

局部座屈を考慮した 鋼箱形断面部材の復元力モデル

崎元 達郎¹・渡辺 浩²・中島 黄太³

¹正会員 工博 熊本大学教授 工学部環境システム工学科 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

²正会員 博(工) 熊本大学助手 大学院自然科学研究科 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

³修(工) 前田建設工業(株) (〒102-8151 東京都千代田区富士見 2-10-26)

補剛箱形断面部材が繰り返し軸力を受ける場合を局部座屈を考慮してFEM解析し、その結果を利用して応力-ひずみレベルでの復元力モデルを提案した。これを汎用動的解析プログラム TDAPⅢのユーザーサブルーチンに組み込み、ファイバー要素を用いた動的応答解析が可能なプログラムを完成した。この手法による解析結果を既往のハイブリッド地震応答実験の結果と比較・検討した結果、良好な一致が得られることを示した。また、比較のため1自由度系の地震応答解析も行いファイバー要素による方法と1自由度系モデルによる方法の適用性などについて考察した。

Key Words : seismic design, steel pier, dynamic analysis, fiber element, local buckling

1. まえがき

兵庫県南部地震以降に定められた道路橋示方書V耐震設計編では、鋼製橋脚については動的解析を用いて設計することが求められている。しかしながら、時刻歴応答解析に必要な橋脚の復元力モデルについては十分な情報がなく、設計実務に支障を来しているのが現状である。唯一オーソライズされた復元力モデルとして、建設省土木研究所を中心として行われた静的繰り返し載荷実験¹⁾を基に定められた水平力-水平変位関係が示方書に示されているが、これは断面を構成する補剛板の諸元いくつかの制約を課したものである。

その後の宇佐美らの研究²⁾により、ある程度一般的な断面諸元を有する部材にも適用可能な復元力モデル(2パラメータモデル)が提案されている。しかしながらこのモデルは、強度劣化の影響は考慮できるもののあくまでも水平荷重-変位関係であり、適用範囲は単柱形式の橋脚等1自由度系に置換できる簡単な構造に限定される。

一般に鋼構造物を骨組構造として解析するためにはファイバーはり要素を用いることが最も解析精度が高く汎用性にも優れていることは周知のとおりで

ある。しかし、これまでに、ファイバーはり要素に適用できる応力-ひずみ関係には局部座屈による劣化と履歴特性が精度良く考慮できるものは見あたらない³⁾。

本論文では、局部座屈を考慮した等価な応力-ひずみ関係を求め⁴⁾、これを応力-ひずみレベルの復元力モデルとして用いることを提案する。ここでは、提案する復元力モデルを汎用動的解析プログラム TDAPⅢのユーザーサブルーチンに組み込み、動的応答解析を行うプログラムを完成し、既往のハイブリッド地震応答実験⁵⁾を対象とした解析を行い、その妥当性について検討を行った結果について報告するものである。

2. 鋼箱形断面部材の等価な応力-ひずみ関係

鋼板の局部座屈強度については多くの研究により明らかにされてきているが、その多くは局部座屈強度を得ることに主眼が置かれており、本研究で必要とするような軟化域も含めた挙動に関する情報は少ない。そこで、ここでは鋼箱形断面部材を対象としたFEM解析を行い、その結果をもとに局部座屈挙動の定義を試みた。

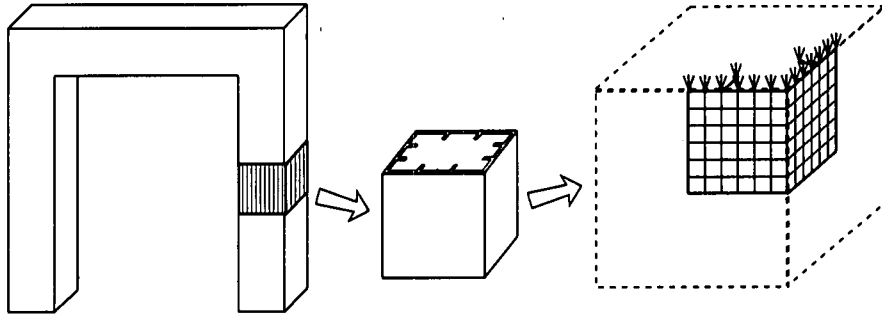


図-1 鋼管のFEM解析モデル

表-1 FEM解析モデルの諸元

モデル名	補剛材間 幅厚比 パラメータ R_R	補剛材 剛比 γ/γ^*	板厚 (mm)	長さ =全幅 (mm)	補剛材 間の パネル幅 (mm)	補剛材 板厚 (mm)	補剛材 高さ (mm)	補剛材 細長比 パラメータ λ	補剛板 幅厚比 パラメータ R_F
US-30-0	0.3	0.6	28	1170	390	32.9	124.6	0.36	0.38
US-30-1		1				38.4	145.5	0.29	0.30
US-30-3		3				54.7	207.2	0.19	0.18
US-30-5		5				65.5	248.1	0.16	0.14
US-40-0	0.4	0.6		1560	520	34.9	132.2	0.48	0.50
US-40-1		1				40.6	153.8	0.39	0.40
US-40-3		3				57.3	217.0	0.25	0.24
US-50-0	0.5	0.6		2000	667	36.9	139.8	0.62	0.64
US-50-1		1				42.7	161.7	0.50	0.51
US-50-3		3				59.8	226.5	0.33	0.30
US-60-0	0.6	0.6		2340	780	38.1	144.3	0.76	0.75
US-60-1		1				41.1	167.0	0.61	0.60
US-60-3		3				61.5	233.0	0.39	0.35
US-70-0	0.7	0.6		2730	910	39.4	149.2	0.92	0.88
US-70-1		1				45.6	172.7	0.74	0.70
US-70-3		3				63.3	239.8	0.47	0.41
US-70-5		5				74.6	282.6	0.39	0.32

モデル名中の数字は幅厚比パラメータを100倍したもの、および補剛材剛比である（ただし0は補剛材剛比0.6）

なお、ここで述べる鋼箱形断面材の局部座屈挙動の求め方は、文献4)に紹介された手法と同様の手法により定義されたものである。よってここではその概要のみを簡単に紹介する。

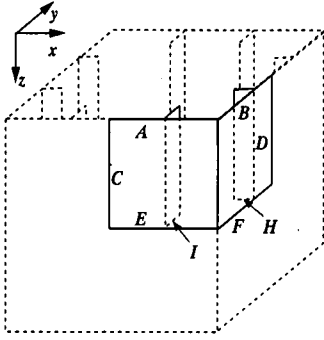
(1) 局部座屈を生じる鋼箱形断面材のFEM解析

解析モデルは、得られた応力-ひずみ関係に汎用性を与えるため、図-1に示すような任意の柱脚の一部を取り出した短柱とする。これに対称条件を考慮して、図-1のような1/8部分を解析対象とし、汎用FEM解析プログラムMARC⁶⁾を用いた弾塑性有限変位解析を行った。

解析では部材両端部に軸圧縮-引張力を与え、軸方向力と変位との関係を求める。軸方向力を断面積

で除することにより平均応力が、また部材両端の軸方向変位差を柱長さで除することにより局部座屈の影響を含む平均ひずみを得られる。このような解析を種々のパラメータを有する解析モデルを対象に以下のように実施する。

解析対象は簡略化のために正方形断面とし、補剛材間の補剛板幅厚比パラメータ R_R を0.3~0.7、補剛材剛比 γ/γ^* を0.6~5に変化させ、それらを表-1のように組み合わせて実構造の構造パラメータを包含する17種類の解析モデルを設定した。構成板の局部座屈強度はアスペクト比が1の時にほぼ最小になること、および実構造におけるダイヤフラムの存在等を考慮して、取り出す部材の長さは部材幅と同じにした。また、モデルの寸法は補剛板の板厚を28mmと



	辺A	辺B	辺C	辺D	辺E	辺F	辺G	辺H
変位	x	○	○					
	y	○			○			
	z					○	○	○
回転	θ_x	○	○			○		○
	θ_y	○	○			○		○
	θ_z			○	○			

○印は拘束を与えたことを示す

図-2 固定境界条件の設定位置

固定し、各パラメータを満足するようにその他の諸元を決定した。

この際、補剛材の自由突出板としての幅厚比パラメータ R_s ⁷⁾ を 0.25 と小さく設定することにより、補剛材が先行して座屈するような補剛板の座屈挙動は考慮しないこととした。このため、補剛材の板厚は表-1 に示すように現実的ではない値となっているが、結果は無次元の座屈パラメータで整理するため、一般性は失われない。

表-1 には参考のために、補剛板全体の幅厚比パラメータ R_F 、および補剛材細長比 $\bar{\lambda}^*$ ⁷⁾ も示されている。ここで R_R 、 γ/γ^* 、 R_F および $\bar{\lambda}^*$ は以下のように定義される。

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

- B : 補剛板の全幅
- t : 板厚
- σ_y : 降伏応力
- E : ヤング係数
- μ : ポアソン比
- k_F : 座屈係数 ($=4n^2$)
- n : 縦補剛材で区切られるサブパネル数 ($n \geq 2$)
- γ : 縦補剛材の剛比

$$\gamma = \frac{EI_I}{BD} = \frac{I_I}{Bt^3/12} \quad (2)$$

- I_I : 縦補剛材 1 本の断面 2 次モーメント

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}, \quad \mu = 0.3$$

γ^* : 弾性座屈理論による補剛材の限界剛比

$$\gamma^* = \begin{cases} 4\alpha^2 n(1+n\delta_l) - \frac{(\alpha^2+1)^2}{n} & (\alpha < \sqrt[4]{1+n\gamma}) \\ \frac{1}{n} \left[\{2n^2(1+n\delta_l) - 1\}^2 - 1 \right] & (\alpha \geq \sqrt[4]{1+n\gamma}) \end{cases} \quad (3)$$

δ_l : 縦補剛材 1 本の断面積比 ($=A_l/(Bt)$)

A_l : 縦補剛材 1 本の断面積

α : 補剛板のアスペクト比 ($=a/B$)

a : 長さ

$$R_F = \frac{B}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_F}} \quad (4)$$

k_F : 座屈係数

$$k_F = \begin{cases} \frac{(1+\alpha^2)^2 + n\gamma}{\alpha^2(1+n\delta)} & (\alpha \leq \alpha_0) \\ \frac{2(1+\sqrt{1+n\gamma})}{1+n\delta} & (\alpha > \alpha_0) \end{cases} \quad (5)$$

α_0 : 限界縦横寸法比 ($=\sqrt{1+n\gamma_l}$)

$$\bar{\lambda} = (2400/\sigma_y)^{1.2} \cdot \bar{\lambda} \quad (6)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\eta a}{\pi r} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (7)$$

$$\eta = \frac{1}{\sqrt{(\sigma_u/\sigma_y)_{plate}}} \quad (8)$$

$$(\sigma_u/\sigma_y)_{plate} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.453) \\ (0.453/R)^{0.495} & (R > 0.453) \end{cases} \quad (9)$$

r : T 型断面部の断面 2 次半径

a : 短柱の長さ

鋼材は SM490 を想定し、文献 8) を元にひずみ硬化挙動を考慮したマルチリニア型の応力-ひずみ関係を与えた。履歴硬化則は移動硬化則を用いた。境界条件は通常の 1/8 解析で見られるように図-2 のように与えた。これは、純曲げを受ける補剛箱形断面部材の座屈強度 ⁹⁾ に一致するように定めたもので、載荷辺の板曲げに対して固定の条件となっている。

初期たわみは正弦波で近似できるものとし、補剛板全体と補剛材間の双方の座屈が考慮できるように幅方向には図-3 のように、長さ方向には正弦半波で与えた。ここで、補剛板全体に関する初期たわみの大きさ δ_{1max} 、および補剛材間に関する初期たわみの大きさ δ_{2max} は、小松らによる実測値 ¹⁰⁾ に基づき、以下のように幅厚比の関数として定義した。

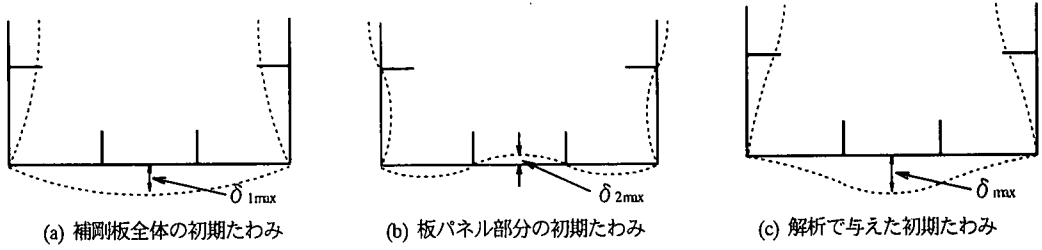
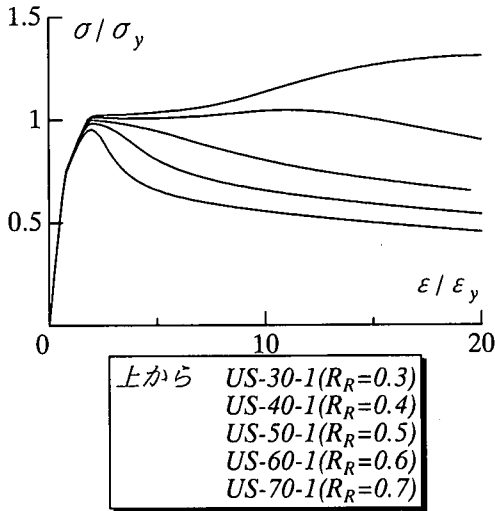
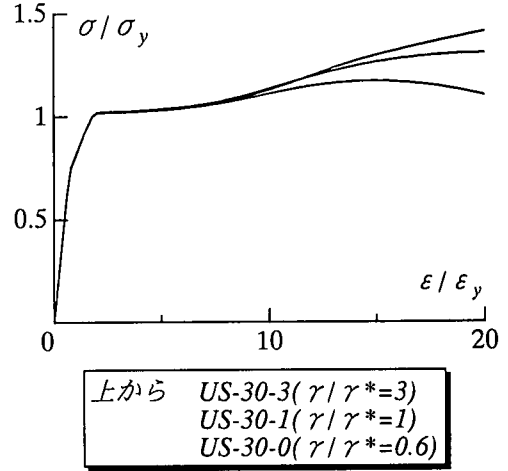


図3 初期たわみの与え方 (断面図)



(a) $\gamma/\gamma^*=1$



(b) $R_R=0.3$

図4 FEM 解析による応力-ひずみ関係 (単調載荷)

$$\left. \begin{aligned} \delta_{1\max}/B &= 7.5 \times 10^{-6} B/t \\ \delta_{2\max}/b &= 5.0 \times 10^{-5} b/t \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

B : 補剛板の全幅
 b : 補剛材間隔
 t : 補剛板の板厚

なお、要素分割数は解析精度を確認した上で表-2に示すものを用いた。

(2) FEM 解析の結果

図-4は降伏ひずみの20倍までの単調圧縮載荷を行った場合のFEM解析結果である。ただし、縦軸は軸力を断面積で除して得られた等価な応力を鋼材の降伏応力で、また横軸は両端断面の変位差を部材長さで除して得られた等価なひずみを降伏ひずみで無次元化してある。

図-4(a)は $\gamma/\gamma^* = 1$ で R_R を変化させた場合の挙動である。補剛材が比較的弱いいため R_R が大きくなるケ

表-2 要素分割数

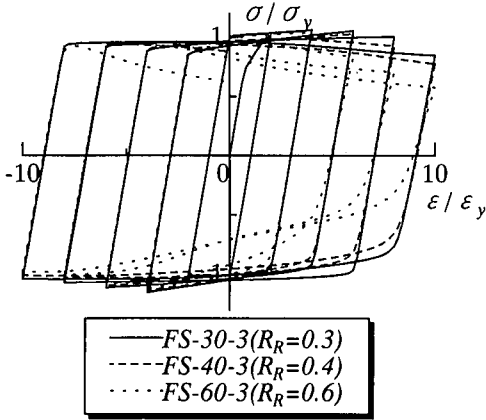
補剛板		補剛材		長さ
幅	板厚	幅	板厚	
12	5	10	5	12

ースでは大きな軟化挙動が見られることがわかる。一方で図-4(b)は $R_R=0.3$ で γ/γ^* を変化させた場合の挙動である。それぞれの挙動の差異はひずみが $10\epsilon_y$ 以上の高ひずみ域で表れることがわかる。

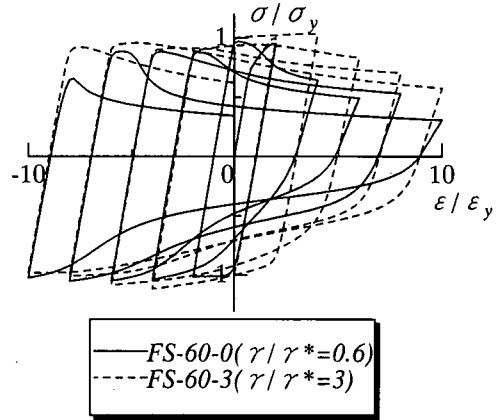
図-5は繰り返し載荷におけるFEM解析結果である。ただし圧縮・引張力は変位制御で $\epsilon/\epsilon_y=0 \rightarrow 2 \rightarrow 2 \rightarrow 4 \dots \rightarrow 10 \rightarrow -10 \rightarrow 0$ (ϵ_y : 降伏ひずみ)となるように与えている。これらより、

○局部座屈による強度劣化の様子は単調載荷の場合とほぼ同様である

○局部座屈が発生して大きく劣化した後に引張を受ける場合、その途中では引張応力が小さくなる傾向がある。またその傾向は局部座屈による劣化が



(a) $\gamma/\gamma^*=3$



(b) $R_R=0.6$

図5 FEM 解析による応力-ひずみ関係 (繰り返し載荷)

大きいほど大きい。

- 繰り返しが進むにつれて累積ひずみによりひずみ硬化が進むため局部座屈の影響が小さいモデルでは強度が増加する
- 単調載荷では $\epsilon/\epsilon_y=10$ までに局部座屈による劣化が見られないもの (例えば $\gamma/\gamma^*=3$, $R_R=0.3$, 0.4) でも繰り返し載荷を行うと劣化が見られる。

(3) 鋼箱形断面部材の応力-ひずみ関係の定義

以上の解析結果により示された鋼箱形断面部材の応力-ひずみ関係を陽な関数で近似することを試みる。なお、解析モデルの設定に用いた R_R , R_F , γ/γ^* , $\bar{\lambda}$ の各パラメータを用いて種々検討を行った結果、先に紹介した補剛材細長比 $\bar{\lambda}$ を用いることにより種々の挙動が簡素に表現できることが明らかになった。そこで、以下種々の挙動は $\bar{\lambda}$ のみの関数として表すこととした。

なお、ここでは手順の簡略化のため、繰り返し載荷における挙動は単調載荷における挙動を組み合わせることで基本的な部分は表現できるものとする。そこでまず、純圧縮単調載荷の場合における検討を行い、これを用いて繰り返し載荷の場合の挙動を定義する。

a) 単調載荷下での応力-ひずみ関係

単調載荷では図-6のように、圧縮側では最大応力 B 点までを 2 本の直線で近似できるものとする。ここで B 点の応力度をまとめると図-7(a)のようになる。このことから A および B 点は以下のように定義する。

$$A=(\sigma_A/\sigma_y, \epsilon_A/\epsilon_y) \quad \sigma_A/\sigma_y=0.7 \quad (11)$$

$$B=(\sigma_B/\sigma_y, \epsilon_B/\epsilon_y)$$

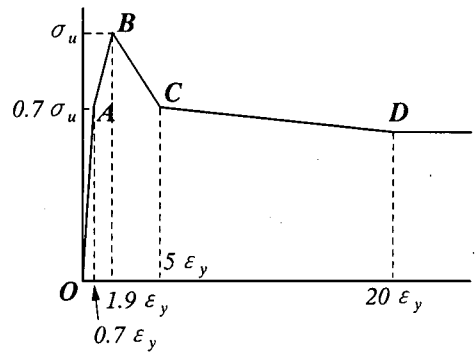


図6 単調載荷における等価な応力-ひずみ関係の定義の方法

$$\sigma_B/\sigma_y = \begin{cases} 1.0 & \bar{\lambda} \leq 0.5 \\ -0.634\bar{\lambda}^2 + 0.645\bar{\lambda} + 0.834 & \bar{\lambda} > 0.5 \end{cases} \quad (12)$$

$$\epsilon_B/\epsilon_y = 1.9 \quad (13)$$

また、B 点以降については降伏ひずみの 5 倍の点 C までと 20 倍の点 D までの 2 直線で表せるものとした。C 点および D 点の応力 σ_C と σ_D と $\bar{\lambda}$ との関係を示したのが図-7(b)(c)である。この結果から C 点および D 点を以下のように定義する。

$$C=(\sigma_C/\sigma_y, \epsilon_C/\epsilon_y)$$

$$\sigma_C/\sigma_y = \begin{cases} 1.03 & (\bar{\lambda} < 0.35) \\ -0.906\bar{\lambda} + 1.35 & (\bar{\lambda} \geq 0.35) \end{cases} \quad (14)$$

$$\epsilon_C/\epsilon_y = 5 \quad (15)$$

$$D=(\sigma_D/\sigma_y, \epsilon_D/\epsilon_y)$$

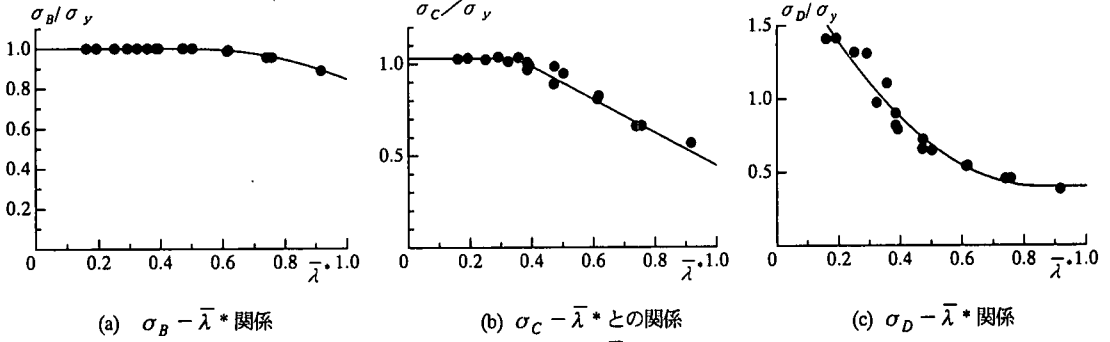


図-7 B, C, D 点の応力と $\bar{\lambda}^*$ との関係

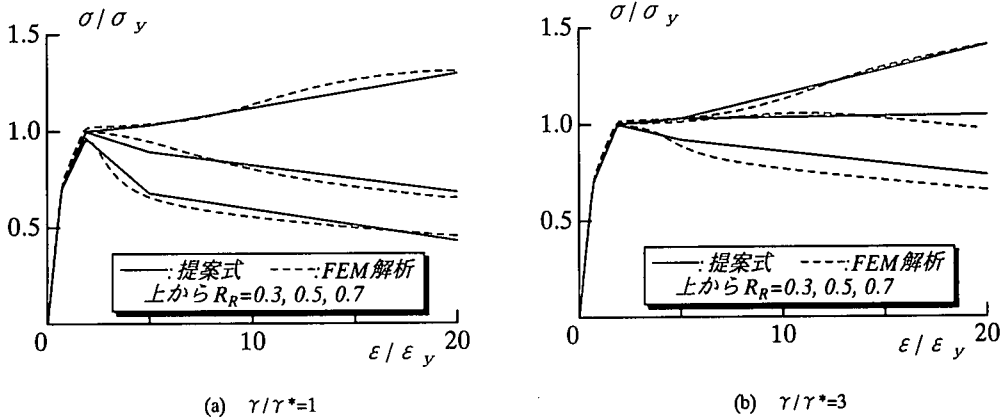


図-8 FEM 解析結果と提案式との比較 (単調荷荷)

$$\sigma_D / \sigma_y = 0.232\bar{\lambda}^2 - 3.96\bar{\lambda} + 2.09 \quad (16)$$

$$\epsilon_C / \epsilon_y = 20 \quad (17)$$

以上の結果をまとめて FEM 解析結果と比較したものが図-8 である。この図より、近似結果は FEM 解析結果を概ねよく表現できることがわかる。

b) 繰り返し荷荷下での応力-ひずみ関係

繰り返し荷荷の場合における等価な応力-ひずみ関係についても、簡便性を考慮して図-9 のようにすべて直線で以下のように与えるものとする。なお、以下添字の i は i 回目の繰り返しであることを示す。

まず、圧縮域の C_i 点 ($\sigma_{C_i} / \sigma_y, \epsilon_{C_i} / \epsilon_y$) から引張荷荷を受ける場合には、 $C_i \rightarrow D_i \rightarrow E_i$ のような経路を辿るものとする。図-10(a) は C_i - D_i 間の傾き $E_{C_i-D_i}$ と σ_{C_i} / σ_y との関係を示している。これより $E_{C_i-D_i} / E_0$ と σ_{C_i} / σ_y の間には以下の関係が導かれる。

$$E_{C_i-D_i} / E_0 = 1.096\sigma_{C_i} / \sigma_y - 0.187 \geq 0 \quad (18)$$

E_0 : 初期弾性係数

また図-10(b) は D_i 点の応力 $\sigma_{D_i} / \sigma_{C_i}$ と $\bar{\lambda}^*$ との関係を示したものである。これより、 $\sigma_{D_i} / \sigma_{C_i}$ を以下のように定義する。

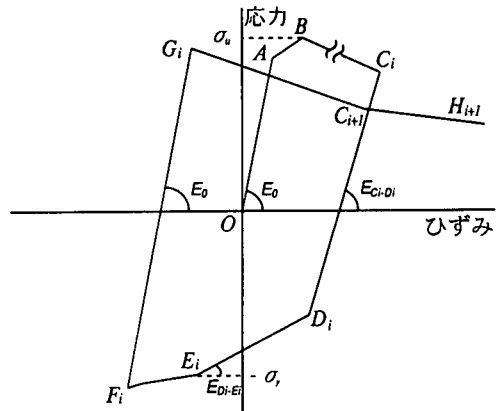


図-9 繰り返し荷荷における等価な応力-ひずみ関係の定義の方法

$$\sigma_{D_i} / \sigma_{C_i} = 1.121\bar{\lambda}^* - 1.192 < -\sigma_{C_i} / \sigma_y \quad (19)$$

また、 D_i - E_i 間の傾き $E_{D_i-E_i} / E_0$ と $\epsilon_{D_i} / \epsilon_y$ の関係を示したものが図-10(c) である、これより $E_{D_i-E_i} / E_0$ を以下のように定義する。

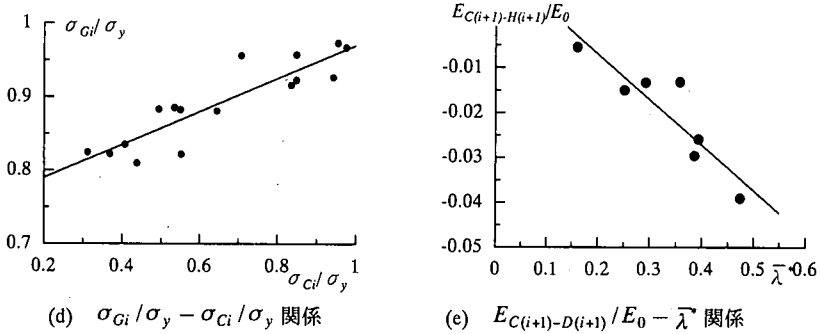
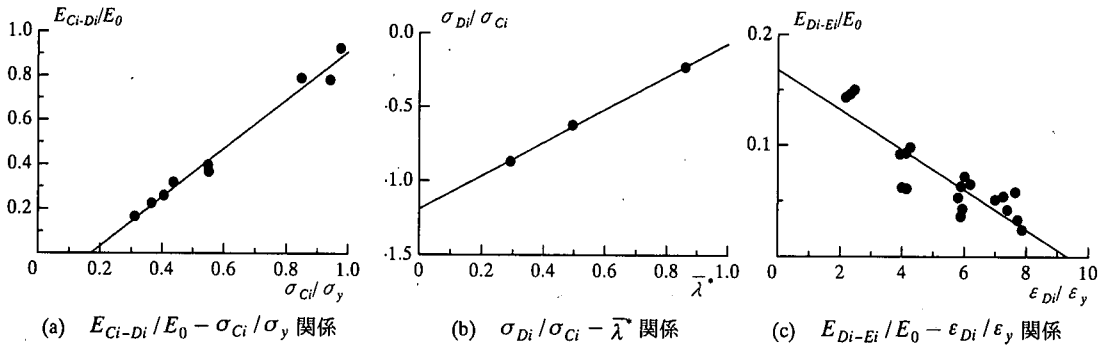


図-10 繰り返し载荷における挙動の定義

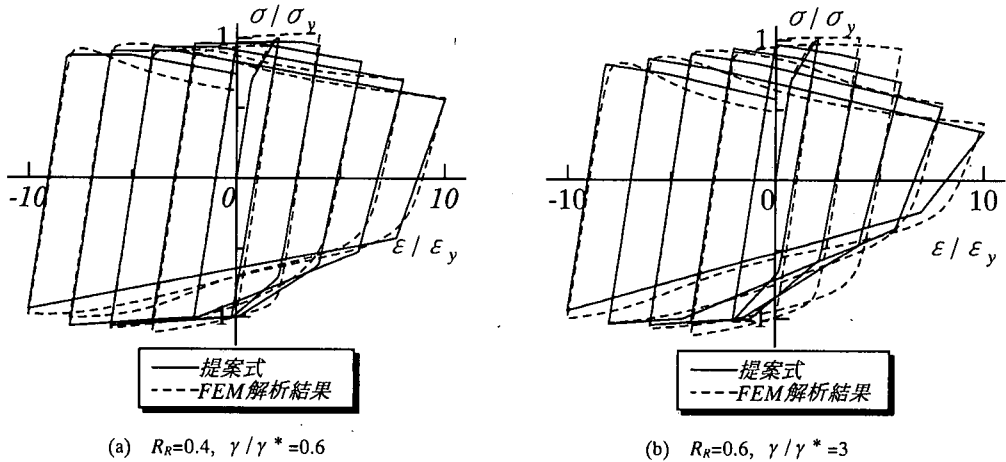


図-11 FEM 解析による応力-ひずみ関係 (繰り返し载荷)

$$E_{D_i-E_i}/E_0 = -0.018\varepsilon_{D_i}/\varepsilon_y + 0.168 \geq 0 \quad (20)$$

ただし E 点の応力は $\sigma_{E_i}/\sigma_y = -1$ とする。E 点以降は単調引張の場合と同様に弾性係数 E_0 の $1/100$ の勾配を有するひずみ硬化直線上を移動する。

一方、引張域から圧縮载荷を受ける場合は、弾性勾配で G_i 点まで移動する。図-10(d)は前回の除荷点

C_i の応力 σ_{C_i} と G_i 点の応力 σ_{G_i} の関係を示している。これより G_i 点の応力 σ_{G_i} を以下のように定義する。

$$\sigma_{G_i}/\sigma_y = 0.221\sigma_{C_i}/\sigma_y + 0.75 \quad (21)$$

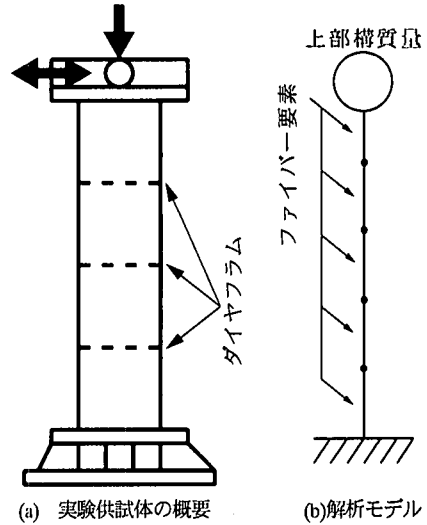
σ_{C_i}/σ_y : 直前の除荷点 (C 点) の応力

G_i 点からは B_i-C_i と同一の勾配で C_{i+1} 点へ、次いで H_{i+1} 点へと移動する。ここで C_{i+1} 点のひずみは以下のとおりとする。

表-3 実験供試体と材料の諸元

	モデル名	S2-35-35-H[10]			
		No.1	No.2	No.3	No.4
供試体 寸法	供試体高さ (mm)	1388			
	ダイヤフラム間隔 (mm)	328			
	断面寸法 (mm)	346×211			
	板厚 (mm)	6.1 / 6.1			
	補剛材高さ (mm)	34			
	アスペクト比	1.0			
	各構造 パラメータ	補剛板幅厚比 R_f	0.353		
補剛材細長比 $\bar{\lambda}$		0.391			
補剛材剛比 γ/γ^*		0.79			
細長比パラメータ $\bar{\lambda}$		0.372			
降伏変位 δ_y (mm)		7.08	7.41	7.65	7.91
降伏荷重 H_y (kN)		104	103	101	103
想定 実橋脚		相似率	8		
	実橋脚の高さ (m)	9.00			
鋼 材	ヤング係数 (GPa)	218			
	ポアソン比	0.281			
	降伏応力 (MPa)	454			
入力地震波		JMA	JRT	JMA ×1.5	JRT ×1.5

JMA : 兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測地震波 N-S 成分 (I 種地震)
 JRT : 兵庫県南部地震 JR 塚取観測地震波 N-S 成分 (II 種地震)



(a) 実験供試体の概要 (b) 解析モデル (c) 解析における断面分割の方法 (ファイバー要素)

図-12 実験供試体と解析モデル

表-4 動的解析における諸条件

要素タイプ	2次元ファイバー要素 (FIBER2D)
積分方法	Newmark の β 法 ($\beta=0.25$)
入力地震波間隔	0.01sec
積分間隔	0.001sec
初期軸力	上部構荷重分を考慮
長さ方向分割数	5 節点 4 要素
アスペクト比	1
フランジ	4 層
ウェブ	10 層
減衰	質量比例型 5%

表-5 供試体の固有周期と調整後の上部構の質量

モデル名	No.1	No.2	No.3	No.4
固有周期 (sec)	0.963	0.906	1.000	0.937
質量 (tonf·sec ² /m)	307.374	271.861	331.457	290.863

$$\varepsilon_{C(i+1)} / \varepsilon_y = \varepsilon_{Ci} / \varepsilon_y + 5 \quad (22)$$

また、図-10(e)は C-H 間の勾配 E_{c-H} と $\bar{\lambda}^*$ との関係を示したものである。この図より E_{c-H} と $\bar{\lambda}^*$ との関係を以下のように定義する。

$$E_{C(i+1)-H(i+1)} / E_0 = -0.1013\bar{\lambda}^* + 0.0133 \quad (23)$$

以上により定義された近似値を FEM による解析値と比較したものが図-11 である。実用上十分な程

度に近似が得られていると考えられる。

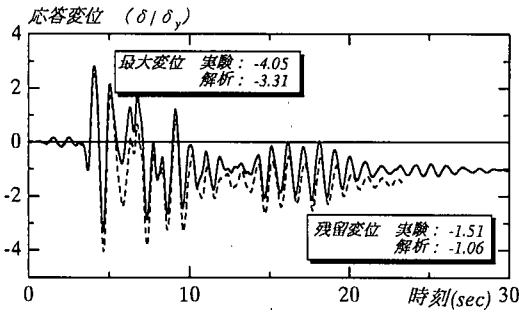
このように、断面の諸元が与えられると、その挙動は応力-ひずみ関係として得ることができる。本論文ではこれを等価な応力-ひずみ関係と呼ぶことにする。

3. 地震応答解析

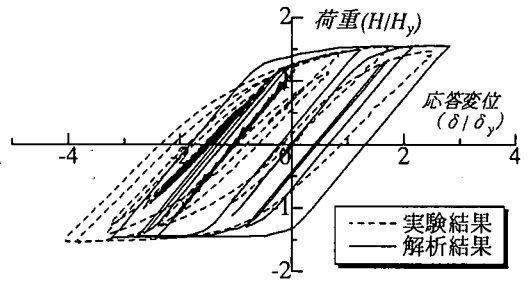
(1) 実験の概要と解析手法

以上により定義された等価な応力-ひずみ関係を TDAP III¹¹⁾ のユーザーサブルーチンに組み込み、ファイバーはり要素を用いた地震応答解析を行った。

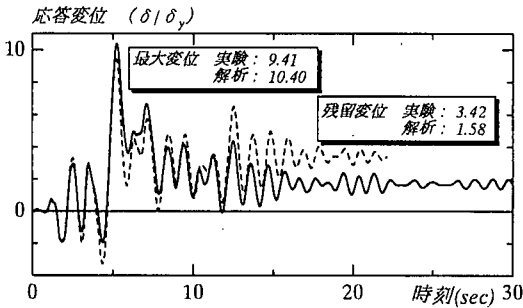
なお、これらの等価な応力-ひずみ関係は純圧縮による解析で得られたものであることから、曲げ部材を解析する本題ではこれらをフランジ材のみに適用する。厳密には前述の等価な応力-ひずみ関係の定義にあたってウェブ材のための等価な応力-ひずみ関係の定義も行うべきではあるが、そのプロセスの複雑さや、ウェブの曲げ挙動に対する影響はフランジと比較して十分に小さいこと等を考慮してウェブの座屈の影響は無視することとし、ウェブには材料そのものの応力-ひずみ関係を導入した。



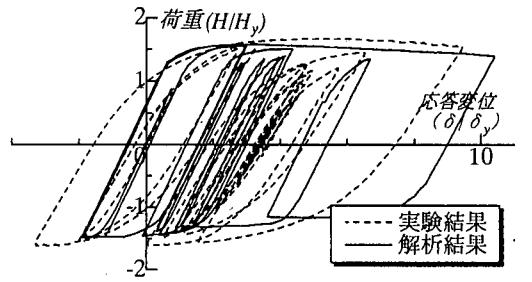
(a) 応答変位 (供試体 No.1)



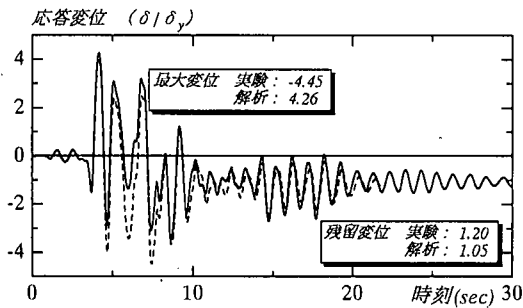
(b) 荷重-変位曲線 (供試体 No.1)



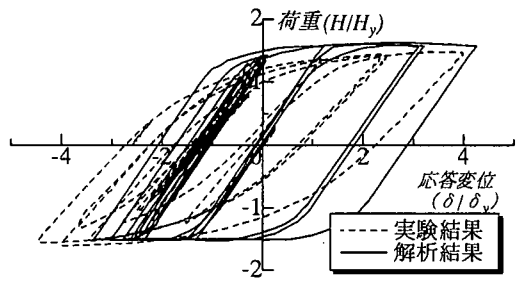
(c) 応答変位 (供試体 No.2)



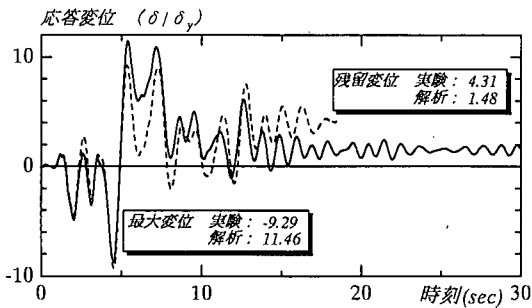
(d) 荷重-変位曲線 (供試体 No.2)



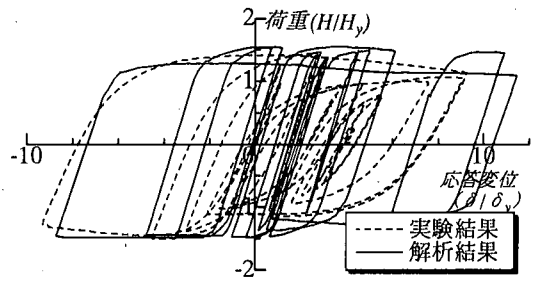
(e) 応答変位 (供試体 No.3)



(f) 荷重-変位曲線 (供試体 No.3)



(g) 応答変位 (供試体 No.4)



(h) 荷重-変位曲線 (供試体 No.4)

図-13 実験結果と解析結果の比較

表-6 最大応答値と残留変位の比較

供試体		No.1	No.2	No.3	No.4
入力地震波		JMA	JRT	JMA×1.5	JRT×1.5
最大変位 δ_{max} / δ_y	実験結果	-4.05	9.41	-4.45	-9.29
	解析結果	-3.31	10.40	4.26	11.46
	解析結果/実験結果	0.82	1.11	0.95	1.23
残留変位 δ_R / δ_y	実験結果	-1.51	3.42	1.20	4.31
	解析結果	-1.06	1.58	1.05	1.48
	解析結果/実験結果	0.70	0.46	0.88	0.34

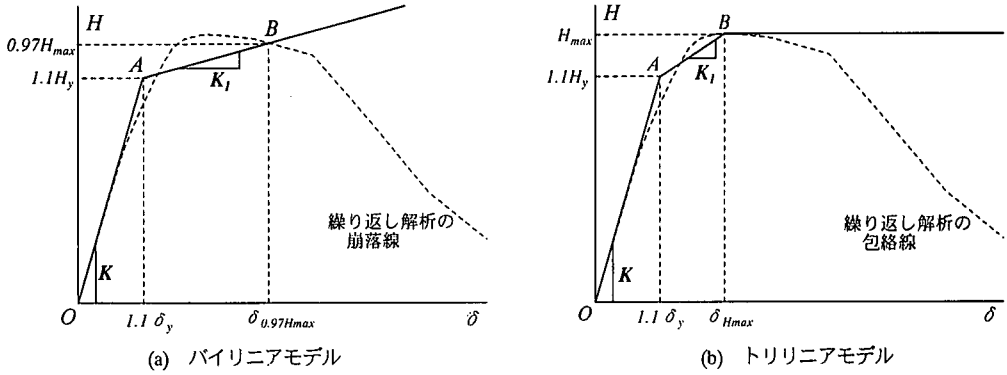


図-14 1質点系モデルで用いた復元力モデル

解析対象としたのは、名古屋大学で行われた単柱式橋脚モデルのハイブリッド地震応答実験⁵⁾である。供試体は図-12(a)のような片持ち式で、解析モデルでは図-12(b)のように、長さ方向に5分割し、さらに各部材を(c)のようにファイバー要素に分割した。供試体の諸元を表-3に、また諸解析条件をは表-4に示す。

入力地震波は、兵庫県南部地震における観測地震波のうち、神戸海洋気象台 N-S 成分 (I 種地盤, 以下 JMA という), JR 鷹取 N-S 成分 (II 種地盤, 以下 JRT という) である。なお, No.3 および No.4 供試体では, 加速度をこれら観測値の 1.5 倍として与えている。

なお, これらの実験は各実験における供試体の損傷が小さかったことから同一の供試体において No.1~4 の実験を連続して行ったものである。しかし, その際の軽微な損傷により同一な供試体であるが降伏変位や固有周期が表-3 や表-5 のように若干異なっている。このような問題では固有周期が異なると振動特性に差異が生じると考えられることから, ここでは上部構の質量を固有周期が一致するよう表-5 のように逆算し解析を行った。

(2) 解析結果と実験結果との比較

図-13 に各モデルの解析結果とハイブリッド実験の結果を比較して示す。また, 表-6 には, それぞれ

の解析結果と実験結果から得られた最大応答変位と残留変位を示している。

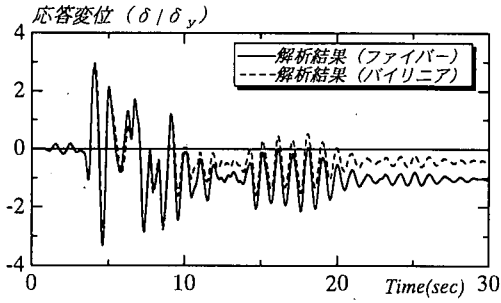
実験結果と解析結果の応答変位の比較を見ると JMA を入力したモデル No.1 および No.3 では, 概ね良好な解析結果が得られていることがわかる。一方で, JRT を入力した No.2 および No.4 では, $10\delta_y$ 程度の大きな応答を示している。解析結果は実験結果と比較してさらに大きな応答を示しているが, 本論文の復元力モデルの強度や剛性の評価がわずかながら過小であったためと思われる。しかし, 非常に微妙な現象であり今度検討の余地があると思われる。

4. 1自由度系の非線形地震応答解析

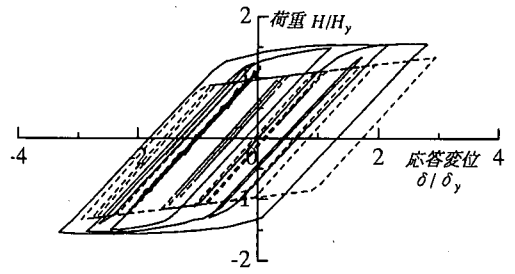
(1) 概要

本論文では比較のため, 1自由度系の非線形地震応答解析もあわせて行った。ただし橋脚矩体の復元力モデルは以下に示すようなバイリニアモデルおよびトリリニアモデルとした。

バイリニアモデルの復元力モデルは図-14(a)のように, 原点 O と降伏変位 δ_y を 1.1 倍した点 A を結ぶ直線, および点 A と繰り返し解析における包絡線が最大水平荷重 H_{max} の発生後 97% まで低下する点 B

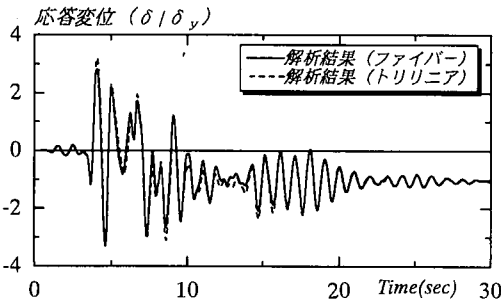


(a) 応答変位の比較

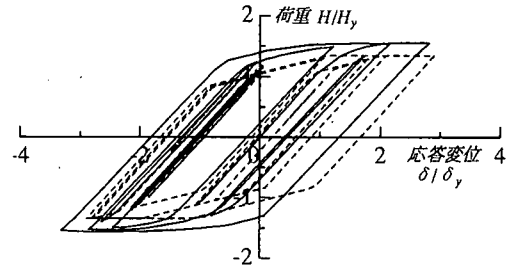


(b) 荷重-変位履歴の比較

図-15 バイリニアモデルによる解析との比較 (供試体 No.1)

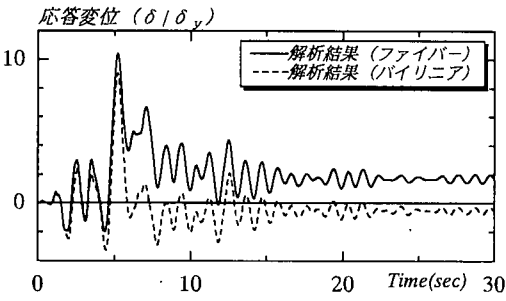


(a) 応答変位の比較

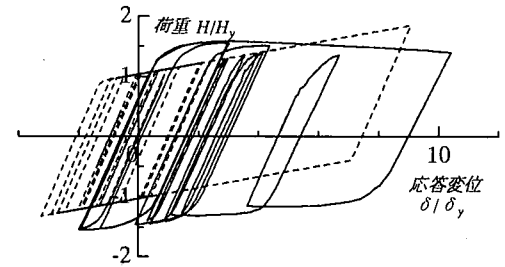


(b) 荷重-変位履歴の比較

図-16 トリリニアモデルによる解析との比較 (供試体 No.1)

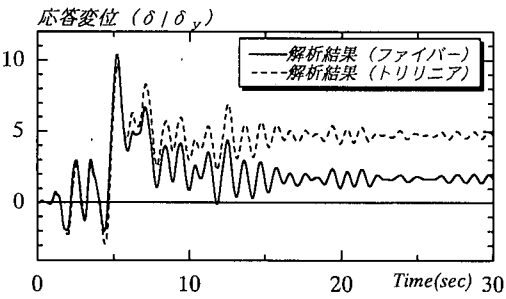


(a) 応答変位の比較

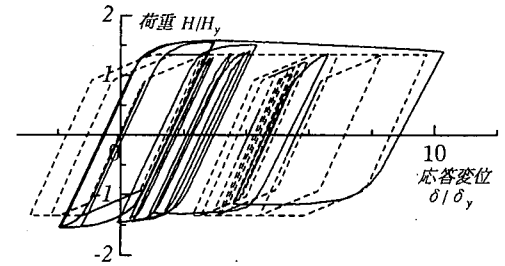


(b) 荷重-変位履歴の比較

図-17 バイリニアモデルによる解析との比較 (供試体 No.2)



(a) 応答変位の比較



(b) 荷重-変位履歴の比較

図-18 トリリニアモデルによる解析との比較 (供試体 No.2)

表-8 最大応答値と残留変位の比較

供 試 体		No.1	No.2
入 力 地 震 波		JMA	JRT
最大応答値 δ_{max} / δ_y	バイリニアモデル	2.94 (0.89)	9.05 (0.87)
	トリリニアモデル	2.90 (0.88)	9.74 (0.94)
	ファイバーモデル	-3.31 (0.82)	10.40 (1.11)
残留変位 δ_R / δ_y	バイリニアモデル	-0.41 (0.39)	-0.53 (0.34)
	トリリニアモデル	-0.93 (0.91)	4.73 (2.99)
	ファイバーモデル	-1.06 (0.70)	1.58 (0.46)

() 内は実験結果に対する比率(絶対値)を示す

表-7 復元力モデルの特性値

供 試 体		No.1	No.2
バイリニア モデル	K	12.9	12.9
	K_i/K	0.113	0.078
	$1.1 \delta_y$ (m)	0.056	0.058
トリリニア モデル	K	12.9	12.9
	K_i/K	0.023	0.192
	$1.1 \delta_y$ (m)	0.056	0.058
	δ_{Hmax} (m)	0.114	0.116

を通る直線により与えられるものとした¹²⁾。一方トリリニアモデルの復元力モデルは図-14(b)のように、原点Oと降伏変位 δ_y を1.1倍した点Aを結ぶ直線、点Aと繰り返し解析における包絡線が最大水平荷重 H_{max} となる点Bを通る直線、およびそれ以降の傾き0の直線により与えられるものとした。これらの特性値は、本研究室で開発された静的簡易解析プログラムによる繰り返し解析結果の包絡線をもとにして、表-7のように定義した。

(2) 解析結果

図-15～図-19に本研究で提案する解析手法による解析結果と上記の復元力特性を有する1自由度系の非線形地震応答解析における解析結果との比較を示す。

まずNo.1供試体の結果を見ると、トリリニアモデルではファイバー要素を用いた結果と概ねよく一致しているが、バイリニアモデルでは応答荷重や残留変位を過小評価している。これは、バイリニアモデルの復元力モデルが、図-14(a)のように変位の小さい領域でエネルギー吸収量を小さく見積もっていること、また断面の降伏の程度に関わらず同一な2次勾配を与えているためであり、これらの性状はバイリニアモデルによる解析の特徴と考えられる。

次にNo.2供試体の結果を見ると、トリリニアモデルでは荷重-変位履歴の概形は概ね一致しているも

の残留変位についてはかなり大きな結果を示す。このことについては今後検討を要するものと考えられる。一方でバイリニアモデルについてはNo.1と同様な傾向が伺える。

これらについて最大応答と残留変位についてまとめたものが表-8である。ファイバーモデルによる解析の優位性を見出すことができると考えられる。ただし、解析対象が少ないこと、および本解析で対象とした供試体は比較的局部座屈による劣化を生じにくい諸元であることから今後さらに検討を要するものと考えられる。

5. 結論

本研究により得られた知見をまとめると以下のとおりである。

- 1) 局部座屈による強度や剛性の劣化を考慮した鋼の応力-ひずみレベルでの復元力モデルを提案し、これを用いた地震応答解析の結果を示した。
- 2) 提案する復元力モデルにより、ハイブリッド地震応答実験を対象に解析を行ったところ、概ね良好な結果が得られることを示した。
- 3) 1自由度系地震応答解析では、復元力モデルにより得られる応答性状、特に残留変位に違いが見られることが明らかになった。
- 4) 1自由度系地震応答解析では基本的に単柱形式以外の橋脚には適用できないが、ファイバー要素を用いた手法ではそのような制約はなく、橋梁システムを含む一般的な構造への適用が可能であり、手法としての汎用性は大きい。

謝辞：本研究の一部は(社)鋼材倶楽部土木鋼構造研究助成金の補助を受けました。また、ハイブリッド地震応答実験の結果は名古屋大学の宇佐美勉教授にご提供いただきました。以上、記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所他：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），1997.12.
- 2) 鈴木 森晶, 宇佐美 勉, 寺田 昌弘, 伊藤 努, 才塚 邦宏：鋼製箱形断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析，土木学会論文集，No.549/I-37, pp.191-204, 1996.10.
- 3) 土木学会：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，1998.11.
- 4) 渡辺 浩, 崎元 達郎：繰り返し荷重下におけるコンクリート充填鋼管柱の終局挙動の簡易解析法とその適用性に関する検討，構造工学論文集，Vol.45A, pp.1461-1468, 1999.3.
- 5) 才塚 邦宏, 伊藤 義人, 木曾 英滋, 宇佐美 勉：相似則を考慮したハイブリッド地震応答実験手法に関する考察，土木学会論文集，No.549/I-37, pp.191-204, 1996.10.
- 6) 日本マーク：MARC K6.2 ユーザーズマニュアル Vol.A-E, 1994.1.
- 7) 奈良 敬：縦補剛材で補剛された連続圧縮板の極限強度の評価法，構造工学論文集，Vol.38A, pp.223-230, 1992.3.
- 8) 王 慶雲, 後藤 芳顯, 高橋 宣男, 小畑 誠：繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析について，第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.369-376, 1997.1.
- 9) 中井 博, 北田 俊行, 村山 泰男, 室塚 直人：曲げとねじりを受ける箱桁の終局強度に関する解析的研究，構造工学論文集，Vol.42A, pp.71-82, 1996.3.
- 10) 小松 定夫, 牛尾 敏孝, 北田 俊行：補剛板の溶接残留応力及び初期たわみに関する実験的研究，土木学会論文報告集，第265号, pp.25-35, 1977.9.
- 11) アーク情報システム：TDAP III Ver.2.00 使用手引書，1998.3.
- 12) 日本橋梁建設協会：鋼製橋脚の耐震設計マニュアル（資料編），pp.44-55, 1998.11.

(1999.6.14 受付)

HYSTERETIC MODELS OF STEEL BOX MEMBERS WITH LOCAL BUCKLING DAMAGE

Tatsuro SAKIMOTO, Hiroshi WATANABE and Kouta NAKASHIMA

The local buckling behavior of a unit length member with a stiffened box cross-section subjected to repeated loads of axial compression and tension was analyzed by FEM. Obtained average stress versus average strain relationship was described explicitly as a function of a slenderness parameter of stiffened plates. This stress-strain type hysteresis model was introduced into the user-subroutine of TDAP III and a program for a dynamic analysis with a fibered beam element was completed. Seismic response analysis of several bridge pier models were performed by this program and it was shown the numerical results can simulate fairly well the results of the pseudo-dynamic tests carried out at Nagoya University.