

鋼製補剛箱形断面橋脚の繰り返し弾塑性解析と耐震性評価

葛 漢 彬* · 高 聖 彬** · 宇佐美 勉***

*正会員 工博 名古屋大学助手 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

**学生会員 工修 名古屋大学大学院工学研究科博士課程後期課程在学中 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

***正会員 D.Sc. 工博 名古屋大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

本研究では、繰り返し弾塑性解析より鋼製補剛箱形断面橋脚の耐震性能を評価している。解析は、片持柱の頂部に一定の鉛直荷重と繰り返し水平荷重が作用する条件で行われている。構成則は、構造用鋼材の繰り返し挙動を精度よく表現できる「修正二曲面モデル」を用いている。本研究では、まず、解析結果と実験結果との比較を行うことにより「修正二曲面モデル」の構造レベルでの有効性を検証した。次に、橋脚の強度と変形能を左右する諸パラメータ（幅厚比、細長比、補剛材の剛比および軸圧縮力など）の影響を詳細に調べている。その結果より、この種の鋼製橋脚の強度と変形能を定量的に求め、耐震設計のための資料を提供している。

Key Words : Steel bridge pier, Stiffened box section, Ductility, Cyclic analysis.

1. 緒言

著者らは、文献1)において、繰り返し弾塑性有限変形解析より、鋼製パイプ断面橋脚の変形性能の検討を行った。本論文は、補剛箱形断面の鋼製橋脚について同様な解析を行い、その結果をまとめたものである。

箱形断面橋脚の耐震性能を調べるために、これまでに数多くの準静的実験（繰り返し載荷実験）が行われてきており、耐震設計に関する有用な知見が数多く得られている²⁾。一方、道路橋示方書・V耐震設計編の改訂も行われている³⁾が、鋼製橋脚に関する耐震設計法は明確な形で示されておらず、それを基に直ちに設計可能な状態にはなっていない。したがって、鋼製橋脚の耐震性能をより明確に把握することは、今後の新しい耐震設計法を確立する上で重要な課題の一つである。そのため、繰り返し弾塑性解析は、非常に重要な役割を果たすことに違いない。

鋼製橋脚の非線形数値解析を行う際には、鋼素材の繰り返し応力-ひずみ関係を工学的に意味のある範囲内で精度良く再現できる構成則モデルを用いる必要がある。本研究では、名古屋大学で開発された修正二曲面モデル⁴⁾を用いる。このモデルは、繰り返し荷重を受ける鋼構造物の実験結果に極めて近い挙動を予測でき、従来の構成モデルなどによる解析と比較して最も精度の良いものであることが検証されている¹⁾。

本研究では、まず、解析結果と実験結果との比較を行うことにより、箱形断面橋脚について「修正二曲面モデル」の構造レベルでの有効性を再検証する。次に、橋脚の強度と変形能を左右する諸パラメータ（幅厚比、細長比、補剛材の剛比および軸圧縮力など）の影響を詳細に調べる。さらに、この種の鋼製橋脚の強度と変形能を定量的に求め、それらの量を近似的に求める経験式の提案を試みる。

2. 解析手法

2.1 解析モデル

解析の対象は、図-1(a),(c)に示すように、柱頂部に一定鉛直力と変動変位振幅の繰り返し水平力を受ける、補剛箱形断面橋脚である。

局部座屈は柱基部近辺に発生することから、図-1(b)に示すように、柱基部はフランジ幅 b の2倍の高さまでシェル要素を用い、残りの部分は、はり要素を用いた。解析は、構造と荷重の対称性から1/2モデルとして行った。なお、ダイアフラムは、シェル要素を用いた板パネルの区間（高さ $2b$ ）に、所定の縦横比 α のピッチで配置した。ダイアフラムには板パネルと同じシェル要素を用いた。

解析に使用したソフトは、修正二曲面モデルを汎用プログラム ABAQUS⁵⁾に取り込んだものである。修正二曲面モデルに関する詳細は文献4)等を参照されたい。また、要素としては、同ソフトに提供されている Timoshenko のはり理論に基づくはり要素 B31OSH と4節点の低減積分有限膜ひずみシェル要素 S4R を用いた。

本研究においては、フランジプレートの幅厚比パラメータ (R_f)、柱の細長比パラメータ ($\bar{\lambda}$)、縦横比 ($\alpha = a/b$, $a =$ ダイアフラム間隔, $b =$ フランジ幅)、補剛材の剛比 (γ/γ^* , $\gamma^* =$ 線形座屈理論から求められる必要最小剛比)、および軸力比 (P/P_y , $P =$ 軸圧縮力, $P_y =$ 全断面降伏軸力) を主要なパラメータ²⁾として考えた。表-1には、各解析モデルの諸元を示す。諸パラメータの変動範囲は、 $R_f = 0.25 \sim 0.56$, $\bar{\lambda} = 0.20 \sim 0.50$, $\alpha = 0.5 \sim 1.0$, および $\gamma/\gamma^* = 0.72 \sim 3.0$ である。ここで、 R_f と $\bar{\lambda}$ は次式で定義される。

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

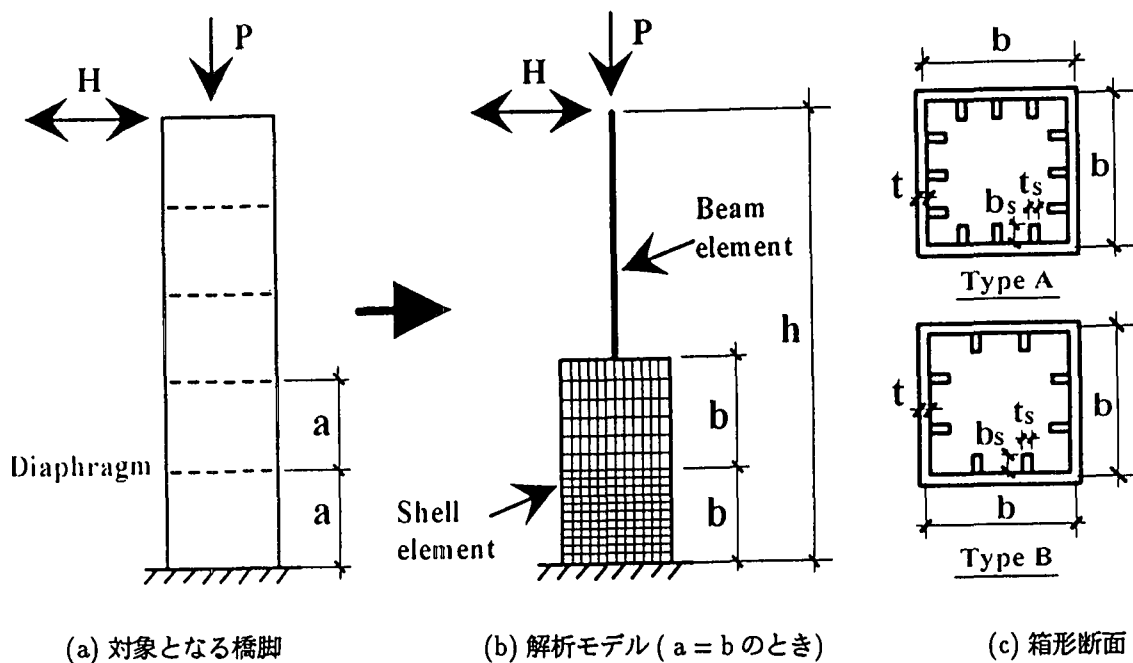


図-1 鋼製箱形断面橋脚

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

上式中、 t = 板厚、 σ_y = 降伏応力、 E = 弾性係数、 ν = ポアソン比、 k = フランジ板の座屈係数 = $4n$ (n はサブパネル数)、 K = 有効座屈長係数 (片持柱では $K=2$)、 h = 供試体の柱としての長さ、および r = 鋼断面の断面 2 次半径である。また、表-1 において、 $\bar{\lambda}_s$ は補剛材の細長比パラメータであり、以下に示す式で定義される。

$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3)$$

$$Q = \frac{1}{2R_f} [\beta - \sqrt{\beta^2 - 4R_f}] \leq 1.0 \quad (4)$$

$$\beta = 1.33R_f + 0.868 \quad (5)$$

ここで、 r_s = 1本の補剛材と隣接パネルからなる T 型断面の、板パネルに平行な主軸回りの断面 2 次半径、 Q = 縦補剛材で囲まれた板パネルの局部座屈強度である。補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ は補剛材の剛比とは独立ではなく、補剛板幅厚比パラメータ R_f および補剛板の縦横比 α とも関係している。 $\bar{\lambda}_s$ は、補剛板の変形能を支配する 1 つの重要なパラメータである²⁾。式 (3) より求めた各解析モデルの $\bar{\lambda}_s$ の値は 0.15 ~ 0.63 の間にある。表-1 に示す各解析モデルの内、B14 と B15 は実際の実験供試体^{6),7)}である。軸力の設定に関しては、文献 2) を参考して、実験供試体である B14 と B15 および B6 シリーズを除いて、軸力 P/P_y は一律に 0.15 とした。B6 シリーズでは、軸力の影響を調べるため、 P/P_y とし 0.10, 0.15, 0.20 および 0.30 の 4 ケースを考えた。また、表-1 では、 N は繰り返し回数を表し、 $N=0$ と 1 はそれぞれ単調荷重とある各変位レベルで 1 ルー

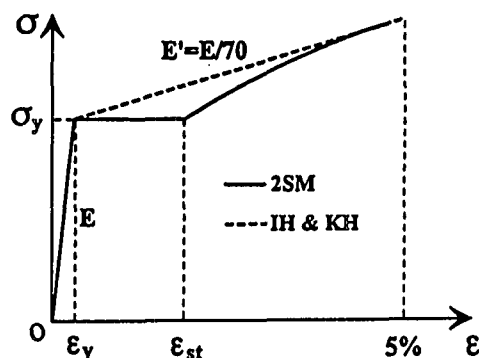


図-2 相当応力-相当ひずみ関係

プの繰り返し荷重を意味する。なお、実験供試体 B14 の断面形状は、図-1(c) に示すタイプ A で、その他の実験供試体と解析モデルについてはタイプ B である。

各解析モデルの材料定数は表-2 に示されている。実験供試体 B14 と B15 の諸元は、それぞれの使用鋼材の引張試験から得られたものである。材質に関しては、B14 と B15 のいずれも SM490 材である。その他の解析モデルは、B9 を除いて板パネルと補剛材の材質は同一で、SM490 とした。B9 は、板パネルの材質を SM490、補剛材の材質を SM570 としたハイブリッド補剛断面柱である。ただし、表-1 において、B9 の P_y は、板パネルの降伏応力と全断面の断面積との積として求められた。実験供試体以外の解析モデルの材料定数 E 、 σ_y および ν はそれらの公称値を用い、ひずみ硬化開始時の硬化係数 E_{st} とひずみ硬化開始時のひずみ ϵ_{st} は、引張試験⁴⁾から得られた平均的なものを用いている。また、修正二曲面モデルのモデルパラメータとしては SM490 と SM570 材のもの⁴⁾をそれぞれ用いた。

表-1 解析モデルの諸元

No.	R_t	$\bar{\lambda}$	γ/γ^*	α	$\bar{\lambda}_s$	h (mm)	b (mm)	t (mm)	b_s (mm)	t_s (mm)	P/P_y	N
B1	0.46	0.20	0.86	1.0	0.51	4311	1344	20	121	20	0.15	0, 1
B2	0.46	0.35	0.86	1.0	0.51	7543	1344	20	121	20	0.15	0, 1
B3	0.46	0.35	3.0	0.5	0.28	7559	1344	20	113	20	0.15	0, 1
B4	0.46	0.50	0.86	1.0	0.51	10776	1344	20	121	20	0.15	0, 1
B5	0.35	0.20	3.0	0.5	0.21	3264	1023	20	105	20	0.15	0, 1
B6-10	0.35	0.35	3.0	0.5	0.21	5712	1023	20	105	20	0.10	0, 1
B6-15	0.35	0.35	3.0	0.5	0.21	5712	1023	20	105	20	0.15	0, 1
B6-20	0.35	0.35	3.0	0.5	0.21	5712	1023	20	105	20	0.20	0, 1
B6-30	0.35	0.35	3.0	0.5	0.21	5712	1023	20	105	20	0.30	0, 1
B7	0.35	0.35	3.0	1.0	0.23	5551	1023	20	179	20	0.15	0, 1
B8	0.35	0.35	1.0	0.5	0.33	5777	1023	20	70	20	0.15	0, 1
B9	0.35	0.35	3.0	0.5	0.25	5712	1023	20	105	20	0.15	0, 1
B10	0.35	0.50	3.0	0.5	0.21	8160	1023	20	105	20	0.15	0, 1
B11	0.25	0.20	3.0	0.5	0.15	2304	731	20	96	20	0.15	0, 1
B12	0.25	0.35	3.0	0.5	0.15	4032	731	20	96	20	0.15	0, 1
B13	0.25	0.50	3.0	0.5	0.15	5760	731	20	96	20	0.15	0, 1
B14	0.56	0.26	0.9	1.0	0.63	3403	882	9	80	6	0.125	0, 1
B15	0.46	0.30	3.0	2/3	0.28	3303	738	12	90	9	0.117	0, 1
B16	0.35	0.35	0.72	1.0	0.41	5712	1023	20	105	20	0.15	0, 1

表-2 実験供試体および解析モデルの材料定数

No.	板パネル				補剛材				備考
	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	E/E_{st}	ϵ_{st}/ϵ_y	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	E/E_{st}	ϵ_{st}/ϵ_y	
B14	379	629	30	10	板パネルと同一				文献6),7)の実験供試体
B15	364	605	30	10	板パネルと同一				
B9	314	593	30	7	451	551	100	3	解析モデル。ただし、 B9はハイブリッド補剛柱
その他					板パネルと同一				
$E = 2.06 \times 10^5$ (MPa), $\nu = 0.3$									

3. 解析結果および考察

3.1 実験結果との比較

まず、実験供試体^{6),7)}である B14 と B15 について、解析から得られた結果を実験結果と比較する。実験は一定の鉛直荷重のもとで柱上端部に繰り返し水平荷重 ($N = 1$) が作用する条件で行われている。

荷重-変位曲線のデータ整理を行う際に、横軸に δ_y で無次元化した柱上端部の水平変位、縦軸に H_y で無次元化した水平荷重とした。降伏荷重 H_y と降伏変位 δ_y は次のように求められる。まず、 H_y は次の2つの式から求められたものの小さい方の値である²⁾。

$$H_y = \frac{M_y}{h} \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) \quad (6)$$

$$H_y = \frac{M_y}{0.85h} \left(1 - \frac{P}{P_E}\right) \left(1 - \frac{P}{P_u}\right) \quad (7)$$

ここに、 M_y = 降伏モーメント、 P_E = 片持柱のオイラー座屈荷重、 P_u = 中心軸圧縮柱の強度である。そして、降伏変位は以下に示す式より求めることができる。

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

一方、式(7)での P_u としては、道路橋示方書³⁾の中心軸圧縮柱の強度式を用いた。

B14 は文献6)で報告されている土木研究所が実施した供試体である。この供試体を対象に、弾塑性解析で一般的に使用される等方硬化則 (IH)、移動硬化則 (KH) および修正二曲面モデル (2SM) を用いて解析を行った。等方硬化則と移動硬化則の場合は、図-2 に示すパイ

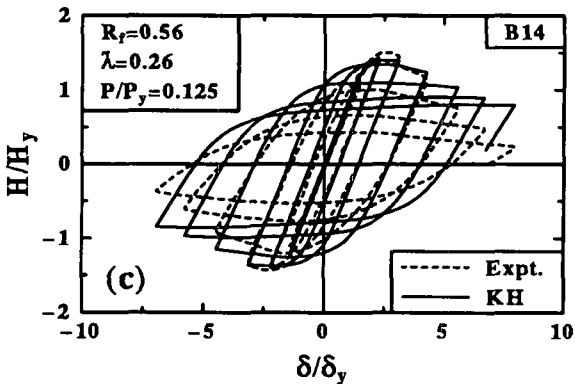
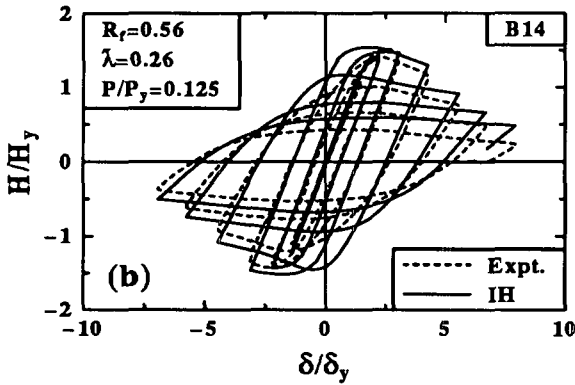
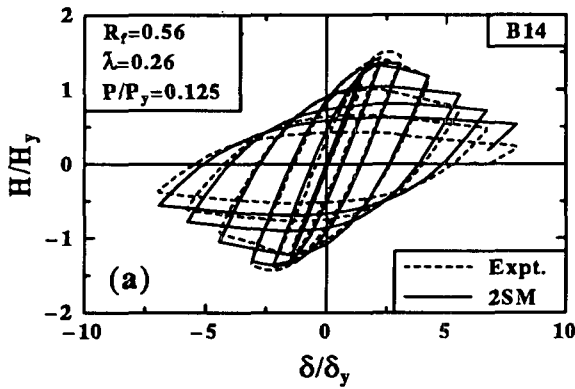


図-3 履歴曲線の比較 : B14

リニアの相当応力-相当ひずみ関係⁵⁾を用いた。同図において、 E' は、バイリニア型構成モデルのひずみ硬化係数であり、ヤング係数 E の $1/70$ とした。この応力-ひずみ関係は、軟鋼の実際の応力-ひずみ関係の 5% 程度のひずみに対応する点と降伏点を結んだ直線にほぼ一致する。なお、解析においては、初期たわみと残留応力は考慮しなかった。

図-3 に実験と解析から得られた荷重-変位履歴曲線を示す。いずれの図でも、実験結果を破線で、解析結果を実線で表している。これらの図からわかるように、等方硬化則を用いた場合、全領域特にピーク付近において、耐荷力が実験結果に比べ大きくなっている。これに対して、移動硬化則を用いた解析結果は、ピークまでは実験結果と概ね合っているが、その後の領域においては、実験値より高めにしている。一方、修正

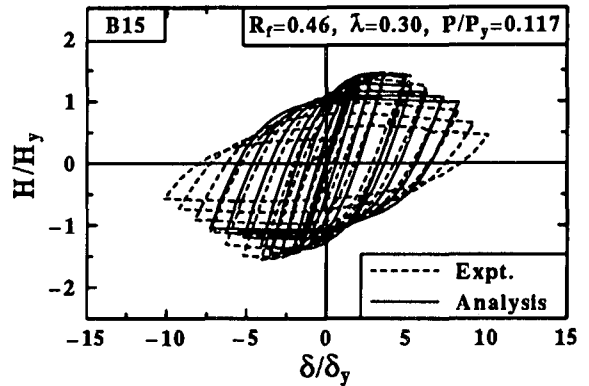


図-4 履歴曲線の比較 : B15

二曲面モデルによる荷重-変位履歴曲線は全領域にわたって実験結果とよく一致している。

図-4 は、B15 について、修正二曲面モデルを用いて行った解析から得られた履歴曲線を実験結果と比較したものである。B15 は、鋼材倶楽部が実施した実験供試体である⁷⁾。この図よりわかるように、片側(図-4 の左下)において、解析から得られた最大荷重後の耐力が実験結果より少し低くなっているが、両者は全般的によく合っている。

文献1)では、修正二曲面モデルを鋼製パイプ断面橋脚の弾塑性繰返し解析に適用し、その構造レベルの有用性が検証されたが、上述した鋼製箱形断面橋脚の弾塑性繰返し挙動のシミュレーションの結果は、同モデルの妥当性を再検証できたと考えられる。

3.2 パラメトリック解析

この節では、補剛板の幅厚比パラメータ、柱の細長比パラメータ、補剛材の剛比、軸力比およびハイブリッド補剛とした場合の、鋼製橋脚の強度とダクティリティに関するパラメトリック解析の結果について述べる。2 体の実験供試体を含めて合計 16 体の鋼柱の解析が行われた。図-5 は、解析より得られた水平荷重-水平変位履歴曲線の一部を示したものである。以下、水平荷重-水平変位履歴曲線の包絡線を用いて各パラメータの影響について述べる。図-6 には、諸パラメータの影響を示す。

(1) 幅厚比パラメータの影響

図-6(a)には、 $\bar{\lambda} = 0.35$, $\gamma/\gamma^* = 3.0$, $\alpha = 0.5$ のとき、 R_f を 0.46, 0.35 および 0.25 とした場合の解析モデル B3, B6-15 および B12 の包絡線を示す。これらのモデルの最大荷重とそのときの変位をみると、最大荷重 H_{max}/H_y はそれぞれ 1.51, 1.67, 1.86, また、最大荷重に対応する変位 δ_m/δ_y はそれぞれ 4.0, 5.0 と 10.0 であることがわかる。即ち、幅厚比が小さくなるほど、最大荷重とそれに対応する変位が大きくなっている。特

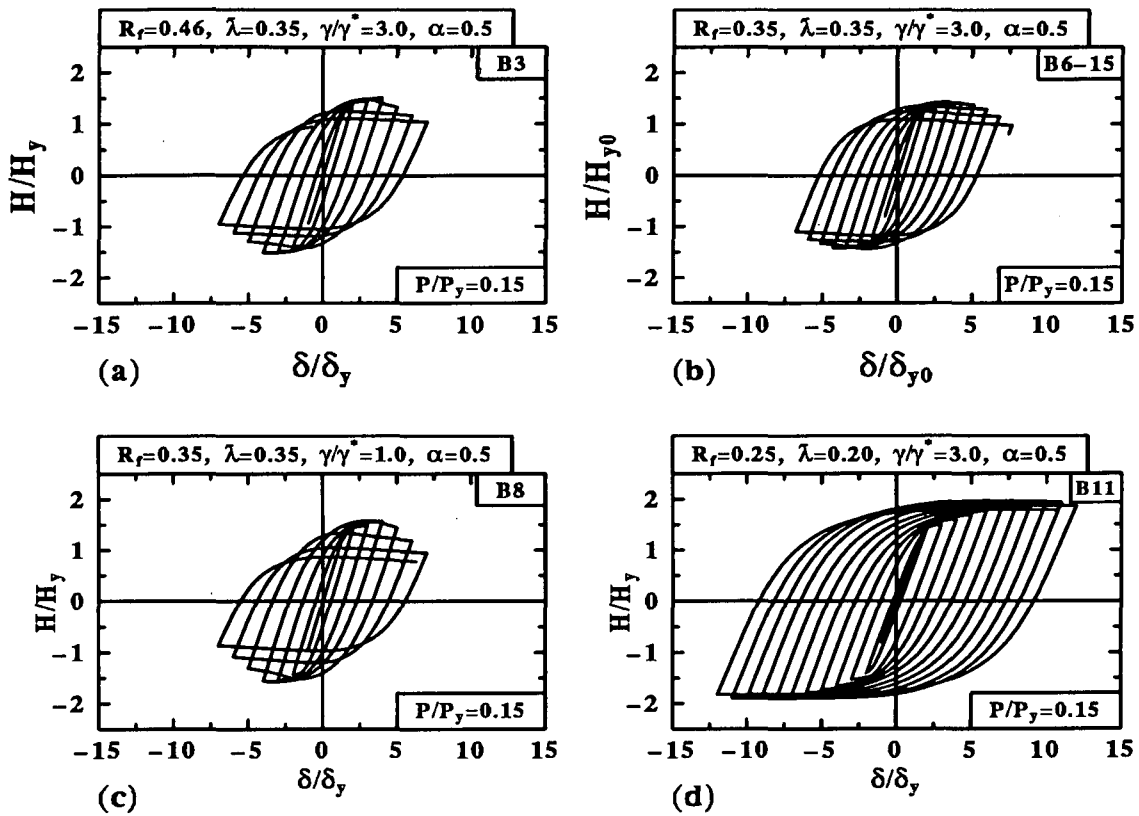


図-5 解析モデルの履歴曲線

に、幅厚比の小さいもの B12 ($R_f = 0.25$) の場合、最大荷重点での変位は幅厚比の比較的大きい B3 ($R_f = 0.46$) と B6-15 ($R_f = 0.35$) に比較して 2 倍以上大きく、非常に大きな変形性能であることが示されている。また、最大荷重後の強度劣化は幅厚比の小さいものほど緩やかになっている。

(2) 細長比パラメータの影響

図-6(b) は、 $R_f = 0.35$ 、 $\gamma/\gamma^* = 3.0$ 、 $\alpha = 0.5$ と一定し、 $\bar{\lambda}$ を 0.2、0.35 と 0.5 と変えた解析モデル B5、B6-15 と B10 の解析結果を示したものである。この図から、細長比が大きくなるにつれて最大荷重とそのときの変位が小さくなることがわかる。ここで、最大荷重点における変位 δ_m/δ_y のみに注目すると、3 ケースのいずれも 5.0 以上となっていることから、 R_f を 0.35、 γ/γ^* を 3.0、また α を 0.5 としたとき、 $\bar{\lambda}$ が 0.5 以下であれば変形性能のよい橋脚を設計するのが可能と考えられる。

(3) 補剛材剛比の影響

1 例として、補剛材剛比の影響をプロットしたものが、図-6(c) である。ここでは、 $R_f = 0.35$ 、 $\bar{\lambda} = 0.35$ 、および $\alpha = 0.5$ が同一で、 $\gamma/\gamma^* = 3.0$ (B6-15) と 1.0 (B8) と変えたときの結果である。両者は、 $\delta/\delta_y = 4.0$ まではほぼ同様な結果が得られているが、その後は剛比の小さい B8 では強度劣化が起こっているのに対して、剛比を 3 倍にした B6-15 では、多少の強度増加がみられてから穏やかな強度劣化を示している。

(4) 補剛材細長比の影響

ここでは、B6-15 に対して、補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ のみが異なる B7 の結果を用いて $\bar{\lambda}_s$ の影響について述べる。図-6(d) に、B6-15 と B7 との比較を示す。B6-15 と B7 の $\bar{\lambda}_s$ は 0.21 と 0.23 であり、縦横比 α は 0.5 と 1.0 である。変位が $5\delta_y$ まではほとんど差がないが、その後は B7 の方が強度および変形能が大きい。これは、 $\bar{\lambda}_s$ が大きくなっても、橋脚の変形性能は必ずしも小さくならないことを意味し、文献 2) の結論とは相反する結果となっている。このことを考察するため、柱基部の座屈のモードを見てみると、図-7 に示すように、B6-15 ではダイアフラム間で座屈波が半波であるのに対し、B7 ではほぼ一波となっている。したがって、後者の場合、補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ を式 (3) で定義するのは、必ずしも適切でないかもしれない。これについては、今後、より詳細に検討する必要がある。

(5) 軸力比の影響

軸力の影響を調べるために、B6 シリーズ ($R_f = 0.35$ 、 $\bar{\lambda} = 0.35$ 、 $\gamma/\gamma^* = 3.0$ 、 $\alpha = 0.5$) について軸力比 P/P_y を 0.10 から 0.30 まで変化させた 4 つのモデルについて解析を行った。得られた各解析モデルの水平荷重-水平変位履歴曲線の包絡線が図-6(e) に示されている。これまでは、水平荷重と水平変位をそれぞれ H_y と δ_y で無次元化した。ここでは、軸力の影響を示すため軸力を考慮していない H_{y0} (式 (6)、(7) で $P = 0$ と置い

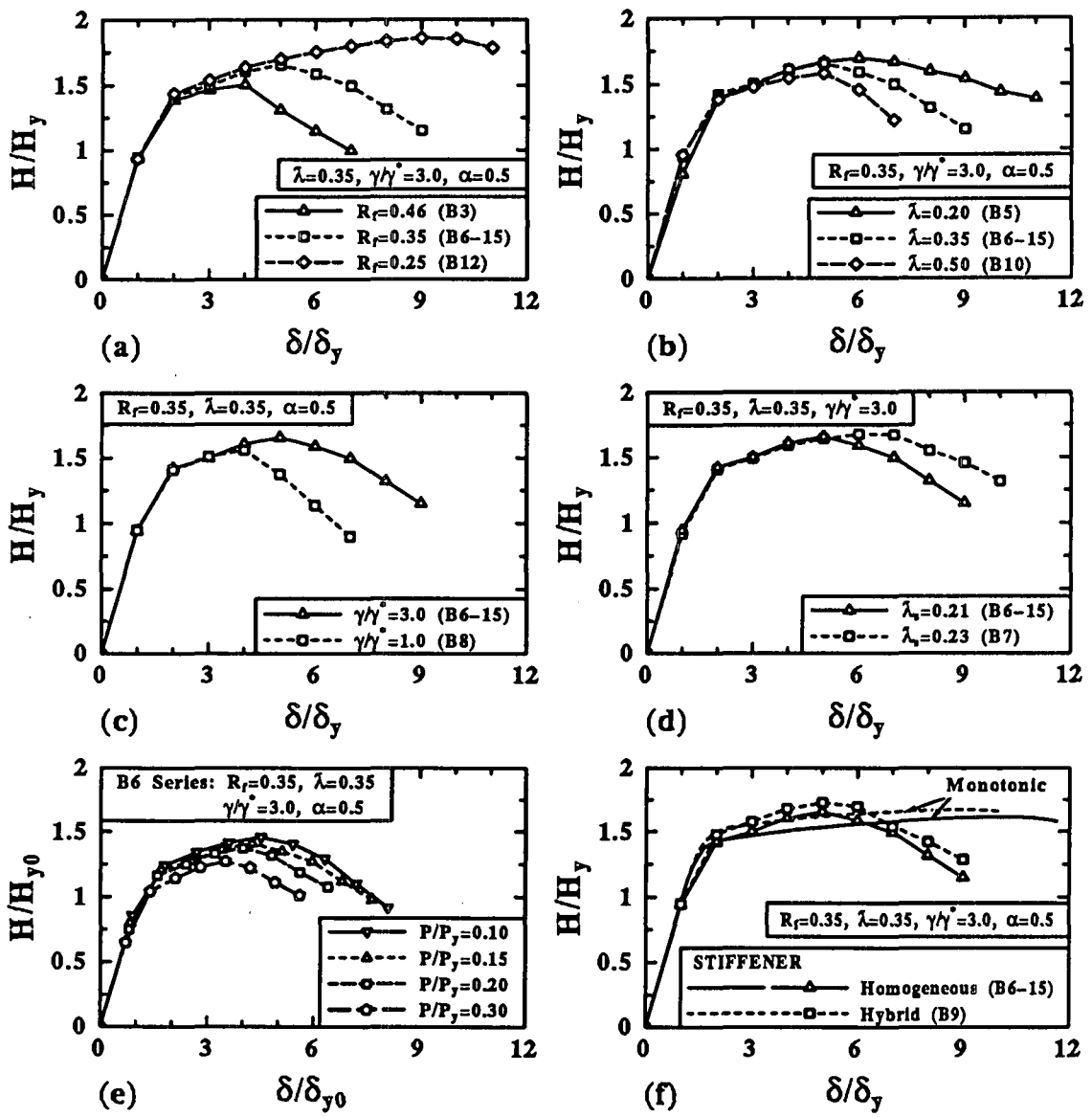
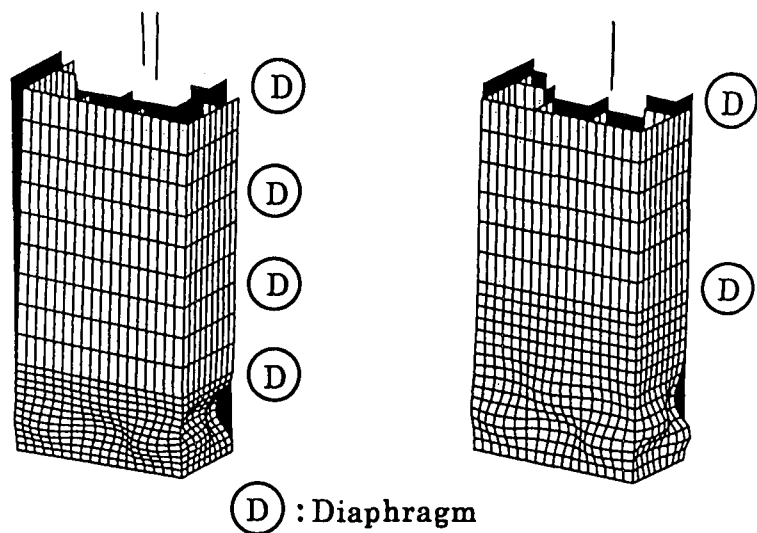


図-6 諸パラメータの影響 (履歴曲線の包絡線)



(a) B6-15 ($\alpha = 0.5$) (b) B7 ($\alpha = 1.0$)

図-7 B6-15 と B7 の座屈モード

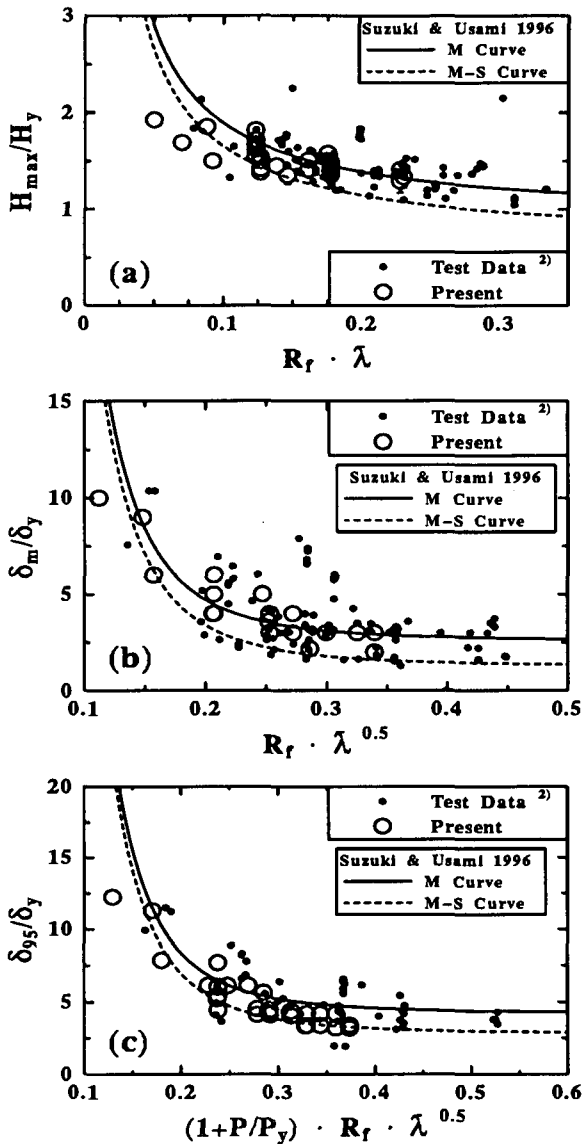


図-8 解析結果と過去の提案式²⁾との比較

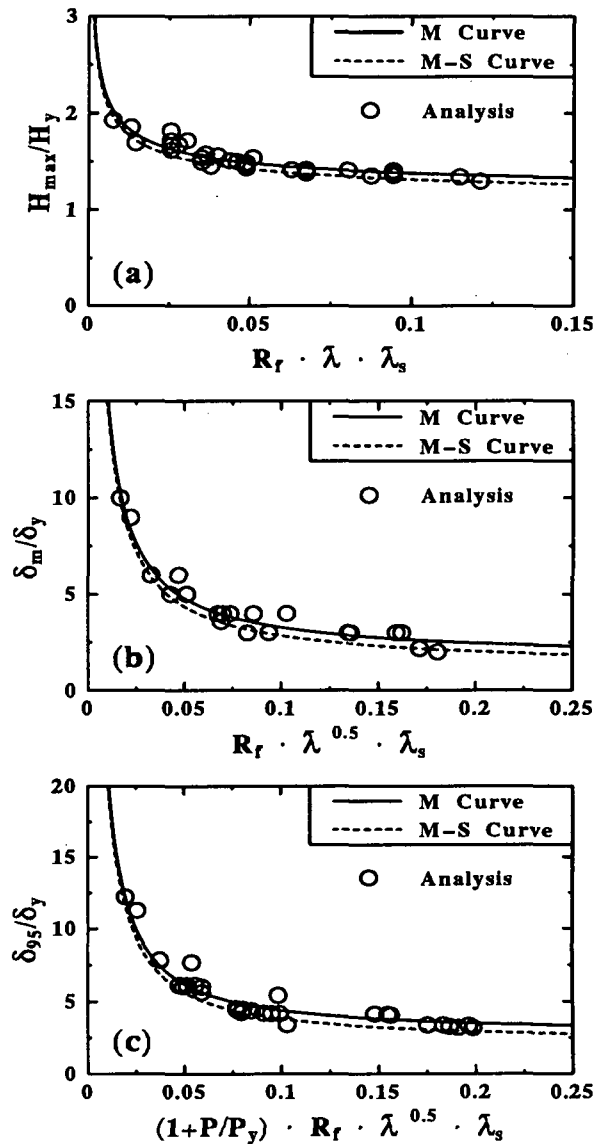


図-9 解析結果と提案式との比較

て求められる H_y) と対応する水平変位 δ_{y0} を用いる。この図からわかるように、軸力が大きくなるほど、最大荷重が小さくなっている。

(6) 補剛材に板パネルより高強度の鋼材を用いた場合の影響

前述したように、縦補剛材に板パネルよりも高強度の鋼材を用いた場合、橋脚の強度と変形能に及ぼす影響を調べるために、板パネルと補剛材にそれぞれ SM490 材と SM570 材とした B9 モデル (いわゆるハイブリッド補剛柱モデル) の解析を行った。ここで、B9 の解析結果を同一鋼種で構成されているモデル B6-15 の結果と比較してみることにする。図-6(f) は、両者の比較を示したものである。同図には、それぞれの単調増大解析の結果をも示してある。この図より、ハイブリッドモデル B9 は、B6-15 に比べて若干良好な荷重-変形特性を示しているため、ハイブリッド構造にすること

により強度と変形能ともある程度の改善が期待できることがわかる。この結果は、文献 8) で得られた結論と一致している。

3.3 強度と変形能の評価

この節では、各解析モデルの強度と変形能の評価を行ってみる。ここでは、最大水平荷重のときの水平変位 (δ_m/δ_y) とピーク後の最大荷重の 95% まで降下した点での水平変位 (δ_{95}/δ_y) を用いて変形能を論ずる。解析から得られたすべての結果 (○で記したものを) を図-8 にプロットしてある。この図には、以下に示す式 (9)~(11) とその元になる実験結果をもプロットしてある。

$$\frac{H_{max}}{H_y} = \frac{0.101}{R_f \lambda} + 0.88, \quad (S = 0.242) \quad (9)$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{0.00759}{(R_f \sqrt{\lambda})^{3.5}} + 2.59, \quad (S = 1.32) \quad (10)$$

$$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{0.0147}{[(1 + P/P_y) R_f \sqrt{\lambda}]^{3.5}} + 4.20, \quad (S = 1.40) \quad (11)$$

式(9)~(11)は、文献2)に与えられている鋼製補剛箱形断面橋脚に対する強度と変形能の推定式である。ただし、 S は標準偏差を表す。これらの式は実験結果をもとに作成された平均値曲線であり(図-8のM曲線)、その適用範囲は、次の通りである。

$$0.3 \leq R_f \leq 0.7, \quad 0.25 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5, \\ 0.0 \leq P/P_y \leq 0.2, \quad \gamma/\gamma^* \geq 3.0 \quad (12)$$

図-8より、解析結果は、実験結果に比べ、ばらつきが少なく、上記の近似式と比較的良好な相関性のあることがわかる。ただし、これらの式は横軸が小さい範囲内においては、計算値を過大に評価している場合もある。一方、解析データのみを分析してみると、このような整理方法によるばらつきが補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ の相違に起因していることがわかり、横軸の量にさらにこのパラメータを導入することにした。その結果、図-9に示すように、解析結果を次の式(図中のM曲線を示す)から非常に良好な精度で推定することができる。

$$\frac{H_{max}}{H_y} = \frac{0.10}{(R_f \bar{\lambda} \bar{\lambda}_s)^{0.45}} + 1.10, \quad (S = 0.065) \quad (13)$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{0.22}{(R_f \sqrt{\lambda} \bar{\lambda}_s)^{0.9}} + 1.53, \quad (S = 0.43) \quad (14)$$

$$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{0.15}{[(1 + P/P_y) R_f \sqrt{\lambda} \bar{\lambda}_s]^{1.05}} + 2.70, \quad (S = 0.58) \quad (15)$$

式(13)~(15)の適用範囲は、次の通りである。

$$0.25 \leq R_f \leq 0.56, \quad 0.20 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5, \\ 0.0 \leq P/P_y \leq 0.3, \quad \gamma/\gamma^* \geq 0.7 \quad (16)$$

なお、図-8と図-9にはそれぞれの式から標準偏差 S を差し引いた曲線がM-S曲線として示されている。

4. 結言

本研究では、構造用鋼材の構成則として開発された修正2曲面モデルを用い、鋼製補剛箱形断面橋脚の繰返し弾塑性挙動を解析的に求めた。得られた主な結論を要約すると次の通りである。

1. 解析結果を既存の実験結果と比較した結果、修正2曲面モデルの構造レベルでの妥当性を再検証できた。
2. 鋼製補剛箱形断面橋脚の強度と変形能は、文献2)に示されている推定式より、良好な精度で求められるが、本論文で提案されている経験式(式13~15)は、より良好な精度で推定できる。

なお、本研究は鋼材倶楽部からの土木鋼構造研究助成金を用いて行ったものである。また、この研究を遂行するにあたり、同倶楽部に設けられた鋼製橋脚耐震検討WG(座長:大田孝二氏、新日本製鐵(株))のメンバーから種々有益な助言を賜った。ここに記して深く感謝する。

参考文献

- 1) 葛 漢彬, 高 聖彬, 宇佐美勉, 松村寿男: 鋼製パイプ断面橋脚の繰返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究, 土木学会論文集へ掲載予定。
- 2) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG(主査:宇佐美勉): 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 1996年。
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説書, 丸善, 1996年。
- 4) Shen, C., Mamaghani, I. H. P., Mizuno, E. and Usami, T.: Cyclic Behavior of Structural Steels. II: Theory, J. of Eng. Mech., ASCE, Vol.121, No.11, pp.1165-1172, 1995.
- 5) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver.5.5, 1995.
- 6) 西川和廣, 山本悟司, 名取 暢, 寺尾圭史, 安波博道, 寺田昌弘: 既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.975-986, 1996年。
- 7) 橋本修身, 安波博道, 水谷慎吾, 小林洋一, 中川知和: コンパクト断面橋脚の耐震性に関する検討, 橋梁と基礎, Vol.30, No.8, pp.135-137, 1996年。
- 8) 鈴木森晶, 宇佐美努: 軸圧縮力と横力を受ける箱形断面鋼片持柱の強度と変形能に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.265-276, 1995年。

(1997. 3. 31 受付)

NONLINEAR ANALYSIS AND DUCTILITY EVALUATION OF STIFFENED BOX-SECTIONAL STEEL BRIDGE PIERS

Hanbin GE, Shengbin GAO and Tsutomu USAMI

The present paper is concerned with a nonlinear analysis of cantilever type of steel box columns modeling bridge piers under cyclic loading. A modified two-surface plasticity model is used for nonlinear constitutive relation. Analytical results are first compared with experimental results and it is found that the modified two-surface model can be used to predict the inelastic cyclic behavior of steel structures with good accuracy. The effects of width-thickness ratio, slenderness ratio, stiffener rigidity and axial load on the ultimate strength and ductility of the columns are systematically investigated. As a result, some formulas are proposed to determine the strength and ductility required in practical aseismic design of such structures.