

長方形断面鋼製橋脚の耐荷力と変形性能に関する検討

高久 達将¹・青木 徹彦²・中島 一浩³・熊野 拓志⁴・渡辺 貞之⁵・松田 宏⁶

¹フェロー 工博 株式会社東光コンサルタンツ 技術本部 (〒170-0005 東京都豊島区南大塚 3-32-1)

²正会員 工博 愛知工業大学教授 土木工学科 (〒470-0392 愛知県豊田市八草八千草 1247)

³正会員 株式会社宮地鐵工所 技術開発部 (〒290-8580 千葉県市原市八幡海岸通 3 番地)

⁴正会員 川崎製鉄株式会社 橋梁・鉄構事業部 (〒100-0011 東京都千代田区内幸町 2-2-3)

⁵正会員 株式会社東光コンサルタンツ 技術第二部 (〒170-0005 東京都豊島区南大塚 3-32-1)

⁶正会員 日本電子計算株式会社 科学技術事業部 (〒135-8388 東京都江東区東陽 2-4-24)

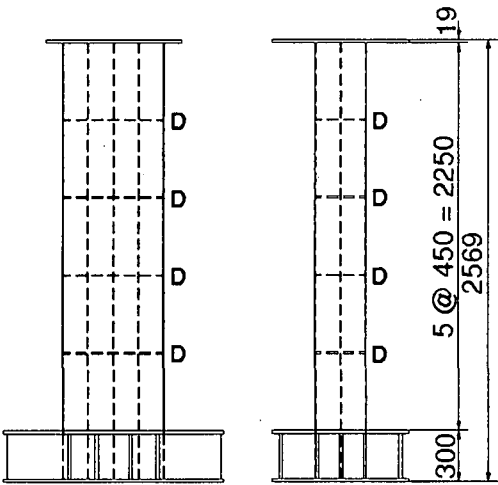
1. 序論

都市における高速道路では、その立地的な条件から門型ラーメン橋脚など様々な橋脚が利用されている。

阪神大震災では、鋼製橋脚に局部座屈や亀裂といった被害が多く見られた。鋼製橋脚の弾塑性繰返しに関する実験的および解析的研究は、震災前から行われてきたが、震災後は、数多くの研究が行われるようになった¹⁾。これからの土木構造物の耐震設計は、滅多に発生しない巨大地震に対しては、局部的な損傷は許すものの破壊しないだけの耐荷力を持たせるという観点から、変形性能の大きい構造物が要求される。

従来の鋼製橋脚の耐震性能実験では、正方形断面が多く、長方形断面については必ずしも十分な研究がなされていない。特に、ラーメン構造の柱部断面は一般に橋軸方向に長辺であるため、既存の正方形断面部材の設計法をそのまま適用してよいか疑問が残るのが現状である。

そこで、本研究では、第一ステップとして長辺と短辺の比が 2 : 1 の長方形断面鋼製橋脚について、その弱軸および強軸方向の繰返し載荷実験を行い、地震時の荷重-変位特性を実験的に明らかにした。また、FEM 解析および簡易計算法 (M-φモデル) による比較解析を行い、解析的にも妥当性について検討を行った。



D: ダイヤフラム
図-1. 試験体寸法

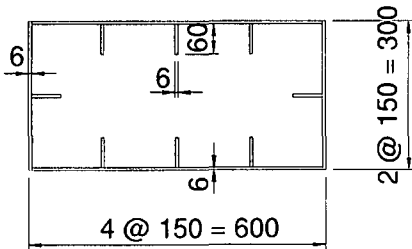


図-2. 試験体断面図

2. 実験概要

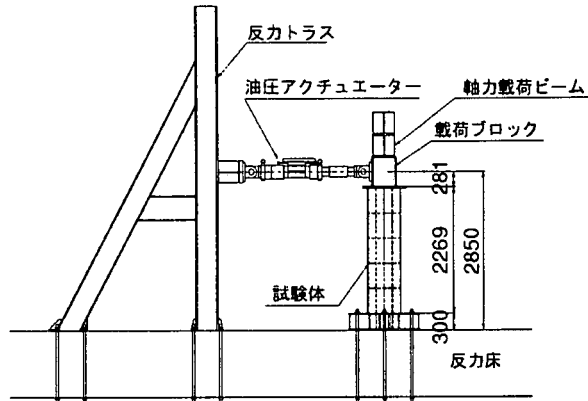
(1) 試験体

試験体は実橋脚の 1/3~1/4 を想定した縮尺モデルであり、長辺と短辺の比が 2 : 1 の長方形断面である。実験に用いる試験体寸法を図-1に、断面寸法を図-2に示す。断面寸法は、600×300mm、板厚 6mm、材質は SS400 である。

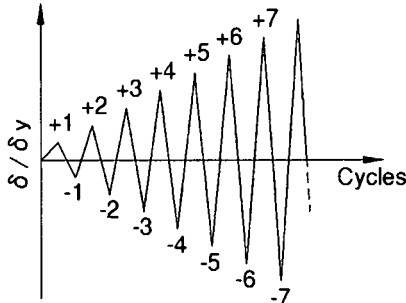
試験体寸法諸元を表-1に示す。長辺、短辺とも縦リブ寸法は 60×6mm、リブ間隔 150mm、ダイヤフラム間隔は 450mm である。

補剛材間パネルの幅厚比パラメータ R_R 、補剛板全体の幅厚比パラメータ R_F 、細長比パラメータ λ は式 (1)、(2)、(3) によって与えられる。

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



図－３．載荷装置



図－４．正負漸増交番載荷

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

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

ここで、 b ：フランジ板幅、 t ：フランジ板厚、 δ_y ：降伏応力、 E ：弾性係数、 ν ：ポアソン比、 k_R ：座屈係数 ($4\pi^2$)、 n ：補剛材で区切られるパネル数、 k_F ：座屈係数、 h ：試験体の柱としての高さ、 r ：断面２次半径である。

試験体の断面寸法比は 2：1 であるが、強軸、弱軸とも幅厚比パラメータ $R_R=0.5$ 、 $R_F=0.3$ が等しい試験体である。

(2) 実験方法

実験は、愛知工業大学耐震実験センターの実験施設を用いて実施した。実験装置および試験体のセット状況を図－３に示す。

実橋脚での上部工重量に相当する鉛直力を一定載荷し、地震時に作用する上部構造の慣性力に相当する水平力を変位制御で正負漸増交番載荷する (図－４)。このとき水平力を載荷する際の基準変位は、軸力を考慮した試験体の降伏変位 δ_y である。繰り返しの回数は 1 回とし、基準水平変位 δ_y 、水平荷重 P_y は次式 (4)、(5) で定める。

$$\delta_y = \frac{P_y h^3}{3EI} \quad (4)$$

表－１．試験体諸元

		強軸	弱軸
鋼種		SS400	SS400
断面寸法	mm	600×300	300×600
高さ	h	2550	2550
板厚	t	6	6
縦方向補剛材寸法	mm	60×6	60×6
ダイヤフラム間隔	a	450	450
全断面積	A	135.4 × 10 ⁴	135.4 × 10 ⁴
断面２次モーメント	I	6.037 × 10 ⁸	2.082 × 10 ⁸
断面２次半径	r	211	124
断面係数	Z	2.012 × 10 ⁶	1.388 × 10 ⁶
細長比パラメータ	λ	0.3007	0.5081
幅厚比パラメータ	RR	0.4900	0.5002
	RF	0.2841	0.2946
補剛材剛比	γI	14.407	37.415
道示必要剛比	γI/γI _{req}	5.302	3.949
最適剛比	γI/γ*	3.513	2.977
軸力	N	593	593
降伏点 (材料試験結果)	σ _y	310.2	310.2
降伏水平変位	δ _y	9.1	13.9
降伏水平荷重	P _y	210.5	145.2

表－２．実験結果

		強軸	弱軸	強軸／弱軸
最大荷重・変位	P _{max}	383.6	236.4	1.623
	δ _{max}	37.4	63.1	0.593
無次元荷重・変位	P _{max} /P _y	1.82	1.63	1.117
	δ _{max} /δ _y	4.11	4.54	0.905
エネルギー吸収量	W	51.4	53.7	0.957
等価減衰定数	He	0.483	0.508	0.951

$$P_y = \left(\sigma_y - \frac{N}{A} \right) \frac{Z}{h} \quad (5)$$

ここで、 P_y ：軸力を考慮した材料試験に基づく降伏水平荷重 (kN)、 h ：試験体基部の上ベースプレートから水平荷重載荷点までの載荷高さ (mm)、 EI ：曲げ剛性 (kN・mm²)、 N ：軸力 (kN)、 A ：断面積 (mm²)、 Z ：断面係数 (mm³) である。

また、鉛直力は鋼材の材料降伏強度を用いて計算した降伏軸力 N_y の 15% とした。式 (4)、(5) による基準降伏変位および基準降伏荷重は、弱軸で $\delta_y=13.9\text{mm}$ 、 $P_y=145.2\text{kN}$ 、強軸で $\delta_y=9.1\text{mm}$ 、 $P_y=210.5\text{kN}$ である。

3. 実験結果

表－２に実験結果の一覧を示す。荷重および変位については正負交番載荷時の平均値を表している。

(1) 水平荷重－水平変位

図－５に、強軸方向の履歴曲線を示す。4.31 δ_y で最大水平荷重 $P_y=397.0\text{kN}$ を記録した。弱軸に比べ最大荷重到達後も、耐荷力の減少は小さく、8 δ_y で最大荷重の半分付近となった。その後、10 δ_y でフランジ面にクラ

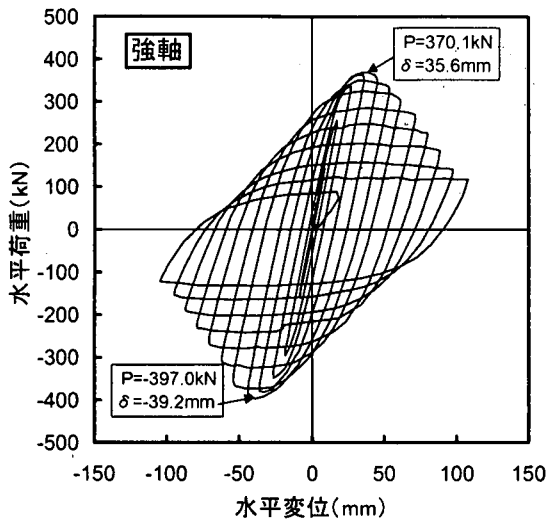


図-5. 水平荷重—水平変位（強軸）

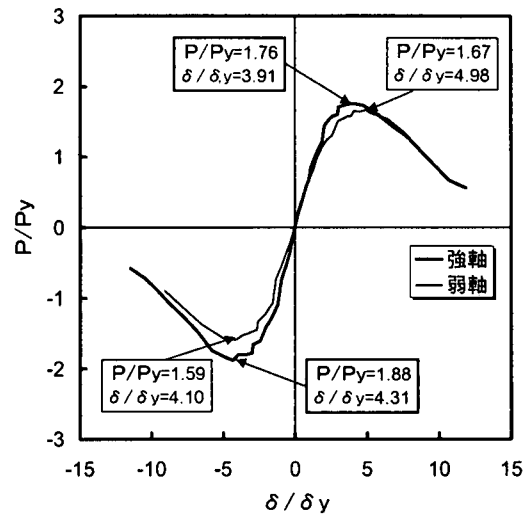


図-7. 水平荷重—水平変位包絡線（無次元化）

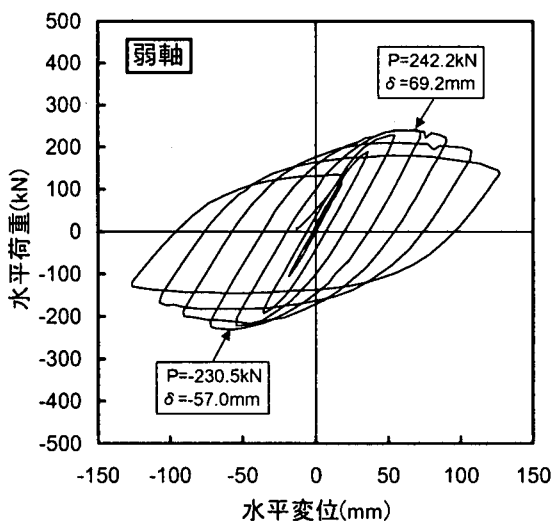


図-6. 水平荷重—水平変位（弱軸）

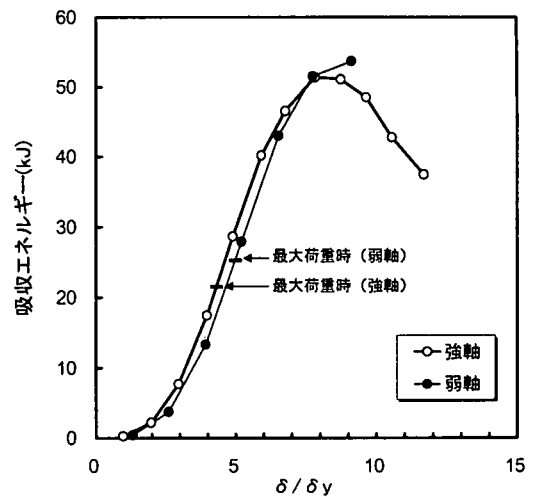


図-8. エネルギー吸収量

ックが発生した。

図-6に、弱軸方向の履歴曲線を示す。4.98 δ_y で最大水平荷重 $P_y=242.2\text{kN}$ を記録した。その後、水平載荷を繰り返すにつれ、座屈変形は大きくなり、徐々に耐力を失っていき、7 δ_y で最大荷重の半分付近となった。

このように、最大荷重以降の強軸と弱軸の崩壊メカニズムには、断面形状による差異が認められる。また、座屈変形発生位置は、強軸が基部から 5cm、弱軸が 16cm であった。

また、強軸の最大荷重 P_{max} は弱軸の 1.62 倍、弱軸の変位 δ_{max} （最大荷重時）は強軸の 1.69 倍であるが、最大荷重時の $P_{max} \times \delta_{max}$ を算出すると、強軸、弱軸ともほぼ同じ値となっている。

強軸、弱軸とも座屈パラメータ R_R および R_F が等しいという条件の下では、最大荷重時に関しては長方形断面形状による影響は認められなかった。

(2) 包絡線

図-7に各試験体の無次元化した水平荷重—水平変位の包絡線を示す。

包絡線の形状は強軸が若干大きく、無次元化した最大荷重 P/P_y は、強軸が弱軸より約 10% 程度大きくなった。

鋼製橋脚の耐力力と変形性能は、幅厚比パラメータ R_R 、 R_F 、細長比パラメータ λ の影響が大きいことが知られている²⁾。今回の試験体では幅厚比パラメータ R_R 、 R_F が同じであることから、細長比パラメータ λ が異なることによる影響であると考えられる。

(3) エネルギー吸収量・等価減衰定数

エネルギー吸収量および等価減衰定数は、地震時に構造物が地震外力をどの程度吸収・消散できるかという耐震性能を評価する上で重要な指標である。水平荷重—水平変位履歴曲線での各サイクルごとの面積がその試験体のエネルギー吸収量である。

強軸、弱軸のエネルギー吸収量を図-8に、等価減衰

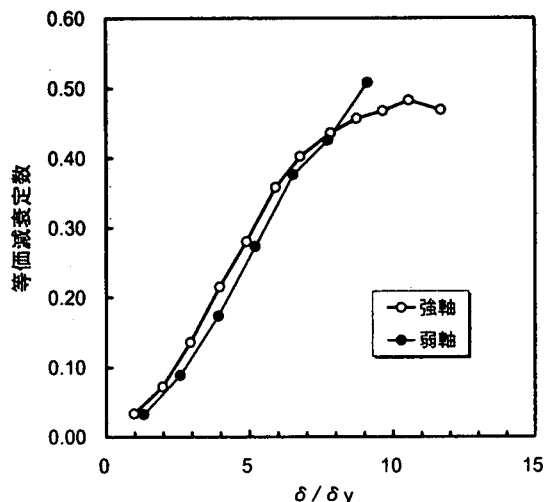


図-9. 等価減衰定数

定数を図-9に示す。図-5、6に示したように、強軸、弱軸の履歴曲線、最大荷重、変位の関係は大きく異なるが、エネルギー吸収量および等価減衰定数は良く一致しており、強軸、弱軸とも同等の耐震性能を有し断面形状による差が無いことが分かる。

また、エネルギー吸収量は、強軸 $8\delta y$ 、弱軸 $9\delta y$ で最大となり、最大耐力以降も十分なエネルギー吸収能力が有ることが分かる。

(4) 最大荷重・最大変位の推定

最大荷重および最大変位に関する推定式(6)(7)に本実験から得られたデータをプロットした。図-10は最大荷重の推定、図-11は最大変位の推定を示す。式(6)、(7)は、準静的載荷実験および解析的検討から求められた幅厚比パラメータ R_F 、細長比パラメータ λ を関数とする経験式であり、以下のように表される²⁾。

$$P_{\max} / P_y = \frac{0.101}{R_F \lambda} + 0.88 \quad (6)$$

$$\delta_{\max} / \delta_y = \frac{0.00759}{(R_F \sqrt{\lambda})^{3.5}} + 2.59 \quad (7)$$

本実験データは、弱軸、強軸方向とも回帰曲線上にほぼ乗っていることがわかる。このことから、長辺と短辺の比が2:1のように極端な長方形断面であっても、既存の推定式を用いることができるといえる。最大荷重、最大変位を推定する際には幅厚比パラメータと細長比パラメータの組み合わせが重要であるといえる。

4. FEM および簡易計算法によるシミュレーション解析

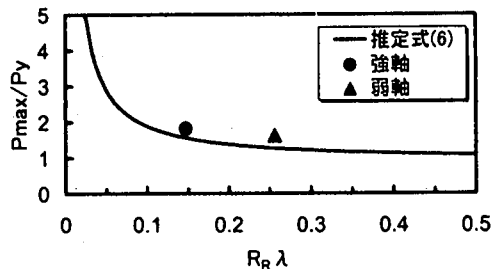


図-10. 最大荷重推定

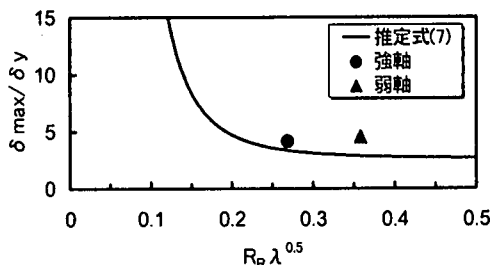


図-11. 最大変位推定

長方形断面を有する鋼構造の不静定構造物に対して、地震時保有水平耐力法や非線形動的解析法を適用するための簡易的変形性能評価手法について検討を行った。

(1) 目的

鋼構造物の耐震性を評価する簡易計算モデルとして、ファイバーモデルおよびM-φモデルがあげられる。いずれも断面の耐震設計上の終局状態を定義する上での限界ひずみを設定することにより評価は可能となる。

既往の研究では、正方形断面橋脚により実施された静的繰返し載荷実験の結果から、終局曲げモーメントおよび終局曲率を算出するための許容ひずみ(限界ひずみ)を推定し、幅厚比パラメータ R_F との関係について定式化された事例が報告されており⁴⁰⁾、本研究のように長方形断面を有する鋼製橋脚の研究事例はほとんどないのが現状である。本研究では、先に示した文献4)で採用されている限界ひずみと幅厚比パラメータ R_F の関係の推定式を、実験で用いた長方形断面での耐力、終局変位の算出に適用し、M-φモデルによる簡易計算法によりその妥当性を検討した。

また、FEMによる弾塑性有限変位解析を行い、簡易計算法の適用性に関する検討を行った。

(2) 簡易計算法

以下に簡易計算法を使用する際の諸条件について示す。

- ① 長方形断面の強軸、弱軸方向それぞれのフランジの R_F を算出する。
- ② 以下に示す R_F と限界ひずみ ϵ_u の関係の推定式¹⁾を用いて、限界ひずみの算定を行う。この推定式は、単柱式橋脚の交番繰返し載荷実験結果の荷重-変位関係での包絡線から得られる最大荷重時の変位が、以下

に示す簡易計算法により算出される限界ひずみ時の水平変位と一致するように設定されたものである。

$$\varepsilon_u / \varepsilon_y = 2.0 - 2.5 R_F \tag{7}$$

ここで、

ε_y : 鋼材の降伏ひずみ

なお、 R_F は荷重方向を考慮し、フランジ側の値を用いる。

③ RC単柱式橋脚のM-φ算出方法と同様の方法を用いて、橋脚各断面のM-φ関係を算出した後、降伏時、終局時の耐力、水平力作用位置での水平変位を簡易的に算出する。M-φ関係算出時の解析上の前提条件は以下のとおりである。

- 1) 平面保持則を用いる。
- 2) 微小変位理論を用いる。
- 3) 鋼材の材料構成則は、2次剛性を 1/100E とした硬化型バイリニアモデルを用いる。
- 4) M-φ関係は、図-12 に示す圧縮側フランジ降伏時 (M_{yc} , ϕ_{yc})、引張側フランジ降伏時 (M_{yt} , ϕ_{yt})、圧縮側フランジ終局時 (限界ひずみ時) (M_u , ϕ_u) の3点を結んだトリリニアモデルを用いる。
- 5) 降伏時、終局時の各ひずみの設定はフランジの板厚中心位置で行う。
- 6) 終局変位の算出にあたり、長方形断面における有効座屈長は、明確ではないことも配慮し、考慮しないモデルを基本とする。
- 7) P-δ効果、せん断変形の影響は、単柱の実験変位に含まれており、これらを合計した限界ひずみを設定していることから、本研究で用いる簡易計算では適用しない。

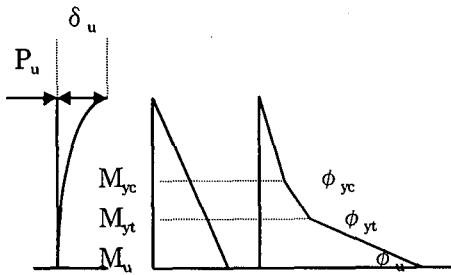


図-12. 橋脚高さ方向の曲げモーメントおよび曲率の分布

(3) FEM解析によるモデル化および解析条件

前項に示す簡易計算法と併せて、幾何学的非線形性を考慮した3次元有限要素法により、強軸方向および弱軸方向に対して単調荷重解析を行い、実験結果、簡易計算結果と比較を行う。

解析モデルは図-13(a)、(b)に示すとおりである。荷重及び構造の対称性から、水平荷重荷重方向を含む鉛直面を対象とした全体の1/2モデルとした。また、柱の下端部の破壊形態が把握できるように、最下端ダイヤフラム間に対しパネルを高さ方向に15分割、長辺方向を24分割した。また、3ダイヤフラム目より上部は弾性梁要素でモデル化を行った。

また、荷重載荷位置から橋脚天端までは剛体部材とみなし、梁要素を用いてモデル化した。

解析に用いた解析条件を表-3に示す。各条件は、「鋼製橋脚の弾塑性有限変位FEM解析マニュアル」(平成10年2月、日本橋梁建設協会)を参照して設定した。

尚、FEM解析には非線形汎用構造解析プログラムDIANAを用いた。

表-3. 解析条件

使用要素	4節点シェル要素 (Q20SH)
応力評価点	面内 2×2=4ヶ所、板厚方向 5ヶ所 (ガウス積分法)
荷重制御法	変位制御
収束判定法	残差エネルギー
収束判定許容誤差	1.0×10 ⁻⁴
(材料非線形性)	
降伏条件	Von Mises 型
応力-ひずみ関係	バイリニアモデル (E2=1/100E)
硬化則	移動硬化則
(幾何学的非線形性)	
解析手法	Total Lagrangian 法
初期条件	初期不整、初期応力 (残留応力) は無視

(4) 解析結果

繰り返し載荷実験結果と簡易計算法およびFEMによる解析結果の一覧表を表-4に示す。ここで示す実験値は、正負交番載荷時の平均値である。また、水平荷重-水平変位関係を図-14に実験結果による水平荷重-水平変位関係の包絡線と併せて示す。また、ほぼ最大荷重時での表面の鉛直ひずみコンターおよび変形モード図を図-13(a)、(b)に示す。強軸方向では橋脚基部から20cm、また弱軸方向では30cm程度上部(ダイヤフラム間隔の1/3付近)が最もひずみが大きく、図-13(a)、(b)に示す変形モードからも局部座屈が発生しつつあることがわかる。また、橋脚基部の角部におけるひずみが大きくなっており、フランジ面内でのひずみ分布が均一化されておらず、最大荷重時レベルでは平面保持則が成り立たないことがわかる。

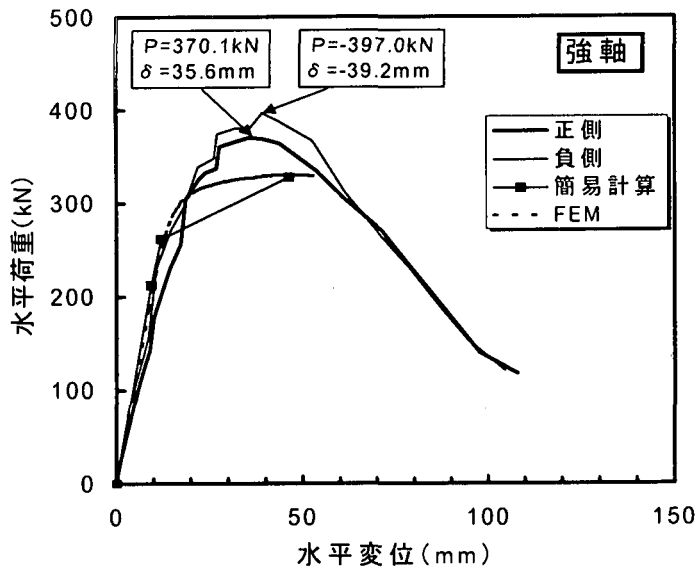
実験結果と各解析結果を比較した結果より以下のことが言える。

- ① 初期剛性は実験、簡易計算、FEM解析とも概ね一致

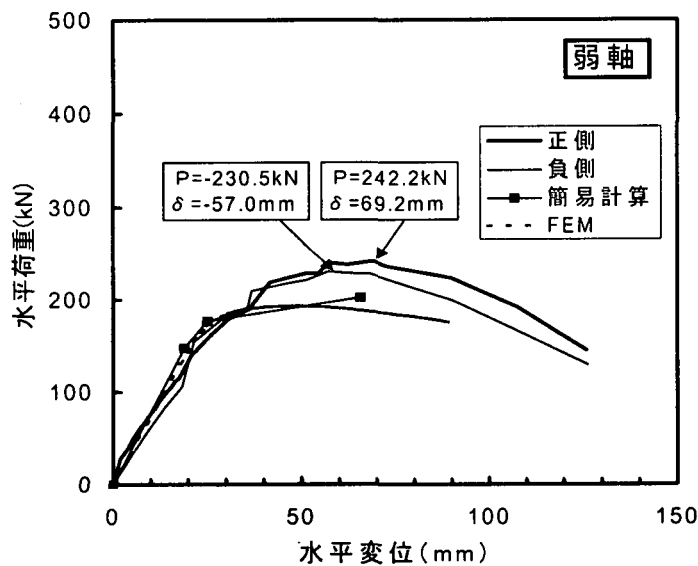
表-4 実験結果と解析結果の比較

(強軸方向)		実験	簡易計算法		FEM
水平変位 (mm)	初降伏時 δ_{yc}	9.1	9.1	(1.00)	
	終局時 δ_u	37.4	46.4	(1.24)	42.2 (1.13)
	δ_u / δ_{yc}	4.11	5.10	(1.24)	
水平荷重(kN)	初降伏時 P_{yc}	210.5	212.4	(1.01)	
	終局時 P_u	383.6	327.9	(0.85)	330.3 (0.86)
	P_u / P_{yc}	1.82	1.54	(0.85)	
(弱軸方向)		実験	簡易計算法		FEM
水平変位 (mm)	初降伏時 δ_{yc}	13.9	13.9	(1.0)	
	終局時 δ_u	63.1	65.7	(1.04)	50.4 (0.80)
	δ_u / δ_{yc}	4.54	4.73	(1.04)	
水平荷重(kN)	初降伏時 P_{yc}	145.2	148.0	(1.02)	
	終局時 P_u	236.4	202.7	(0.86)	193.2 (0.82)
	P_u / P_{yc}	1.63	1.37	(0.84)	

() 内は実験値に対する比

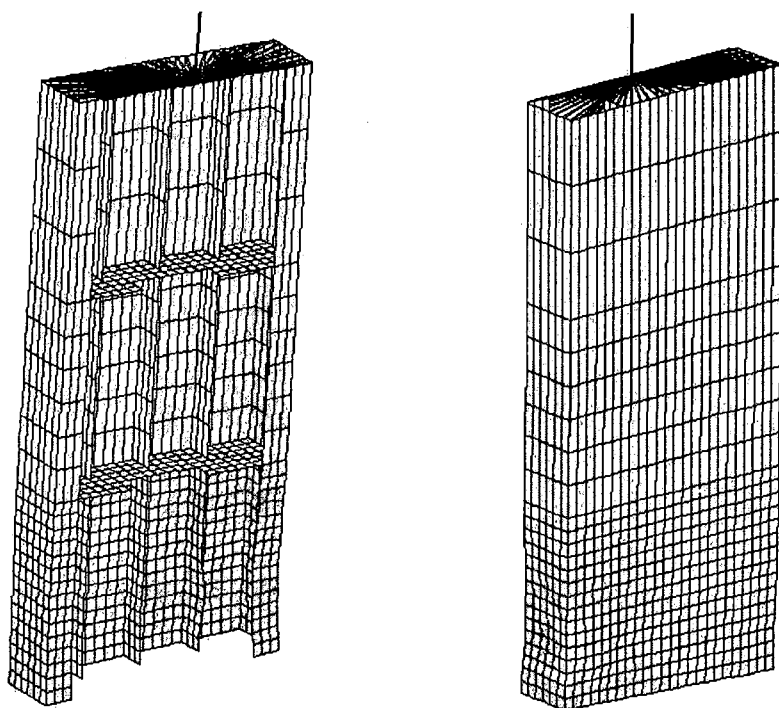


(a) 強軸 水平荷重-水平変位包絡線

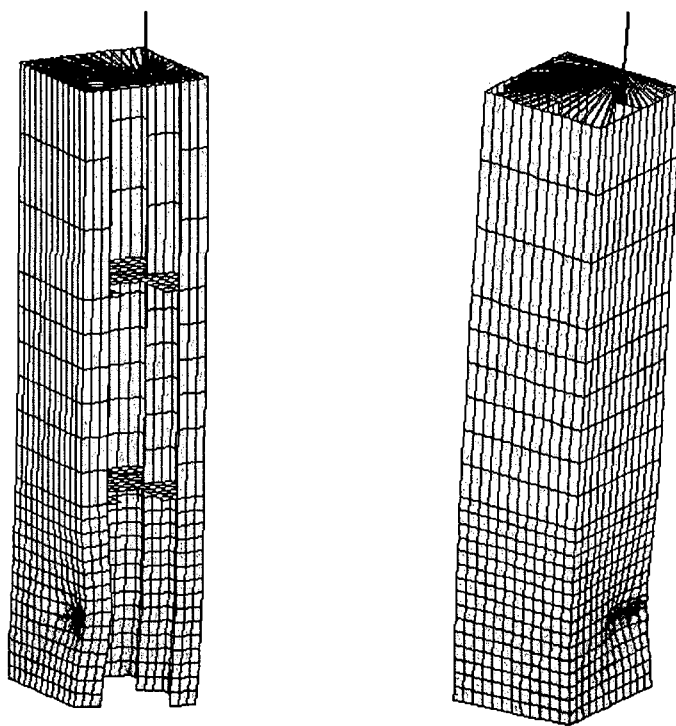


(b) 弱軸 水平荷重-水平変位包絡線

図-14. 水平荷重-水平変位関係



(a) 強軸方向モデル



(b) 弱軸モデル

図-13. FEMモデルメッシュ分割および鉛直方向ひずみ分布

している。

- ②簡易計算による終局耐力、変位と実験結果では、概ね一致した傾向を示し、最大 20%程度の誤差範囲に含まれていることがわかる。なお、耐力では 15%程度の誤差が生じているが、この差が生じる要因として、本実験供試体での最適剛比が強軸、弱軸ともに高いために、平面保持則を使用したひずみ分布の仮定が実挙動とはかなり異なることが考えられる。
- ③FEM 解析は単調載荷解析のため、移動硬化の影響はさほど考慮できないことから、実験結果との直接の比較は行えないが、最大耐力に対し、強軸方向では 10%、弱軸方向では 15%程度低下した耐力力が得られた。また、強軸方向モデルでは、簡易計算により推定した終局耐力、変位ともに FEM 解析結果と類似した結果が得られた。一方、弱軸方向モデルでは、最大耐力は概ね一致するものの、最大耐力発生時の変位は強軸方向と同様に簡易計算による終局時変位の約 80%となった。

5. 結論

本研究では、長方形断面鋼製柱の準静的繰り返し載荷実験を行い、長辺と短辺の比が 2 : 1 の長方形断面において弱軸、強軸での耐力力と変形能の違いを調べた。また、FEM 解析および簡易計算法による比較解析を行った。本研究によって得られた結論を以下に示す。

- 1) 水平荷重—水平変位履歴曲線より、最大荷重、ヒステリシスカーブは明らかに強軸が大きい。これらを無次元化すると両者ほぼ同じ曲線になる。鋼製橋脚の耐力力と変形性能は、幅厚比パラメータおよび細長比パラメータに依存すると考えられ、断面形状による影響は本実験では認められなかった。
 - 2) エネルギー吸収量および等価減衰定数は良く一致しており、強軸、弱軸とも同等の耐震性能を有する。また、最大耐力以降も十分なエネルギー吸収能力がある。
 - 3) 長辺と短辺の比が 2 : 1 のような長方形断面であっても、既存の推定式を用いて最大荷重および最大変位をある程度推定することができる。
 - 4) 限られた本実験データで、結論を出すのは性急であり、更なる実験結果に判断をゆだねるとして、ここでは、その性状を類推するに留める。
- ① 曲げモーメント+せん断力+軸力を受ける曲げ圧縮部材（ビームカラム）の最終耐力力は、曲げ部材（フランジ）とせん断部材（ウェブ）の役割分

担に大きく依存する。特に、軸力を分担するフランジとウェブの面積比率が大きなウェイトを占める。

- ② 一般的に言えば、弾塑性座屈では材料非線形性最大、幾何学的非線形性最小にすることが、耐力力向上のための方策である。
- ③ 終局状態において、ウェブは軸力+せん断力を受け持ち大変重要な役割を示す。とくに、局部変形したフランジの軸力はウェブに移行し、軸力支持はウェブのみによる極限状態になる。
- ④ $P-\delta$ 効果による変形を最小化するには、 P 及び局部変形を押さえることであるが、ウェブの面積が大きいほど、見かけの軸力応力を押さえることができる。
- ⑤ 曲げモーメントによるエネルギー吸収性能評価をすれば、フランジ面積が大きい方がよい。
- ⑥ 以上のような、フランジ、ウェブの極限状態における、部材の機能分担効果が、錯綜して、最終耐力力が求められたと思われる。
- ⑦ 結論的に言えば、曲げモーメント+せん断力+軸力を受ける曲げ圧縮部材の最終耐力力はフランジ+ウェブの面積比に大きく依存する。RC 部材の場合、せん断破壊が曲げ破壊以前に生じないよう部材設計が行われているが、中空の鋼製断面も同ような、視点が必要である。

なお、本研究は、(社)日本橋梁建設協会耐震研究委員会でのワーキングとして進めてきた成果の一部であり、関係者に感謝の意を表する。

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，平成 9 年 4 月
- 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，平成 8 年 7 月
- 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，平成 12 年 4 月
- 4) 西川、村越、小野、高橋：実験結果に基づく鋼製橋脚の非線形動的解析モデル設定法、土木技術資料 41-10(1999)
- 5) 田嶋仁志、半野久光、船本浩二、松田宏：実験結果に基づく鋼製橋脚の $M-\phi$ 関係に関する一検討，第 2 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，1998 年 11 月