

長方形断面鋼製橋脚の耐震性能評価のための 正負交番載荷実験

岡田誠司¹・小野潔²・服部伸幸³・西村宣男⁴・池内智行⁵・高橋実⁶

¹石川島播磨重工業基本計画部（〒135-8731 東京都江東区豊洲2-1-1）

E-mail:seiji_okada@ihi.co.jp

²大阪大学大学院工学研究科土木工学専攻助教授（〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1）

E-mail:k-ono@civil.eng.osaka-u.ac.jp

³大阪大学大学院工学研究科土木工学専攻博士前期課程（〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1）

E-mail:hahaha@civil.eng.osaka-u.ac.jp

⁴大阪大学大学院工学研究科土木工学専攻教授（〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1）

E-mail:nisimura@civil.eng.osaka-u.ac.jp

⁵鳥取大学工学部土木工学科（〒680-8552 鳥取県鳥取市湖山町南4-101）

E-mail:ikeuchi@cv.tottori-u.ac.jp

⁶独立行政法人土木研究所構造物研究グループ（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-8）

E-mail:mtakahas@pwri.go.jp

鋼製橋脚の耐震性能評価指標である最大水平荷重および最大水平変位等を，補剛板の幅厚比パラメータ等の鋼製橋脚の力学パラメータから算出する耐震性能評価式がいくつか提案されている．これら耐震性能評価式は矩形断面については正方形断面の鋼製橋脚を対象とした実験および解析を基に提案されたものである．しかし実際の鋼製橋脚には，当然，長方形断面の鋼製橋脚も存在するが，長方形断面鋼製橋脚の耐震性能に関する研究は少なく長方形断面鋼製橋脚の耐震性能に関しては不明な部分が多く残されている．そこで本研究ではコンクリートを充填しない長方形断面鋼製橋脚を模した実験供試体による正負交番載荷実験を行い，その耐震性能の把握を行った．

Key Words : Hollow steel pier, Rectangular section, Cyclic loading experiment, Seismic performance

1. はじめに

平成7年に発生した兵庫県南部地震において，道路橋の鋼製橋脚は初めて大きな被害をうけ，2基の矩形断面鋼製橋脚については倒壊に至っている¹⁾．このような兵庫県南部地震での鋼製橋脚の被害を受け，平成8年に改訂された道路橋示方書・同解説耐震設計編²⁾（以下，「道示」という）において，鋼製橋脚については塑性域での耐力および変形性能を考慮した設計法が初めて導入され，鋼製橋脚の耐震設計の基本方針や耐震性能が確認された形式の鋼製橋脚について具体的な耐震設計手法が示された．さらに，平成14年に改訂された道示³⁾では，これまでの鋼製橋脚の耐震設計に関する知見^{4),5),6),7)}等を基に，円形断面およびほぼ正方形断面のコンクリー

トを充填した鋼製橋脚（以下，「コンクリート充填柱」という）およびコンクリートを充填しない鋼製橋脚（以下，「コンクリート無充填柱」という）について，一通り具体的な耐震設計手法が示された．

ところで，これまでの矩形断面鋼製橋脚の耐震性能に関する研究は正方形断面のものが中心であり，フランジとウェブで辺長が異なる長方形断面の鋼製橋脚の耐震性能については十分に明らかにされているとはいえない状況にある．よって，平成14年道示に記述されている耐震設計手法の長方形断面鋼製橋脚へ適用性は不明確であることから，矩形断面の耐震性能照査手法の適用範囲としてほぼ正方形断面であることが平成14年道示に明記されている．

しかしながら，鋼製橋脚は用地等の関係から断面形状が制限される都市内に建設される場合が多く，

必ずしも正方形断面にできるとは限らない．また，鋼製ラーメン橋脚や鋼製アーチ橋のアーチリブでは，正方形断面とするより長方形断面とした方が合理的な設計となる場合が多い．よって，正方形断面だけではなく長方形断面鋼製橋脚の耐震性能を把握し，設計手法を提案することは重要であると考えられる．

長方形断面鋼製橋脚の耐震性能に関する研究として前野⁸⁾，高久⁹⁾，保高¹⁰⁾らの研究がある．前野らは今後建設が予定されている長方形断面コンクリート充填柱を模した実験供試体により，長方形断面コンクリート充填柱の耐震性能を把握し，正方形断面コンクリート充填柱の耐震性能との違いについて考察を行っている．その上で，既存の正方形断面コンクリート充填柱の耐震設計手法と整合をとる形で長方形断面コンクリート充填柱の具体的な耐震設計手法の提案を行っている．高久⁹⁾，保高¹⁰⁾らは，長方形断面コンクリート無充填柱について実験を行い，その耐震性能の把握を行っている．それらの研究では，実際の鋼製橋脚や今まで数多く行われた正方形断面コンクリート無充填柱の実験供試体ではSM490材が使用される場合がほとんどであるのに対して，SS400材を使用して実験供試体を製作している．また，降伏水平変位や降伏水平荷重の定義等の実験結果の整理手法が，今まで数多く行われた正方形コンクリート無充填柱の実験と異なっており，同じ指標での耐震性能の比較が難しいものとなっている．

そこで，本研究では，長方形断面コンクリート無充填柱について耐震性能を把握するため，正負交番載荷実験を行った．その際，実験供試体は実際のコンクリート無充填柱の実績や過去数多く行われた正方形断面コンクリート無充填柱の実験供試体との整合をとることを考慮してSM490材を使用して製作を行うことにした．また，正方形断面と長方形断面のコンクリート無充填柱の耐震性能の違いを把握するため，実験結果の整理は過去数多く行われた正方形断面コンクリート無充填柱と同様の手法により行うとともに，比較を行うため正方形断面コンクリート無充填柱についても実験を行った．そして，正方形断面と長方形断面のコンクリート無充填柱の耐震性能の違い，さらに既往の正方形断面コンクリート無充填柱の耐震性能評価式の長方形断面コンクリート無充填柱への適用性について検討を行った．

2．実験手法

(1)実験供試体

本実験で用いた実験供試体の概略寸法図を図-1に

示す．実験供試体断面の長辺と短辺の寸法比は，鋼製橋脚の実績¹¹⁾を勘案して長方形の2種類(1.0:0.8,1.0:0.6)と正方形の合計3種類を設定した．そして長方形断面に対しては，強軸方向，弱軸方向の実験供試体を設定した．呼称は長辺に対する短辺の比率に強軸の場合はL，弱軸の場合はTを添え，正方形の場合は1.0L，辺長比1.0:0.8の場合は0.8Lおよび0.8T，1.0:0.6の場合は0.6Lおよび0.6Tを用意した．

実験供試体の高さは，水平荷重載荷点から着目断面の基部までの距離 l を長さとして，式(1)に示す細長比パラメータが同一になるように決定したが，辺長比1.0:0.6の弱軸方向実験供試体は，細長比の影響を見るために，細長比パラメータを大きくした供試体0.6T'を用意した．

実験供試体は載荷装置の能力の許す範囲内で可能な限り大きな断面寸法とすることとし，フランジ，ウェブ，縦リブは，板厚6mmのSM490材を使用した．実験供試体の断面は，使用材料の公称降伏応力度($\sigma_y = 320\text{MPa}$)を用いて，式(1)，式(2)，式(3)，および式(4)で示されるパラメータが平成14年道示の矩形断面コンクリート無充填柱の規定を満足するように設定した．

実験供試体の角溶接は，板厚が6mmのため断面外側よりレ形開先の部分溶け込み溶接（ルートフェイス2mm），断面内部より4mm隅肉溶接を施工した．

上記の条件で決定した実験供試体の諸元を表-1に示す．また，表-1中の各パラメータを以下に示す．

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

ここで， l : 有効座屈長 ($l = 2h$)

h : 載荷点高さ

r : 断面2次半径

σ_y, E : 鋼板の降伏応力度，弾性係数

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

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_F}} \quad (3)$$

ここで， b, t : 補剛板の全幅，板厚

μ : ポアソン比(=0.3)

n : 補剛板が補剛材によって区切られるパネル数

k_F : 座屈係数

$$R_S = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{0.43\pi^2}} \quad (4)$$

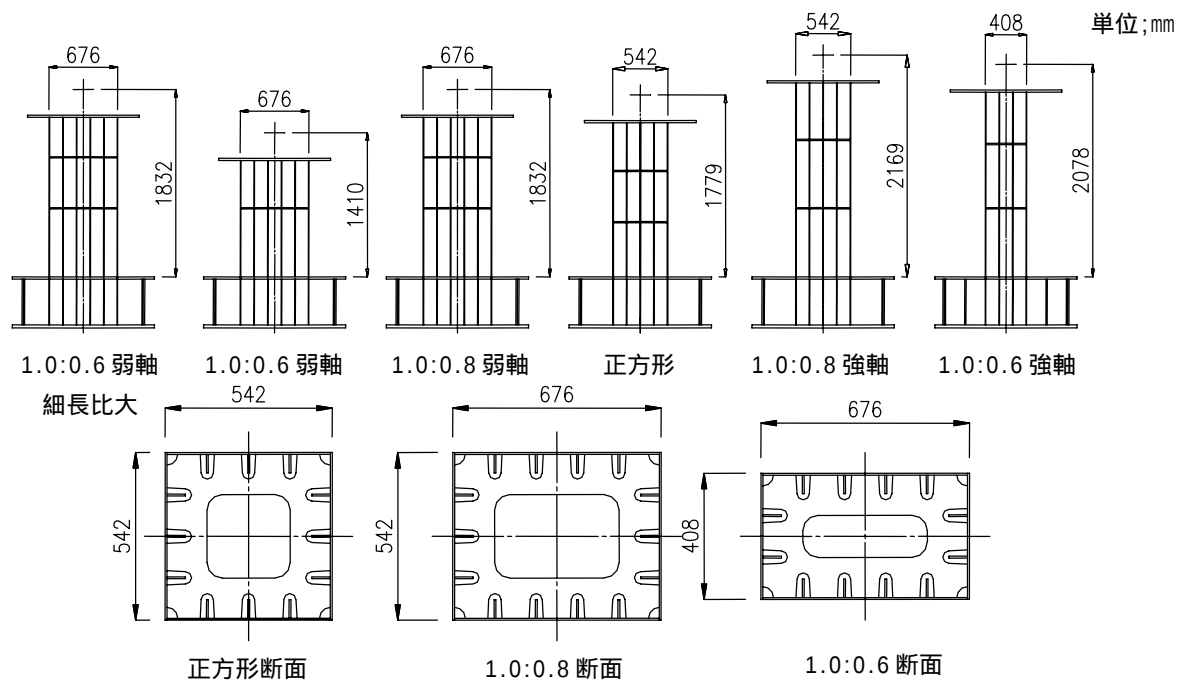


図- 1 実験供試体概略寸法図

表- 1 供試体諸元

	1.0:0.6 強軸 0.6L	1.0:0.8 強軸 0.8L	正方形 1.0L	1.0:0.8 弱軸 0.8T	1.0:0.6 弱軸 0.6T	1.0:0.6 弱軸長 0.6T'
断面外形寸法(mm)	408 X 676	542 X 676	542 X 542	676 X 542	676 X 408	676 X 408
ウェブ幅 W /フラジ幅 F	1.66	1.25	1.00	0.80	0.60	0.60
フラジ厚 t_F (mm)	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0
ウェブ厚 t_W (mm)	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0
縦リブ寸法	60 X 6	60 X 6	60 X 6	60 X 6	60 X 6	60 X 6
フラジリブ本数(本)	2	3	3	4	4	4
ウェブリブ本数(本)	4	4	3	3	2	2
断面積(cm^2)	171.84	195.12	171.84	195.12	171.84	171.84
断面 2 次モメント(cm^4)	103,864	128,498	76,184	91,731	47,847	47,847
軸力(kN)	824.8	936.6	824.8	936.6	824.8	824.8
載荷点高さ(mm)	2,078	2,169	1,779	1,832	1,410	1,832
材質	SM490A	SM490A	SM490A	SM490A	SM490A	SM490A
γ/γ^*	1.281	1.205	1.879	1.180	1.180	1.180
公称 応力	$\bar{\lambda}$	0.210	0.210	0.210	0.210	0.273
	R_R	0.465	0.464	0.463	0.463	0.463
	R_F	0.416	0.424	0.342	0.427	0.427
	R_S	0.626	0.626	0.626	0.626	0.626
材料 試験 値	σ_v (MPa)	382	382	439	382	382
	$\bar{\lambda}$	0.232	0.249	0.232	0.248	0.301
	R_R	0.514	0.512	0.547	0.511	0.511
	R_F	0.459	0.502	0.505	0.471	0.471
	R_S	0.691	0.741	0.741	0.691	0.691

(2) 載荷方法

載荷は、まず、実験供試体ごとに表-1 にある所定の軸力を載荷した後、その軸力を保った状態で柱頂部に正負の水平荷重を準静的に載荷した。軸力は既

往の正方形断面コンクリート無充填柱の場合⁴⁾と同様に公称降伏応力に基づいて計算される全断面降伏軸力の 15%に相当する軸力を与えた。水平荷重の載荷は、式(5)から求まる降伏水平変位 δ_{vN} を基本と

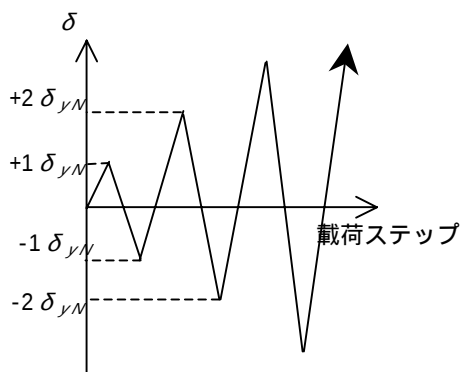


図-2 载荷パターン概念図

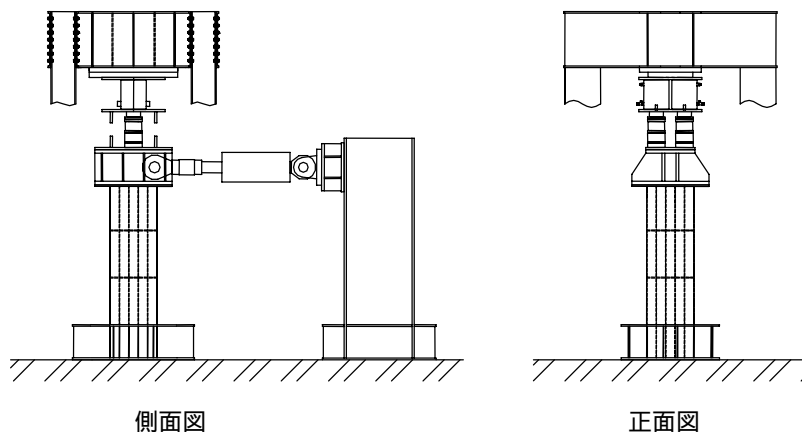


図-3 実験配置図

し， δ_{yN} の整数倍の変位を漸次増加させておこなった．なお，各 δ_{yN} における繰り返し回数は 1 回とした．図-2 に水平荷重の载荷パターンの概念図を，図-3 に実験装置の配置図を示す．

$$\delta_{yN} = \frac{P_{yN} l^3}{3EI} \quad (5)$$

$$P_{yN} = \left(\sigma_{yN} - \frac{N}{A} \right) \frac{Z}{l} \quad (6)$$

ここで， σ_{yN} : 鋼材の公称降伏応力度
 N : 実験時の鉛直荷重

実験供試体の基部は，アンカーボルトで固定されているが，基部の回転による変形および実験供試体全体の水平移動が生じるため，実験結果にはこれらの変形量が含まれている．そこで，正方形断面コンクリート無充填柱の実験結果との整合をはかるため，文献 4) に示される手法と同じ手法により，実験結果から基部の回転による変形および水平移動の影響を取り除いた形で，水平荷重が作用する位置の水平変位を求めた．以下，水平変位の値は上記の手法による補正後のものである．

3. 実験結果

(1) 実験結果の整理手法

表-2 に降伏水平荷重および最大水平荷重等の水平荷重について，表-3 に降伏水平変位および最大水平荷重時変位等の水平変位について，実験結果および既往の研究で提案される推定式¹²⁾ による計算結果を示す．表-2，表-3 中の記号の説明を図-4 および以下に示す．

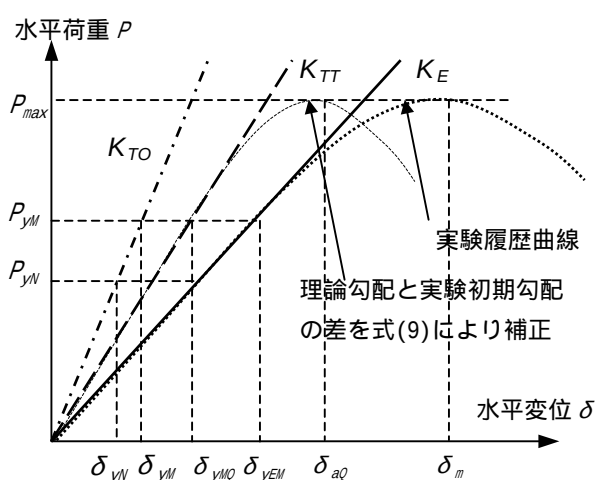


図-4 記号の定義

表-2 降伏水平荷重，最大水平荷重

	0.6L	0.8L	1.0L	0.8T	0.6T	0.6T'
W/F	0.60	0.80	1.00	1.25	1.66	1.66
N/N_y	0.12	0.11	0.12	0.11	0.12	0.12
P_{yN} (kN)	394	467	421	493	443	341
P_{yM} (kN)	496	687	530	724	558	429
P_{max} (kN)	836	947	821	948	819	633
P_{max}/P_{yM}	1.69	1.38	1.55	1.31	1.47	1.48
算定式(7)	1.48	1.43	1.51	1.42	1.46	1.41
/	1.14	0.97	1.03	0.92	1.01	1.05

・ P_{yM} は式(6)の σ_{yN} の代わりに材料試験より得た鋼材の降伏応力度を代入して得られる降伏水平荷重で， δ_{yM} は式(5)の P_{yN} の代わりに P_{yM} を代入して得られる水平荷重．

・ δ_{yMQ} は降伏水平荷重 P_{yM} に対応するティモシェンコの梁理論に基づく降伏水平変位．

なお，最大水平荷重，最大水平荷重時変位の推定式としては下記の提案式⁶⁾ を用いた．

$$\frac{P_{max}}{P_{yM}} = \frac{0.10}{(R_R \bar{\lambda} \lambda_s')^{0.5}} + 1.06 \quad (7)$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_{yMQ}} = \frac{0.22}{R_R \sqrt{\lambda} \lambda_s'} + 1.20 \quad (8)$$

ところで，既往の研究^{10),12)}において，実験から得られる初期剛性 K_E はベルヌイ・オイラーの梁理論に基づく初期剛性 K_{TO} およびティモシェンコの梁理論に基づく初期剛性 K_{TT} より大きくなっていることが報告されている．そこで本研究における実験供試体についてそれらと比較したものを表-4に示す．表-4より今回の長方形断面コンクリート無充填柱については， K_{TO}/K_E の平均値は1.71， K_{TT}/K_E の平均値は1.37となっている．よって，変形性能を式(8)で評価する場合，同じ降伏水平荷重 P_{yM} に対応する降伏水平変位であるにも関わらず式(8)に含まれる降伏変位 δ_{yMQ} と実験から得られる δ_{yEM} が異なっており，実験結果の δ_m と式(8)から求まる δ_m をそのまま比較することは適切でないと考えられる．そこで，文献12)と同様に実験結果において δ_{yEM} が δ_{yMQ} とに等しくなるように包絡線を平行移動させた時の δ_m の位置を式(9)により求め，その時の変位を等価最大水平荷重時変位 δ_{aQ} と定義した．式(9)から求まった δ_{aQ} を表-3に示す．

$$\delta_{aQ} = \delta_m - \frac{P_{\max}}{P_{yM}} (\delta_{yEM} - \delta_{yMQ}) \quad (9)$$

変形性能については，実験から求まる δ_{aQ} と式(8)から計算される δ_m と比較により検討を行った．図-5に各実験供試体の水平荷重-水平変位関係を示す．

表-3 降伏水平変位，最大水平荷重時変位

	0.6L	0.8L	1.0L	0.8T	0.6T	0.6T'
W/F	0.60	0.80	1.00	1.25	1.66	1.66
N/N_y	0.12	0.11	0.12	0.11	0.12	0.12
$\delta_{yN}(\text{mm})$	5.52	6.01	5.04	5.35	4.21	7.10
$\delta_{yM}(\text{mm})$	6.94	8.84	6.34	7.86	5.29	8.93
$\delta_{yMQ}(\text{mm})$	8.21	10.70	7.87	10.09	7.20	10.84
$\delta_{yEM}(\text{mm})$	10.98	12.81	11.01	14.46	10.30	15.36
$\delta_m(\text{mm})$	37.68	34.18	32.87	33.19	33.57	42.86
$\delta_{aQ}(\text{mm})$	33.00	31.27	28.01	27.48	29.01	36.19
δ_m/δ_{yMQ} 実験値	4.59	3.19	4.17	3.29	4.66	3.95
δ_{aQ}/δ_{yMQ} 実験値	4.02	2.92	3.56	2.72	4.03	3.34
算定式(9)	3.06	2.67	3.31	2.61	2.90	2.69
/	1.50	1.20	1.26	1.26	1.61	1.47
/	1.31	1.10	1.07	1.04	1.39	1.24

表-4 初期剛性の比較

	0.6L	0.8L	1.0L	0.8T	0.6T	0.6T'
K_E (kN/mm)	45.14	53.61	48.12	50.09	54.13	27.95
K_{TO} (kN/mm)	71.47	77.75	83.54	92.11	105.38	48.04
K_{TT} (kN/mm)	60.40	64.18	67.27	71.74	77.47	39.60
/	1.58	1.45	1.74	1.84	1.95	1.72
/	1.34	1.20	1.40	1.43	1.43	1.42

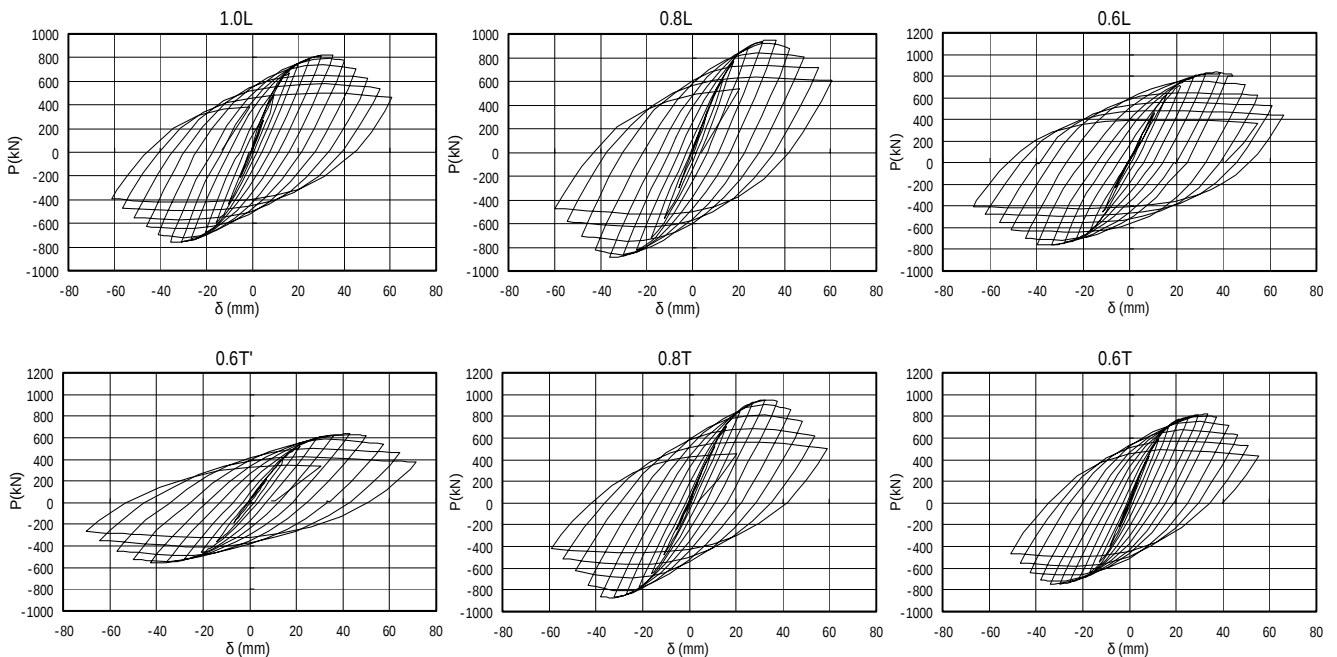


図-5 水平荷重-水平変位関係

(2) フランジの挙動

図-6に初期段階（ $+1.0 \delta_{yN}$ ステップ～ $-2.0 \delta_{yN}$ ステップ）の、図-7に $+1.0 \delta_{yN}$ ステップより最大水平荷重時までの、実験供試体0.6Tの基部付近（基部より30mmの位置）のフランジの部材方向の直ひずみ分布を示す。実験供試体0.6Tは、表-4中で実験初期剛性 K_E と、ベルヌイ・オイラーの梁理論に基づく初期剛性 K_{TO} およびティモシェンコの梁理論に基づく初期剛性 K_{TT} との違いが最も大きい供試体である。

図-6より、せん断遅れが原因と考えられるウェブ直上付近のひずみがフランジ中央部のひずみより大きくなる現象が、 $+1.0 \delta_{yN}$ ステップより生じていることが確認できる。また、図-7より、その傾向は最大水平荷重時まで続いていることが確認できる。

図-6～図-7の図中の数値は供試体外面のみひずみゲージで計測したものであるため、鋼板の板曲げ成分を除去できていないが、この傾向が(1)節で述べた実験初期剛性と、ベルヌイ・オイラーの梁理論およびティモシェンコの梁理論に基づく初期剛性の違いを生じさせる原因の一つであると考えられる。

(3) 既往の耐震性評価式の長方形断面コンクリート無充填柱への適用性の検討

まず、最大水平荷重についての考察を行う。図-8に実験から得られる P_{max} を P_{yM} で除した P_{max}/P_{yM} と式(7)から得られるものを比較したものを示す。図-8および表-2より、正方形の実験供試体については、式(7)による計算結果と実験結果が非常によく一致していることがわかる。長方形断面の実験供試体については、断面寸法が同じで載荷方向が強軸と弱軸とで異なる実験供試体0.6Lと0.6T、0.8Lと0.8Tについて P_{max}/P_{yM} をそれぞれ比較すると、文献10)と同様、実験結果ではいずれも強軸方向の方が弱軸方向より大きくなっていることがわかる。それに対して、式(7)の計算結果ではフランジとウェブの辺長比（ W/F ）の影響を直接的に考慮できていないため、実験供試体0.6Lと0.6T、0.8Lと0.8Tで強軸方向および弱軸方向の P_{max}/P_{yM} の値がほぼ等しくなっていることがわかる。よって、最大水平荷重については、式(7)による計算結果と実験結果は概ね $\pm 10\%$ の誤差の範囲に入っているものの、長方形断面コンクリート無充填柱の特性を考慮してより合理的に最大水平荷重の算出を行うためには、推定式の中でフランジとウェブの辺長比（ W/F ）の影響が考慮されていることが望ましいと考えられる。そこで、文献10)では、既往の最大水平荷重の算出式（下記の式(10)）から求まる最大水平荷重に

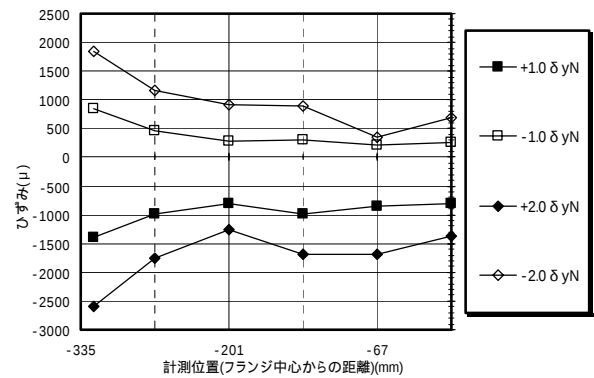


図-6 初期段階のフランジのひずみ分布(0.6T)

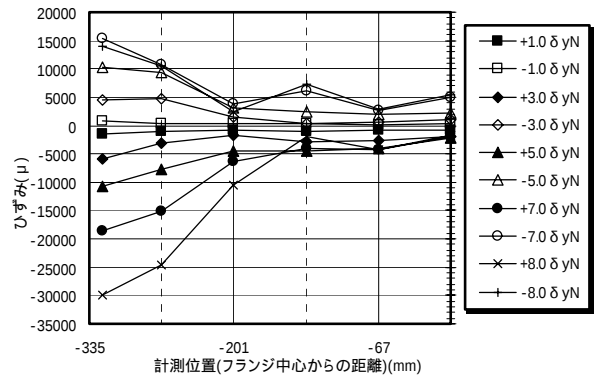


図-7 フランジのひずみ分布(0.6T)

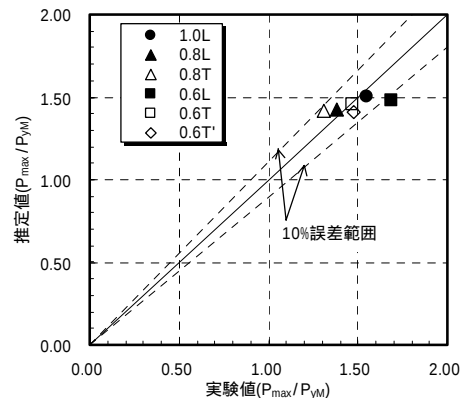


図-8 算定式(7)と実験値の比較

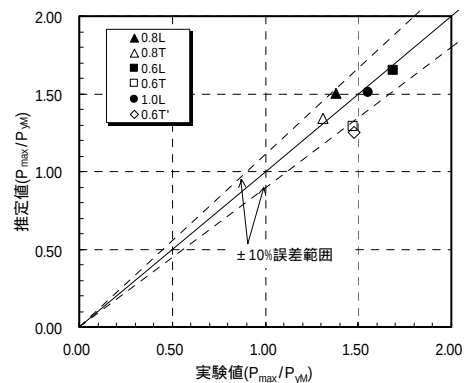


図-9 算定式(7)および(11)と実験値の比較

フランジとウェブの辺長比 (W/F) の影響を考慮した係数 β_H (下記の式(11)) を乗じることにより、長方形断面コンクリート無充填柱の最大水平荷重を算出することを提案している。

$$\frac{P_{\max}}{P_{yM}} = \frac{0.101}{R_R \lambda} + 0.880 \quad (10)$$

$$\beta_H = -1.08 \left(\frac{W}{F} \right)^2 + 0.460 \left(\frac{W}{F} \right) + 0.648 \quad (11)$$

ここで、 W : ウェブ幅
 F : フランジ幅

本研究では、正方形断面コンクリート無充填柱の最大水平荷重の算出に関しては、式(10)より式(7)の方が実験値の再現性が良いと報告されている¹³⁾ことから、式(7)から得られる最大水平荷重に式(11)で示す β_H をかけて長方形断面コンクリート無充填柱の最大水平荷重を算出した。その計算結果と実験結果を比較したものを図-9に示す。図-9より、計算結果と実験結果の誤差 $\pm 10\%$ 程度とフランジとウェブの辺長比 (W/F) の影響を考慮しない場合とほとんど変わらないが、強軸の $P_{\max}/P_{yM}$ の方が弱軸の $P_{\max}/P_{yM}$ より大きくなるといった傾向を表現できていることがわかる。

次に最大水平荷重時変位についての考察を行う。図-10に実験から得られる δ_{aQ} を δ_{yMQ} で除した δ_{aQ}/δ_{yMQ} と式(8)から得られる δ_m/δ_{yMQ} を比較したものを示す。図-10および表-3より、正方形の実験供試体については、式(8)による計算結果が実験結果より若干小さめになっているが比較的良好に一致していることがわかる。フランジとウェブの辺長比 (W/F) が同じで荷重方向が強軸と弱軸とで異なる実験供試体0.6Lと0.6T、0.8Lと0.8Tについて δ_{aQ}/δ_{yMQ} と δ_m/δ_{yMQ} をそれぞれ比較すると、強軸および弱軸でほぼ等しいことがわかる。よって、文献10)と同様に、最大水平荷重時変位については最大水平荷重ほどフランジとウェブの辺長比 (W/F) の影響を受けにくいことがわかる。

なお、細長比パラメータが0.232の0.6Tと0.301の0.6T'では、 $P_{\max}/P_{yM}$ および δ_m/δ_{yMQ} に差がほとんどないことが表-2および表-3で示されており、正方形断面コンクリート無充填柱の場合と同様、この程度の細長比パラメータの違いは長方形断面コンクリート無充填柱の耐震性能にほとんど影響を与えないことがわかる。

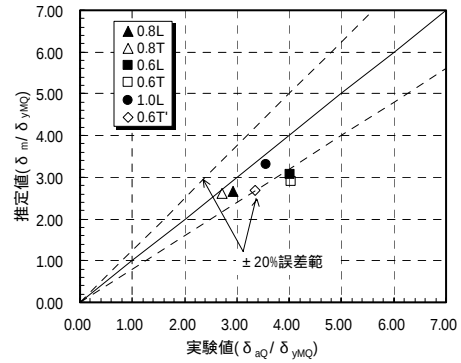


図-10 算定式(8)と実験値の比較

5. まとめ

本研究では、長方形断面コンクリート無充填柱の耐震性能を把握するため、断面形状として長辺と短辺の比を1:0.6および1:0.8の2種類の長方形および正方形を設定し、長方形断面に対しては強軸方向および弱軸方向の実験供試体を製作して正負交番荷重実験を行った。さらに、細長比パラメータの若干異なる実験供試体を製作して、細長比パラメータが耐震性能に与える影響について検討を行った。本研究で得られた成果の概要を以下に示す。

- (1) 長方形断面コンクリート無充填柱の実験結果から得られる初期剛性は、既往の正方形断面コンクリート無充填柱の研究や長方形断面コンクリート無充填柱の研究同様、ベルヌイ・オイラーの梁理論およびティモシェンコの梁理論に基づく初期剛性より小さいことがわかった。このように初期剛性に違いが生じた原因の1つとして、フランジの直応力分布から判断してせん断遅れが影響していると考えられる。
- (2) 長方形断面コンクリート無充填柱の最大水平荷重を降伏水平荷重で除した値はフランジとウェブの辺長比に影響を受けることがわかった。そこで、既往の最大水平荷重の推定式にフランジとウェブの辺長比の影響を考慮した係数をかけることにより、長方形断面鋼製橋脚の最大水平荷重の特性を表現可能であることがわかった。
- (3) 長方形断面コンクリート無充填柱の最大水平荷重時変位を降伏水平変位で除した値は最大水平荷重ほどフランジとウェブの辺長比に影響を受けないことがわかった。
- (4) 細長比パラメータが0.232と0.301の辺長比1:0.6弱軸の長方形断面コンクリート無充填柱では最大水平荷重および最大水平荷重時変位は

ほぼ同じであり、この程度の細長比パラメータの違いは耐震性能に違いを与えないことがわかった。

最後に長方形断面コンクリート無充填柱の耐震性能評価手法の開発を行うため、実験のほか解析により辺長比やフランジやウェブの幅厚比パラメータ等の力学的パラメータが耐震性能に与える影響について今後研究を行う予定である。

参考文献

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，平成7年12月。
- 2) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編，平成8年12月。
- 3) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編，平成14年3月。
- 4) 建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，(社) 鋼材倶楽部，(社) 日本橋梁建設協会：道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書()～()，(総括編)，1997年4月～1999年3月。
- 5) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，平成8年7月。
- 6) (社) 土木学会、(社) 日本鋼構造協会：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，平成12年4月。
- 7) (社) 土木学会、(社) 日本鋼構造協会：橋梁システムの動的解析と耐震性，平成12年4月。
- 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，pp. 667-674，2002年3月。
- 9) 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実験的研究，第4回地震時保有水平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年12月。
- 10) 保高篤司，K.S.A. Susantha，青木徹彦，野村和弘，高久達将，熊野拓志：長方形断面鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 49A，pp. 381-391，2003年3月。
- 11) (社) 日本橋梁建設協会：鋼製橋脚の耐震設計マニュアル(ラーメン橋脚等の実験および実績調査編)，平成13年3月。
- 12) 深谷茂広，小野潔，沈赤，村越潤，西川和廣：矩形断面鋼製橋脚の正負交番載荷実験結果を基にした曲げ-曲率関係の検討：構造工学論文集，Vol. 46A，pp. 1365-1376，2000年3月。
- 13) 葛漢彬，宇佐美勉，高聖彬：鋼製補剛箱形断面橋脚の繰返し弾塑性挙動に関する解析的研究、構造工学論文集、Vol. 46A、pp. 109-118、2000年3月。

(2003. 6.30 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON EVALUATING SEISMIC PERFORMANCE OF HOLLOW STEEL PIERS WITH RECTANGULAR CROSS SECTIONS

Seiji OKADA, Kiyoshi ONO, Nobuyuki HATTORI, Nobuo NISHIMURA,
Tomoyuki IKEUCHI and Minoru TAKAHASHI

The methods of evaluating the seismic performance of hollow steel bridge piers have been already proposed. They are based on the experiments and analyses of hollow steel bridge piers with square cross sections. On the other hand, little is known about the seismic performance of hollow steel bridge piers with rectangular cross sections. So it is very important to grasp them in order to develop the seismic design method of rectangular section steel piers.

In this study, cyclic loading experiments are conducted to estimate the seismic performance of rectangular section steel piers. On the basis of the experimental data, the seismic performance of rectangular section steel piers and difference between rectangular sections and square sections are investigated.