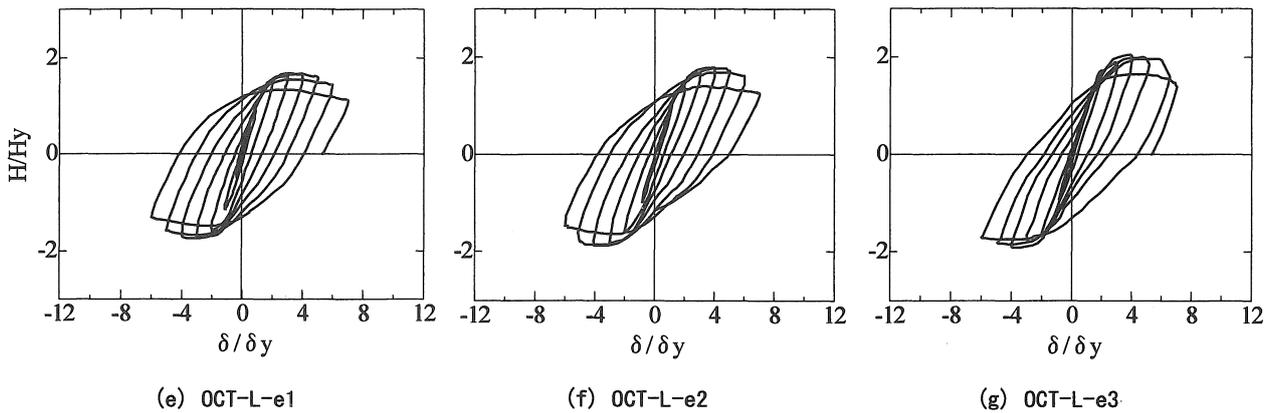


図-7 水平荷重—水平変位履歴曲線 (2点荷重)

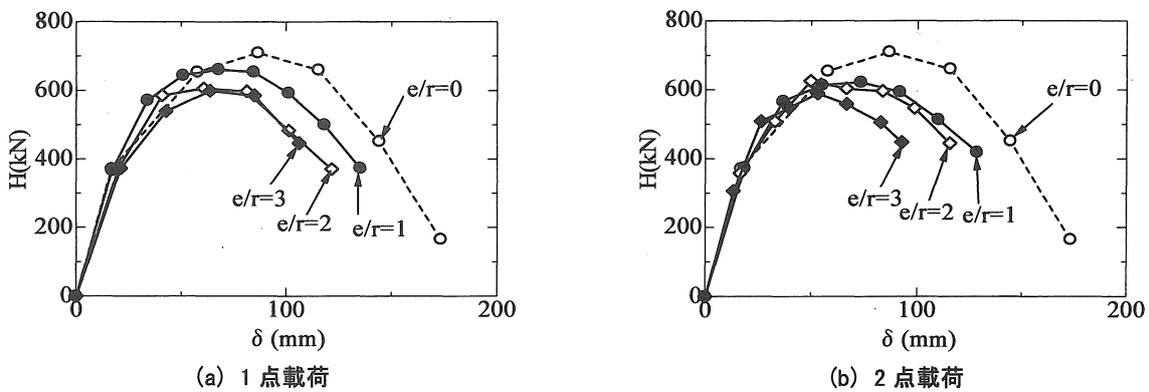


図-8 包絡線

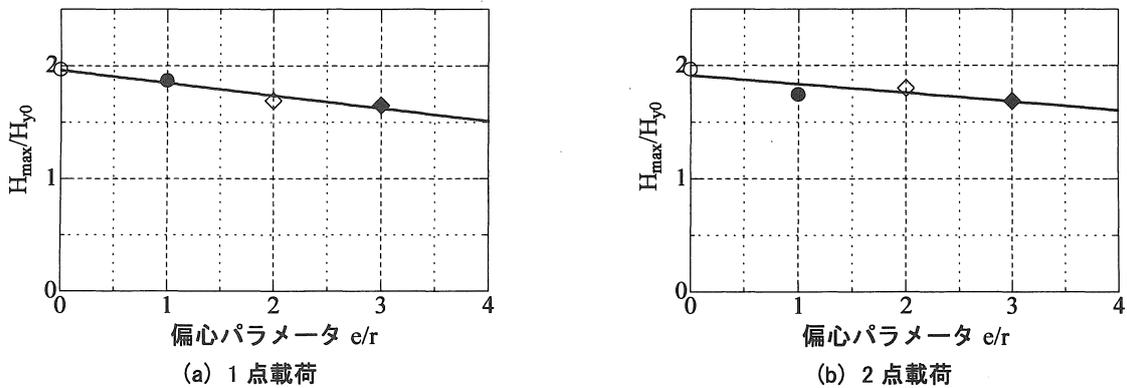


図-9 最大水平荷重と偏心パラメータ

(2) 包絡線

水平荷重—水平変位履歴曲線から求めた包絡線を図-8(a), 8(b)に示す。縦軸は水平荷重 H 、横軸は水平変位 δ を示す。偏心のある供試体は、中心軸荷重であるOCT-L-e0に比べ耐力、変形能ともにすべて内側に収まっている。

(3) 最大水平荷重と偏心パラメータの関係

最大水平荷重と偏心パラメータの関係を図-9(a), (b)に示す。最大水平荷重は、 $e/r=0$ での値 H_{y0} で無次元化している。1点荷重、2点荷重ともに偏心パラメータ e/r が大きくなると最大水平荷重 H_{max} が直線的に低下する傾向がある。最小二乗法により次の直線近似式(6), (7)を求めた。

$$1 \text{ 点荷重: } \frac{H_{max}}{H_{y0}} = -0.11 \frac{e}{r} + 1.96 \quad (6)$$

$$2 \text{ 点荷重: } \frac{H_{max}}{H_{y0}} = -0.08 \frac{e}{r} + 1.91 \quad (7)$$

(4) 塑性率

構造物の変形性能を評価する指標の1つである塑性率を図-10に示す。塑性率は式(8)によって求められる。

$$\mu_{90} = \frac{\delta_{90}}{\delta_y} \quad (8)$$

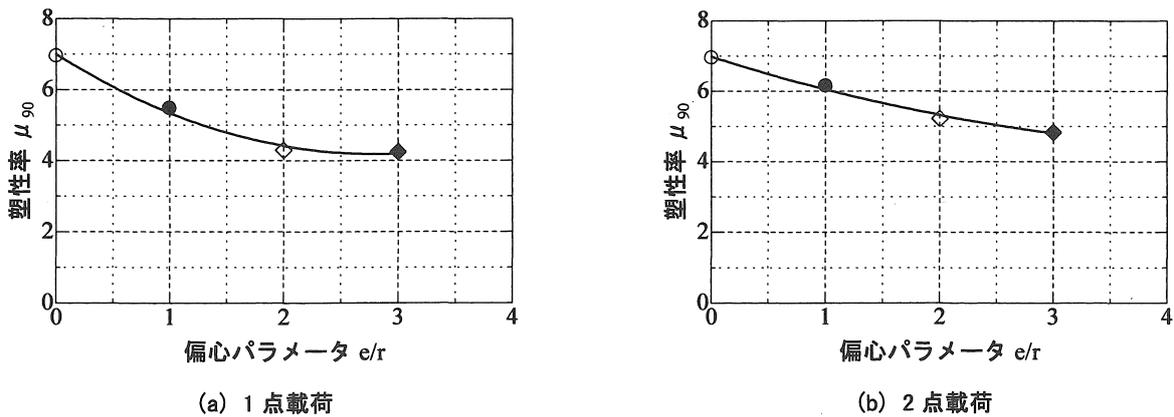


図-10 塑性率

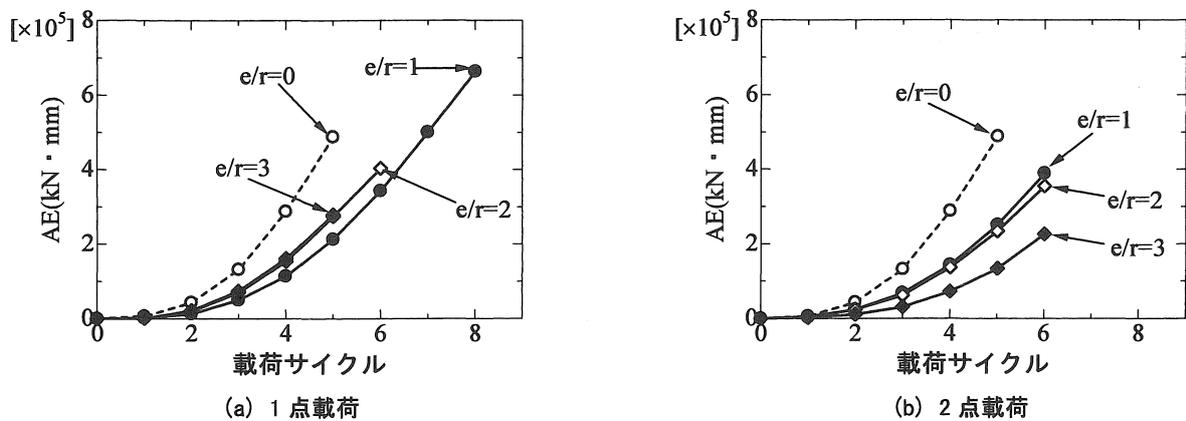


図-11 累積エネルギー吸収量

ここに μ_{90} は、水平荷重が最大荷重に達した後 90%まで低下したときの水平変位 δ_{90} を降伏水平変位 δ_y で除したものである。塑性率は OCT-L-e0 を基準として、1点载荷である OCT-L-e1 では 21%程度、OCT-L-e2、OCT-L-e3 では約 40%程度低い値を示した。2点载荷では $e/r=1, 2, 3$ に対しそれぞれ 12%, 25%, 30%低い値を示した。1点载荷の塑性率は 2点载荷に比べ $e/r=1, 2, 3$ でそれぞれ 11%, 18%, 12%低下している。これは橋脚に作用するねじりモーメントの影響の違いと考えられる。実験結果から以下の 2次近似式(9)、(10)を求めた。

$$1 \text{ 点载荷} : \mu_{90} = 0.36 \left(\frac{e}{r}\right)^2 - 2.00 \left(\frac{e}{r}\right) + 6.99 \quad (9)$$

$$2 \text{ 点载荷} : \mu_{90} = 0.10 \left(\frac{e}{r}\right)^2 - 1.03 \left(\frac{e}{r}\right) + 6.98 \quad (10)$$

(5) エネルギー吸収量

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するかという性能を示す。エネルギー吸収量が少ないと地震外力が上部工に直接作用し、その結果、応答変位が過大に生じ、急激な強度変化をまねき危険である。よって、耐震性能を評価する上で特に重要な指標となる。図

11(a)、(b)に累積エネルギー吸収量を示す。OCT-L-e0 は中心軸载荷であるために、断面全体で効率良くエネルギーを吸収したのに対して、偏心载荷である $e/r=1, 2, 3$ ではいずれも偏心しているために偏心側の部材が早期に降伏し、断面全体でエネルギーを効率良く吸収できていない。

(6) 橋軸直角方向変形

偏心载荷である 6 体に対して、橋軸方向繰り返し荷重が作用する方向に直交する橋軸直角方向の水平変位について調べたものを図-12(a)~(f)に示す。これらの図は地震力が橋軸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。縦軸は橋軸方向水平変位、横軸は橋軸直角方向水平変位を示している。また、図中の破線は両方向に同変位を生じた場合を示す。これより、軸圧縮力が常時偏心して作用しているため、 $e/r=2, 3$ のケースでは橋軸直角方向の変位も次第に偏心側にかたよって大きくなっていくことがわかる。この橋軸直角方向変位は、繰り返しを受ける橋軸方向水平変位よりも非常に大きな量に進展していくことは注目すべき点である。したがって、逆 L 形鋼製橋脚では、橋軸方向水平力を受けても、変形および残留変位は橋軸直角方向に生じやすいということがわかった。

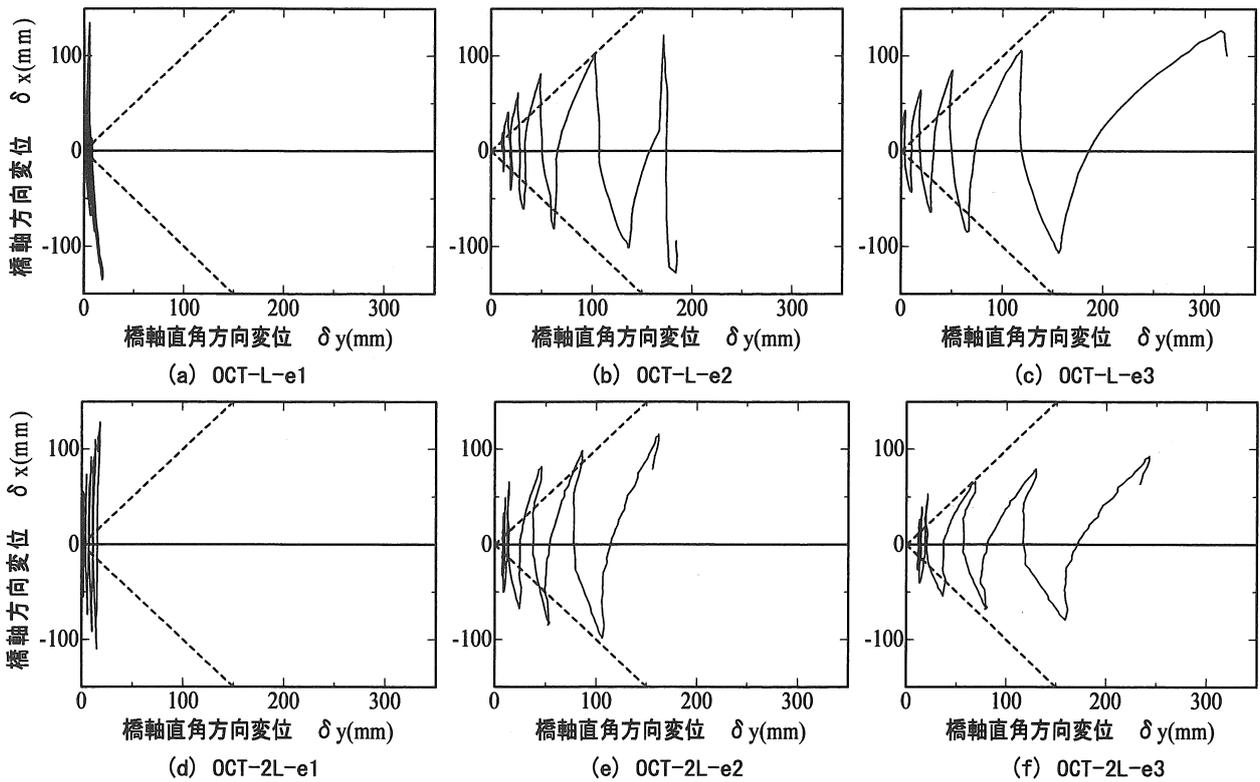


図-12 橋軸直角方向変位—橋軸方向変位

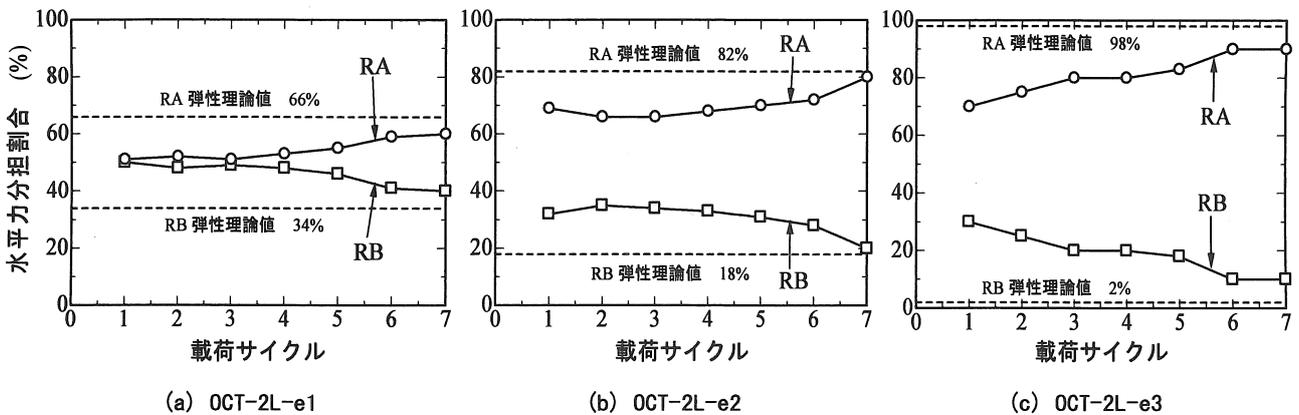
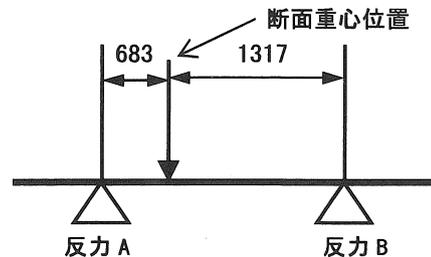


図-13 荷重サイクル—反力の割合

(7) 反力差

図-13(a)～(c)に等変位2点荷重による供試体荷重点のそれぞれの反力の割合を示す。反力は2本のアクチュエータのロードセルから読み取った。横軸は荷重サイクル(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。図中の破線は、反力の弾性理論値である。実験結果から荷重サイクルが進むにつれ、偏心側と反対の水平力の割合が増大していくのがわかる。これは、上部工重量を想定した鉛直荷重による偏心モーメント 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、偏心側と反対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形橋脚は、偏心側断面の損傷が大きくなり、中心軸の移動により支承の反力の割合が



例) $e/r=1$

$$\text{反力 A の割合 (\%)} = \frac{1317}{2000} \times 100$$

$$\text{反力 B の割合 (\%)} = \frac{683}{2000} \times 100$$

変化することに注意が必要である。この場合、地震時には内側の支承が先に破壊し、外側の支承のみの1点荷重になる。

(8) 回転角とねじりモーメントの関係

1 点荷重の場合, 頂部の作用モーメント $H \times e$ (H : 水平力, e : 偏心量) と頂部回転角の計測結果を図-14 に示す. 図-15 は頂部回転角を荷重サイクルごとに示したものである. 図-14 の各曲線の初期勾配はねじり剛性 $K=GJ/h$ を現わしている. これらの供試体の最大荷重は図-9(a) に示したようにほとんど変わらないにもかかわらず, 偏心パラメータが大きくなるにつれて, 回転角およびねじりモーメントには大きな差が生じていることは興味深い.

(9) 座屈および損傷状況

1 点荷重である OCT-L-e0, OCT-L-e1, OCT-L-e2 は 3δ 付近から基部付近に局部座屈による凹凸が見られた. それに対し, OCT-L-e3 は 2δ 付近から凹凸が見られた. 2 点荷重である OCT-2L-e1, OCT-2L-e2, OCT-2L-e3 は 3δ 付近から凹凸が見られた. 偏心側の柱基部に規則的な局部座屈が見られた. 図-12 に示すように $3 \sim 4\delta y$ で, 急激に橋軸直角方向に変位が進展するとともに, 偏心側板および斜め側板の基部に局部座屈が進展した. これ以後, 偏心側の基部の座屈により終局に至った. 実験終了後の供試体の座屈状況の一例を写真-2(a), (b) に, 全体写真を (c) に示す.

4. 結論

本研究は, 逆 L 形正八角形断面橋脚を取り上げ, 偏心量 e を断面 2 次半径で除した量 e/r を偏心パラメータとして定義し, 1 点荷重および 2 点荷重における繰り返し荷重実験を行った. 橋軸直角方向に偏心量を $e=1r, 2r, 3r$ と変化させ, 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実験的に明らかにした. 本研究によって得られた結論を以下に示す.

- 1) 中心軸荷重 (OCT-L-e0) と比較して, 偏心荷重される逆 L 形橋脚は耐力, 変形能ともに大きく低下する. これは, 上部工重量による付加モーメント Pe により橋軸方向のみならず, 直角方向にも変形が生じやすく, 偏心側の部材が, 早期に降伏するためと考えられる.
- 2) 1 点および 2 点荷重とも最大荷重は偏心パラメータ e/r が大きくなるにつれ, 直線的に低下することがわかった. これに対し直線近似式を求めた.
- 3) 1 点および 2 点荷重とも塑性率は偏心パラメータ e/r が大きくなるにつれ, 低下することがわかった. これに対し 2 次式近似を行った (図-10 参照). OCT-2L-e1, OCT-2L-e2, OCT-2L-e3 は $\mu_{90}=6.2, 5.2, 4.8$ であるのに対して, ねじりの生じる OCT-L-e1, OCT-L-e2,

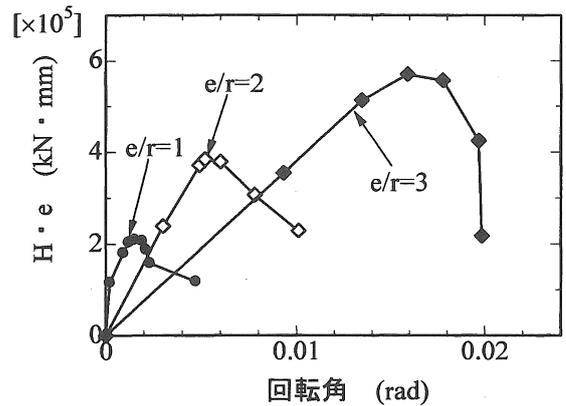


図-14 回転角-ねじりモーメントの関係

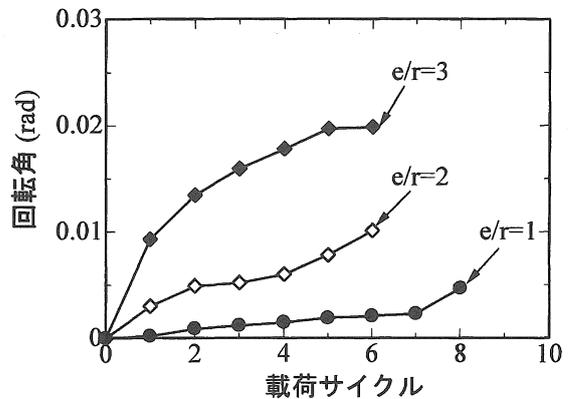
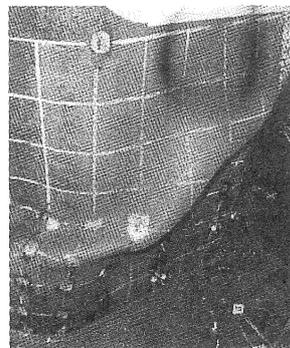
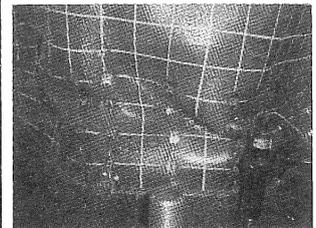


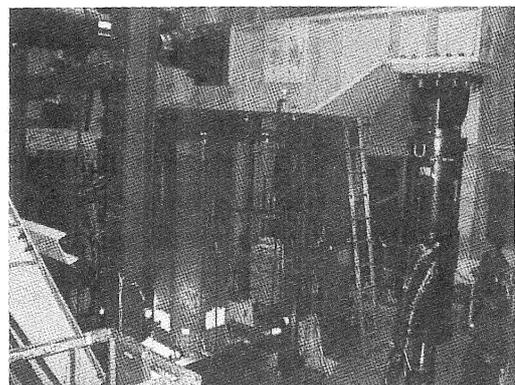
図-15 荷重サイクル-回転角の関係



(a) 荷重方向 (+) 側



(b) 偏心側



(c) 全体写真

写真-2 実験終了後 (OCT-L-e3)

OCT-L-e3 は 5.5, 4.3, 4.3 となり, これは 2 点載荷よりそれぞれ 11%, 18%, 12%の低下した。ねじりの影響と考えられる。

- 4) エネルギー吸収量は, $e/r=0$ が偏心していないために断面の全体で効率良くエネルギーを吸収したのに対し, 偏心載荷橋脚は 4 サイクル目で偏心のない $e/r=0$ に比べ, 1 点載荷の $e/r=1$ では, 60%, $e/r=2, 3$ では約 45%低下していた。また, 2 点載荷の $e/r=1, 2$ では半減, $e/r=3$ では 75%低下していた。この原因として偏心側の部材が早期に降伏し断面全体でエネルギーを効率よく吸収できないためと考えられる。
- 5) 2 点載荷における反力差を実験的に明らかにした。載荷サイクルが進むにつれ, 偏心側と反対側水平力の割合が増大していくのがわかる。これにより, 偏心側断面の損傷が大きくなり, 中心軸の移動により支承の反力の割合が変化することに注意が必要である。
- 6) 逆L型鋼製橋脚の耐震性能を高めるには, 偏心側の断面の板厚を大きくするなど, 偏心側の強度を高める必要がある。このような対処法は, 今後の課題である。

謝辞：本研究は, 愛知工業大学耐震実験センター技術員鈴木博氏および学部生の金子浩幸君, 縣達郎君をはじめ, 構造研究室の多くの方の協力を得た。ここに深く感謝する次第であります。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 青木徹彦, 鈴木真一, 渡辺俊輔, 鈴木森晶, 宇佐美勉, 葛漠彬：面外繰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, 土木学会論文集, No. 724/I-62, pp. 213-223, 2003. 1.
- 3) 鈴木真一, 塚本芳正, 鈴木森晶, 青木徹彦：逆L形八角形鋼製橋脚の繰返し載荷実験及び弾塑性解析による研究, 第 26 回地震工学研究発表会原稿, 2001. 5
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, I 共通編, II 鋼橋編, V 耐震設計編, 丸善, 2002. 3
- 5) 土木学会：座屈設計ガイドライン, 鋼構造シリーズ 2, pp. 137-147, 1987.
- 6) 川本眺万：応用弾性学, 共立出版, pp. 33-36, 1972. 4
(受理 平成 18 年 3 月 18 日)