

長方形断面鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究

Experimental Study on Seismic Resistance Performance of Steel Piers with Rectangular Cross Section

保高篤司[†], 青木徹彦^{††}, 鈴木森晶^{††}

Atsushi HOTAKA, Tetsuhiko AOKI, Moriaki SUZUKI

Rectangular cross section is commonly used in rigid frame piers of highway bridges. However, few experimental studies have been performed so far on the pier with the rectangular cross section. In this study seven test specimens having three different cross sections with cross sectional aspect ratios 3, 2 and $\sqrt{2}$ are served for the cyclic loading test. Seismic performance capacities such as ultimate strength and ductility ratio are investigated relating to the cross sectional aspect ratios.

1. 序論

阪神大震災以来、単柱式正方形断面鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究が数多く行われ^{1)~4)}、種々のパラメータによる結果の整理がなされている。実構造物として単柱式橋脚について多く用いられているラーメン式橋脚に関するいくつかの実験^{5), 6)}が行われている。

ラーメン橋脚では経済性や立地条件により、柱部の断面は正方形ではなく、橋軸方向に長辺を有する矩形断面が用いられるのが一般的である。しかしながら今日まで長方形断面を有する鋼製橋脚の耐震性能に関する研究⁷⁾は十分に行われていない。文献8), 9)は長方形断面ではあるが、基部にコンクリートを部分充填した橋脚で、前者は主にコンクリートの有効破壊長に注目し繰り返し載荷実験を行ったもので、後者は一定断面について耐震性能を実験的に調べているが、いずれも断面の辺長比をパラメータにしたものではない。

ラーメン橋脚に地震力が作用した場合、脚に発生する曲げモーメント分布は橋軸方向とその直角方向とで異なることにも注意が必要である。例えば門形ラーメンでは橋軸方向の作用力に対しては図-1(a)に示すように、上端に頂点を有する三角形曲げモーメントになるのに対して、橋軸直角方向(ラーメン面内方向)では図-1(b)のようにはほぼ1/2高さに頂点を持つ三角形分布となる。ラーメン構造に斜め方向から地震力が入力される一般的な場合には、これらが同時に発生する。

ラーメン脚部の部材としての基本的耐震性能を調べる

初步的段階では、断面の主軸方向への単独の繰り返し載荷実験が行なわれるが、構造物としての実際的な挙動を考えると、断面の弱軸(ラーメン面内)方向では供試体高さを強軸方向載荷の約1/2にして(図-1(b)のh')実験をすることが望ましい。

単柱式橋脚とラーメン橋脚の違いは、さらに面内方向の地震に対して、ラーメン橋脚では軸方向力の変動があることである。はりと柱の剛比および長さの等しい門形ラーメンでは、曲げモーメントと脚反力の簡単な計算により、水平力Hの変動により軸力は水平力の約1/2変動する。

以上のようにラーメン橋脚では単柱式橋脚と異なり、やや複雑な挙動をするが、本研究ではラーメン橋脚で用いられる長方形断面鋼製橋脚の耐震性能を調べる基礎的段階

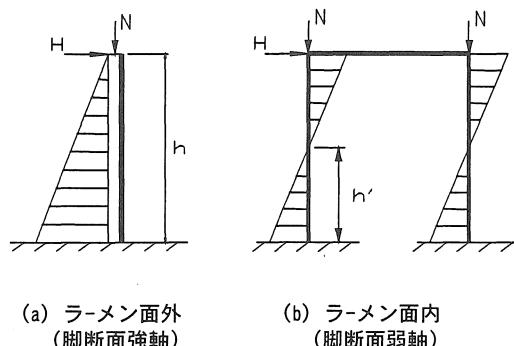


図-1 ラーメン脚部の面内外の曲げモーメント分布の違い

として、断面の幅と長さの辺長比(断面アスペクト比)を3種類変えた供試体7本を用意し、それぞれの強軸、弱軸方向に繰り返し載荷実験を行って、耐震性能の変化を実験的に明らかにする。

[†] 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)

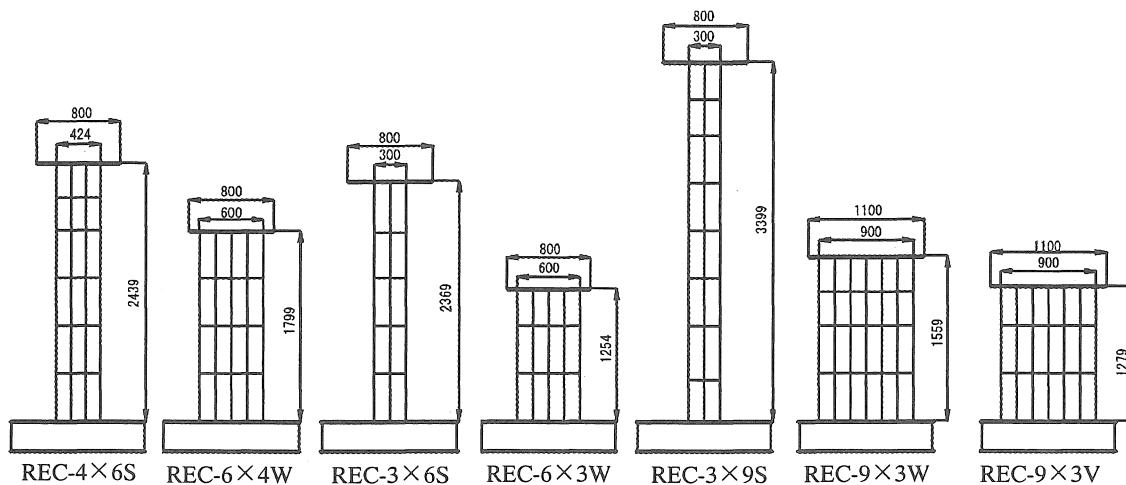


図-2 供試体概略図

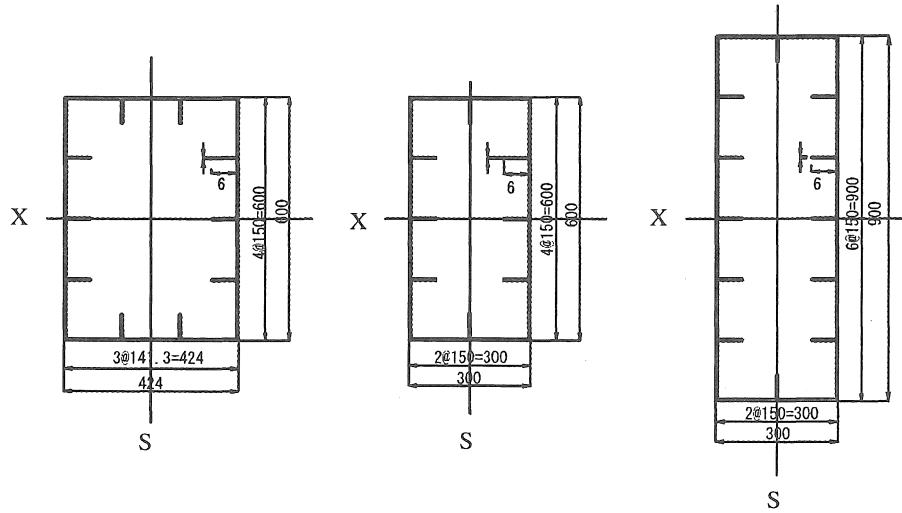


図-3 供試体断面図

2. 実験計画および方法

2.1 実験供試体

実験供試体寸法概略を図-2に示す。断面寸法は図-3(a)-(c)に示す3種で、辺長比(断面アスペクト比)はそれぞれ $1:\sqrt{2}$, 1:2, 1:3である。これらの断面アスペクト比はラーメン橋脚として実構造で用いられている寸法比を参考にして定めた。

供試体名については、それぞれ長方形断面を示す(REC)、断面寸法を示す(4×6)を用い、強軸の方向から載荷する場合(-S)、弱軸の方向から載荷する場合(-W)で表して区別し、軸力を変動させる供試体はRec-9×3Vとする。

また今回、断面寸法の相違による耐震性能を把握するために定義した断面アスペクト比(W/F)は載荷方向から見た断面のフランジの幅(F)でウェブ幅(W)を除した値とした。したがって、ウェブ幅よりフランジ幅の小さい供試体はW/F>1の強軸方向載荷(S)で、W/F<1は弱軸方向

載荷(W)である。

材質はいずれもSS400とし、板厚はすべて6mm、リブ寸法は6×60mmである。式(1)、(2)に示す断面構成板要素の幅厚比パラメータは強軸、弱軸とも同じ値 $R_R=0.45$, $R_F=0.25$ を基本とする。また γ/γ^* (γ^* :最適剛比)は3を基本とする。また、式(3)に示す各供試体の細長比パラメータ λ は0.25程度に設定した。よって前述の弱軸方向載荷の供試体高さは強軸載荷供試体高さの1/2とはなっておらず、断面アスペクト比順に0.77, 0.60, 0.50となっている。供試体断面諸元(公称値)の詳細を表-1に示す。公称降伏強度は235N/mm²を用いた。

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

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_F} \frac{\sigma_F}{E}} \quad (2)$$

ここに, b : フランジ板幅, n : 補剛材で区切られるパネル数, t : フランジ板厚, ν : ポアソン比, σ_F : 降伏応力, E : ヤング係数, k_F : 座屈係数である.

$$\lambda = \frac{2L}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_F}{E}} \quad (3)$$

ここに, L : 供試体高さ, r : 断面2次半径である.

2.2 載荷方法

(1) 軸力比

ラーメン橋脚の面内方向に水平繰り返し作用力がある場合, 前述のように脚部の軸力は変動するが, 今回の実験では断面アスペクト比の違いや, 長方形断面の強軸, 弱軸方向の載荷の相違をみることを主目的としているため, 1体を除いて軸力比(N/N_y)は一定とし, 単柱橋脚の実験でよく用いられる0.15を与えた. ただし断面300×600mmの供試体は前年度に行われたもので, 0.18となっている. 軸力変動の影響を調べるREC-9×3V(断面300×900mm, 弱軸方向載荷, 断面諸元についてはREC-9×

3Wに同じ)については, 変動軸力として水平力 H の1/2を一定軸力に加えた. 1/2とした理由は, 正方形門形ラーメンでは軸力変動は水平力の3/7となるが, 脚高さのやや大きいラーメンではこれより増加する. 実験では軸力変動による挙動の傾向を知ることを目的としているため, 3/7にこだわらず, きりのいい数値として3.5/7=1/2と設定したものである.

(2) 水平力の載荷プログラム

従来から多くの実験で行われているように, 実験から得られた降伏変位 δ_y の整数倍を正負1回ずつ, 漸増して繰り返し載荷した. 軸力は供試体上部に取り付けた載荷はりの両端に2000kNアクチュエータ2基により与え, 供試体頂部変位が大きくなると水平成分が無視できなくなるため, これを水平力に対して常時補正しつつ実験を行った. 載荷の様子を図-4に示す.

(3) 基準降伏変位 δ_y

はじめの繰り返し載荷で, 供試体下端から225mmの位置で, フランジ上縦リブ位置に貼り付けたひずみゲージ(写真-1および図-19(b)参照)の読みの平均値を, 試

表-1 供試体諸元(公称値)

供試体名		REC-4×6S	REC-6×4W	REC-3×6S	REC-6×3W	REC-3×9S	REC-9×3W(V)
載荷方向		強軸	弱軸	強軸	弱軸	強軸	弱軸
W/F		1.42	0.71	2	0.5	3	0.33
断面寸法	$F \times W \times b$	424×600	600×424	300×600	600×300	300×900	900×300
鋼種		SS400	SS400	SS400	SS400	SS400	SS400
載荷点高さ	L	mm	2720	2087	2550	1529	3682 1842 (1562)
全断面積	A	mm^2	15744	15744	13536	13536	18576 18576
板厚	t	mm	6	6	6	6	6
断面2次モーメント	I	mm^4	7.853×10^8	4.592×10^8	6.037×10^8	2.082×10^8	17.05×10^8 3.052×10^8
縦補剛材寸法		mm	6×60	6×60	6×60	6×60	6×60
最適剛比	γ/γ^*		2.92	3.06	3.68	3.06	3.68 3.00
細長比パラメータ	λ		0.26	0.26	0.26	0.27	0.26 0.31 (0.26)
幅厚比パラメータ	R_R		0.43	0.45	0.45	0.45	0.45
幅厚比パラメータ	R_F		0.25	0.26	0.25	0.26	0.25 0.26
	$R_R(\sigma_y)^*$		0.48	0.51	0.51	0.51	0.51
	$R_F(\sigma_y)^*$		0.29	0.30	0.29	0.30	0.29 0.30
軸力比	N/N_y		0.14	0.14	0.18	0.18	0.14
軸力	N	kN	578	578	498	498	682

$R_R(\sigma_y)^*$, $R_F(\sigma_y)^*$ は実測降伏強度 σ_y による.

REC-9×3Vの断面諸元はREC-9×3Wに同じ

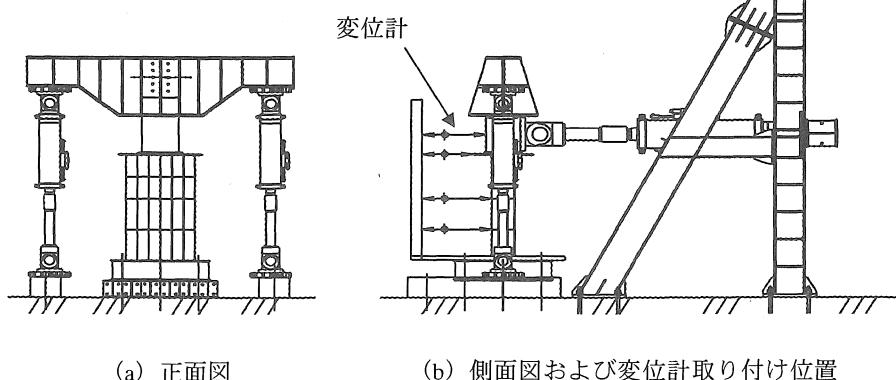


図-4 実験載荷装置および変位計取り付け位置

験体下端でのひずみに換算し、この値が材料試験での降伏ひずみに達した点での載荷点変位を降伏変位とし、正負の降伏変位の平均値を基準降伏変位 δ_y とした。またこの値に対応する水平力を降伏水平荷重 H_y とした。

(4) 剛体変位の除去

変位計は図-4(b)に示すように、供試体の基部に直接固定したフレームに取り付けて変位計測を行っているため、計測値には剛体変位は含まれておらず、したがって剛体変位による補正は行っていない。

3. 実験結果とその考察

3.1 引張り試験結果

載荷試験に先立ち、供試体ごとに素材引張り試験を行った。結果を表-2に示す。降伏点 σ_y の平均値は 314N/mm^2 、降伏ひずみ ε_y は 1524×10^{-6} であった。

表-2 引張り試験結果

供試体断面	424×600	300×600	300×900
降伏応力 σ_y (N/mm^2)	322	309	310
降伏ひずみ ε_y (μ)	1565	1501	1506

3.2 降伏変位、降伏水平荷重の実験値と計算値の比較

本研究では前述のように、降伏変位 δ_y 、降伏水平荷重 H_y の実験値は、載荷時に圧縮フランジの最大ひずみ点が素材試験の降伏ひずみに達した時点での変位および水平荷重としている。また計算値は素材試験の降伏応力 σ_y を式(4)および式(5)に代入して求めた。

これら実験値および計算値による降伏変位、降伏水平荷重を表-3にまとめる。実験値と計算値を比較すると、断面が扁平になるほど両者の間の差が大きくなっている。

これらの違いを見るために、実験による降伏変位、降伏水平荷重をそれぞれの実験値で除し、断面アスペクト比 W/F に対して図示したのが図-5である。

同図の横軸 W/F は、供試体断面の載荷方向から見たウェブ W とフランジ F の辺長比を示すもので、 $W/F > 1$ の断面が強軸を、 $W/F < 1$ は弱軸方向載荷を示し、 W/F の値が 1 より大きくなるか、小さくなるにつれて断面が正方形から離れて、扁平度が大きくなることを示している。耐震性能を検討する以後の図の横軸 W/F もすべて同様である。

$$H_F = (\sigma_y - \frac{P}{A}) \frac{Z}{L} \quad (4)$$

$$\delta_F = \frac{H_F L^3}{3EI} \quad (5)$$

ここに、 P ：一定鉛直力、 A ：断面積、 E ：ヤング係数、 I ：断面2次モーメント、 L ：部材長、 Z ：断面定数 (I/y)、 y ：断面図心から最外縁までの距離

表-3 降伏変位、降伏水平荷重の実験値と計算値

供試体断面	424×600		300×600		300×900	
	S	W	S	W	S	W
W/F	1.42	0.71	2	0.5	3	0.33
H_y (kN)	221	202	174	203	215	218
H_F (kN)	242	281	193	248	265	285
δ_y (mm)	11.1	10.7	10.2	11.6	15.5	18.9
δ_F (mm)	10.0	8.4	8.6	6.9	12.6	9.5
H_F/H_y	1.10	1.39	1.11	1.22	1.23	1.31
δ_F/δ_y	0.90	0.79	0.84	0.59	0.81	0.50
G_y	19.9	18.9	17.1	17.5	13.9	11.5
G_F	24.2	33.5	22.4	35.9	21.0	30.3
G_F/G_y	1.22	1.77	1.32	2.05	1.52	2.63

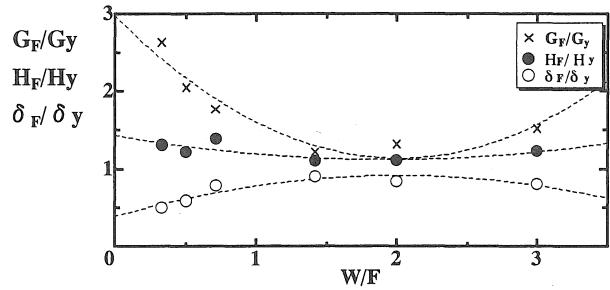


図-5 降伏変位、降伏水平荷重の初期剛性の実験値と計算値の比較

図-5 中の破線は、各計算/実測値の比の全体的傾向を知るためにそれぞれ実験値を用いて最小自乗法によって求めたものであり、後述の図-8, 9, 11 も同様である。

図-5 から、黒丸印で示した降伏水平荷重の比 H_F/H_y (計算/実験) については、 W/F のどの範囲でも計算値が実験値よりやや大きい一定値 ($H_F/H_y \approx 1.2$) であるのに対し、降伏変位の比 δ_F/δ_y (白丸印) はすべて計算値が小さく (0.5~0.9)、 $W/F=2.0$ 付近で最大となっている。特に断面の弱軸方向載荷で扁平度の最も大きい $W/F=0.33$ (REC-9×3W) の供試体では、計算値が実験値の 1/2 となっている。

これはこの供試体の断面では図-3(c)に示したように、900mm の幅広のフランジ上にリブが 5 本もあり、今回計測はしていないが、溶接時の残留応力が大きく、また初期たわみもあると考えられ、これらを考慮していない計算値との差が大きく出たものと考えられる。

図-5 の \times 印は初期剛性の計算値 $G_F (=H_F/\delta_F)$ に対する実験値 $G_y (=H_y/\delta_y)$ の比を表している ($G_F/G_y = 1.5 \sim 2.5$)。これらの値は $W/F=2.0$ 付近で最小となり、扁平度が大きい弱軸載荷の供試体 REC-9×3W では計算値と実験値の間に最大約 2.5 倍の開きがある。このような初期剛性の相違は正方形断面でも一般的に見られ、文献 10) ではコンクリート充填であるが、約半数の供試体が 1.3 ~ 1.9 度、計算値の方が大きいことを示している。今回の実験から、断面の扁平度が大きくなるとこの傾向がさらに大きくなることに注意すべきである。

本論文では、以後の種々のパラメータの無次元化には実験値 δ_y 、 H_y を用いることとする。

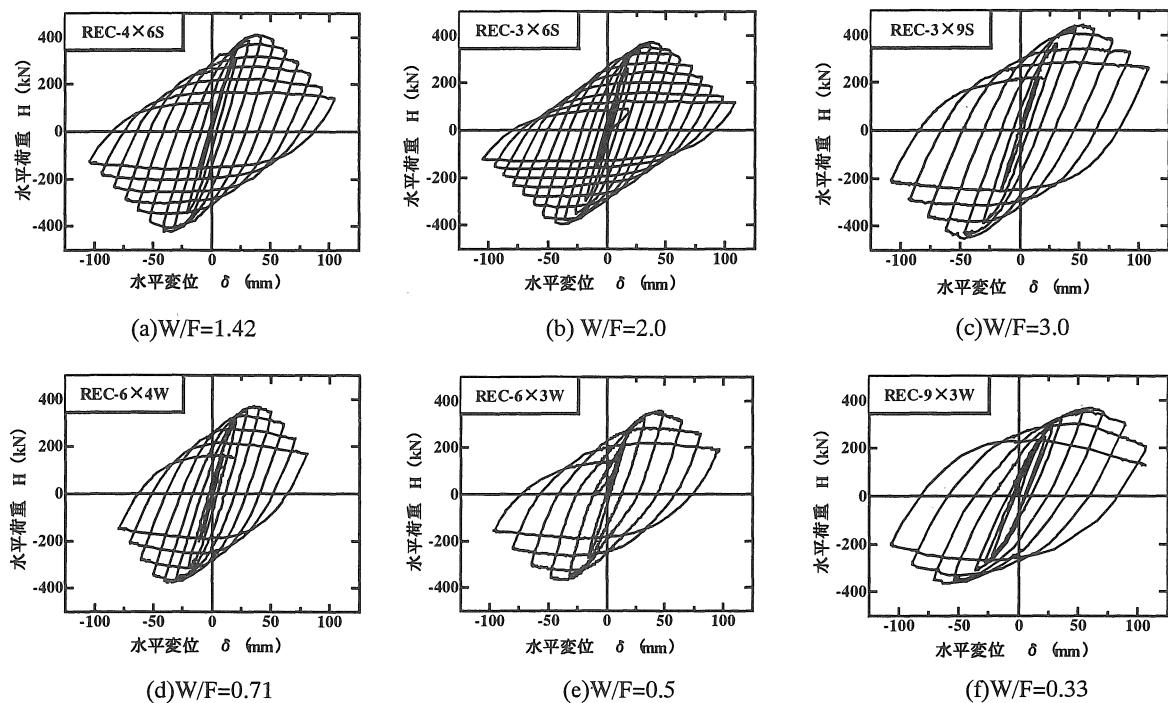


図-6 荷重-変位履歴曲線

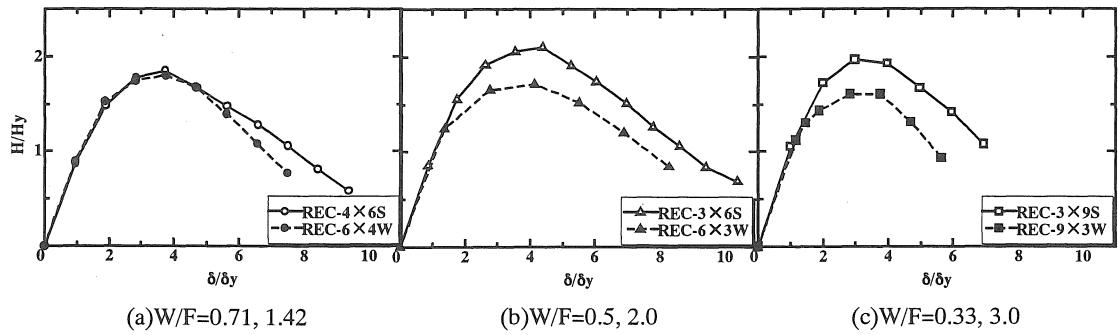


図-7 包絡線

実験値で無次元化する理由は、実験による変位計測において、不慮の基部剛体変形等が含まれている場合にも実験値の降伏変位で無次元化しておけばその影響が取り除けること、鉄筋コンクリート部材では一般に実験による降伏変位が鉄筋の引き抜きのために計算値の約2倍程度も生じ、一般に実験値で無次元化されていること、また鋼-コンクリート合成構造ではコンクリートの挙動が支配的であるため、実験値で無次元化することが望ましいこと、さらに鋼とコンクリート部材の間の変形能や塑性率の比較において、無次元化の基準を統一しておくことが望ましいことなどの理由による。

3.3 水平荷重-変位履歴曲線

実験より得られた各供試体の水平力-水平変位履歴曲線を無次元化しないで図-6に示す。同図の上段(a)～(c)は断面の強軸方向の載荷を、また下段(d)から(f)は弱軸

方向の載荷を示す。いずれも $4\delta_y$ 前後で最大荷重に達している。荷重変位関係についての考察は以下の包絡線の項で述べる。

3.4 包絡線と最大荷重

繰り返し載荷実験で得られた図-6の履歴曲線の包絡線を降伏変位 δ_y 、降伏荷重 H_y で無次元化し、断面形ごとに示すと図-7(a)～(c)のようになる。これらの図には比較のため、断面が等しい供試体の強軸(白印)、および弱軸方向載荷(黒印)の結果を同じ図に示している。図-7から、強軸、弱軸載荷の無次元化最大強度の差は、ばらつきはあるが断面の扁平度が大きいほど強軸載荷のほうが若干大きくなる傾向を示している。断面辺長比 1:2 および 1:3 の供試体で両者の差はそれぞれ約 21.7% と約 22.0% であった。

強軸断面部材の強度が弱軸断面より大きくなる理由と

して考えられることは、① 強軸断面ではフランジよりウェブの占める断面積が大きく、したがってウェブの曲げモーメントの分担割合も大きいため、フランジは相対的に低い曲げ応力分担すればよく、フランジに座屈が起これりにくい。② 同じ幅厚比パラメータを有するフランジであっても、幅厚比パラメータは残留応力や初期変形のない補剛板の弾性座屈を基準に決められたものであり、弾塑性座屈の場合にはリブの多い幅広のフランジでは初期不整の面で不利になり、これを持つ弱軸断面部材では座屈強度は低下する。③ 同様に、幅厚比パラメータが同じでもフランジの非載荷辺は単純支持と仮定しているため、フランジを側方で支持しているウェブの拘束効果はフランジ幅の狭い方が大きい。すなわち実際的な両端単純支持とみなせるフランジ幅の減少率はフランジ幅の狭い強軸載荷の方が大きく、有効な幅厚比パラメータは小さくなつて強度は上昇すると考えられる。④ 幅の広いフランジと狭い場合の弾塑性座屈に及ぼすシアー・ラグの影響、などが考えられる。

別の問題として今回の供試体のフランジについては面内力に対して幅厚比パラメータはほぼ同一としているが、ウェブについては部材全体の曲げ強度に及ぼす影響は少ないものの、面内力および面内曲げとせん断力を同時に受ける場合の幅厚比パラメータは本供試体においては一定ではない。上記①～④までの問題を含め、これらの詳細な検討は本論文の当初の目的の範囲を超える問題であり、今後の課題としたい。

つぎに、各供試体の最大荷重 H_{max} および最大荷重到達時変位 δ_m をそれぞれ降伏水平荷重および降伏変位で無次元化し、断面アスペクト比 W/F に対して図示すると、図-8 が得られる。またこれらの数値を表-4 に示す。

最大荷重 H_{max}/Hy (黒丸印) は、 $W/F=2$ まで徐々に増加し、その後はわずかに低下する。 $W/F=1$ の正方形断面に比べて、長方形断面は強軸載荷で最大荷重はやや増加し、弱軸載荷はやや低下する傾向がある。最大荷重の点だけから見ると断面アスペクト比 $W/F=2$ 前後が最も耐震性能がよい。

最大荷重到達時変位 δ_m/δ_y は、塑性率としても用いられる指標で、すべての供試体において、 W/F に関係なく $3.4\delta_y$ 程度あり、ほぼ一定していることがわかる。

3.5 塑性率

本論文では最大荷重点を過ぎた後、最大荷重の 95% の点での変位 δ_{95} を塑性率として用い、次式で定義する。

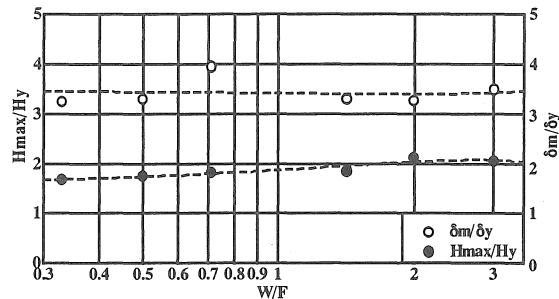


図-8 最大荷重、最大荷重時変位と W/F の関係

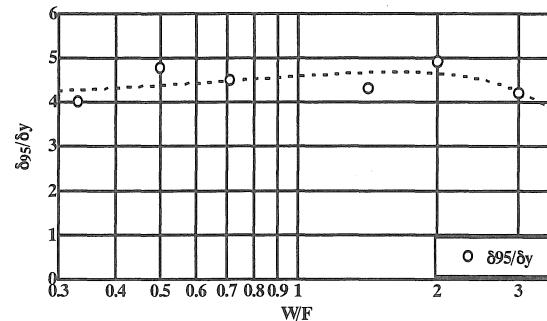


図-9 塑性率と W/F の関係

表-4 実験結果 (最大荷重、変位、塑性率)

供試体断面	424×600		300×600		300×900	
載荷方向	S	W	S	W	S	W
W/F	1.42	0.71	2.00	0.50	3.00	0.33
H_{max} KN	408	369	370	357	441	366
δ_m mm	38.2	35.6	35.6	45.8	54.2	61.6
H_{max}/Hy	1.85	1.83	2.13	1.75	2.05	1.68
δ_m/δ_y	3.31	3.95	3.27	3.30	3.49	3.25
δ_{95}/δ_y	4.31	4.50	4.91	4.77	4.2	4.01

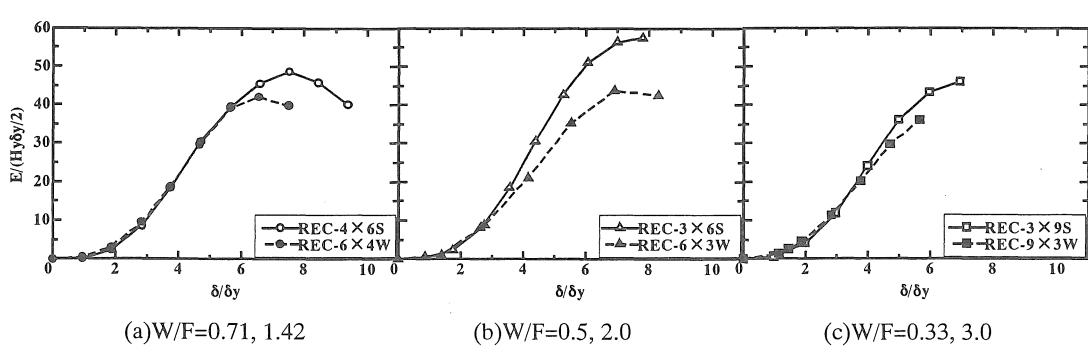


図-10 エネルギー吸収量

$$\mu_{95} = \frac{\delta_{95}}{\delta_y} \quad (4)$$

ここで、 δ_{95} : ピークを過ぎた最大荷重の 95% に対する変位 δ_y : 降伏水平変位

断面アスペクト比 W/F に対する塑性率の関係を図-9 および表-4 に示す。図-9 および表-4 から、塑性率は 4.0 ~ 4.9 まで変化し、ばらつきはあるがほぼ一定と見なせる。

したがって、 $W/F=0.5 \sim 2.0$ の範囲の実験データから見るかぎりこの範囲で塑性率は、正方形断面とほぼ同一と考えてもよいであろう。

3.6 エネルギー吸収量

各サイクルごとのエネルギー吸収量を断面ごとに図-10(a)~(c) に示す。同図は縦軸を降伏時エネルギー $H_y \delta_y/2$ で、また横軸は降伏変位 δ_y でそれぞれ無次元化している。同図から、エネルギー吸収量はどの供試体も最大荷重時変位 $\delta_m/\delta_y = 3.4$ の約 2 倍の変位である 6~7 δ_y 付近で最大となった。

図-11 は、荷重-変位履歴曲線において荷重が H_y まで低下するまでのサイクルに対して累積エネルギー吸収量を求め、降伏時エネルギー ($H_y \delta_y/2$) で無次元化し、断面アスペクト比 W/F に対して描いたものである。同図は $W/F=1.4$ 付近を最大とする凸型となっていることがわかる。

すなわち耐荷力を失うまでのトータルのエネルギー吸収性能の観点からいうと $W/F=1.42$ 、(部材断面 424×600 断面の強軸方向載荷) が最も効率よいといえる。逆に $W/F=0.33$ (300×900mm、弱軸載荷) の供試体 REC-9×3W ではエネルギー吸収能力は最大効率の供試体の約 4 割しかない。

3.7 座屈状況

載荷中の座屈の進行状況は、ほぼすべての供試体で基部から 110mm 付近の縦リブ間で、4 δ_y あたりからはつきりとわかる程度の局部変形を生じはじめ、縦リブ位置を境に凹凸状に座屈が発生するような座屈変形となり、載荷を繰り返すにつれてその振幅が顕著になった。

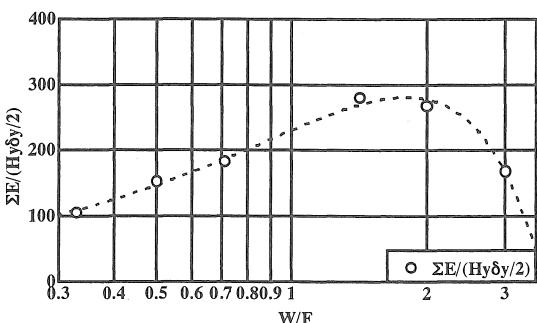
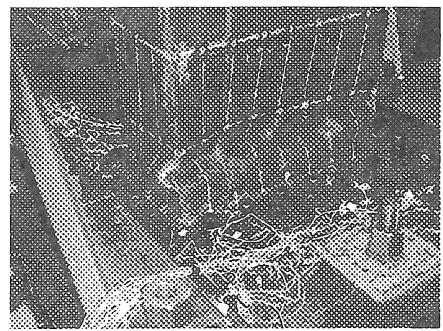


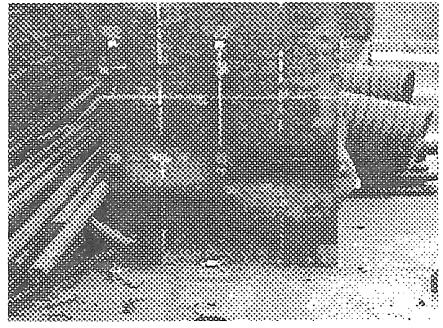
図-11 累積エネルギー吸収量と W/F の関係



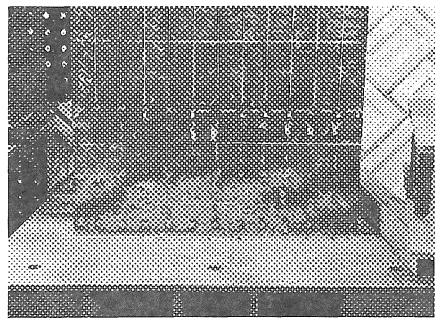
(a) REC-3×6S



(b) REC-6×3W



(c) REC-3×9S



(d) REC-9×3W

写真-1 実験終了後の局部座屈例

しかし、弱軸方向載荷の供試体 REC-6×3W および REC-9×3Wにおいては、リブ間局部座屈に加えてフランジ板パネル全体で座屈するという現象もみられた。

座屈後の様子の代表例を写真-1 に示す。写真(a), (c)の強軸載荷ではリブ間の局部座屈が支配的であるのに対し、(b), (d)の弱軸載荷では補剛板の全体座屈も観察される。

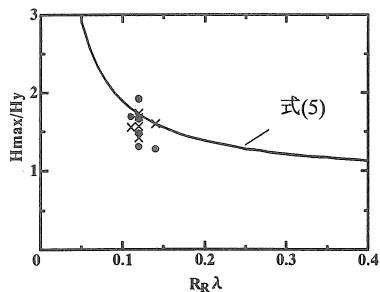


図-12 最大荷重推定

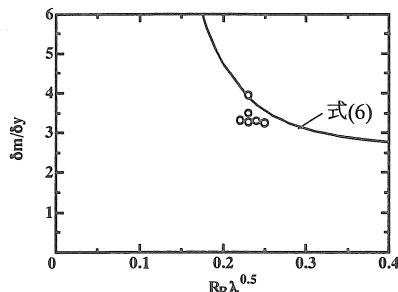


図-13 最大荷重時変位推定

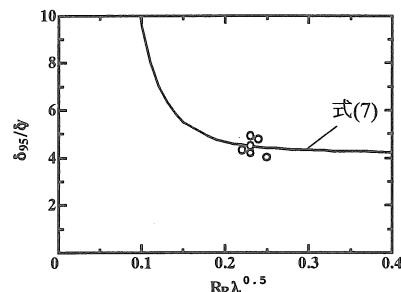


図-14 塑性率推定

3.8 最大荷重・最大変位の推定

引張り試験結果を用いて無次元化した H_{max}/H_y , $\delta m/\delta y$, $\delta_{95}/\delta y$ に関する推定式²⁾ および本実験で求められてデータをプロットすると、図-12,13,14 に示す結果が得られた。

$$\frac{H_{max}}{H_y} = \frac{0.101}{R_R \lambda} + 0.880 \quad (5)$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{0.00759}{(R_R \sqrt{\lambda})^{3.5}} + 2.59 \quad (6)$$

$$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{0.0147}{((1 + \frac{N}{N_y}) R_R \sqrt{\lambda})^{3.5}} + 4.2 \quad (7)$$

推定式(5)～(7)は現在のところ単柱式で上部構造重量が中心軸に作用する正方形断面鋼製橋脚に限られるところである。このため図-12 に示す本実験値の各供試体の最大荷重には大きなばらつきが生じている。最大荷重は本研究では図-8 に示したように、断面アスペクト比 W/F によって 1.7～2.3 まで連続的に変化している。

そこで、以下のように W/F による補正式を求めた。図-8 の最大荷重に対する近似式から $W/F=1$ での値を求め、各実験値をこの値で基準化したのち最小自乗近似すると以下の補正式が得られる。

$$\beta_H = -0.108 (W/F)^2 + 0.460 (W/F) + 0.648 \quad (8)$$

長方形断面部材の最大荷重推定の手順は、はじめに式(5)により H_{max}/H_y を求める。つぎに、部材の W/F を式(8)に代入して補正係数 β_H を求め、はじめの最大荷重に乘ずる。

比較のために、最大荷重データを式(8)の係数で除し、もとの図-12 に \times 印で記入した。もとのデータ(変動係数約 5.8%)に比べ、処理後の結果(変動係数約 4.1%)はばらつきが大きく減少している。

図-13 の無次元化した最大荷重時変位 $\delta m/\delta y$ は図-8 に示したように W/F に対してほぼ一定値であったため、回帰曲線上の下方にあるが最大荷重に比べばらつきが少ない。図-14 の塑性率も同様である。

3.9 軸力変動の影響

ラーメン面内に地震力が作用すると脚には軸力変動が生じる。脚とはりの剛比および長さが等しい門形ラーメンでは脚には一定鉛直力に加え、前述のように水平力 H の約 1/2 の変動軸力が生じる。軸力変動の影響を見るため、本研究では断面 300×900mm の供試体 REC-9×3V を用い、一定鉛直力 $N/N_y=0.15$ に加え、水平力 H の 1/2 の変動軸力(図-17)を与えた弱軸方向の水平力繰り返し載荷実験を行った。

実験により得られた水平力-変位履歴曲線を図-15 に示す。またその包絡線を図-16 に、押し側を黒三角印で、引き側を黒丸で示す。図中の白四角印は、同じ断面で変動軸力を与えていない REC-9×3W の試験結果である。

押し側の最大水平力 H_{max} は約 420kN、引き側で 450kN であったから、軸力の変動最大値は降伏軸力 $N_y = 4365kN$ の約 4.8%となり、軸力の合計値は圧縮側最大で降伏軸力の 19.8%から引き側で 9.8%まで変動したことになる。

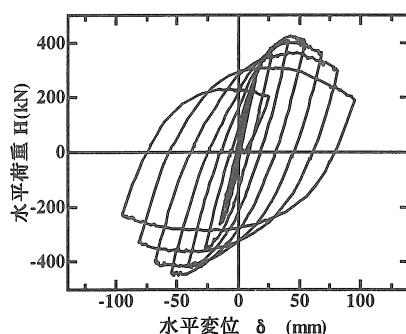


図-15 軸力変動試験の荷重-変位履歴曲線

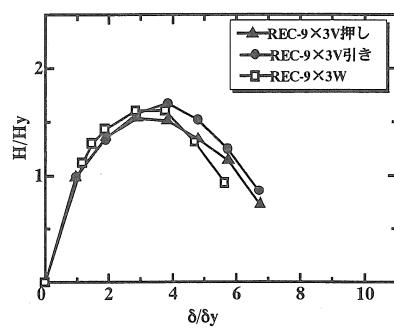


図-16 包絡線

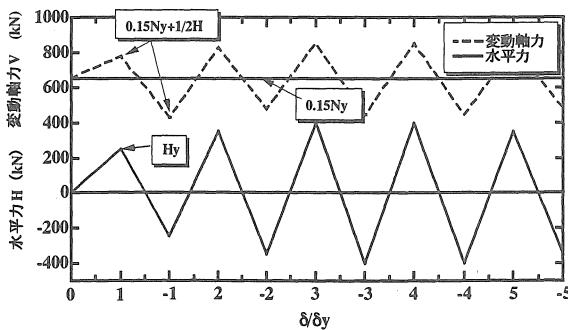
図-17 水平力の変動 H とそれに伴う軸力 V の変動

図-15 からもわかるとおり、最大荷重の差はほとんどなく、7%程度であった。塑性率については式(4)の定義を用いれば、引き側が4.5、押し側が4.2であり、引き側が約5%大きい。

のことから、一般的な門形ラーメンでは軸力変動の影響は予想していたほど大きくはないといえる。ただし、はりに比べて脚の高いラーメンでは水平力の軸力への影響が大きくなるから注意が必要である。

4. 結論

本研究では、鋼製ラーメン橋脚の長方形脚部を対象として準静的繰返し載荷実験を行い、断面アスペクト比 W/F が最大荷重や変形性能等に及ぼす影響を調べた。研究結果より得られた結論は以下のようにまとめられる。

- (1) 水平降伏荷重の実験値と計算値の比 H_F/H_y は W/F のどの範囲でも計算値が実験値よりやや大きいが、一定値 ($H_F/H_y=1.2$) であるのに対し、降伏変位の比 δ_F/δ_y ($=0.5 \sim 0.9$) は計算値が小さく、 $W/F=2.0$ 付近で最大値 0.9 となる山形を示した(図-5 参照)。
- (2) 初期剛性の実験値に対する計算値の比は $G_F/G_y=1.5 \sim 2.5$ で、 $W/F=2.0$ 付近で最小となり、扁平度が大きくなると弱軸載荷で最大約 2.5 倍にもなる。このような初期剛性の実験値と計算値の相違は正方形断面でも一般的に見られるが、断面扁平度が大きくなるとその差は大きくなる。
- (3) 同一断面形における強軸、弱軸載荷の強度の差は、断面の扁平度が大きいほど強軸載荷のほうが大きくなる傾向を示している。断面辺長比 1:2, 1:3 の供試体では強軸載荷の方が弱軸載荷より約 22% 大きい。
- (4) 長方形断面の最大荷重は、 $W/F=1$ の正方形断面に比べて、強軸載荷で最大荷重はやや増加し、弱軸載荷はやや低下する。断面アスペクト比 W/F が 2~2.5 のとき、最大となる。すなわち最大荷重の観点だけからいいうと、 $W/F=2 \sim 2.5$ のとき耐震性能が最もよい。
- (5) 最大荷重到達時変位の比 δ_m/δ_y は、すべての供試体

において W/F に関係なく 3.4 δ_y 程度あり、ほぼ一定しており、他のパラメータに比べ、変動はもっとも少ない。

- (6) 塑性率は 4.0~4.9 まで変化し、 W/F に対してばらつきはあるがほぼ一定といえる。
- (7) エネルギー吸収量は、どの供試体も最大荷重時変位 3.4 δ_y の約 2 倍の変位である 6~7 δ_y あたりで最大となった。エネルギー吸収効率は部材断面の辺長比 1 : $\sqrt{2}$ の強軸方向載荷が最も効率よい。逆に $W/F=0.33$ ($300 \times 900\text{mm}$ 、弱軸載荷) の供試体 REC-9×3W の累積エネルギー吸収能力は、最大効率の供試体の約 4 割しかない。
- (8) H_{max}/H_y 、 $\delta m/\delta y$ 、 $\delta_{95}/\delta y$ に関する推定式²⁾に本実験で求められたデータを当てはめると、最大荷重時変位 $\delta m/\delta y$ 、 $\delta_{95}/\delta y$ の推定のみ大体の一致を見た。最大荷重について W/F に対する補正式を提案した。
- (9) ラーメン面内に地震力が作用すると脚には軸力変動が生じる。この影響を見るため、一般的な正方形ラーメンに生じる軸力変動(水平力 H の約 1/2)を与えた載荷実験を行った。軸力変動は降伏軸力の 10%~20% であった。包絡線を見ると押し側と引き側で最大荷重の差はほとんどなく、7%程度であった。また、塑性率の差も 5%程度であった。このことから、一般的な門形ラーメンでは軸力変動の影響は僅かであるといえる。ただし、はりに比べて脚の高いラーメンでは水平力の軸力への影響が大きくなるから注意が必要である。

謝辞

本実験は愛知工業大学耐震実験センターで行われた。実験の実施には、多くの卒業研究生に手伝ってもらい、また安全管理には技術員鈴木博氏にご尽力頂いた。ここに記して深く感謝する次第である。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(I)~(VII)，共同研究報告書，第 178~184 号，1997,4
- 2) 土木学会鋼構造委員会 鋼構造新技術小委員会 耐震設計 WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996,7
- 3) 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 委託、(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
- 4) 田嶋仁志、半野久光、池田茂、興守：矩形鋼製橋脚の変形性能に関する載荷実験、構造工学論文集，Vol.44A, pp.1251-1258, 1998.3.

- 5) 森下泰光, 高久達将, 青木徹彦他, 中間はりを有する鋼製ラーメン橋脚の耐荷力と変形性能, 土木学会構造工学論文集, Vol.46A, pp.831-840, 2000,3
- 6) 前野裕文, 森下宣明, 青木徹彦, 鈴木森晶, 梅田聰, 三輪恭久, コンクリートを柱基部に部分充填した鋼製ラーメン橋脚の耐荷力実験, 構造工学論文集, Vol.47A, 2001,3.
- 7) 高久達将, 青木徹彦, 中島一浩, 熊野拓志, 渡辺貞之, 松田宏:長方形断面鋼製橋脚の耐荷力と変形性能に関する検討, 第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.285-292, 2000,12.
- 8) 前野裕文, 森下宣明, 葛漢彬, 青木徹彦, 高野光史, 吉光友雄, コンクリートを柱基部に部分充填した長方形断面鋼製橋脚の耐震照査法, 構造工学論文集, Vol.48A, 2002,3.
- 9) 中井博, 北田俊行, 吉川紀, 中西克圭, 尾山辰巳: コンクリートを充填した長方形箱型断面柱の耐荷力と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.1347-1360, 1993,3.
- 10) 小野潔, 西村宣男, 西川和廣他:コンクリートを充填した矩形断面鋼製橋脚のM-φ関係を利用した耐震性能評価手法に関する検討, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.683-692, 2002,3

(受理 平成15年3月19日)