

繰り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

A Study on the Strength and Deformation Capacity of Inverted L-Shaped Steel Tubular Column under Cyclic Loading Test

成瀬孝之*・青木徹彦**・鈴木森晶***

By Takayuki NARUSE, Tetsuhiko AOKI, Moriaki SUZUKI

Several types of piers of highway viaduct in the city are adopted depending on the condition of their location. In this study, cyclic loading tests for inverted L-shaped steel tubular pier models are performed. The eccentricity ratios e/r are selected as 0, 1, 2, 3. New cyclic loading test procedure for the pier models with eccentricities is proposed. The cyclic loading tests for the inverted L-shaped steel tubular pier models showed that plastic deformation developed toward the eccentricity, where as the only elastic behavior observed. It can be seen from these test results that the energy absorption ability of the inverted L-shaped piers is extremely inferior to the pier sustaining symmetrical vertical load. Therefore, it should give special consideration to the seismic design of these type piers.

1. はじめに

阪神大震災以後、上部工重量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)の耐震性能に関する基礎的研究が多くの研究機関で精力的に行われてきた。これらの研究によって、鋼製橋脚の幅厚比パラメータ、径厚比パラメータ、細長比パラメータなどの座屈パラメータが橋脚の強度や変形性能に及ぼす影響が明らかとなってきた^{1)~10)}。しかし、都市高速など市街地の高架橋は、その立地条件から様々な構造形態の橋脚が採用されており、T 形鋼製橋脚以外の耐震性については未だに論議が十分されていない。例えば、名古屋高速道路公社の既設鋼製橋脚は 380 基あり、そのうち、約 1 割の 39 基が上部工重量が橋脚の中心軸に対し、偏心して作用する逆 L 形鋼製橋脚である¹¹⁾。また、円形断面においては e/h (e = 上部工重量の偏心量, h = 橋脚の高さ)が 0.2 以下のものが比較的多い。

本研究では、同じ断面定数を有する橋脚の偏心荷重の影響を調べるために、偏心パラメータ e/r (r = 橋脚の断面 2 次半径)を定義し、偏心パラメータ e/r が強度や変形性能に及ぼす影響を検証する。なお、上記 $e/h = 0.2$ は本供試体では $e/r = 1.85$ に相当する。本実験で用いる供試体は偏心パラメータ $e/r = 0$ (T 形鋼管橋脚)、 $e/r = 1, 2, 3$ (逆 L 形鋼管橋脚)の計 4 体である。

載荷方法については、従来、降伏水平変位を基準とし正負、同じ量の変位振幅を作用させる等変位繰り返し載荷が行われてきたが、逆 L 形鋼製橋脚では橋脚基部に偏心による付加モーメントが生じるため、実際の地震力の作用においては、上部工重

量が偏心して作用する側に変位が増幅していく可能性が高い。したがって、実験を行う前に 1 質点 1 自由度系モデルを用いた時刻歴応答解析を行い、実挙動に近い静的繰り返し載荷方法について提案する。

2. 時刻歴応答解析

本研究では実験を行う前に、従来から一般的に行われている等変位繰り返し載荷実験を逆 L 形鋼管橋脚に採用することが良いか検討するために、橋脚を 1 質点 1 自由度系にモデル化し、時刻歴応答解析を行う。実験で用いる供試体を 1/4 モデルとし、相似則を用いて実験供試体を表-1 に示す実橋脚に変換した後、 $e/r = 0, 1$ の実橋脚に対して数値解析を行った。減衰定数 h は 0.05、積分法は Newmark β 法($\beta = 1/4$)を用いている。また、解析に用いた入力地震波はレベル 2 タイプ II の直下型地震を想定し、I 種地盤に猪名川架橋予定地周辺地盤上(NS 成分)、II 種地盤に JR 西日本鷹取駅構内地盤上(NS 成分)、III 種地盤にポートアイランド内地盤上(NS 成分)を用いた。時刻歴応答解析を行う際、復元力の骨格曲線と履歴法則は以下のように定める。

表-1 実橋脚諸元

外径 D (mm)	3251
板厚 t (mm)	51
高さ h (mm)	14200
断面 2 次半径 r (mm)	1132
径厚比パラメータ R_t	0.113
細長比パラメータ λ	0.370

*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・1 骨格曲線

骨格曲線は、有限要素解析ソフト DIANA を用いて Pushover 解析を行い、Pushover 曲線をバイリニアにモデル化した。図-1 に解析モデル概要図、表-2 に FEM 解析モデル諸元を示す。図-2 は FEM 解析による Pushover 曲線である。

バイリニアモデルを用いる際、降伏点と 2 次剛性を決定する必要がある。本解析では図-3 に示すように、終局点を最大水平荷重の 95%とし、終局点までのエネルギー吸収量が図-2 に示す FEM 解析によって得られた Pushover 曲線とバイリニアモデルが等しくなるように降伏点と 2 次剛性を決定した。表-3 に骨格曲線諸元を示す。(+)は鉛直荷重偏心載荷方向、(-)はその逆方向である。

2・2 履歴法則

履歴法則は、バウシinger 効果、ひずみ硬化を簡単に表現できる移動硬化則を用いる。

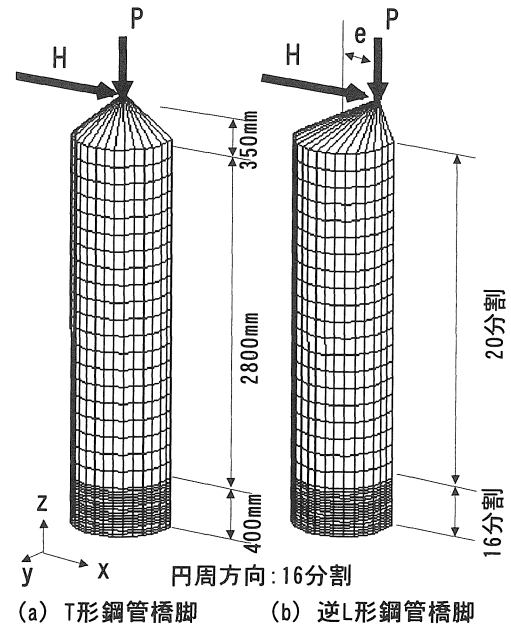


図-1 解析モデル概要図

表-2 FEM 解析モデル諸元

解析プログラム名	DIANA
解析モデル	水平荷重載荷方向を含む鉛直面を対称面とした全体の 1/2 モデルの 3 次元シェル構造
使用要素	4 節点曲面シェル要素 (Q20SH)
境界条件	橋脚基部固定：並進自由度 (U_x, U_y, U_z), 回転自由度 ($\theta_x, \theta_y, \theta_z$) 対称条件：対称面に位置する節点の直角方向自由度 (U_y)
応力-ひずみ曲線	引張試験から得られる応力-ひずみ曲線を多直線モデルとした。
降伏条件	Von Mises
幾何学的非線形性	Total Lagrange
初期条件	初期不整, 初期応力 (残留応力) : なし

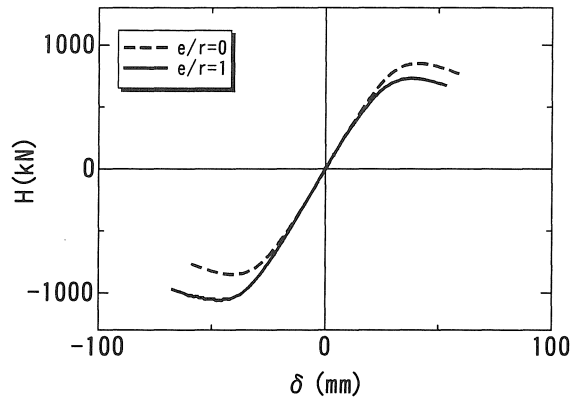


図-2 Pushover 曲線

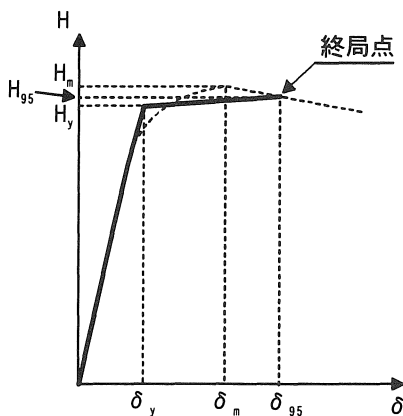


図-3 骨格曲線

表-3 骨格曲線諸元 (実橋脚)

	$e/r = 0$		$e/r = 1$	
	(+), (-)	(+)	(-)	(-)
上部工質量 ($kN \cdot s^2/mm$)	17.5		13.3	
降伏荷重 (kN)	12624	10560	15419	
降伏変位 (mm)	10.0	8.4	12.3	
終局荷重 (kN)	12926	11136	16021	
終局変位 (mm)	21.1	19.7	25.0	
初期剛性 (kN/mm)	1257		1257	
2 次剛性 (kN/mm)	27.2	51.0	47.4	

2・3 時刻歴応答解析結果

先に述べたⅠ～Ⅲ種地盤レベル2タイプⅡ地震波を1質点1自由度系モデルに入力したときの水平荷重-水平変位履歴曲線と時刻歴応答変位を図4～6に示す。

図4～6より、 $e/r=1$ の橋脚は $e/r=0$ の橋脚に比べ最大応答変位が大きく生じ、最大応答変位後は偏心載荷方向に変位が増大する結果となった。また、その逆方向へは変位が戻りきらず残留変位が大きく生じる結果となった。このことは、宇佐美らによって行われた逆L形鋼製橋脚につい

てのハイブリッド地震応答実験結果¹¹⁾の履歴曲線からも示される。

この結果より従来から一般に行われている等変位繰り返し載荷実験を逆L形鋼橋脚に採用することは不適切であると考えられる。したがって、本研究では後術のように逆L形鋼管橋脚が偏心側に変位を増大させながら繰り返し載荷される実挙動に近い実験方法を提案し、その耐震性評価を行う。

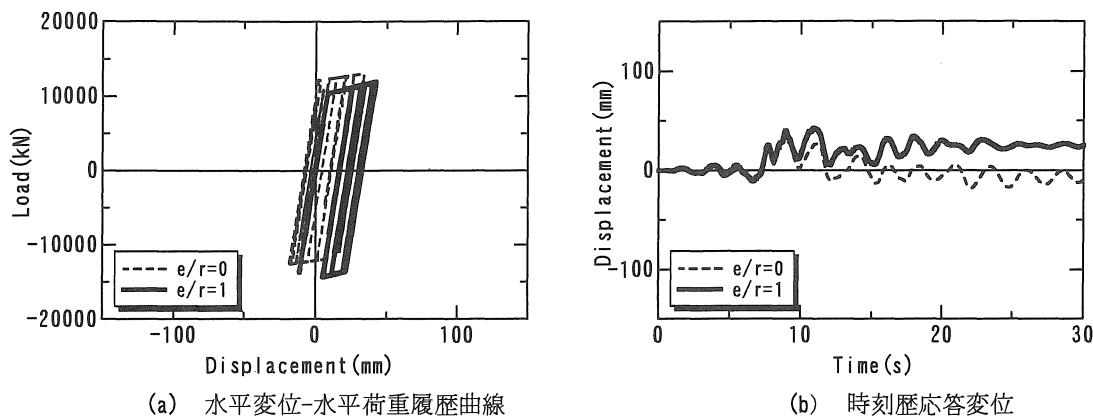


図-4 Ⅰ種地盤：猪名川架橋予定地周辺地盤上(NS成分)

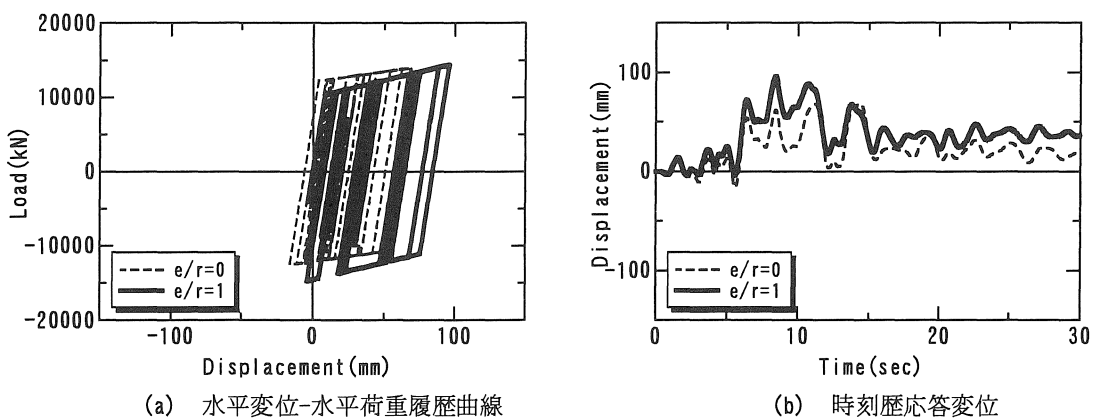


図-5 Ⅱ種地盤：JR西日本鷹取駅構内地盤上(NS成分)

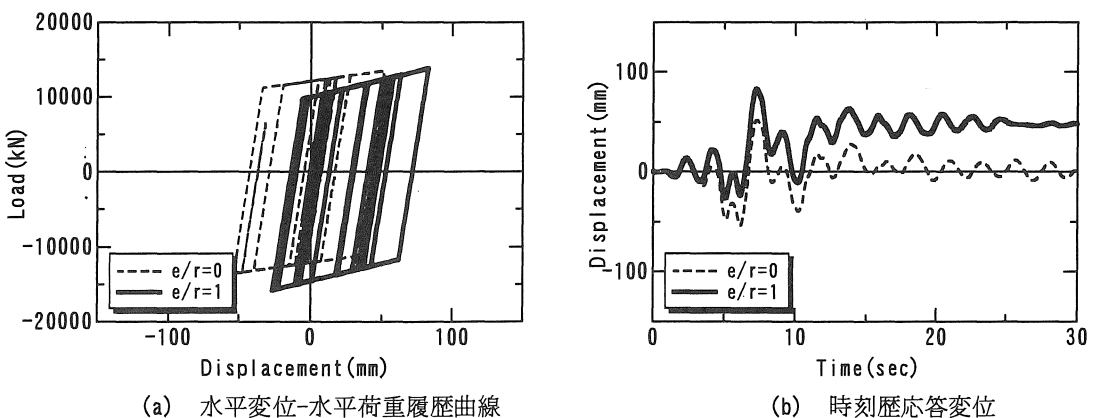


図-6 Ⅲ種地盤：ポートアイランド内地盤上(NS成分)

3 実験概要

3・1 実験供試体

図-7 に供試体概念図を, 表-4 に供試体寸法および各パラメータを示す. 供試体は外径 $D=812.8\text{mm}$, 板厚 $t=12.7\text{mm}$ の無補剛円形断面であり, 材質は電縫鋼管 STK400 である. 供試体の材料特性は, 鋼管から採取した JIS5 号試験片を製作し, 引張試験により算出した. 表-5 に引張試験結果, 図-8 に鋼材の応力-ひずみ関係を示す. また表-6 に表-5 の数値を用いて算出した降伏水平荷重, 降伏水平変位および軸力比を示す. 表-4 に示す h は図-7 に示すように, 供試体基部から水平荷重載荷位置までの高さであり, 径厚比パラメータ R_t , 細長比パラメータ λ は式(1), (2)により定義する.

$$R_t = \frac{D}{2t} \frac{\sigma_y}{E} \sqrt{3(1-\nu^2)} \quad (1)$$

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

また, 表-6 の水平降伏荷重 H_y は次に示す局部座屈を考慮しない, 式(3), (4)で表されるはり-柱強度相関式の安全率 α を 1.0, 低減係数 f を 1.0 と置いた式より式(6), (7)のように求められる¹¹⁾.

$$\frac{\alpha P}{P_u} + \frac{C_m \alpha M_0}{M_y (1 - \alpha P / P_E)} = f \quad (3)$$

表-4 供試体寸法および各パラメータ

鋼種	STK400
外径 D (mm)	812.8
板厚 t (mm)	12.7
高さ h (mm)	3550
断面 2 次半径 r (mm)	283
径厚比パラメータ R_t	0.113
細長比パラメータ λ	0.370

表-5 引張試験結果

ヤング係数 E (GPa)	205
降伏応力 σ_y (MPa)	440
降伏ひずみ ϵ_y (%)	0.215
ポアソン比 ν	0.264
ひずみ硬化係数 E_{st} (GPa)	2.00
ひずみ硬化開始ひずみ ϵ_{st} (%)	3.04
最大応力 σ_u (MPa)	497
最大応力時ひずみ ϵ_u (%)	18.2

$$\frac{\alpha P}{P_y} + \frac{\alpha M_0}{M_y} = f \quad (4)$$

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¹³⁾に示される局部座屈の影響を考慮した中心軸圧縮強度である.

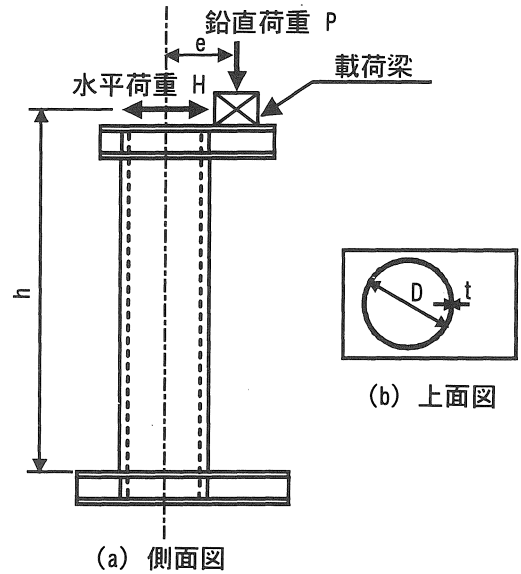


図-7 供試体概要図

表-6 降伏水平荷重, 降伏水平変位および軸力比(理論値)

供試体名	e/r	H_y (kN)	δ_y (mm)	P/P_y
IL-e0	0.0	630.8	17.96	0.19
IL-e1	1.0	503.6	21.28	0.15
IL-e2	2.0	425.4	23.33	0.12
IL-e3	3.0	372.2	26.23	0.10

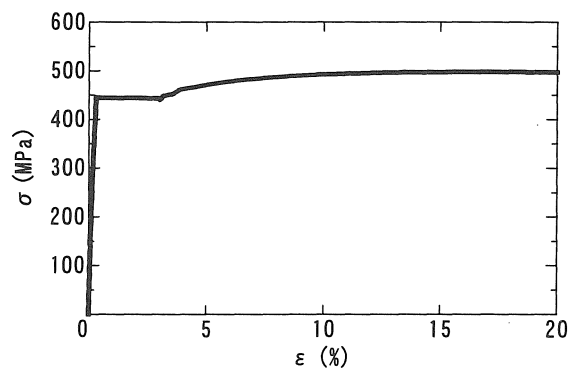


図-8 鋼材の応力-ひずみ関係

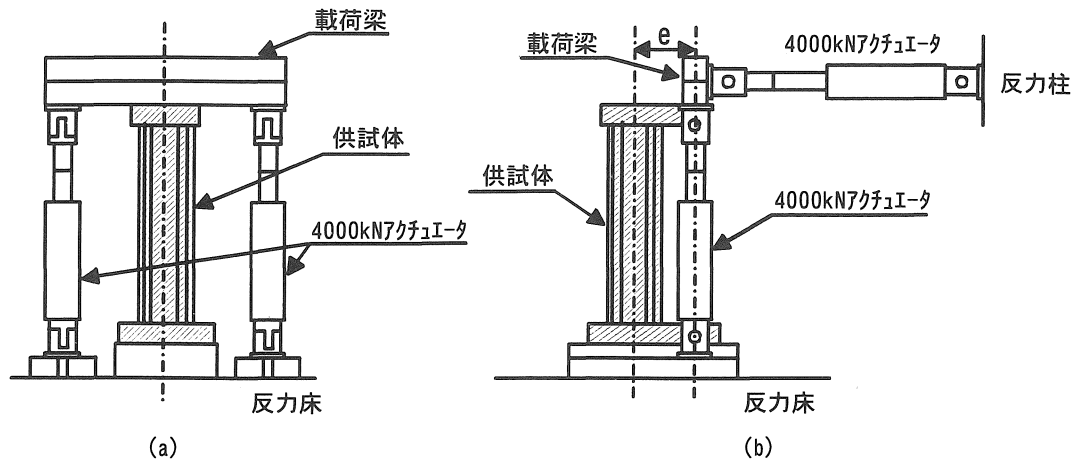


図-9 実験載荷装置

部材基部の降伏時モーメント M_0 の値は以下のようになる。

$$M_0 = H_y h + Pe \quad (5)$$

式(3), (4)をそれぞれ H_y について整理すると式(6), (7)が導かれる。

$$H_y = \frac{\left(1 - \frac{P}{P_u}\right) M_y \left(1 - \lambda^2 \frac{P}{P_y}\right)}{0.85h} - \frac{Pe}{h} \quad (6)$$

$$H_y = \frac{\left(1 - \frac{P}{P_y}\right) M_y}{h} - \frac{Pe}{h} \quad (7)$$

なお、降伏水平荷重 H_y は式(6), (7)で算出された値のうち、小さい方を採用する。

降伏変位 δ_y は弾性理論により式(8)により求められる¹²⁾。

$$\delta_y = \delta_e + \frac{H_y h^3}{3EI} \quad (8)$$

上式の鉛直荷重による初期水平変位 δ_e は、

$$\delta_e = \frac{M_e h^2}{2EI} \quad (9)$$

ここで、 M_e : 偏心荷重による付加モーメントである。鉛直荷重 P の設定は震度法による一次設計により前述した式(3), (4)のはり一柱強度相関式の安全率 α を 1.14 とし求めた。なお、ここで示す鉛直荷重 P はアクチュエータの加力値と等しい。部材基部のモーメント M_0 の値は、地震時に作用する水平慣性力を $H_d = k_h P$ とすると式(10)のようになる。

$$M_0 = H_d h + Pe \quad (10)$$

ここで、 k_h : 震度法に用いる設計水平震度(本研究では、0.2)である。

3・2 実験載荷装置

実験載荷装置を図-9(a), (b)に示す。上部工重量を想定した鉛直荷重 P は、載荷梁を介して 4000kN アクチュエータ 2 基を鉛直方向に取付け、これを引張方向に載荷することにより実現した。アクチュエータの両端はピン構造になっており、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 H は 4000kN アクチュエータ 1 基を用い載荷した。また、水平荷重は鉛直方向アクチュエータの傾きによる水平成分を加えて補正している。以後、水平荷重は補正した値を評価している。ただし、鉛直荷重の変動に関しては、一番大きな変位量を与えた $e/r = 2$ の供試体の初期値に対して $6\delta_y^*$ 変形したときでも 2%以下であり、十分小さいと判断されるため補正を行っていない。

3・3 実験に用いる降伏水平変位および降伏水平荷重

実験供試体に対する降伏水平変位 δ_y^* は、図-10に示すように供試体の鉛直荷重偏心載荷側下部から 200mm までの箇所にはずれゲージ 7 枚を等間隔に張り付け、その平均値が引張試験結果から得られた降伏ひずみ ϵ_y に達したと

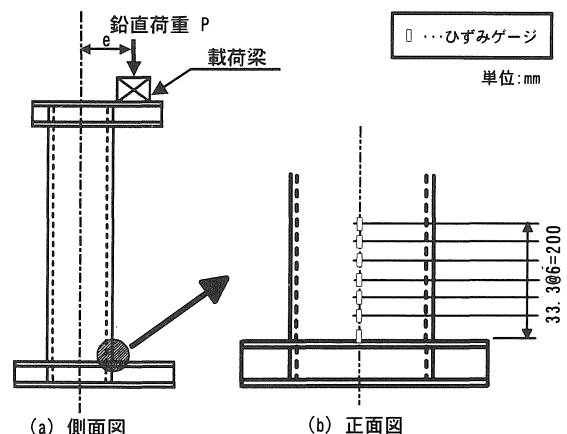


図-10 ひずみゲージ張付箇所

きの水平変位と定める。また、このときの水平荷重を降伏水平荷重 H_y^* とする。実験から得られる各供試体の降伏水平荷重 H_y^* と降伏水平変位 δ_y^* は表-7 のようになる。表-7 に示す実験降伏水平変位 δ_y^* は表-6 に示す理論降伏水平変位 δ_y と比べ、 $e/r=0, 1, 2, 3$ の供試体でそれぞれ 10%, 36%, 32%, 12% 大きく生じ、実験降伏水平荷重 H_y^* は理論降伏荷重 H_y と比べ $e/r=0, 1, 2, 3$ の試験体でそれぞれ 32%, 28%, 37%, 30% 小さく作用する結果となった。

この原因として考えられることは以下のようなものである。すなわち、図-11 の $+1\delta_y^*$ 時の供試体高さ^{*}と鉛直荷重偏心側下部のひずみの関係を見ると、供試体基部からの高さ

表-7 降伏水平荷重と降伏水平変位(実験値)

供試体名	H_y^* (kN)	δ_y^* (mm)
IL-e0	428.8	19.8
IL-e1	360.3	29.0
IL-e2	270.1	30.8
IL-e3	259.3	29.6

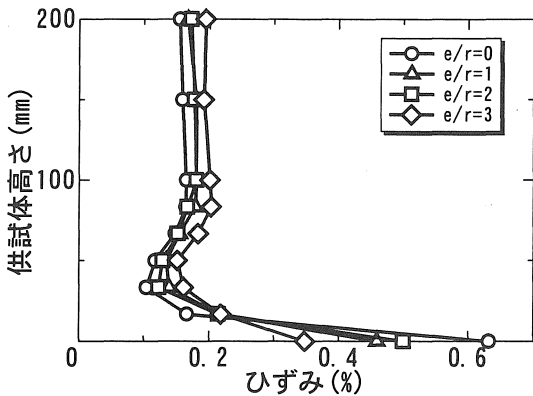


図-11 $+1\delta_y^*$ 時の供試体高さ^{*}とひずみの関係

0mm(鋼管部とベースプレートの溶接付近)では、ひずみが過大に生じており、逆に、供試体基部からの高さ 16.7mm から 66.7mm の範囲ではひずみ値が小さくなっている。したがって、今回用いた供試体では、供試体基部からの高さ 0mm から 66.7mm の範囲での溶接による残留応力、初期変形の影響があり、理論値と実験値の誤差が生じたと考えられる。実験では前述のひずみゲージの値を基に定めた降伏水平変位 δ_y^* を用いて実験を行っている。

3・4 载荷プログラム(等荷重繰り返し載荷法)

現実の地震波は複雑であり、構造物の基本的な耐震挙動を調べるために、载荷プログラムを単純化したモデルで実験するのが一般的である。現在、様々な実験方法で橋脚の耐震性評価に関する研究が行われているが、そのほとんどが静的な繰り返し載荷実験である。一般的には降伏水平変位 δ_y を基準とし、変位制御により正負に同量の水平変位(したがって、左右同量の水平力)を与えて漸増载荷を行う方法である。

しかしながら、逆L形鋼製橋脚は上部工重量が橋脚の中心軸に対して偏心しているため、橋脚にはあらかじめ付加的なモーメント $M_e = P \cdot e$ が作用している。よって、図-12(a)に示す鉛直荷重偏心方向への水平耐力は、偏心のない橋脚に比べて $H_e = P \cdot e/h$ だけ小さく、逆方向への耐力はこの H_e だけ大きくなる(以後、鉛直荷重が偏心している方向を(+)方向、その逆方向を(-)方向とする)。このような偏心作用下で、地震時に正負ほぼ同量の繰り返し水平力が橋脚頂部に作用すると仮定すると、従来偏心のない橋脚で行われていたように、橋脚が(+)方向に生じた変位と同じ量だけ(-)方向に戻されるといことは逆L形鋼製橋脚では起り得ない。これは2.3で述べた時刻歴応答解析結果(図-4~6)からも明らかである。したがって、逆L形鋼製橋脚のモデル化実験では、荷重に関しては(+)方向に作用

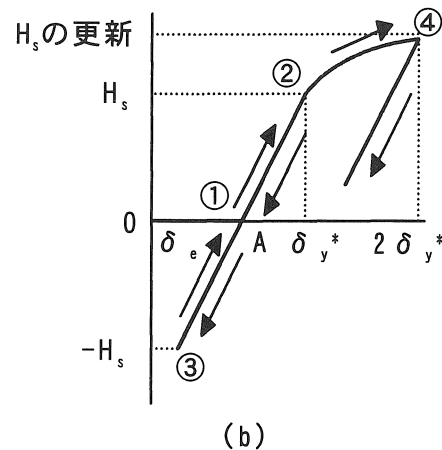
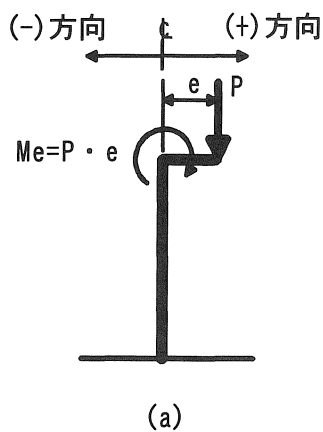


図-12 载荷プログラム

した荷重が(-)方向でもほぼ同じだけ作用させることがより現実に近い方法と考えられる。これにより、逆L形鋼製橋脚では往復の橋脚の中心位置が(+)方向に移動しつつ最大荷重に達し、その後、徐々に耐力を失う。結果として、変位に関しては一方向に偏り、(+)方向に残留変位が増大する。

本研究では、第1ステップとして(+)方向に降伏水平変位 δ_y^* の整数倍の水平変位を荷重し、その時の水平荷重を記録する。つぎに、同じサイクルの逆向きの荷重では水平変位ではなく水平荷重に注目し、(+)側に生じた最大水平荷重を同じだけ(-)方向にも荷重するといった繰り返し荷重実験を計画した。

図-12(b)に荷重プログラムを示す。以下に荷重プログラムの手順を説明する。

- ① 偏心鉛直荷重により頂部には初期水平変位 δ_e が生じる。(図-12(b)の0A)
- ② 偏心のある(+)方向は表-7に示す実験時に決定される降伏水平変位 δ_y^* を基準とし、変位制御により $1\delta_y^*$ まで荷重する。このときの最大水平荷重を H_s とする。本研究ではこのときの H_s を降伏水平荷重 H_{y^*} と定義する。
- ③ (-)方向には、(+)方向の荷重で得られた水平荷重 H_s

の負値に達するまで変位制御により荷重する。

- ④ 以後、②、③を繰り返す。なお、(+)方向の水平変位は降伏水平変位の整数倍として漸増させ、 H_s はループ毎に更新される。

本研究ではこの荷重方法を等荷重繰り返し荷重法と呼ぶ。なお、地震外力による橋脚上部の水平繰り返し力を左右同じ大きさと考えてモデル化しているが、この考えは従来の荷重方法と矛盾するものではない。すなわち、偏心がない場合でもこの方法によると、従来の左右等変位繰り返し荷重方法と同じとなる。ただし、1サイクル内の繰り返し挙動は往路と復路で同じと考える。

4. 実験結果

4.1 水平荷重-水平変位履歴曲線

図-13に $e/r=0, 1, 2, 3$ の水平荷重-水平変位履歴曲線を示す。縦軸は水平荷重を、横軸は水平変位を示している。

図-13からわかるように、 $e/r=0, 1, 2, 3$ の供試体ともに $2\delta_y^*$ 付近で最大水平荷重に達した。 $e/r=0$ の供試体は供試体基部から約100mmの位置で(+)、(-)両方向に象の足形座屈変形が現れた。 $e/r=1, 2, 3$ の供試体も同様に供試体基部から約100mmの位置で(+)方向に象の足形座屈変

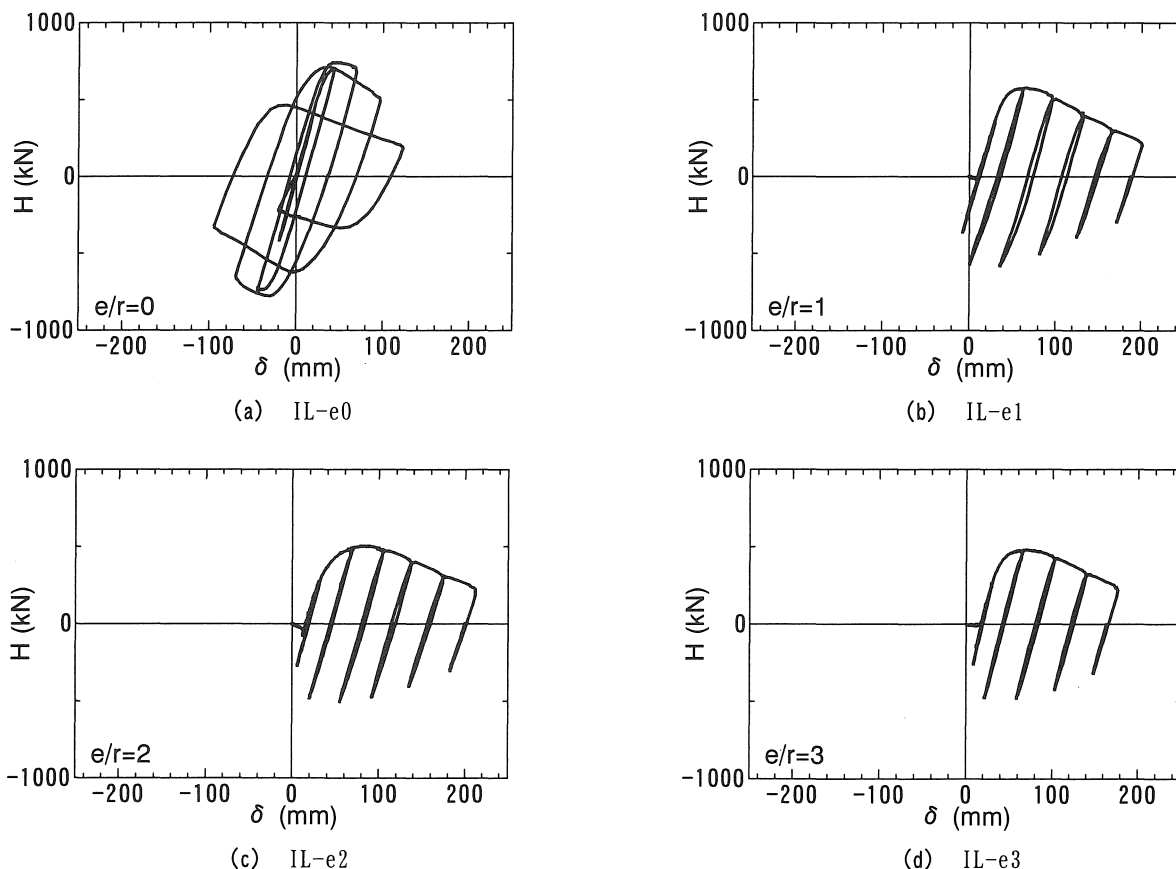
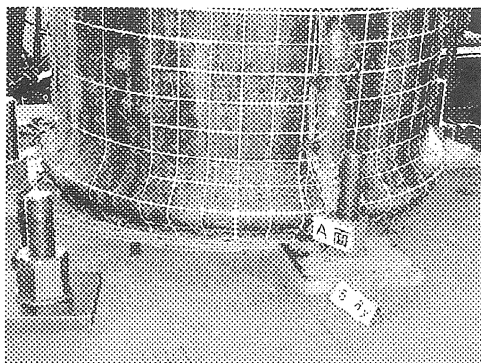
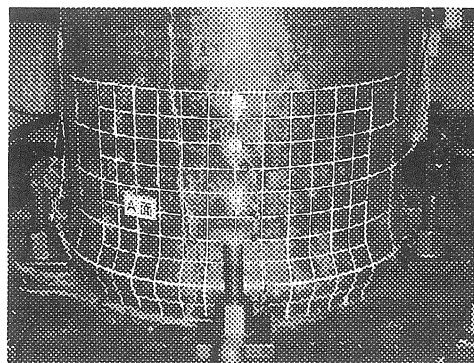
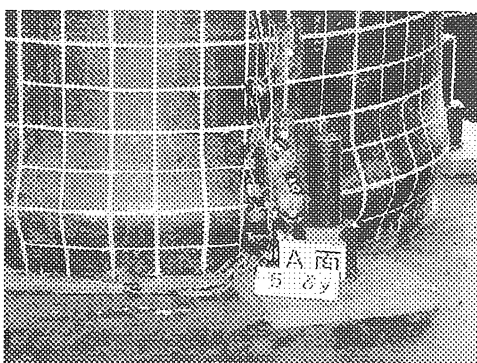
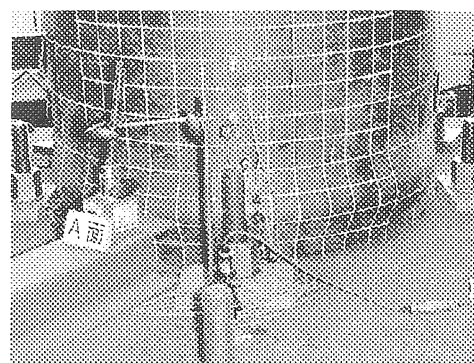


図-13 水平荷重-水平変位履歴曲線

(a) IL-e0 ($e/r=0$)(b) IL-e1 ($e/r=1$)(c) IL-e2 ($e/r=2$)(d) IL-e3 ($e/r=3$)写真-1 $5\delta_y^*$ での局部座屈の様子(+側)

形が現れたが, (-)方向の基部には座屈変形が見られなかった. その後, 徐々に耐力を失い, 水平荷重が最大水平荷重の約半分に低下するまで実験を行った.

また, $e/r \geq 1$ という偏心量の大きな範囲では, (+)方向に水平変位を増大しながら繰り返し荷重され, (-)方向へは弾性挙動となり, 結局繰り返しごとに残留変形が一方に蓄積される結果となった. したがって, 地震時に逆L形鋼管橋脚は残留変位が大きく生じる傾向にあると考えられるため, 偏心パラメータの大きな橋脚がこのような挙動を示すことを設計においては特に注意する必要がある. 写真-1は4つの供試体が $5\delta_y^*$ に達したときの(+側)から見た柱基部の写真である.

4・2 包絡線

図-14に水平荷重-水平変位の包絡線を示す. 最大荷重は e/r が大きい程低下し, 最大荷重以後の耐力の低下割合は $e/r=0$ の供試体に比べ $e/r=1, 2, 3$ の供試体は緩やかになる傾向を示した. これは, $e/r=0$ の供試体は(+)(-)両方向でエネルギーを効率よく吸収しているのに対し, $e/r=1, 2, 3$ の供試体は(-)側の座屈変形は現れなかった

ためエネルギー吸収が小さくなり, (+)方向の耐力の低下割合は緩やかになったと考えられる. 偏心パラメータの大きな橋脚は設計においては, 例えば(+側)の断面肉厚を大きくする, または補剛するなどして, (+), (-)両方向でエネルギーを吸収させるといった配慮が必要である.

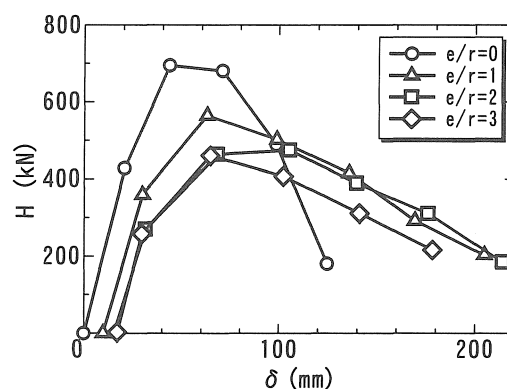


図-14 包絡線

4・3 累積エネルギー吸収量

図-15に累積エネルギー吸収量と荷重ループの関係を示す. 縦軸は累積エネルギー吸収量を, 横軸は荷重ループ

を示す。ここで、荷重ループとは図-16に示すように、水平荷重-水平変位履歴曲線において、水平荷重が零であるA点から(+)方向(B点)、(-)方向(C点)に荷重した後、水平荷重が再び零となるD点までの荷重経路を示し、このループにより囲まれた面積が各ループでのエネルギー吸収量となる。最大水平荷重に達する2ループ付近までは累積エネルギー吸収量は $e/r=0, 1, 2, 3$ ともほぼ等しい。 $e/r=0$ の供試体は4ループ目で $e/r=1, 2, 3$ の約3.5倍のエネルギーを吸収している。 $e/r=1, 2, 3$ の供試体では前述のように、(+)側に大きく座屈変形が進み、(-)側には座屈変形が現れず、塑性変形によるエネルギー吸収が小さいためこのような差が生じたと思われる。 $e/r=1, 2, 3$ の供試体の累積エネルギー吸収量が $e/r=0$ に比べ著しく小さいということは、地震時に構造物が地震外力を吸収することを期待することが出来ず、構造物の応答変位が過大に生じ、その結果構造物の耐荷力低下を早めることになる。したがって、実際の逆L形鋼管橋脚の挙動が今回の荷重モデルに近い、すなわち(+)方向に塑性変形が増大し、(-)方向で弾性挙動を示すという挙動に近いものとするれば、エネルギー吸収量はT形鋼管橋脚に比べて著しく小さくなることに特に注意が必要である。

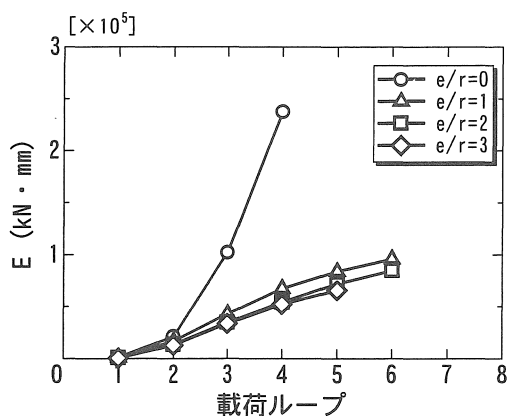


図-15 累積エネルギー吸収量と荷重ループの関係

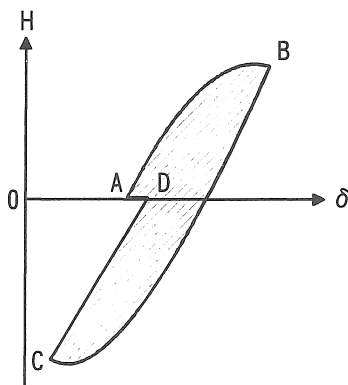


図-16 荷重ループの定義

4・4 最大水平荷重 H_m と偏心パラメータ e/r の関係

図-17に最大荷重と偏心パラメータの関係を示す。縦軸は最大水平荷重 H_m を $e/r=0$ の最大水平荷重 H_{m0} で無次元化している。

この図より偏心パラメータが大きくなるにつれて最大水平荷重は緩やかに低下する傾向にあり、偏心パラメータが比較的大きい $e/r=3$ では、 $e/r=0$ に比べ最大水平荷重が約35%低下した。

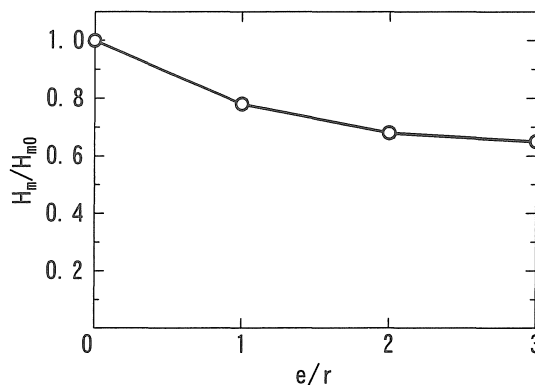


図-17 最大荷重と偏心パラメータの関係

4・5 塑性率 μ_{95} と偏心パラメータ e/r の関係

構造物の変形性能を評価する指標の1つに塑性率がある。一般に最大水平荷重に達したときの水平変位を降伏水平変位で除したものを塑性率としている¹⁴⁾。しかし、最近の耐震基準・指針では最大荷重点を終局点とすることは必ずしも適切ではないと考えられていることから¹⁵⁾、ここでは式(11)に示すように最大水平荷重に達した後水平荷重が最大水平荷重の95%まで低下したときの水平変位 ($\delta_{95} - \delta_e$) を降伏水平変位 ($\delta_y^* - \delta_e$) で除した値とした。

$$\mu_{95} = \frac{\delta_{95} - \delta_e}{\delta_y^* - \delta_e} \quad (11)$$

図-18に塑性率と偏心パラメータの関係を示す。塑性率は $e/r=0, 1, 2, 3$ の供試体いずれも多少のばらつきはあるが、3よりやや大きい程度のほぼ一定値を示している。

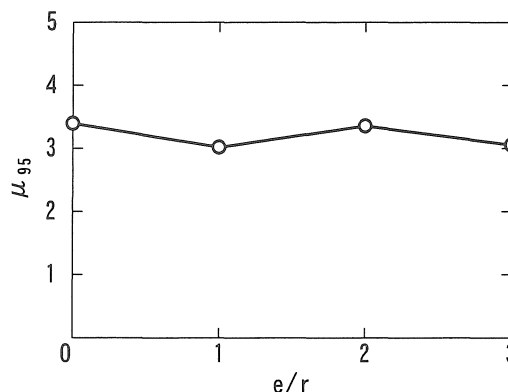


図-18 塑性率と偏心パラメータの関係

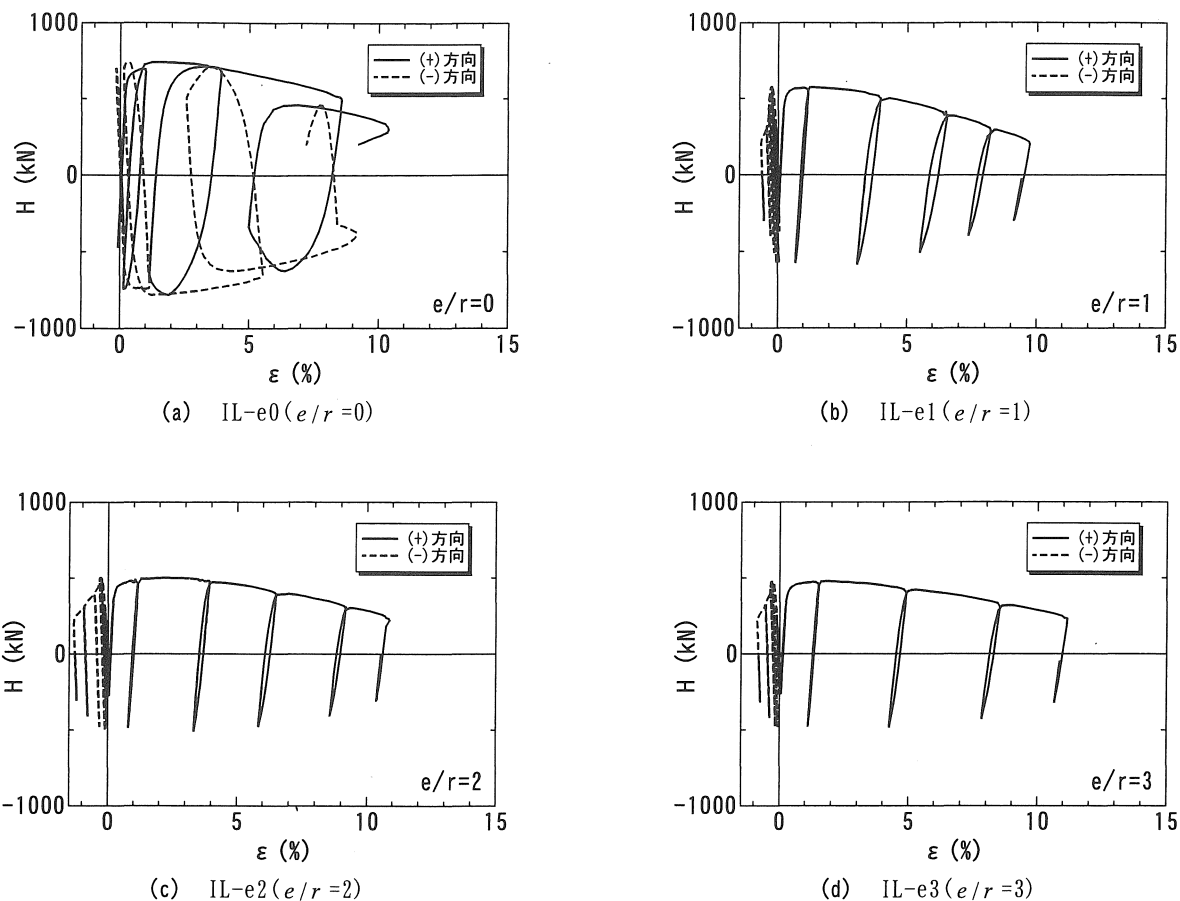


図-19 水平荷重-ひずみ履歴曲線

4・6 水平荷重-ひずみ履歴曲線

図-19に荷重-ひずみ履歴曲線を示す。縦軸に水平荷重 H を横軸に、供試体の座屈が顕著に現れた供試体下部から 100mm の (+) 側と (-) 側の軸方向のひずみ値 ε を縦軸に示す。ひずみは圧縮を正とする。また、実線は偏心の方向 (+) 側、破線は逆方向 (-) 側のひずみ値を示している。

図-19(a)から偏心がない $e/r=0$ の供試体は (+), (-) の両側、類似した曲線を描いている。それに対して偏心のある $e/r=1, 2, 3$ の供試体では、図-19(b), (c), (d)に示すように (+) 側のひずみが大きく進行しているが、(-) 側のひずみ履歴は極めて小さく、ほぼ弾性挙動といえる。

このことから、偏心荷重された供試体は (+) 方向のみでしかエネルギーを吸収していないことがわかる。したがって、逆 L 形鋼管橋脚では (+) 側の強度を高め、(-) 側でも塑性変形させてエネルギー吸収させることが必要と思われる。

5. まとめ

本研究では鉛直荷重が橋脚の中心軸に対し、上部工重量が偏心して作用する逆 L 形鋼管橋脚のモデルを対象に繰

り返し荷重実験を行った。荷重方法に関して新たな実験方法を提案し、偏心パラメータ e/r が強度や変形性能に及ぼす影響について明らかにした。実験によって得られた結論は以下のようにまとめられる。

- 1) 偏心鉛直荷重の実際の挙動を反映させるために、繰り返し荷重の際、往路は漸増変位を与えるが復路では変位を同じにするのではなく、荷重を同じにする等荷重荷重プログラムを提案した。
- 2) 実験前に 1 質点 1 自由度系モデルを用いた時刻歴応答解析を行った結果、実験から得られる水平荷重-水平変位履歴曲線と類似した偏心方向に変位が偏る挙動を示した。(図-4~6 参照)
- 3) 等荷重繰り返し荷重実験を行ったところ、履歴曲線は $e/r=1, 2, 3$ の供試体とも (-) 方向荷重ではすべて弾性挙動を示す除荷再荷重曲線となった(図-13 参照)。
- 4) エネルギー吸収量は T 形鋼管橋脚のような中心軸鉛直荷重柱に比べて非常に小さいものになった。 e/r が 1 以上の実際の逆 L 形鋼管橋脚でもこのような結果となる可能性があり、十分な注意が必要である(図-15 参照)。
- 5) 耐震安全性、コスト削減、構造材料の有効な利用のため

め、また、エネルギー吸収性能を向上させるために、逆L形鋼管橋脚では対称断面ではなく、偏心側の肉厚を大きくし、または補剛して強度を高めることが強く望まれる。

- 6) $e/r=1, 2, 3$ の供試体とも、(+)方向に水平変位を増大しながら繰り返し载荷され、残留変形が一方向に蓄積される結果となった。実際の逆L形鋼管橋脚でも地震後の残留変形が特別大きくなりうることに注意が必要である。
- 7) 最大荷重は e/r が大きい程低下し、 $e/r=3$ のとき偏心のない部材の約35%低下した(図-17参照)。
- 8) 塑性率は $e/r=0, 1, 2, 3$ の供試体いずれも多少のばらつきはあるが同程度の結果となった(図-18参照)。
- 9) 逆L形鋼管橋脚の局部座屈変形は偏心側のみ象の足形座屈変形が現れ、変形の増大に従い荷重が低下した。変形位置はいずれも下部から $h_f \approx 100\text{mm}$ ($h_f/D \approx 0.123$)に生じた。

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。実験の際には本学大学院の鈴木真一君、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る。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 井浦雅司, 熊谷洋司, 小牧理: 繰り返し横力を受ける円形鋼製橋脚の強度と変形能に関する研究, 土木学会論文集, No. 598/I-44, pp. 125-135, 1998. 7.
- 3) 安波博通, 寺田昌弘, 青木徹彦, 山田将樹: 高張力(SM570Q)鋼管柱の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 591/I-43, pp. 233-242, 1998. 4.
- 4) 葛漢彬, 高聖彬, 宇佐美勉, 松村寿男: 鋼製パイプ断面鋼製橋脚の繰り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.
- 5) 岸徳光, 後藤芳顯, 小枝日出夫, 小室雅人: 小型鋼管橋脚模型の弾塑性挙動に関する三曲面モデルの適用性, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp. 85-96, 2000. 3.
- 6) 小枝日出夫, 岸徳光, 池田憲二, 小室雅人, 小野信市: 鋼管橋脚模型の基部加振実験と準静的载荷実験の比較, 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, pp. 89-96, 2000.
- 7) 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.
- 8) 北田俊行, 中井博, 松村政秀, 加賀山泰一: 繰り返し漸増水平変位载荷による既設鋼製橋脚補剛板の耐震補強法に関する実験的研究, 構造工学論文集, vol. 46A, pp. 127-134, 2000. 3.
- 9) 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.
- 10) 宇佐美勉, 坂野茂, 是津文章, 青木徹彦: 鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響, 構造工学論文集, Vol. 39A, pp. 235-247, 1993. 3.
- 11) 宇佐美勉, 本間大介, 芳崎一也: 鉛直力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.
- 12) 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り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.
- 13) 日本道路協会: 道路橋示方書・I 共通編, II 鋼橋編, 1996. 12.
- 14) 日本道路協会: 道路橋示方書・V 耐震設計編, 1996. 12.
- 15) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会・鋼材倶楽部・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.

(受理 平成13年3月19日)