

基部にコンクリートを充填した 逆L形鋼製橋脚の復元力特性

崎元 達郎¹・高田 孝史朗²・松本 英明³・廣田 武聖⁴・渡辺 浩⁵

¹正会員 工博 熊本大学長 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

²非会員 修(工) 三井造船鉄構工事㈱ (〒130-0022 東京都墨田区江東橋 2-3-10)

³正会員 学(工) ㈱松本組 (〒812-0054 福岡市東区馬出 1-1-19)

⁴正会員 ㈱建設技術研究所 九州支社 (〒810-0041 福岡市中央区大名 2-4-12)

⁵正会員 博(工) 熊本大学助手 大学院自然科学研究科 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

本論文は、基部にコンクリートを充填した逆L形鋼製橋脚が面外繰り返し力を受ける場合の履歴挙動の一端を実験および解析によって明らかにしたものである。偏心比を 0.4 に固定し、コンクリートの充填率を変化させた 6 体の供試体について実験を実施した。断面は箱型とし、無補剛断面および補剛断面の各 3 体とした。死荷重に相当する鉛直力は許容応力度の 95%程度になるように設計し、一定死荷重の下、降伏変位の整数倍を生じる面外力を崩壊まで繰り返し載荷した。移動硬化則を用いた FEM 解析結果と実験の結果を比較した結果、FEM 解析は実験での履歴挙動を十分に良く捉えることができることが明らかになった。

Key Words: *inverted L-shaped steel bridge pier filled with concrete, out-of-plane cyclic loading hysteretic behavior*

1. まえがき

ライフラインのひとつである高架式都市高速道路に用いられる鋼製橋脚の耐震性に関する研究は、ごく稀に発生する巨大な地震に対し部分的な損傷を許容する立場から、非弾性終局挙動について盛んに行われている。ところで、都市高速道路や市街地における高架橋などでは、その立地条件より、逆L形鋼製橋脚のように上部構造重量が中心軸より偏心して作用する橋脚の数も少なくない。名古屋高速道路公社の既設橋脚は 380 基あり、その内約 1 割の 39 基が逆L形橋脚との報告もある¹⁾。これまで、このような逆L形橋脚の研究は橋軸直角方向に力を受ける場合、すなわち逆L橋脚が面内力を受ける場合が、主として研究されている^{1)~3)}。橋軸方向に力を受ける場合、すなわち逆L橋脚が面外方向に力を受ける場合の研究は少なく、特に実験報告は、中空断面に対するもの⁴⁾以外に見当たらない。また、本来車両の衝突時の変形防止のためであったコンクリートの充填が、鋼製橋脚の耐震性を向上させる方法のひとつとして積極的に取り入れられようとしている。逆L

形橋脚においても柱基部にのみ部分的にコンクリートが充填されているものも多い。しかしながら、その充填高さについては道路橋示方書⁵⁾に「コンクリート直上の鋼断面部に座屈が生じないように定める」と書かれているが、明確な決定法は示されていない。

逆L形鋼製橋脚のように上部構造重量が偏心して作用するような構造物が、面外方向に力を受ける場合の耐震性を検討する場合には、弾塑性ねじりと局部座屈を考慮する必要がある。現在、有限要素法を用いれば、中空断面であればそれらを考慮した静的解析は可能である⁶⁾。しかしながら、基部にコンクリートを充填した場合の解析は見当たらない。

本研究では、基部にコンクリートを充填した逆L形の実橋脚を図-1 に示すようにモデル化し、様々なコンクリート充填率の箱型断面逆L形橋脚供試体が、面外方向に繰り返し水平力を受ける場合の履歴挙動を、実験により明らかにするとともに、外側鋼板にシェル要素、内部コンクリートに 8 節点立体要素を用いた FEM 解析 (汎用プログラム MARC⁸⁾) も実施し、その妥当性について検討する。

表-1 供試体形状寸法 (mm) および各パラメータ

供試体名	板厚 (t)	断面幅 (b)	補剛材		幅厚比 (R)	細長比 (λ)	充填高さ (hc)	充填率 (%) (hc/h')
			板厚 (ts)	高さ (hs)				
LN-46	9	360			0.76	0.28	720 (=2b)	46
LN-57	9				0.80	0.29	900 (=2.5b)	57
LN-80	9				0.80	0.29	1260 (=3.5b)	80
LS-46	4.5		6	45	0.80	0.30	720 (=2b)	46
LS-57	4.5		6	45	0.82	0.30	900 (=2.5b)	57
LS-80	4.5		6	45	0.82	0.30	1260 (=3.5b)	80

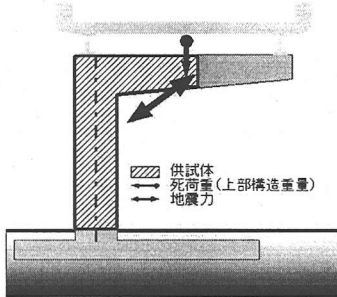


図-1 逆L形橋脚のモデル化

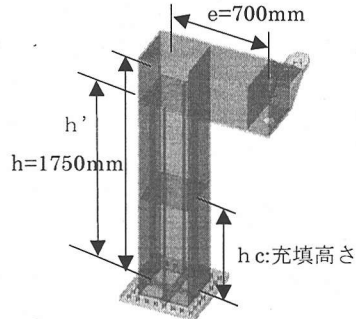


図-2 供試体の軸線形状

2. 実験概要

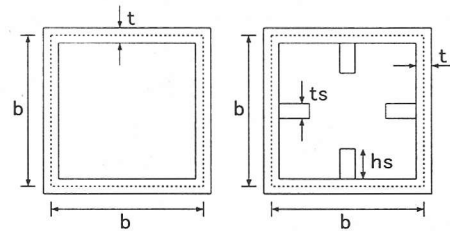
(1) 供試体

コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の耐震性能を検討する場合、主なパラメータとしては、断面形、鋼種、構造形態、板の溶接方法のほかに、幅厚比、細長比、補剛材剛比、軸圧縮力の大きさ及びコンクリートの充填率などが考えられる。本研究では、どの程度コンクリートを充填すれば鋼断面部での局部座屈を防げるかを明らかにする目的のもと、これらのうちコンクリートの充填率のみをパラメータとした供試体を設計・製作し、2000年度2体(LN-46, LS-46)^{4),6)}、2001年度4体、計6体の実験を行った。供試体の軸線寸法を図-2に、断面形状を図-3に示す。

局部座屈に支配的なパラメータ R (式(1)) を、実在する橋脚の限界値と考えられる0.70程度を目標に無補剛断面・補剛断面を、それぞれ各3体製作した。幅厚比を大きく設定したのは、局部座屈の発生を前提に充填率の差による影響を明確にするためである。また、実験設備の制約条件などを考慮して、細長比パラメータ λ (式(2)) が0.3程度となるように供試体の高さ h を1750mm、偏心量 e を700mmとした。偏心比 (e/h) はすべての供試体で0.4とした。

ダイヤフラムは、隅角部及び充填コンクリートの頂部の高さ h_c の位置に配置した。

供試体断面の板厚は、4.5mm、6mm、9mmの3種



(a) 無補剛断面 (b) 補剛断面

図-3 実験供試体の断面形状

類を用い、鋼種は、板厚9mmはSM400、その他はSS400を使用した。断面諸元と断面寸法、コンクリート充填高さを表-1に示す。供試体名のLの後の文字のNは無補剛断面、Sは補剛断面を示し、その後の数字は隅角部下までの供試体高さ (h') に対する充填率 (%) を示している。

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

$$k=4.0 \text{ (無補剛)}, k=4n^2=8 \text{ (補剛)}$$

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

(2) 材料試験結果

供試体に使用した鋼材から、板厚毎にJIS5号試験片を各3本製作し、引張り試験を行い、弾性係数、

表-2 鋼材の力学的特性値

(a) 2000 年実施の供試体

板厚 (mm)	弾性係数 (GPa)	降伏応力 (MPa)	ポアソン比
4.5	210	303	0.29
9	211	284	0.33

(b) 2001 年実施の供試体

板厚 (mm)	弾性係数 (GPa)	降伏応力 (MPa)	ポアソン比
4.5	207	311	0.29
6	212	310	0.28
9	214	305	0.29

降伏応力、ポアソン比などを計測した。その力学的特性を表-2 に示す。一方、充填コンクリートは、普通コンクリートを使用し、目標とする圧縮強度 f_c を 13.7MPa (140kgf/cm²) とした。コンクリート打設時に圧縮試験体 (直径 100mm, 高さ 200mm) を製作し、供試体の繰り返し載荷実験の前後に 3 体ずつ圧縮試験を行った。コンクリートの力学的特性値を表-3 に示す。

(3) 実験装置

実験装置の模式図を図-4 に示す。支承台をアンカーボルトで反力床に固定し、支承台に供試体を高力ボルト (直径 30mm) 28 本 (LN-46, LN-57 は、42 本) で固定した。水平荷重は、水平反力壁に固定したサーボ試験機 (容量 50tf, ストローク ±100mm) によって与え、サーボ試験機と供試体はピンで連結した。軸力は、供試体の載荷点に穴を開けて PC 鋼棒を通し死荷重載荷受け梁と連結させて、油圧ジャッキを用いて反力床下から載荷する方法を採用した。供試体と死荷重載荷受け梁には、球形のヒンジと台座を用いて全方向に回転できるようにした。油圧ポンプは、随時微調整ができるように手動のものを用いた。

(4) 荷重条件と載荷方法

本実験は、逆 L 形鋼製橋脚の先端に死荷重を想定した一定鉛直荷重と地震力を想定した繰り返し漸増水平変位を与える準静的繰り返し載荷によって実施した。

鉛直荷重 P と水平荷重の基準となる降伏水平変位 δ_y は、中空断面の供試体と比較検討するために、鋼断面のみを有効として決定した。

鉛直荷重は、初期応力状態が許容応力度の 95% 程度になるように設計した結果、軸力比 P/P_y (P = 軸力, P_y = 降伏軸力) は無補剛断面の場合 0.07, 補剛断面の場合 0.06 となった。

表-3 コンクリートの力学的特性値

(a) 2000 年実施の供試体

	圧縮強度 (MPa)	静弾性係数 (GPa)	ポアソン比
4 週	23.3	—	—
9 週	27.1	21.3	0.25

(b) 2001 年実施の供試体

	圧縮強度 (MPa)	静弾性係数 (GPa)	ポアソン比
4 週	17.7	—	—
10 週	19.8	27.5	0.23
11 週	20.0	28.2	0.20
12 週	20.6	26.1	0.24
13 週	21.2	30.0	0.21

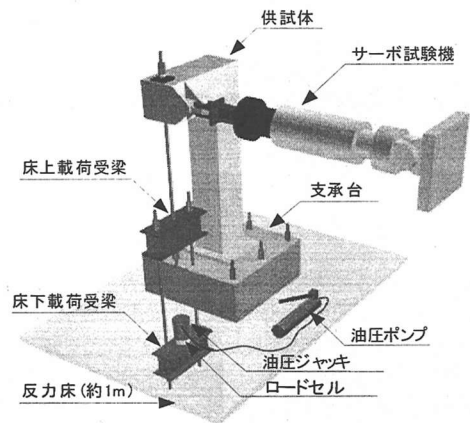


図-4 実験装置の模式図

水平荷重は、供試体の先端部にサーボ試験機により変位制御で与えた。変位振幅は、基降落伏時の供試体先端部の降伏変位 δ_y (式(3)) を基準として、 $\pm \delta_y, \pm 2 \delta_y, \pm 3 \delta_y, \dots$ と供試体が壊れるまで載荷を行う。各供試体の降伏変位、降伏水平力、載荷軸力を表-4 に示す。

$$\delta_y = \frac{H_y h^3}{3EI} + \frac{H_y e^3}{3EI} + \left(\frac{H_y e}{4F^2 G} \int_t ds he \right) \quad (3)$$

$$H_y = \frac{W}{h} \left(\sigma_y - \frac{P}{A} - \frac{Pe}{W} \right)$$

ここで、 H_y は降伏水平力、 EI は曲げ剛性、 F は板厚中心線の囲む面積、 G せん断弾性係数、 W は断面係数、 P は載荷軸力、 A は断面積である。

(5) 実験結果および考察

以下の記述における断面構成板の呼称については、面外荷重による曲げに対してフランジとウェブを定

表-4 供試体諸元

供試体名	δ_y (mm)	H_y (N)	θ_y (rad)	P(kN)
LN-46	7.7	132.0	0.0041	258.1
LN-57	8.0	141.7	0.0050	276.9
LN-80	8.0	141.7	0.0050	276.9
LS-46	9.1	83.4	0.0060	137.3
LS-57	9.5	85.8	0.0062	141.3
LS-80	9.5	85.8	0.0062	141.3

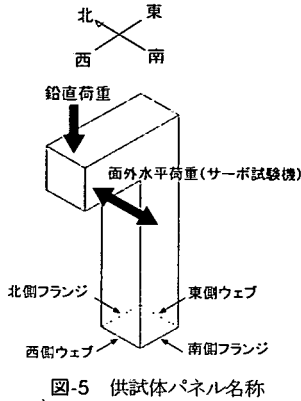


図-5 供試体パネル名称

義することとし、図-5に示すように供試体の各パネルの名称とする。

a) 実験経過と破壊状況

LN-46 の場合は、 $+2\delta_y$ で柱基部に降伏線（いわゆるリューダース線で結晶のすべりにより黒皮等が線状に剥離したもの）が現れ始め、目視による降伏が確認された。 $+3\delta_y$ でコンクリート充填部の上の中空断面にも降伏線が現れた。更に $-5\delta_y$ 載荷時に基部より高さ 10cm 付近で凸状の局部座屈が発生し、 $+7\delta_y$ 載荷時にコンクリート充填部上面より高さ 10cm 付近の中空断面に局部座屈が発生した。その後、載荷回数を重ねるとともに柱基部の局部座屈は進展しなかったが中空断面での局部座屈変形は増大した。充填部の鋼板の内部方向への変形はコンクリートで拘束されているため、基部の両フランジ、西側ウェブはともに凸状の、中空断面は両フランジには凸状の、西側ウェブには凹状の半波長座屈モードでの局部座屈変形が見られた。（図-6(a)）

LN-57 の場合は、 $+3\delta_y$ で柱基部に降伏線が目視できるようになり、 $+5\delta_y$ 載荷時に南側フランジの高さ 12.6cm ($0.35b$) 付近を腹とする凸状の局部座屈が見られ、塑性局部座屈が数値解析上の知見（波長 $0.7b$ が最小座屈荷重を示す）とほぼ一致することを確認した。 $-3\delta_y$ 載荷時には、北側・南側フランジ、西側ウェブの柱基部に高さ 12.6cm 付近に凸状の局部座屈が見られた。その後、載荷回数を重ねると

もに座屈変形が増大した。（図-6(b)、図-7(a)）

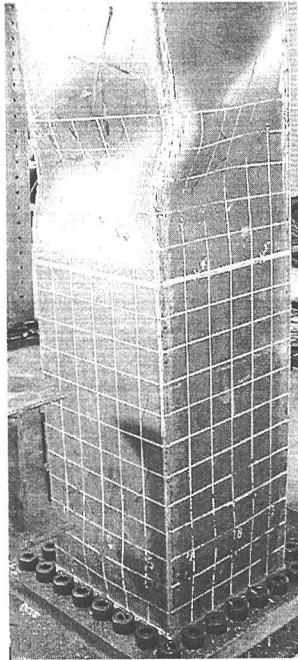
LN-80 の場合は LN-57 と同様、 $+3\delta_y$ 載荷時に南側フランジと西側ウェブに降伏線が発生し、 $-4\delta_y$ 載荷時に隅角部南側に降伏線の発生が見られた。 $+5\delta_y$ 載荷時に南側フランジの柱基部、高さ 12.6cm 付近で凸状、 $-5\delta_y$ 載荷時、北側フランジと西側ウェブの北側に凸状の局部座屈が見られた。その後は、LN-57 同様に載荷回数の増加とともに座屈変形も増大し、 $-8\delta_y$ 載荷途中に北西基部が溶接割れしたため実験を終了した。

LS-46 の場合は、 $+4\delta_y$ 載荷時にコンクリート充填部上面より高さ 24cm 付近の中空断面に局部座屈が発生した。その後、載荷回数を重ねるごとに中空断面での局部座屈変形は増大した。柱基部では降伏せずに局部座屈は中空断面にのみ発生し、両フランジ、西側ウェブとともに補剛材を節とした凹凸状の 1 波長座屈モードでの局部座屈変形が見られた。（図-6(c)）

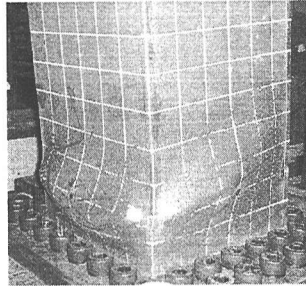
LS-57 の場合は、 $+3\delta_y$ 載荷時、充填上部南側フランジの西側に凹状、西側ウェブの南側に凸状の局部座屈が見られた。 $-3\delta_y$ 載荷時には、充填上部から 12cm 付近の北側フランジの西側に凹状の局部座屈が見られた。その後、載荷回数の増加とともに北側・南側フランジ、西側ウェブに補剛材を節とした凹凸状の 1 波長座屈モードでの局部座屈変形が明確となり、座屈変形が増大した。LS-46 と同じく柱基部での局部変形は見られなかった。（図-7(b)）

LS-80 の場合、 $-3.5\delta_y$ 載荷途中に、柱基部北側フランジの西側で、高さ 12.6cm 付近に凸状の局部座屈が発生。さらに、 $+5\delta_y$ 載荷時にコンクリート充填上部、南側フランジの西側に凹状、西側ウェブの南側上部に凸状の局部座屈が見られ、 $-5\delta_y$ 載荷時には柱基部西側ウェブの北側にわずかに凸状の局部座屈が見られた。 $+6\delta_y$ 載荷時に柱基部西側ウェブの南側の高さ 6cm 付近に凸状の局部座屈（北側は 12cm 付近）が見られ、 $+6.5\delta_y$ 載荷時に柱基部西側ウェブの北側に凸状の局部座屈が明確となった。その後、 $-7\delta_y$ 載荷時に充填上部北側フランジの西側に凹状、西側ウェブ北側に凹状の局部座屈が発生した。載荷回数の増加とともに柱基部北側・南側フランジ、西側ウェブに補剛材を節とした凸状の 1 波長座屈モードでの局部座屈変形が、充填上部西側ウェブにおいては、補剛材を節とした凹状の 1 波長座屈モードでの局部座屈変形が明確となった。

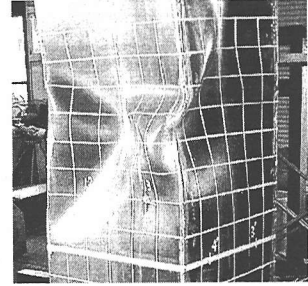
図-6(e)に見られたように、これらの座屈モードはせん断座屈に見られる斜め張力場の形状を含むものとなっている。これは LS-80 の中空部（充填上部と横梁間）は断面幅と等しい高さしか残されておらず、



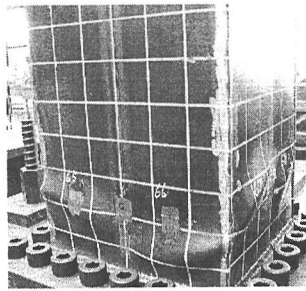
(a) LN-46 柱部分 (西南)



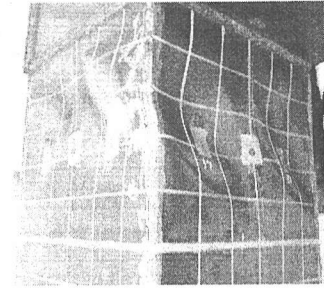
(b) LN-57 柱基部 (西南)



(c) LS-46 充填上部 (西南)

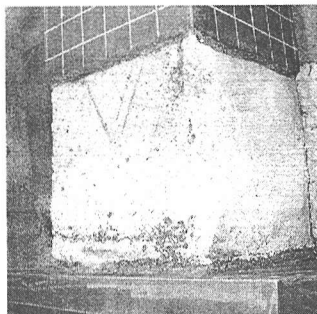


(d) LS-80 柱基部 (西南)

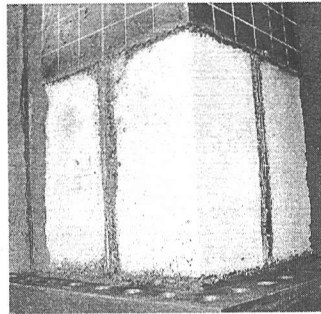


(e) LS-80 充填上部 (北西)

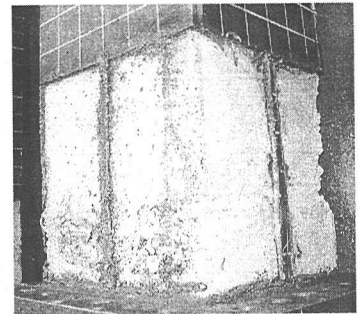
図-6 供試体の破壊状況



(a) LN-57



(b) LS-57



(c) LS-80

図-7 内部コンクリートの破壊状況

ねじりによるせん断の影響が卓越したためと考えられる。-8 δ_y 載荷途中に北西基部に溶接割れが発生したため実験は終了した。(図-6(d)(e), 図-7(c))

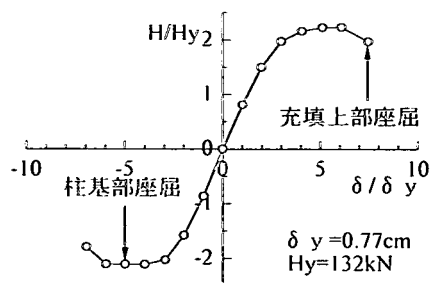
b) 荷重-変位履歴特性

水平荷重載荷位置で測定された水平変位には、基部の剛体回転などが含まれるため、基部端版の四隅の鉛直方向の変位を測定し、それに基づく補正^{9),7)}を行った。図-8に各供試体の載荷点の水平荷重 H と補正された変位 δ をそれぞれ H_y と δ_y で無次元化した荷重-変位履歴曲線の包絡線を示す。

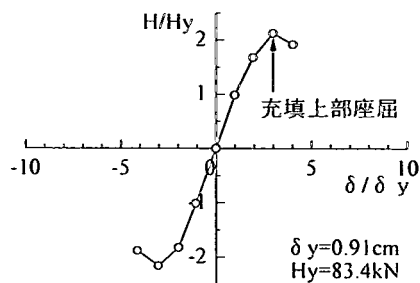
図-8の包絡線の矢印が示す箇所が局部座屈を確認

した。柱基部で座屈変形を起こした供試体はその発生後も最大強度に達するまで比較的緩やかな勾配を示し、ある程度の強度を保っているが、充填上部で基部に先行して座屈変形を起こした供試体 (LS-46 と LS-57) はその発生後の劣化が急で、強度とじん性が著しく低下している。

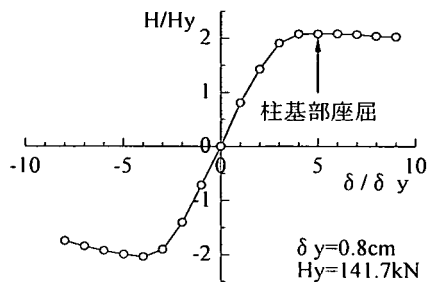
表-5に最大荷重 H_{max}/H_y とその時の δ_{max}/δ_y , H_{max} 到達後荷重が5%低下した位置の変位 δ_{95}/δ_y を示す。LS-46 と LS-57 を除きすべての供試体で最大荷重は $2H_y$ 以上、変位の塑性率は6程度(5.5~6.7)であるが、LS-46, LS-57については充填上部で座屈を起こし急



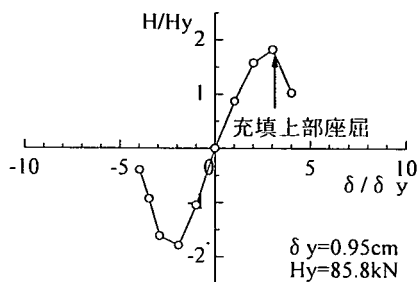
(a) LN-46



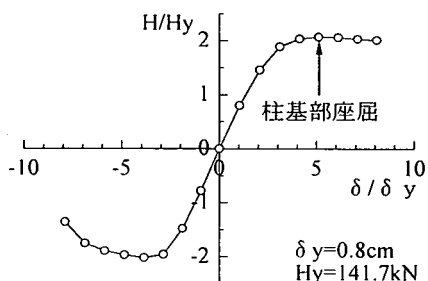
(d) LS-46



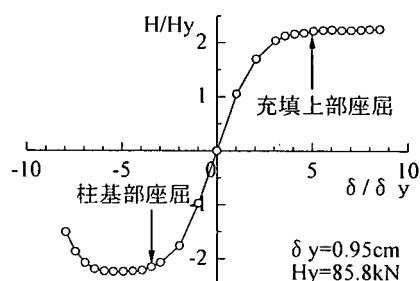
(b) LN-57



(e) LS-57



(c) LN-80



(f) LS-80

図-8 水平荷重—水平変位関係の包絡線

表-5 最大荷重と塑性率

	LN-46	LN-57	LN-80	LS-46	LS-57	LS-80
H_{max}/H_y	2.17	2.06	2.05	2.16	1.81	2.25
δ_{max}/δ_y	5.05	5.05	4.50	3.01	2.48	6.77
δ_{95}/δ_y	6.50	5.73	5.53	3.42	2.42	6.71

激に耐荷力が減少したため、塑性率は小さい値となっている。

LN-46とLS-46およびLN-57とLS-57、つまり同じ幅厚比の無補剛断面と補剛断面をについて比べてみると、無補剛断面では充填基部での座屈が先行したものの、十分な靱性を持った挙動を示したが、補剛断面では中空部でのみ座屈を起こし、脆性的な挙

動を示した。

本来、同じ幅厚比を有する無補剛断面部材と補剛断面部材では、ほぼ同等の座屈性状、じん性を有するものと想定されることから、上記の差を生じた理由として下記のものが考えられる。

- 1) 荷重装置の容量上の制約により、補剛断面では、極めて薄い鋼板($t=4.5\text{mm}$)で構成せざるを得なかった。そのため補剛材の溶接の影響として存在した板パネルの初期たわみと残留応力度の影響により、中空部(補剛部上部)での座屈変形が基部での降伏によるじん性の向上を待たずに先行し増大したためと考えられる。
- 2) このことは、同じ板厚部材を用いたLS-80では、

充填率が高く、中空部の受ける曲げモーメントが小さいため、基部の降伏、座屈の後に中空部が座屈する順序となっていることにより、最大耐力や塑性率は低下していない事実からも確認できる。

- 3) 従来、履歴特性の評価において、初期たわみと残留応力は、立ち上がりの荷重-変位関係において降伏が早まる程度の影響以外に最大耐力や塑性率に大きな影響はないと考えられてきた。今回の実験結果は実験上の制約に起因するものではあるが、初期たわみや残留応力の存在が中空部の早期局部座屈の引き金になる可能性に対して、注意を喚起している。
- 4) 以上より、最大耐力と塑性率の確保のためには、必ず基部での座屈が中空部の座屈に先行するよう余裕を持った充填率を定めることが重要であることが認識された。

3. FEM 解析結果と実験結果の比較

(1) 解析プログラムの概要と解析モデル

FEM 解析には汎用プログラム MARC[®] を使用した。要素としては、鋼材に四辺形 4 節点のシェル要素 (要素番号 75)、コンクリートに 8 節点立体要素 (要素番号 7) を用いた。また、次に示す設定のもとに解析を行った。

- 1) 材料は弾塑性かつ等方性である。
- 2) von Mises の降伏条件に従うものとする。
- 3) 大変位解析を実行する。
- 4) アップデイトラグランジェ法を用いる。
- 5) 塑性ひずみ解析を実行する。
- 6) 繰り返し载荷による解析の場合、移動硬化則を用いる。
- 7) 収束計算法は、Newton-Raphson 法を用いる。
- 8) コンクリートと鋼管の接触判定は、各々の節点が各々の接触面を通過しないという制約条件を与え、その接触面の摩擦は小さいものとして無視する。

解析モデルは、図-9 に示すような全体解析モデルとし、実験の供試体と同様の寸法を用い、ダイヤフラムも同様にコンクリート充填高さの位置と隅角部に導入した。メッシュ分割は局部座屈が発生すると考えられる柱基部近辺・充填上部を細かく分割し、その他のところは粗く分割した。メッシュ分割数の決定に際しては、既往の研究⁹⁾より計算時間や精度を考慮した上で、柱基部と充填上部は断面幅の 12 等分を辺長とする正方形とした。

鋼材とコンクリートの材料特性値 (降伏応力、弾性係数、ポアソン比、圧縮強度、静弾性係数) は、

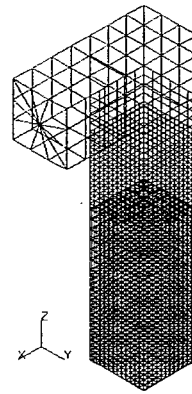


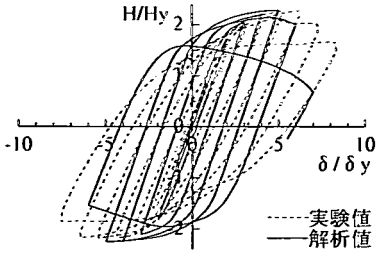
図-9 FEM 解析モデル

実験に使用した材料の試験値を使用した。また、鋼材の応力-ひずみ関係は、引張り試験から得られた結果をマルチリニアで近似し、コンクリートの応力-ひずみ関係については、圧縮側は圧縮強度まで静弾性係数で進み、その後は応力一定でひずみだけが增加する完全弾塑性、引張り側は、圧縮強度の 10 分の 1 まで静弾性係数で進み、その後は鋼管内部に充填されているため脆性破壊はないものと仮定し、弾性係数の 0.01 の劣化勾配を持って軟化するように決めた。0.01 という数字の理論的根拠はない。初期不整、残留応力は、繰り返し载荷を受ける場合の影響は小さいと考えられるため、考慮しない⁹⁾。载荷方法としては、鉛直荷重は荷重制御で与え、水平荷重は変位制御による繰り返し载荷で行った。载荷パターンは実験と同様のものを用いた。なお、今回紙面の都合上、LN-46、LN-57 のみの解析結果を示す。

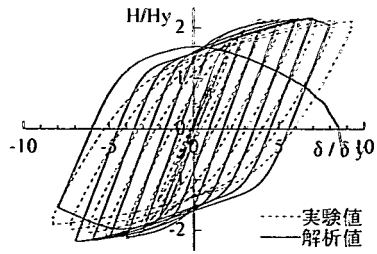
(2) 実験値と FEM 解析値との比較

図-10、図-11 に各供試体の実験と FEM 解析の荷重-変位の履歴曲線とその包絡線、荷重-ねじり角曲線の包絡線を、図-12 に供試体の変形状況の変遷を実験後の供試体と比較して示す。

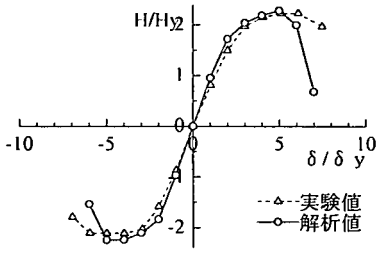
全体として解析値は、実験値をよく説明している。荷重-変位履歴曲線におけるループの形状は、FEM 解析値の方が少し角ばっている。これは FEM 解析のひずみ硬化則として移動硬化則を使用したことが主因と考えられる¹⁰⁾。初期弾性勾配はいずれの供試体においても実験値に比べて FEM 解析値の方が少し大きい。これは FEM 解析では、初期不整や残留応力を考慮していないが実験ではそれらの影響が生じたこと、および実験における载荷荷具のあそびや変形、供試体の剛体変位の補正が完全でなかったことが解析結果に比べて変位が大きくなった主な原因と考えられる。



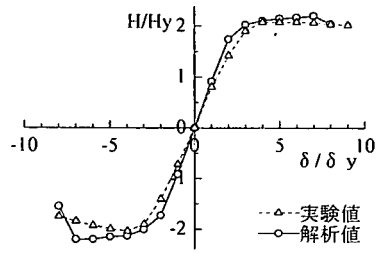
(a) 荷重-変位曲線 (LN-46)



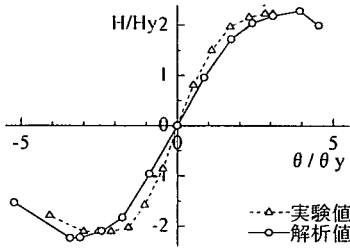
(d) 荷重-変位曲線 (LN-57)



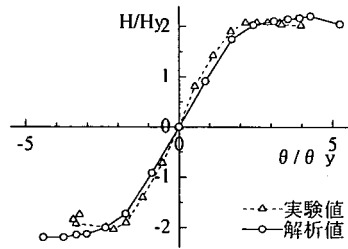
(b) 荷重-変位関係の包絡線 (LN-46)



(e) 荷重-変位関係の包絡線 (LN-57)



(c) 荷重-ねじり角関係の包絡線 (LN-46)



(f) 荷重-ねじり角関係の包絡線 (LN-57)

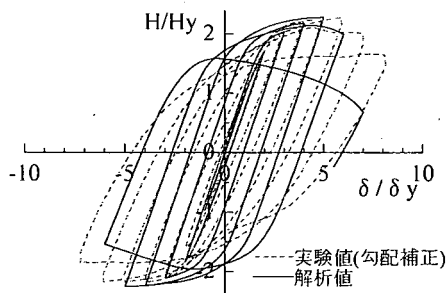
図-10 各供試体の履歴特性の比較

図-11では、この初期弾性勾配は実験およびFEM解析において弾性域では一致するものと考えて、実験値を補正して比較したものである。すなわち、 $H/H_y=1.0$ における実験値とFEM解析との変位の差を荷重値に比例させて実験値から差し引いたものを修正値(勾配補正)とする。この初期弾性勾配の差異を補正すると、実験の最大強度およびその履歴は、さらに良く再現できている。しかしながら、終局状態における強度劣化の勾配では、実験値の方がFEM解析値より緩やかとなっている。その原因としては、実験において局部座屈が発生してから急激な変形により鉛直荷重が低下し、手動の油圧ポンプでは想定する鉛直荷重に到達させ得なかったために、生じ

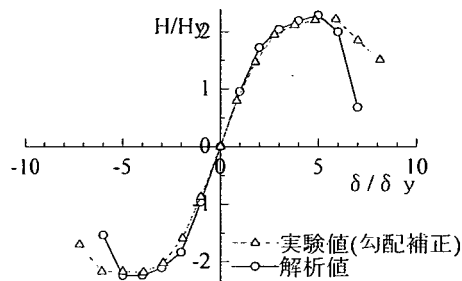
るべき強度劣化に至らなかったこと、また、LN-57においては図-12のように実験では生じていない充填上部の中空部での局部座屈変形が発生したことが挙げられる。

荷重-ねじり角の包絡線においては、初期勾配が実験値より小さく計算されている。しかしながら、文献4)における中空断面の解析においては、初期勾配はよく一致していたので、充填コンクリートのねじりに対する剛性が小さめに評価された可能性が考えられる。

図-12に示す変形状況は、どちらの供試体についても柱基部フランジにおいては、局部座屈モードの腹の位置は基部から12cmと実験をよく捉えている

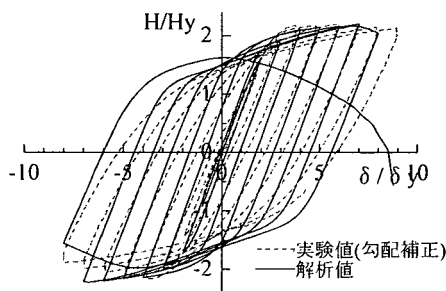


(a) 荷重-変位曲線

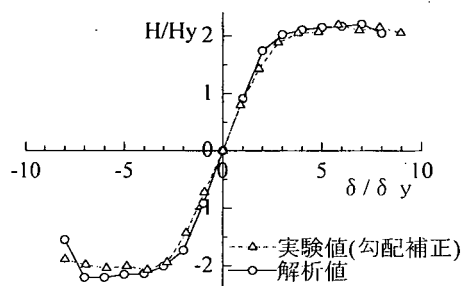


(b) 荷重-変位関係の包絡線

(I) LN-46



(a) 荷重-変位曲線



(b) 荷重-変位関係の包絡線

(II) LN-57

図-11 各供試体の履歴特性 (実験値は勾配補正後のもの)

がその鋼板に対する面外方向の変位は小さい。また、LN-57 の柱基部ウェブにおいては、実験では (図-6(b))、凸型の座屈変形を起こしているが、解析ではほとんど変形していない。これは、外側鋼板 (ウェブ)・内部コンクリートともに、大きな応力が集中していたが、コンクリート要素を計算時間を短くするために図-15 に示すように内側を粗く分割したため、内部コンクリート全体の応力に相当するひずみが小さく、つまり、変位が小さく出てしまい、外側鋼板の変位を拘束してしまったことが影響したとも考えられるが、真の原因は不明である。

次に、充填上部の変形状況であるが、座屈波形の腹部の位置は充填部上端から無補剛断面で $0.35b$ 、補剛断面で $0.35b \sim 0.66b$ であった。座屈波形の腹部の位置は、柱基部から無補剛断面の面外荷重に対してのフランジ側で $0.33b \sim 0.5b$ 、ウェブ側で $0.27b \sim 0.33b$ 、補剛断面の面外荷重に対してのフランジ側で $0.16b \sim 0.5b$ 、ウェブ側で $0.16b \sim 0.35b$ であった。ま

た、実験ではウェブに凹状座屈変形が見られたが解析では凸状の座屈変形が発生している。これも、コンクリート要素の変位が小さく、ダイヤフラムが図-13 に示すように凸状に変形してしまったため、充填上部ウェブが凸状の変形を起こしたものと考えられる。

供試体に鉛直荷重および水平荷重が作用すると、載荷点は水平荷重が繰り返されるごとに徐々に面内水平方向と鉛直方向へと変位する。その面内方向の変位と鉛直方向の変位を図-14 に示す。すべての供試体の変位量は、載荷サイクルの増加に伴いほぼ一定に増加しているが、充填上部における局部座屈発生後は変位増加量が大きい。LN-46 の場合、鉛直方向・面内方向ともに FEM 解析値の方が大きくなっている。これは実験では、供試体と水平荷重を与えるサーボ試験機が連結し、変位を拘束しているために変位が小さくなった可能性が考えられる。LN-57 の場合、面内方向の水平変位が $-6 \delta_y$ あたりから解析

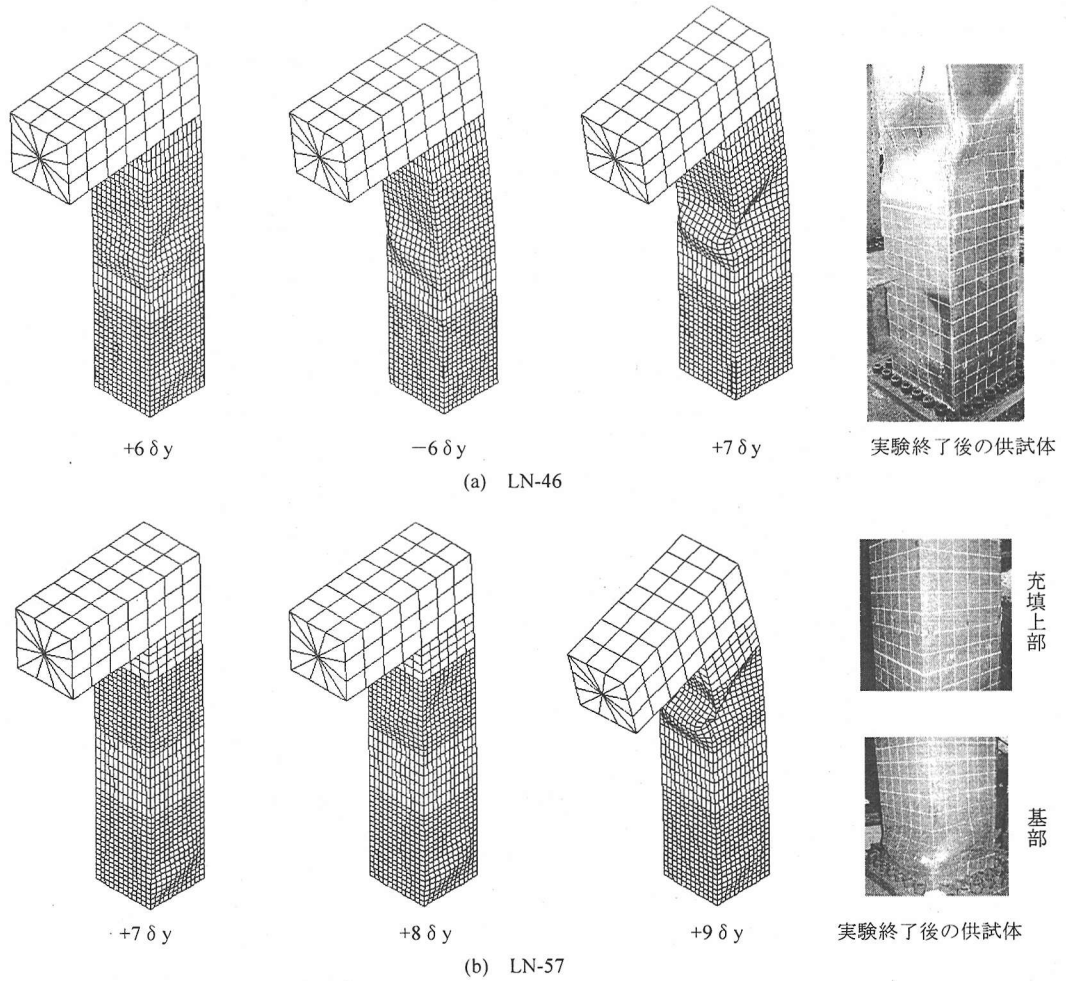


図-12 供試体の変形状況の変遷の比較

値の方が小さくなっている。これは、解析において、柱基部のウェブに変形が見られなかったためであると考えられる。鉛直変位の進展状況はよく一致している。

以上の比較より、基部にコンクリートを充填した逆L形鋼製橋脚供試体の履歴挙動が本解析のようなFEM解析においても、かなり精度よく予測できることが示された。

4. 結論

本研究により得られた結果をまとめると以下のようである。

1) 本実験は幅厚比を0.8程度と大きくし、現象が局部座屈により支配されることを意図して、限定し

たパラメータのもとに実施されたものであるが、基部にコンクリートを充填した逆L形橋脚が繰り返し面外力を受ける場合の履歴挙動について、以下の実験的事実を示すことができた。

- ①局部座屈が充填上部の中空部で生じる場合、座屈変形は面内荷重で圧縮となる側（面外荷重に対するウェブ）の鋼板から始まり、局部座屈が柱基部(充填部)で生じる場合、面外荷重に対するフランジ側の鋼板から始まる。
- ②本実験の供試体のように幅厚比パラメータが0.8程度の断面であっても、中空部に局部座屈が生じなければ H_{max}/H_y は2.0以上、 δ_{95}/δ_y は5.5以上得られた。これらの値は、一般に鋼製橋脚の要求性能に耐えるものである。

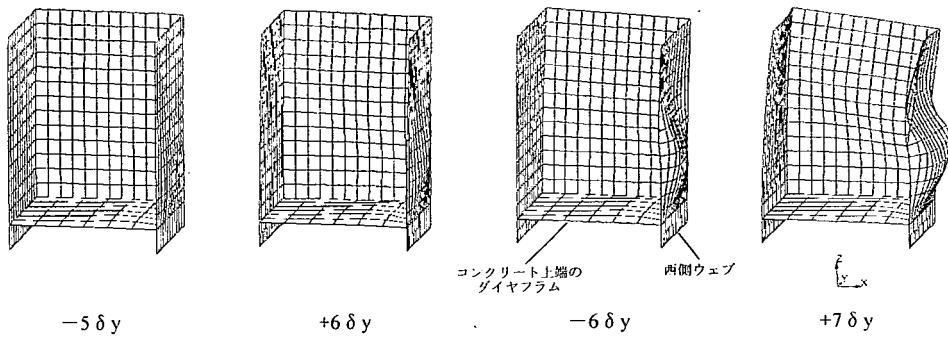


図-13 充填コンクリート上部のダイヤフラムの変形状況 (LN-46)

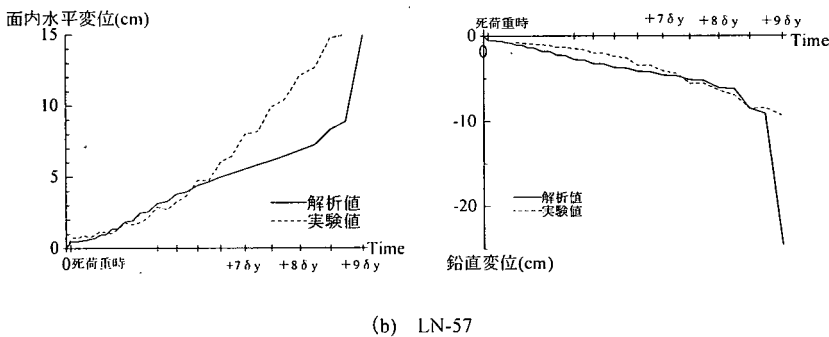
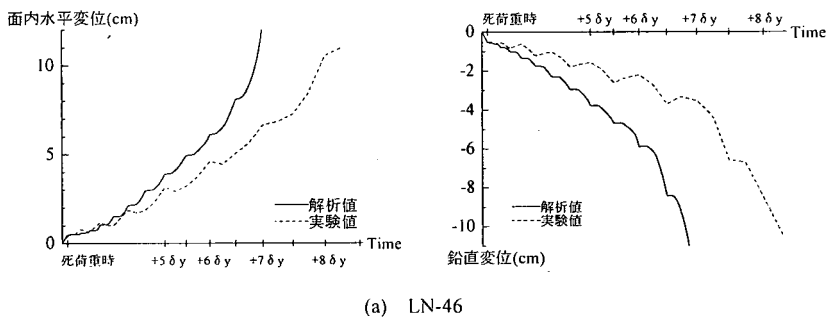


図-14 載荷点の面内水平変位と鉛直変位

③本論文で対象とした幅厚比パラメータが0.8程度の局部座屈に支配されやすい逆L形橋脚についての最適充填率(最大耐力や塑性率を低下させる中空部の局部座屈を基部の局部座屈に先行させないために必要な充填率)は、無補剛断面において $2.5b$ (57%)程度、補剛断面において $3.5b$ (80%)程度であった。一般的にT型橋脚に比べて、充填率を高める必要性が示唆されているが、補剛断面橋脚については初期不整を考慮したFEM解析による確認も含めて、さらなる検討が必要である。

④中空部で局部変形が起こると、基部の座屈は進展せず、中空部での座屈だけが進展し、急激な強度劣化を生じ破壊に至る。したがって、最大耐力と塑性率の確保のためには基部での座屈が先行し中空部の座屈をできるだけ遅らせるよう、余裕を持ったコンクリート充填率を定める必要がある。

⑤最適な充填高さ以上にコンクリートを充填しても変形性能・耐荷力は向上しない。

⑥中空断面で座屈変形が起きると、面内方向の変位(水平変位・鉛直変位)が急激に増加する。

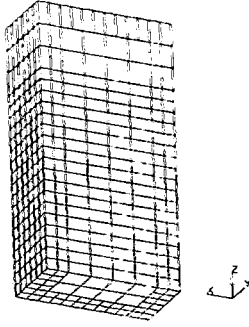


図-15 コンクリートの要素分割

- ⑦充填部で座屈を起こしている供試体の内部コンクリートは、粉々に圧壊する。また、充填部で座屈を起こしていないものでも、引張り側においてクラックが発生する。
- 2) 基部にコンクリートを充填した鋼製逆 L 形橋脚が、面外繰り返し力を受ける場合の履歴挙動は、本論文に示したメッシュ分割、マルチリニア近似の応力-ひずみ関係、鋼とコンクリートの接触要素、移動硬化則を用いた FEM 解析を用いれば、最大荷重を過ぎ、劣化が開始する程度までは実験とほぼ同等な結果を得られることが明らかになった。

なお、補剛断面を有する橋脚については、初期たわみ、残留応力等の初期不整の存在を考慮してパラメータを変動させた検討が必要なことから、今後の課題とする。また、終局挙動に対するねじりの影響については、今後高架橋システムとしての検討を行い明らかにしたいと考えている。

参考文献

- 1) 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, 1997.
- 2) (社)土木学会鋼構造委員会 鋼構造物の耐震検討小委員会 (委員長 藤野陽三): 橋梁システムの動的解析と耐震性, pp.255-278, 2000.
- 3) 成瀬 孝之, 青木 徹彦, 鈴木 森晶: 逆 L 形円形鋼管柱の繰り返し載荷実験および弾塑性解析による研究, 土木学会第 55 回年次学術講演会, I-A139, 2000.
- 4) 崎元 達郎, 中山 雅文, 川畑 智亮, 渡辺 浩, 江山 栄一: 面外繰り返し力を受ける逆 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.
- 5) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編
- 6) 松本 英明: コンクリートを充填した逆 L 形橋脚の復元力特性に関する実験, 熊本大学平成 13 年度卒業論文, 2002.
- 7) 高田 孝史朗: 基部にコンクリートを充填した逆 L 形鋼製橋脚の復元力特性, 熊本大学平成 13 年度修士論文, 2002.
- 8) 日本マーク: MARC Users Manual Vol.A-E.
- 9) (社)日本橋梁建設協会: 鋼製橋脚の弾塑性有限変位 FEM 解析マニュアル, 2000.
- 10) 崎元 達郎, 鶴田 栄一, 木下 照章, 三好 喬, 渡辺 浩: 局部座屈とねじりを考慮した鋼箱形断面を有する骨組の終局挙動, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.87-97, 2002.
- 11) W.F.Chen (色部 誠, 河角 誠, 安達 洋 監訳): コンクリート構造物の塑性解析, 1985.

(2002.4.15 受付)

HYSTERETIC BEHAVIOR OF INVERTED L-SHAPED STEEL BRIDGE PIERS FILLED WITH CONCRETE

Tatsuro SAKIMOTO, Koshiro TAKATA, Hideaki MATSUMOTO, Takenori HIROTA and Hiroshi WATANABE

Hysteretic ultimate behavior of inverted L-shaped steel bridge piers filled with concrete under out-of-plane cyclic loading are studied by experimental tests and numerical analyses. The cross-sections of models are non-stiffened box section and stiffened one. The height of filled concrete are changed as a main parameter. The width-thickness ratio of the component plate is about 0.8, the slenderness ratio is about 3.0, the eccentricity ratio e/h (the ratio of the distance e between vertical load and vertical pier axis to the height of pier h) is 0.4. The results of FEM analysis are compared with the experimental results. The hysteretic behaviors of FEM analysis agree well with those of the experiments.