

鋼構造物の繰り返し弾塑性解析用構成則の 実験データによる検証

EXPERIMENTAL VERIFICATION OF ELASTOPLASTIC CONSTITUTIVE MODELS IN THE PREDICTION OF CYCLIC BEHAVIOR OF STEEL STRUCTURES

葛 漢 彬*・高 聖 彬**・宇佐美勉***

Hanbin GE, Shengbin GAO and Tsutomu USAMI

*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)

***フェロー 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)

The purpose of this study is to investigate the applicability of several plasticity models used in predicting cyclic elastoplastic behavior of steel structures. In this study, cyclic elastoplastic analyses of steel bridge piers with box sections were conducted by using a modified two-surface model developed at Nagoya University, the isotropic hardening rule and kinematic hardening rule as constitutive models generally used in most analysis softwares. The computed results were then compared with the experiment to show their applicabilities in the cyclic analysis of steel bridge piers. It is found that the modified two-surface model can accurately predict the hysteretic behavior of steel piers with either thick-walled or thin-walled sections, while the isotropic hardening and kinematic rules may be used to obtain accurate envelopes of load-displacement hysteretic curves of steel piers with relatively thin-walled sections but not adequate to those with thick-walled sections.

Key Words : *Buckling mode, Cyclic elastoplastic analysis, Isotropic hardening, Kinematic hardening, Modified two-surface model, Steel bridge pier.*

1. 緒言

鋼製橋脚などの鋼構造物の耐震設計を行う上で、保有水平耐力の算定や非線形動的解析（復元力モデルの構築）が要求される^{1),2)}。その際、繰り返し载荷条件の元で得られた荷重-変形特性が必要となる。このような荷重-変形関係は、準静的実験（繰り返し载荷実験）により得られるが、種々の構造パラメータを有する構造物について実験的に求めることは現実的に不可能と考えられる。したがって、数値解析により荷重-変形特性を求めることが非常に重要となる。

鋼構造物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。現在、多くの汎用構造解析ソフトウェアで利用可能な鋼材に対する構成則は、von Mises の降伏条件と等硬化則または移動硬化則である。最近では、この構成則を用いた解析的研究が多く行われている。例えば、中川ら³⁾は、汎用プログラム ABAQUS を用いて、繰り返し荷重を受ける鋼製箱形断面橋脚に対し、等硬化則で弾塑性有限変位解析を行い、実験結果の比較を行って、両者が良く一致すると述べている。しかし、解析結果との比較に用いた実験供試体は、幅厚比パラメータが比較的大きく、材料非線形の影響よりもむしろ幾何学的非線形性すなわち局部座屈の影響が支配的な部材であった。したがって、等硬化則の有用性は薄肉断面に限って検証されているが、耐震性能の良い厚肉断面の場合については検討がなされていない。また、安波ら⁴⁾、後藤ら⁵⁾、岸ら⁶⁾は鋼製パイプ断面橋脚に対し、等硬化則と移動硬化則で弾塑性繰り返し解析を行い、実験結果との比較を行っている。それらの研究の一般的な結論は、等硬化則は荷重-変形曲線を大きめに、移動硬化則は小さめに予測するということである。しかしながら、構造パラメータの広い範囲にわたって検討がなされていない。一方、著者らは、名古屋大学で開発された修正二曲面モデル⁷⁾を用いて、繰り返し荷重を受けるパイプ断面と箱形断面の鋼製橋脚の弾塑性繰り返し解析を行い、耐震性能評価のための強度と変形能の近似式を提案している。これらの研究では、解析結果と実験結果との比較により、従来の構成モデルに比べ、修正二曲面モデルが最も精度の良いものであることが検証されている^{8),9)}。ただし、等硬化則と移動硬化則の場合、バイリニア型の応力-ひずみ関係を用いている。

本論文は、上記の構成則（等硬化則、移動硬化則および修正二曲面モデル）を用いて行われた鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性解析の結果を薄肉から厚肉の広い範囲の供試体に対する実験データにより検証した結果

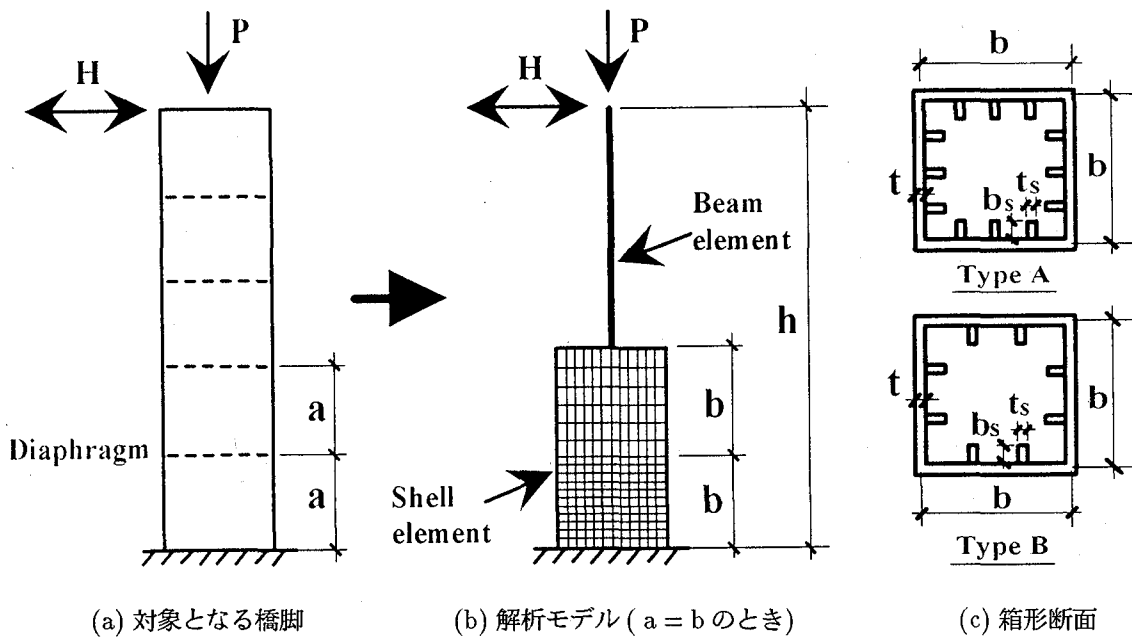


図-1 鋼製箱形断面橋脚

を述べたものである。等方硬化則と移動硬化則の場合、応力-ひずみ関係としてバイリニア型ではなく、材料試験結果を基に作成したマルチリニア型のものを用いる。また、解析の対象は、補剛箱形断面柱とする。さらに、薄肉から厚肉までの幅厚比の異なるものを考え、各構成則の妥当性について検討する。

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一様断面の補剛箱形柱である。このような柱は鋼製橋脚を対象としたものである。

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。また、シェル要素の板厚方向は、5個の積分点をとるように分割した。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 ABAQUS¹⁰⁾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7)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。

本研究では、フランジプレート幅厚比パラメータ (R_f) を主なパラメータとして考えた。表-1に示すように、 R_f の変動範囲は、0.35~0.56である。この中、B14は、文献11)の実験供試体(土研)、およびKD-3、KD-5、KD-7とKD-10は、文献12)の実験供試体(鋼材倶楽部)である。ここで、幅厚比パラメータ R_f は次式で定義される。

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

上式中、 b = フランジ幅、 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 $= 4n^2$ (n はサブパネル数)である。また、表-1においては、 $\bar{\lambda}$ は柱の細長比パラメータ、 α はフランジ板の縦横比 ($= a/b$, a = ダイアフラム間隔)、 γ は補剛材の剛比、 γ^* = 線形座屈理論から求められる必要最小剛比、および P/P_y は軸力比 (P = 軸圧縮力、 P_y = 全断面降伏軸力)である。なお、 $\bar{\lambda}$ は次式で定義される。

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

ここで、 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での $\bar{\lambda}_s$ 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、

表－1 解析モデルの諸元

No.	R_f	$\bar{\lambda}$	γ/γ^*	α	$\bar{\lambda}_s$	h (mm)	b (mm)	t (mm)	b_s (mm)	t_s (mm)	P/P_y	Type
B14	0.56	0.26	0.9	1.0	0.63	3403	882	9	80	6	0.125	A
KD-3	0.46	0.30	3.0	2/3	0.28	3303	738	12	90	9	0.118	B
KD-5	0.45	0.30	3.1	2/3	0.27	3303	738	12	90	9	0.166	B
KD-7	0.40	0.42	3.2	2/3	0.23	3303	536	10	75	7	0.094	B
KD-10	0.35	0.30	4.1	0.5	0.18	3303	706	14	90	10	0.148	B

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}	$\varepsilon_{st}/\varepsilon_y$	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	E/E_{st}	$\varepsilon_{st}/\varepsilon_y$	
B14	378.7	629	30	10	板パネルと同一				文献 11) の実験供試体 No.2
KD-3	363.9	605	30	10					
KD-5	350.2	640	35	5	361.5	648.0	36	6	文献 12) の実験供試体
KD-7	374.7	636	40	7.4	440.1	659.8	45	12	文献 12) の実験供試体
KD-10	318.7	627	30	7	379.9	638.3	40	10	文献 12) の実験供試体
$E = 2.06 \times 10^5$ (MPa), $\nu = 0.3$									

Q = 縦補剛材で囲まれた板パネルの全断面降伏強度で無次元化した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0.18～0.63の間にある。軸力に関しては、供試体の実験値を用いた。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。実験供試体の材料定数は、それぞれの使用鋼材 (SM490) の引張試験から得られたものである。また、修正二曲面モデルのモデルパラメータとしてはSM490材に対応する値⁵⁾を用いた。

前述したように、本研究では、等方便化則と移動硬化化則の場合、マルチリニア型の応力－ひずみ関係を用いる。図－2には、例としてKD-5、KD-7およびB14の板パネルに用いた1軸状態における真応力－真ひずみ関係の多直線（ひずみが20%を超えてからひずみ硬化係数をゼロとした）を材料試験結果とともに示している。また、修正二曲面モデルによる1軸状態での真応力－真ひずみ曲線もプロットされている。同図からわかるように、修正二曲面モデルによる応力－ひずみ曲線と仮定した多直線は、10%のひずみまではほぼ一致している。その後は、前者が後者より多少大きくなっている。

3. 解析結果と実験結果との比較

3.1 水平荷重－水平変位履歴特性

本節では、各実験供試体について、解析から得られた水平荷重－水平変位関係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が作用する条件で行われている。

水平荷重－水平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¹⁾の中心軸圧縮柱の強度式を用いた。

実験供試体 B14($R_f = 0.56$)

B14は文献11)で報告されている土木研究所が実施した供試体である。この供試体は、幅厚比パラメータ R_f が0.56で、かなり薄い断面である。ここで、マル

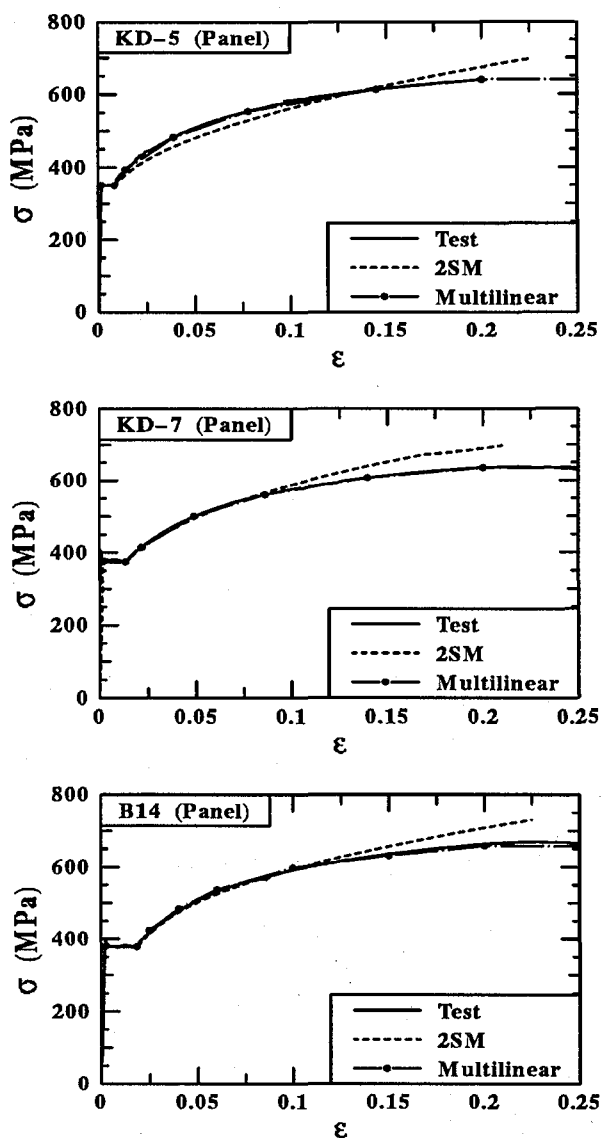


図-2 真応力-真ひずみ関係

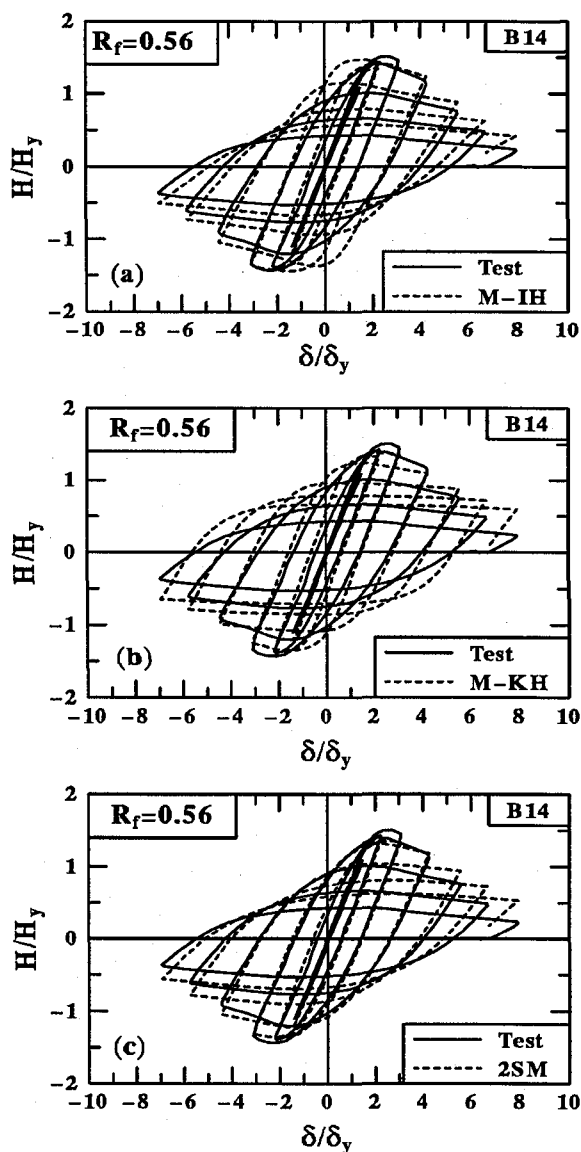


図-3 履歴曲線の比較：B14

チリニア応力-ひずみ関係で等方硬化則 (M-IH), 移動硬化則 (M-KH), および修正二曲面モデル (2SM) を用いて行われた解析結果について述べる。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水平荷重-水平変位履歴曲線を示す。いずれの図でも、実験結果を実線で、解析結果を破線で表している。これらの図からわかるように、最大荷重および各ループの折り返し点での荷重に関しては、等方硬化則、移動硬化則および修正二曲面モデルのいずれも実験結果と良く一致している。この点においては、一般的に使用されている等方硬化則または移動硬化則は、修正二曲面モデルに比べればそれほど遜色がないと考えられる。しかし、履歴ループの形を見てみると、等方硬化則を用いた場合、ピーク付近では解析結果が実験結果に比べ大きくなってお

り、移動硬化則を用いた解析結果は、ピーク後の領域においては、弾性域の縮小を考慮していないため除荷剛性の劣化が小さく荷重が実験値より高めに出現している。一方、修正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。

実験供試体 KD-3 ($R_f = 0.46$), KD-5 ($R_f = 0.45$)

図-4 は、KD-3 について、各構成則を用いて行な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。KD-3 は、 $R_f = 0.46$ であり、B14 に比べ厚肉断面からなっている。このケースの場合、等方硬化則を用いた解析結果は、実験結果に比較して荷重が非常に大きくなっている。これは、等方硬化則では、降伏曲面が拡大するだけで弾性域が大きくなるのでひずみ硬化現象が顕著に現れるためである。一方、移動硬

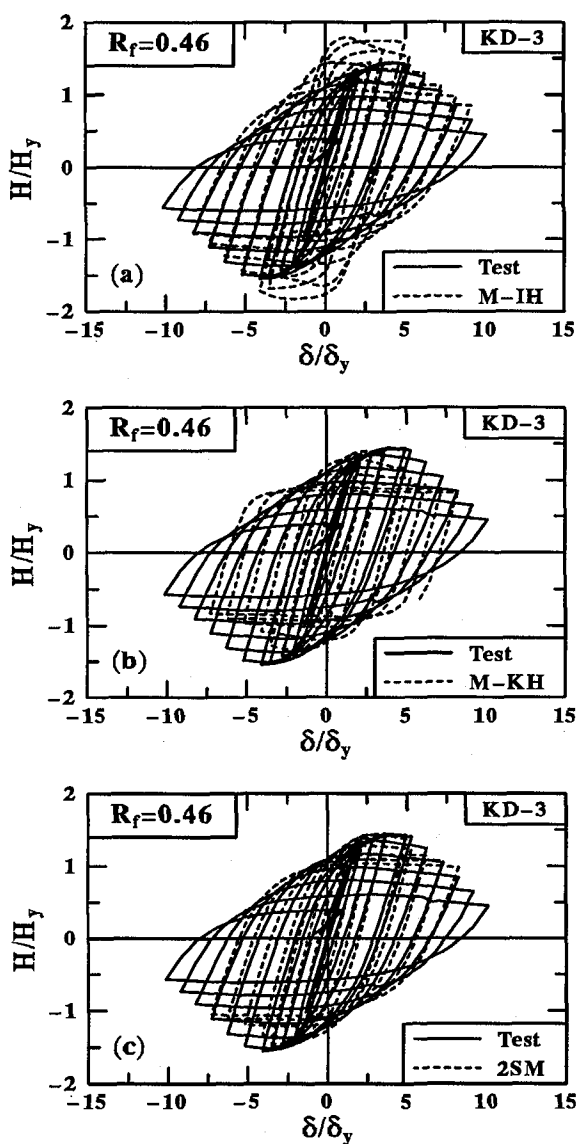


図-4 履歴曲線の比較 : KD-3

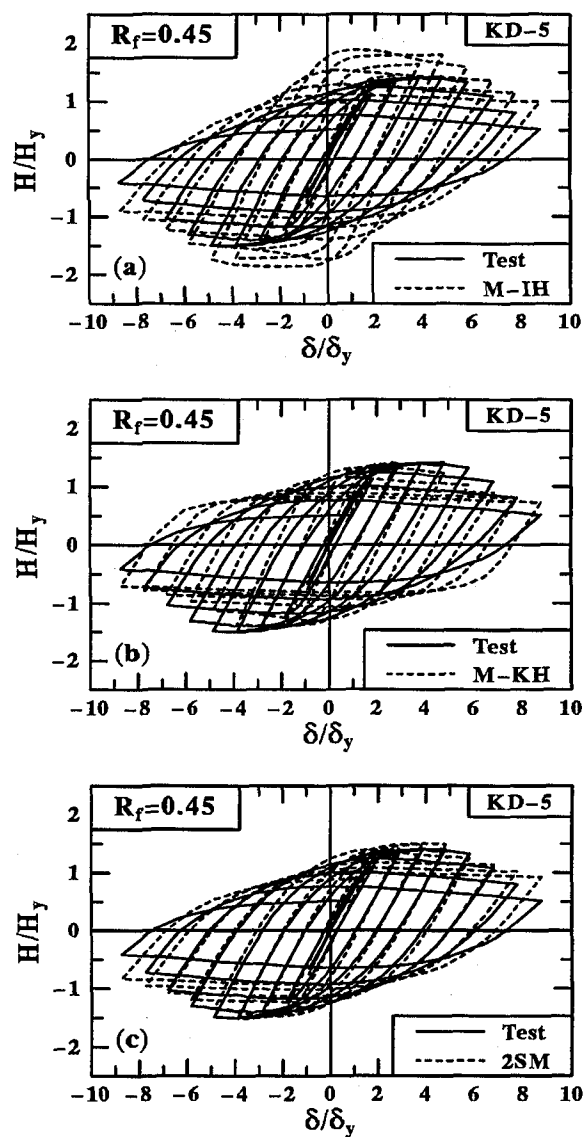


図-5 履歴曲線の比較 : KD-5

化則を用いた場合は、等方硬化則の場合と反対に、実験結果をかなり小さく予測している。これは、移動硬化則は、降伏曲面の中心が移動しているだけで繰り返しひずみ硬化現象を評価できないため荷重を過小に評価することとなる。これらに対して、修正二曲面モデルの場合は、弾性域の減小や繰り返しひずみ硬化現象が反映されているため解析による履歴曲線は、実験結果に比較して形状がほぼ同様で、荷重も非常に良く一致している。

以上のことは、図-5 よりわかるように、KD-5 についても同様な傾向にある。

実験供試体 KD-7 ($R_f = 0.40$)

ここで、幅厚比パラメータ R_f を 0.40 とした実験供試体 KD-7 について諸解析結果と実験との比較を行っ

てみる。図-6 に、解析結果と実験結果との比較を示す。このケースの場合、等方硬化則による解析結果は、図-6(a) よりわかるように、最大荷重に達する前の履歴特性が実験結果とかなり異なり、ループが角張った形となっている。その後、強度劣化が意外に大きく、実験結果と非常に一致している。次に、移動硬化則の結果（図-6(b) を参照）を見ると、これまでの解析結果と同様に、実験結果より大幅に小さく評価するが、KD-3 や KD-5 の場合と比べると、強度劣化が発生するのは早く劣化勾配も大きい。この現象を考察するに当たっては、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ に注目する必要がある。KD-7 の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が 0.42 であり、その他の供試体と比べて大きい。文献 13) では、 $\bar{\lambda}$ 以外の構造パラメータが全く同様な場合、 $\bar{\lambda}$ が大きくなるにつれて最高荷重が小さくなり、ピーク後の劣化勾配が大き

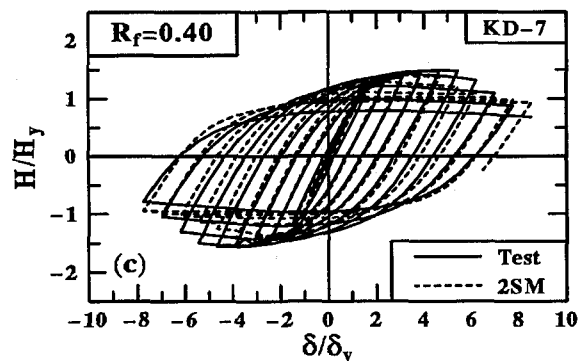
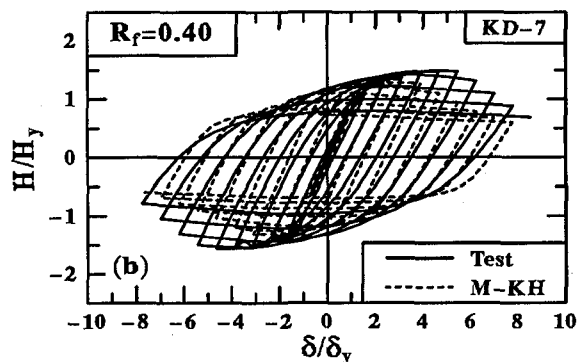
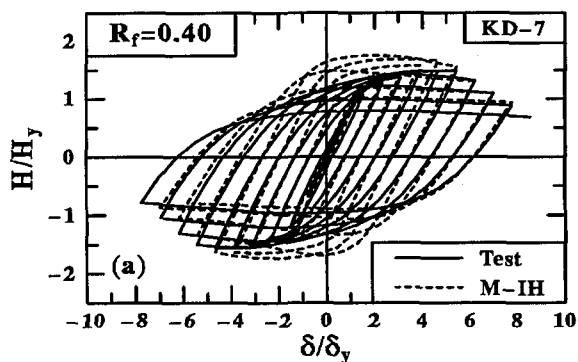


図-6 履歴曲線の比較：KD-7

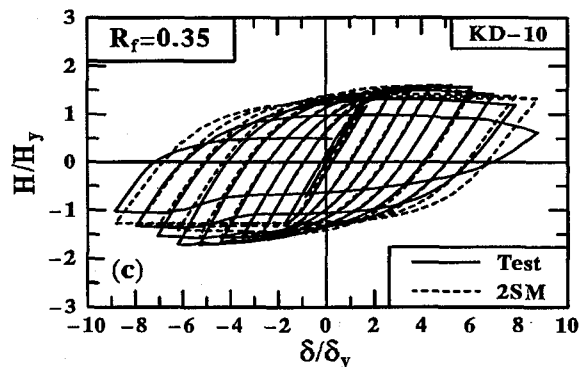
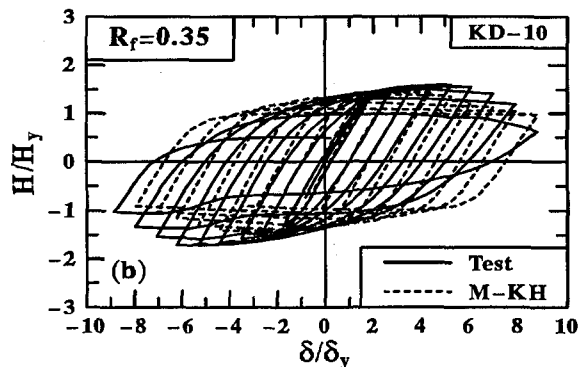
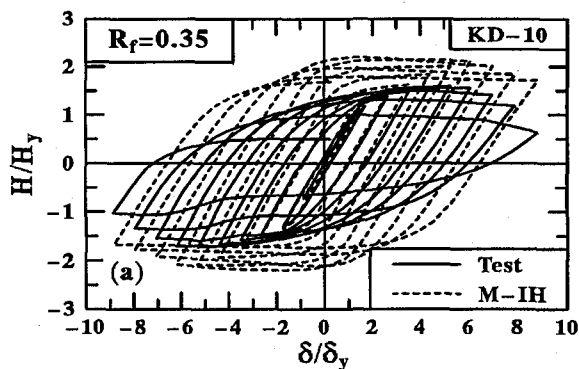


図-7 履歴曲線の比較：KD-10

くなることが報告されている。このことは、等方硬化則と移動硬化則のような簡易繰返し弾塑性モデルの場合、 $P-\Delta$ 効果の影響が大きいと推測される。さらに、修正二曲面モデルで予測した結果は、図-6(c)に示すように、実験結果より多少低くなっているものの、他のモデルに比べ両者が良く一致している。

実験供試体 KD-10($R_f = 0.35$)

最後に、幅厚比パラメータが最も小さい実験供試体 KD-10($R_f = 0.35$) について諸解析結果を実験データによって検証する。

図-7 には、KD-10 の解析結果と実験結果との比較が示されている。この供試体では、KD-3 や KD-7 と同様に、等方硬化則の場合は、図-7(a) に示すように解析値が実験値を大幅に上回っていて、過大に評価して

しまう。移動硬化則（図-7(b)）においては、荷重がかなり低めに出ており履歴ループも角張った形となっている。一方、図-7(c) に示されているように、修正二曲面モデルの場合は、これまでの諸ケースと同様に、実験結果を最終ループを除いた全域にわたって非常に精度良く解析できることがわかる。文献12) で述べているように、この供試体は、実験時最終ループで柱基部に引張側フランジの亀裂が幅方向につながったため耐力を急激に失った。

したがって、従来の硬化則（等方硬化則と移動硬化則）は、かなり薄い断面（例えば、箱形断面で R_f が 0.50 以上）に限って鋼製橋脚の水平荷重—水平変位履歴曲線の包絡線を繰返し弾塑性解析より求めるときに用いることは可能であるが、それより厚肉断面となると、実際の挙動を過大もしくは過小に評価する。こ

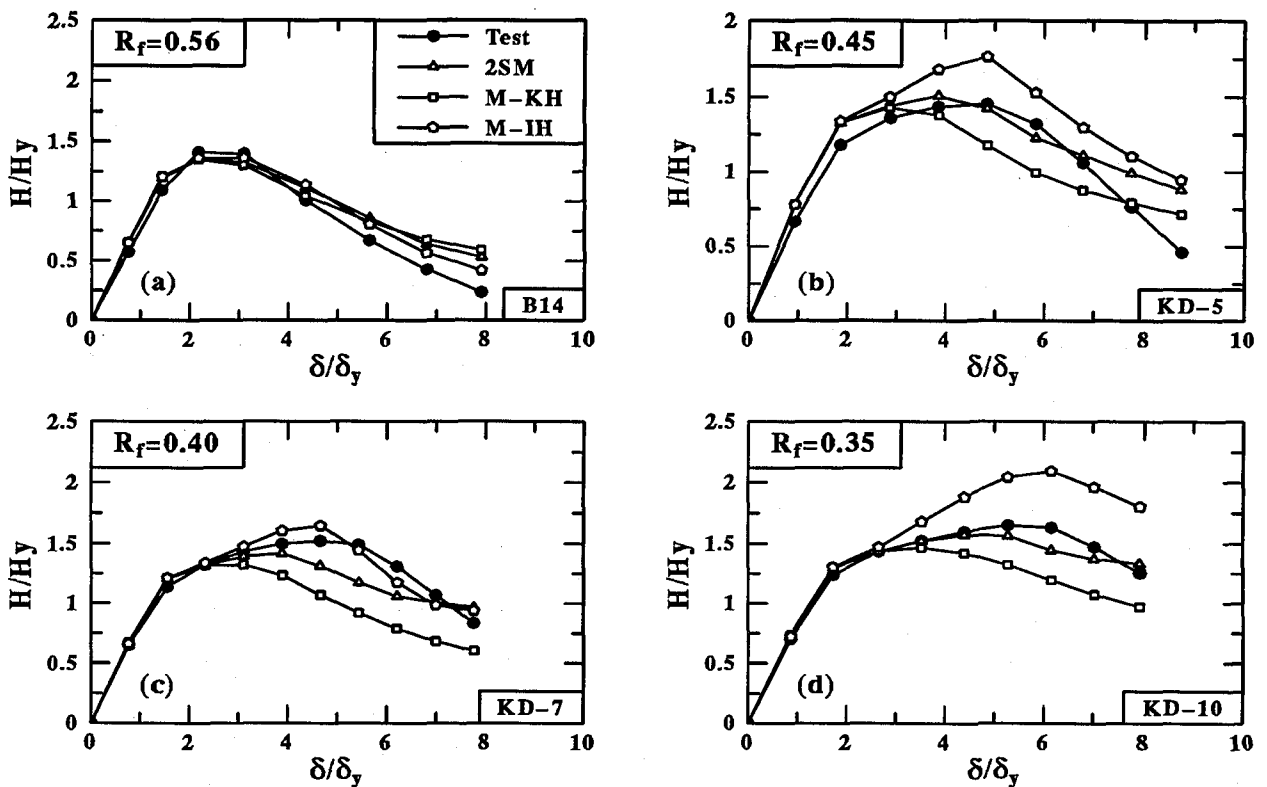


図-8 包絡線の比較

のことは、パイプ断面柱に対しても同様である⁶⁾。これに対して、修正二曲面モデルは、ここで検討した条件においては鋼製橋脚の弾塑性繰返し解析に全般的に適用し、非常に良い精度で実際の挙動をシミュレーションすることができる。

3.2 水平荷重—水平変位履歴曲線の包絡線

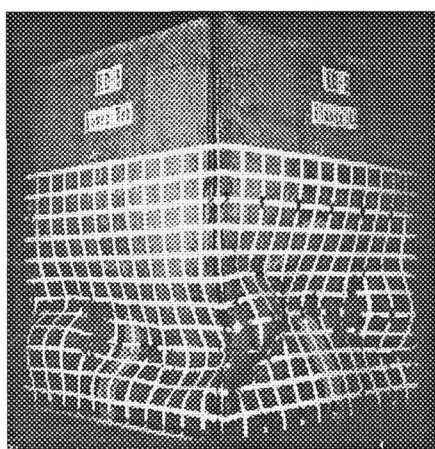
この節では、前述した各供試体の諸解析から得られた水平荷重—水平変位履歴曲線の包絡線を実験より得られた履歴曲線の包絡線と比較して改めて各構成則の妥当性を検討する。

図-8は、B14、KD-5、KD-7およびKD-10についてまとめた包絡線の比較図である。包絡線は、各変位振幅で正負両側の荷重を平均して求めたのである。図-8(a)に示すB14の結果を見ると、ピーク後降伏荷重 H_y に降下した点までは、等方硬化則、移動硬化則および修正二曲面モデルのいずれも、解析による各包絡線に差異が非常に小さく、実験結果とほぼ一致している。このとき、薄い断面の場合、局部座屈が発生するのが早く強度劣化が激しいため、繰返しひずみ硬化現象が現れないと考えられる。 R_f が0.45以下に小さくなると、等方硬化則による予測は、実験結果を大幅に上回る。特に、最大荷重点の前からも実験値に離れている。これは、前述したように、等方硬化則では降伏曲面が

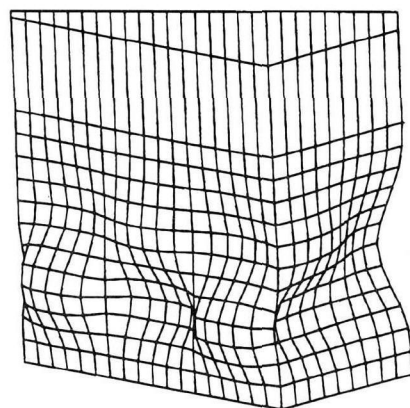
移動せず拡大しているだけで、部材が降伏するとひずみ硬化現象のみが大きく現れていくからである。一方、移動硬化則の場合は、解析結果が実験結果よりかなり下回っている。しかも最大荷重に達する変位が実験値に比べかなり小さい。このことは、移動硬化則が硬化をあまり起こしていないことに起因していると思われる。これに対して、修正二曲面モデルは、幅厚比が小さい場合でも、解析結果が実験結果を精度良くシミュレーションできている。文献7)で述べているように、修正二曲面モデルにはバウジナー効果、弾性域の減小などが考慮されているため繰返しひずみ硬化現象をうまく表現でき、鋼製橋脚の実挙動を再現できたと考えられる。

3.3 変形モード

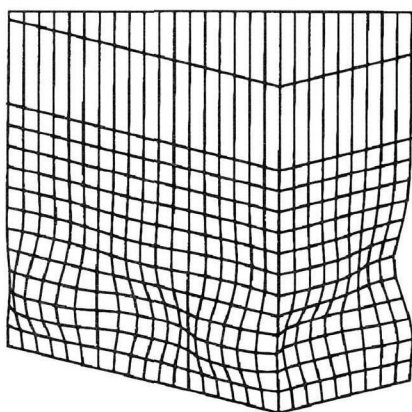
例として、KD-5とKD-10の変形モードをそれぞれ図-9と図-10に示す。ここでは、実験供試体の写真が実験終了時のもので、解析モデルの変形図が解析終了時のものである。実験供試体の変形モードに比較して、各解析モードについて考察する。図-9と図-10より、KD-5とKD-10のいずれについても次のことが言えよう。まず、等方硬化則による変位モードが外観上では実験とほぼ同様に再現できているものの、変形の最も大きい位置に関しては解析の方が実験に比べや



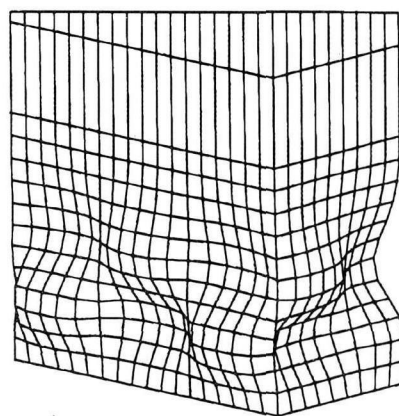
TEST



M-IH



M-KH



2SM

図-9 変形モードの比較：KD-5

や上にある。これは、等方硬化則では弾性域が大きくなる一方で塑性化が载荷して行くにつれて上部へ進んだ原因と考えられる。次に、移動硬化の場合は、変形モードの形状が実験の場合と類似しているが、変形がかなり小さく出ている。これは、移動硬化則では塑性域における繰返しひずみ硬化が過小に評価されるので局部変形が他のモデルほど生じないためである。さらに、修正二曲面モデルは、モードの最大変形位置と変形程度とも実験を最も良く再現できている。したがって、マルチリニア型の応力-ひずみ関係を用いた等方硬化則モデルと移動硬化モデル則、および修正二曲面モデルは、一見上では大体同じ様な変形モードを与えるが、細見すると変形程度および最大変形位置には差異が見られる。

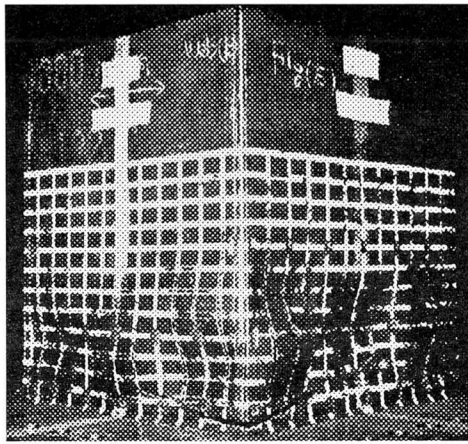
図-11 には、3つの構成則による KD-7 の外部パネルと内部補剛材の座屈の様子がプロットされている。この変形図は、実験履歴曲線では最終ループより1つ前のループでの折り返し点に対応するものである。こ

れらの図から、実験で見れない内部補剛材の座屈状況はよくわかり、先に述べた構成則によってモードが異なる現象も観察できる。

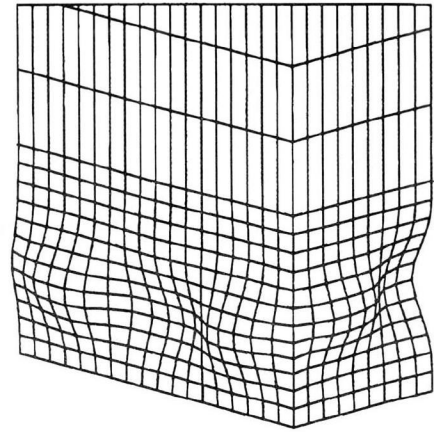
4. 結言

本研究の目的は、構造解析用汎用解析プログラムに備えられている等方硬化則と移動硬化則といった簡易な繰返し弾塑性モデルおよび鋼材の繰返し挙動を精度良く表せる修正二曲面モデルを用い、鋼製補剛箱形断面橋脚を対象とした繰返し弾塑性解析より得られた結果を、実験結果によって検証することであった。そして、種々の方面から比較を行い、モデルの特性による解析結果への影響について検討した。この研究によって得られた結論をまとめると以下ようになる。

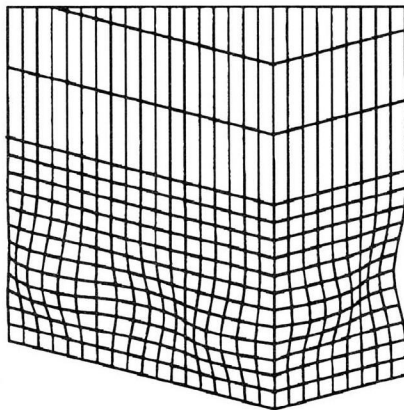
1. 幅厚比パラメータ R_f が0.5以上の薄肉断面鋼製柱の場合、3つの構成則モデルは、水平荷重-水平変位履歴曲線の包絡線を十分な精度で予測できる。ただし、吸収エネルギー等を評価しようとする



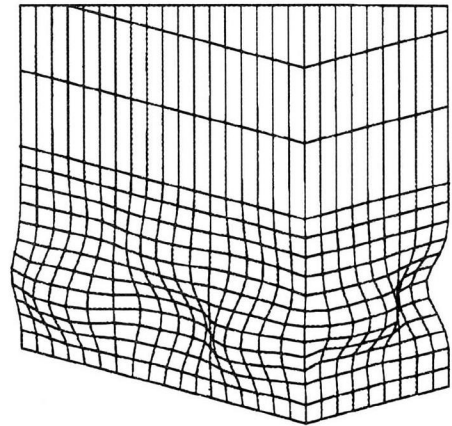
TEST



M-IH



M-KH



2SM

図-10 変形モードの比較：KD-10

きに、簡易な繰返し構成則モデルは履歴曲線の形状が実験に比較して異なり、実挙動を高く評価するので、注意を払う必要がある。修正二曲面モデルの場合は、このようなことがない。

2. 厚肉断面鋼製橋脚に従来の構成則モデルを適用するとき、履歴曲線はもとより、その包絡線にもかなり違ったものが予測される。一般に、等方硬化則モデルは、実挙動を大幅に大きく予測し、移動硬化則は、実挙動を大幅に小さく予測する。これに対し、修正二曲面モデルは、薄肉断面だけではなく厚肉断面にも非常に良い精度で荷重-変位履歴特性を表せる。
3. マルチリニア型の応力-ひずみ関係を用いた従来の構成則モデルは、修正二曲面モデルと同様に実験の変形モードを大体予測できるが、座屈の程度と変形の最も大きい位置に関しては、実験結果を正確に再現できない。一方、修正二曲面モデルは、従来の構成則と異なり実験結果に良く類似したモー

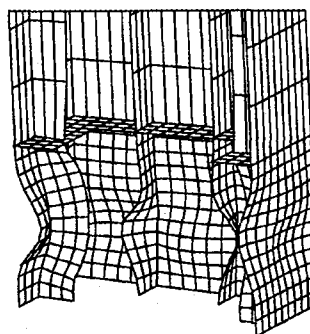
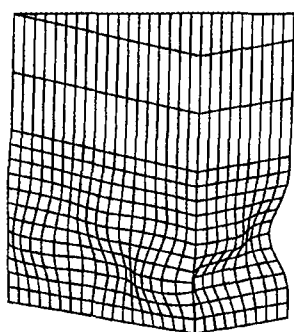
ドを再現できる。

4. 以上のことより、薄肉断面から厚肉断面までの鋼構造物の繰返し弾塑性解析を精度良く実施するためには、材料レベルで十分に検討をなされた構成則を用いることが肝要である。その意味で、現在の所、修正二曲面モデルが最も適切である。

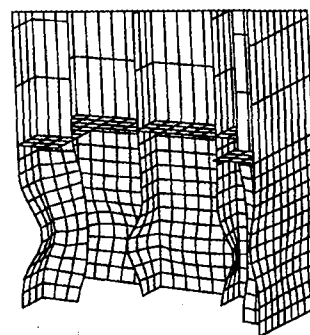
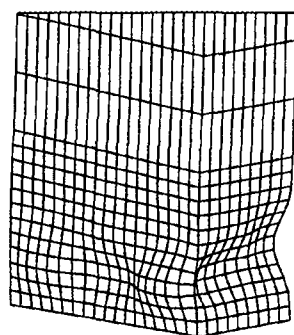
謝辞：本研究は、(社)鋼材倶楽部による土木鋼構造研究助成事業からの研究助成金（平成8年度）によって行った研究の一部である。また、本研究に用いたマルチリニア移動硬化則のプログラムは(株)神戸製鋼所の中川知和氏、実験データは川崎製鉄(株)の中村聖三氏と新日本製鐵(株)の寺田昌弘氏に提供していただきました。ここに記して感謝致します。

参考文献

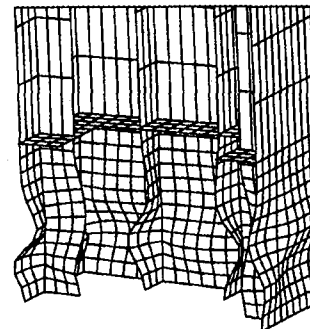
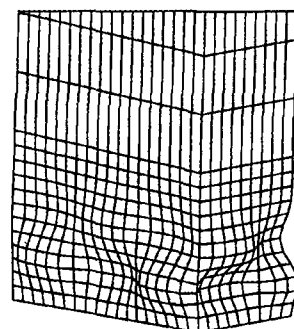
- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説書，丸善，1996年。
- 2) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG（主査：宇佐美勉）：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996年。



M-IH



M-KH



2SM

図-11 補剛材の座屈状況の比較：KD-7

- 3) 中川知和, 安波博道, 小林洋一, 橋本修身, 水谷慎吾, 森脇清明: 弾塑性有限変位解析による箱形鋼製橋脚の耐力と変形能の評価, 第1回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.599-604, 1996年.
- 4) 安波博道, 寺田昌弘, 名取暢, 寺尾圭史, 西川和廣: 弾塑性FEMによる鋼管柱載荷実験のシミュレーション解析, 鋼構造論文集, Vol.3, No.9, pp.1-10, 1996年.
- 5) 後藤芳顯, 王慶雲, 小畑誠, 高橋宣男: 繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚の有限要素法解析と材料構成則, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.209-216, 1997年5月.
- 6) 小枝日出夫, 熱海明彦, 佐藤昌志, 岸徳光: 鋼管橋脚の交番載荷実験と解析, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.161-168, 1997年5月.
- 7) 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.
- 8) 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り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, No.577/I-41, pp.181-190, 1997年10月.
- 9) 葛 漢彬, 高 聖彬, 宇佐美勉: 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, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.85-92, 1997年5月.
- 10) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver.5.5, 1995.
- 11) 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.
- 12) 中村聖三, 安波博道, 小林洋一, 中川知和, 水谷慎吾: 少補剛コンパクト断面鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.331-338, 1997年5月.
- 13) 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(VI), 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, 平成9年4月.

(1997年9月26日受付)