

# コンクリートを充填した鋼製橋脚の 地震応答解析法に関する研究

渡辺 浩\*, 崎元 達郎\*\*

\*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)

\*\*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)

本論文では、繰り返し水平力を受けて崩壊に至るコンクリートを充填した鋼箱形断面柱の局部座屈等を考慮した動的解析の方法を提案する。本解析法の特徴は、材料の構成則として鋼管による充填コンクリートの拘束効果や充填コンクリートによる外側鋼管の局部座屈抑止効果を考慮する点にあり、ファイバー要素を用いた一般的な動的解析法により解を得ることができる。本解析を既往の橋脚に関するハイブリッド地震応答実験による実験結果と比較したところ、終局状態に達するまでの挙動をよく評価できることが明らかになった。

**Key Words** : Simplified analysis, Cyclic behavior, Concrete-filled steel steal member, Bridge pier

## 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。また、コンクリートを充填した鋼製橋脚について同示方書では地震時保有水平耐力法による耐震照査法が示されているが、現状ではその動的挙動が明らかにされたとは言い難く、また中空の鋼製橋脚の耐震性能との関係も曖昧である。

橋脚の復元力モデルに関して、宇佐美らは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)を提案している<sup>1)</sup>。しかしながらこのモデルは、局部座屈などの強度劣化の影響は考慮できるものの水平荷重-変位関係を基本としているため、適用範囲は単柱形式の橋脚もしくはこれと同等な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<sup>2)</sup>。ここでは、局部座屈を考慮した等価な応力-ひずみ関係を求め<sup>3)</sup>、これを応力-ひずみレベルの復元力モデルとして動的応答解析を行う手法について、その適用性を検討する。

## 2. 鋼箱形断面部材の等価な応力-ひずみ関係

### 2.1 局部座屈を生じる鋼箱形断面部材のFEM解析

ここではまず、局部座屈が発生する鋼箱形断面部材の軟化域も含めた履歴挙動を定義するため、それを対象としたFEM解析を行った。

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した。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MARC<sup>4)</sup>を用いた弾塑性有限変位解析を行った。

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 $R_R$ と補剛材剛比 $\gamma/\gamma^*$ を実構造の構造パラメータを包含するように表-1の範囲で組み合わせ設定した。ここで $R_R$ 、 $\gamma/\gamma^*$ および $\bar{\lambda}^*$ <sup>5)</sup>は以下のように定義される。

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

$B$  : 補剛板の全幅

$t$  : 板厚

$\sigma_y$  : 降伏応力

$E$  : ヤング係数

$\mu$  : ポアソン比

$k_R$  : 座屈係数 ( $=4n^2$ )

$n$  : 縦補剛材で区切られるサブパネル数 ( $n \geq 2$ )

$\gamma$  : 縦補剛材の剛比

$$\gamma = \frac{EI_l}{BD} = \frac{I_l}{Bt^3/11} \quad (2)$$

$I_l$  : 縦補剛材1本の断面2次モーメント

$\gamma^*$  : 弾性座屈理論による補剛材の限界剛比

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

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

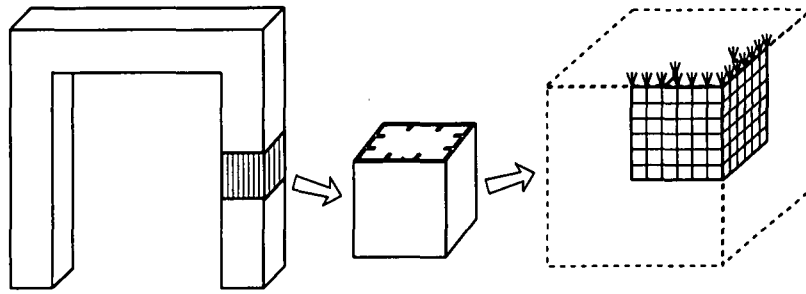


図-1 鋼管のFEM解析モデル

表-1 FEM解析モデルの諸元と構造パラメーター

補剛材間の幅厚比パラメータ $R_R$	補剛材側比 $\gamma/\gamma^*$	板厚 (mm)	補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	アスペクト比
0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7	0.6, 1, 3, 5	28	0.16~0.92	1

$\delta_l$  : 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

$\alpha$  : 補剛板のアスペクト比 (=  $a/B$ )

$a$  : 長さ

$$\bar{\lambda} = (2400/\sigma_y)^{1.2} \cdot \lambda \quad (4)$$

$$\lambda = \frac{\eta a}{\pi r} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (5)$$

$$\eta = \frac{1}{\sqrt{(\sigma_u/\sigma_y)_{plate}}} \quad (6)$$

$$(\sigma_u/\sigma_y)_{plate} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.453) \\ (0.453/R)^{0.495} & (R > 0.453) \end{cases} \quad (7)$$

$r$  : 補剛板と補剛材からなる

T型断面部の断面2次半径

$a$  : 短柱の長さ

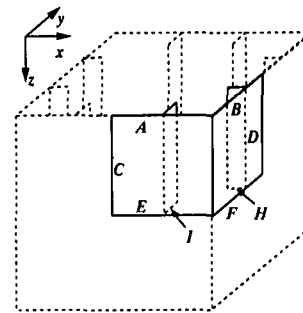
鋼材はSM490を想定し、文献6)を元にひずみ硬化挙動を考慮したマルチニア型の応力-ひずみ関係を与えた。履歴硬化則は移動硬化則を用いた。境界条件は通常の1/8解析で見られるように図2のように与えた。これは、純曲げを受ける補剛箱形断面材の座屈強度<sup>7)</sup>に一致するように定めたもので、載荷辺の板曲げに対して固定の条件となっている。さらに、内部コンクリートによる変位拘束を考慮するためにMARC固有の機能であるCONTACT機能<sup>8)</sup>を用いて内部への変形を拘束した。

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、また内部コンクリートの存在を考慮してすべて外側に与えた。大きさは小松らによる実測値<sup>9)</sup>に基づき、幅厚比の関数として定義した。要素分割数は解析精度を確認した上で表2のとおりとした。

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た。

## 2.2 FEM解析の結果

図3は単調圧縮載荷および繰返し載荷におけるFEM解析結果の一例である。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



	辺A	辺B	辺C	辺D	辺E	辺F	辺G	辺H
変位	x	○	○					
	y	○		○				
	z				○	○	○	○
回転	$\theta_x$	○	○		○		○	
	$\theta_y$	○	○				○	○
	$\theta_z$			○	○			

○印は拘束を与えたことを示す

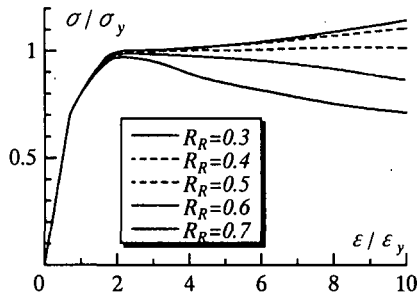
図-2 固定境界条件の設定位置

表-2 要素分割数

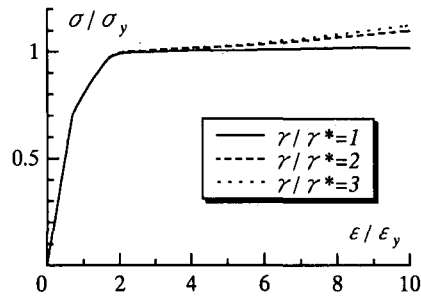
補剛板		補剛材		長さ
幅	板厚	幅	板厚	
12	5	10	5	12

無次元化してある。これらの図より以下の性質がうかがわれる。

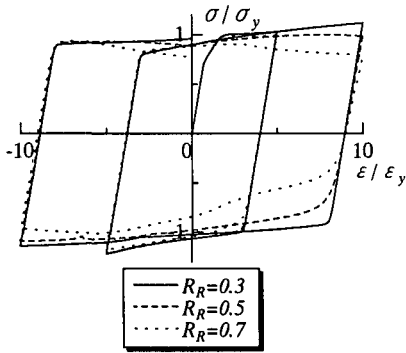
- 幅厚比が比較的大きい場合は局部座屈による耐力低下が見られる。しかし、その程度はあまり大きくなく、局部座屈が発生しても比較的安定した劣化挙動が見られることがうかがわれる。
- 局部座屈により大きく劣化した後に引張を受ける場合、その途上では引張応力が小さくなる傾向がある。
- 繰返しが進むにつれてひずみ硬化が進むため局部座屈の影響が小さいモデルでは強度が増加する。逆に単調載荷では局部座屈による劣化が見られない諸元でも繰返し載荷では劣化が見られる場合もある。



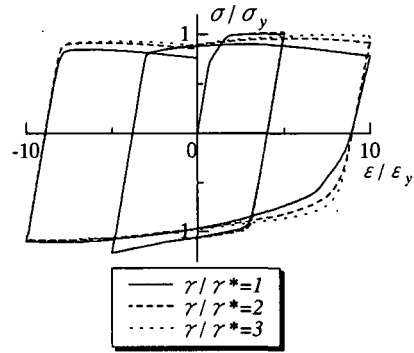
(a) 単調載荷/γ/γ\*=1



(b) 単調載荷/R\_R=0.5



(c) 繰り返し載荷/γ/γ\*=3



(d) 繰り返し載荷/R\_R=0.5

図3 FEM 解析による応力-ひずみ関係

### 2.3 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  $R_R$ ,  $\gamma/\gamma^*$ ,  $\bar{\lambda}$  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ため、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。

#### (1) 単調載荷の場合の応力-ひずみ関係

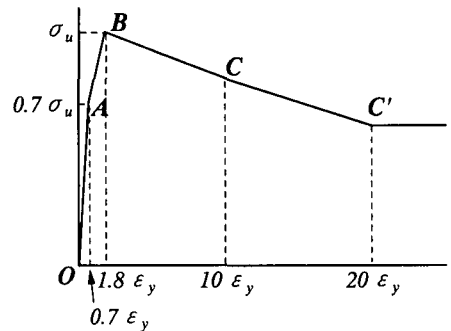
単調載荷では図4(a)のように、圧縮側では最大応力点 B までを 2 本の直線で近似できるものとする。ここで図上の A, B 点はそれぞれ以下のように定義することができる。

$$A = (\sigma_A / \sigma_y, \varepsilon_A / \varepsilon_y) \\ \sigma_A / \sigma_y = 0.7, \varepsilon_A / \varepsilon_y = 0.7 \quad (8)$$

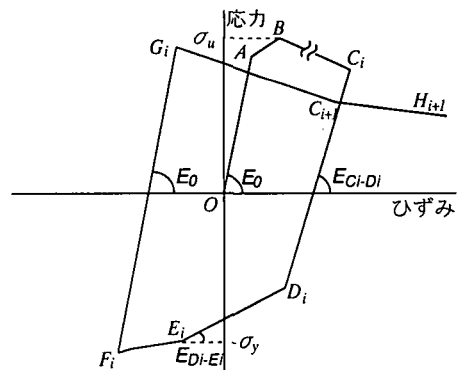
$$B = (\sigma_B / \sigma_y, \varepsilon_B / \varepsilon_y) \\ \sigma_B / \sigma_y = 1.0, \varepsilon_B / \varepsilon_y = 1.8 \quad (9)$$

また、B 点以降については降伏ひずみの 10 倍の点 C まで直線で与えられるものとした。そこですべての解析値について C 点の応力  $\sigma_C$  と  $\bar{\lambda}$  との関係を誤差の 2 乗を最小にする回帰式として求めると C 点は以下のように定義できる。

$$C = (\sigma_C / \sigma_y, \varepsilon_C / \varepsilon_y) \\ \sigma_C / \sigma_y = \begin{cases} 1.14 & (\bar{\lambda} < 0.35) \\ 0.58\bar{\lambda}^{-2} - 1.62\bar{\lambda} + 1.63 & (\bar{\lambda} \geq 0.35) \end{cases} \quad (10)$$



(a) 単調載荷



(b) 繰り返し載荷

図4 単調載荷時の等価な応力-ひずみ関係の定義の方法

$$\varepsilon_C / \varepsilon_y = 10 \quad (11)$$

なお、C 点以降は既往の研究<sup>10)</sup>を参考に C 点以降も降伏ひ

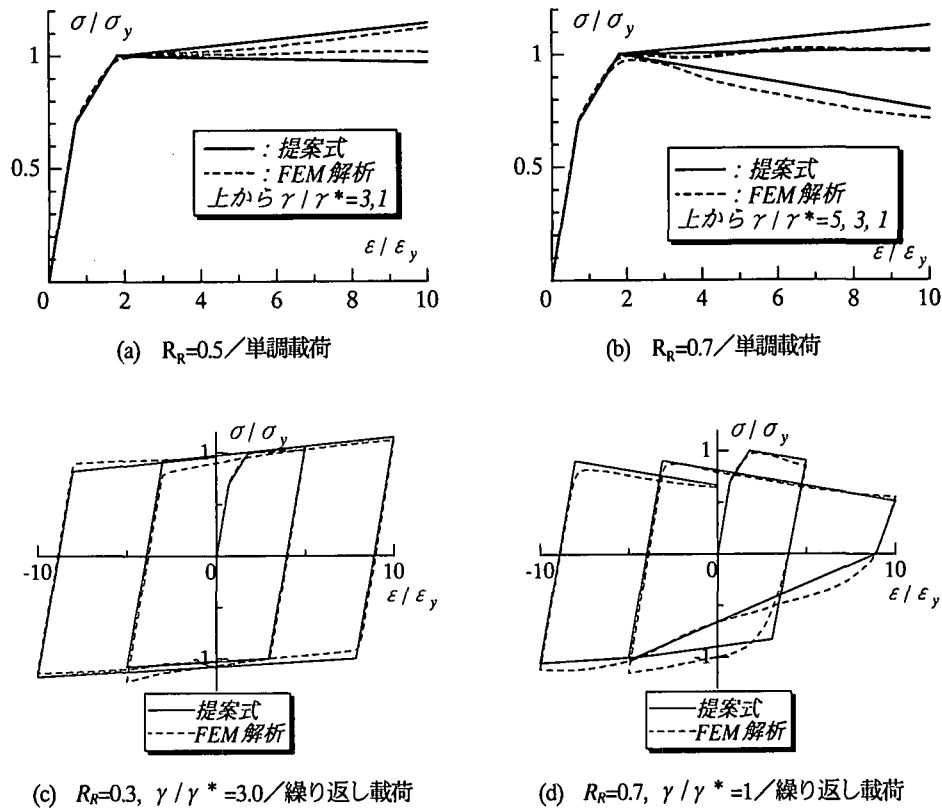


図5 FEM 解析による応力-ひずみ関係 (充填断面部材)

ひずみの 20 倍の点である C 点まで B-C の勾配を維持し、それ以降の応力は一定となるものと仮定した。

以上の結果をまとめて FEM 解析結果と比較したものが図 5(a)(b) である。全般的によく近似できていることがわかる。

### (2) 繰り返し荷重の場合の応力-ひずみ関係

繰り返し荷重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 4(b) 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 ( $\sigma_{Ci}/\sigma_y, \epsilon_{Ci}/\epsilon_y$ ) から除荷を受ける場合には、 $C_i \rightarrow D_i \rightarrow E_i$  のような経路をたどるものとする。 $C_i-D_i$  間の傾き  $E_{C_i-D_i}$  と  $\sigma_{Ci}/\sigma_y$  との関係を実験の 2 乗を最小にする回帰式として求めると、以下の関係が導かれる。

$$E_{C-D}/E_0 = \begin{cases} 1.111\sigma_C/\sigma_y - 0.111 & (\sigma_C/\sigma_y < 1.0) \\ 1.0 & (\sigma_C/\sigma_y \geq 1.0) \end{cases} \quad (12)$$

ここに  $E_0$  : 初期弾性係数

また D 点の応力  $\sigma_{Di}/\sigma_y$  と  $\sigma_{Ci}/\sigma_y$  との関係についても同様にして以下のように定義する。

$$\sigma_{Di}/\sigma_y = \begin{cases} \sigma_{Ci}/\sigma_y < 1.0 \text{ かつ 2 度目以降の引張荷重のとき} \\ 0.779 - 1.779\sigma_{Ci}/\sigma_y \leq 0 \\ \sigma_{Ci}/\sigma_y \geq 1.0 \text{ もしくは初めての引張荷重のとき} \\ -1.0 \end{cases} \quad (13)$$

ここで、D-E 間は座屈の進行による引張域での曲がりを表現するためのものである。上式によると、 $\sigma_C/\sigma_y \geq 1.0$  では  $\sigma_D/\sigma_y = 1.0$  となり、D-E 間は存在しない。そこで、履歴

ループの輪郭線に影響を及ぼすような  $\sigma_C/\sigma_y$  が小さいものについて D-E 間の傾き  $E_{D-E}/E_{C-D}$  と  $\sigma_C/\sigma_y$  の関係を回帰式として求めると以下の関係が見出される。

$$E_{D2-E2}/E_0 = -0.132(\sigma_C/\sigma_y) + 0.142 \geq 0.01 \quad (14)$$

なお、E 点の応力は  $\sigma_{Ei}/\sigma_y = -1$  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、引張域から除荷を受ける場合は、弾性勾配で G 点まで移動する。ただし G 点の応力は以下のとおりとする。

$$\sigma_G/\sigma_y = 2.0 - \sigma_F/\sigma_y \leq \sigma_{C1}/\sigma_y \quad (15)$$

$\sigma_{C1}/\sigma_y$  : 最初の圧縮荷重において

引張荷重に転じた点 (C 点) の応力

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 5(c)(d) である。いずれのモデルについても実用上十分な範囲でよく近似できていることがわかる。

### (3) 充填コンクリートの復元力モデル

鋼箱形断面部材に充填されたコンクリートは鋼板により横拘束を受けるため、通常のコンクリートと比較してその強度が上昇し、最大強度発生後も安定した軟化学動を示すと言われていた。文献(11)では、鋼板の板厚と幅厚比を変化させた箱形断面柱の圧縮実験により、鋼箱形断面部材によって拘束を受ける充填コンクリートの等価な応力-ひずみ関係が鋼板の幅厚比  $b/t$  として示されている。図 6 はその一例であり下記のように定義されている。

表3 実験供試体と材料の諸元

モデル名	SC-40-35-20	SC-45-60-20	SC-45-60-30 [1]	SC-45-60-30 [2]	
供試体寸法	供試体高さ (mm)	1125	1434	1470	
	断面寸法 (mm)	275×175	207×130	208.5×138.5	
	板厚(mm)	5	5	4.5	
各構造 パラメータ	補剛板幅厚比 $RF$	0.368	0.400	0.450	0.440
	補剛材細長比 $\bar{\lambda}$	0.232	0.248	0.250	0.248
	補剛材欄比 $\gamma/\gamma^*$	3.00	2.30	1.69	
	細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.372	0.619	0.620	
	コンクリート充填率	0.2		0.3	
	降伏変位 $\delta y$ (cm)	0.68	1.40	1.54	
	降伏荷重 $H_y$ (tf)	9.27	3.91	4.02	
想定実橋脚	相似率	8			
	実橋脚の高さ (m)	9.00	11.40	11.76	
鋼材	ヤング係数 (GPa)	209	208	207	
	ポアソン比	0.263	0.266	0.260	
	圧縮強度 (MPa)	303	295	318	
コンクリート	ヤング係数 (GPa)	21.8	21.2	22.1	
	ポアソン比	0.168	0.160	0.159	
	圧縮強度 (MPa)	18.2	17.3	18.4	
地震波	JMA, JRT, HKB	JMA, JRT, HKB	GT.I	GT.III	

表4 ハイブリッド実験に用いた地震波

地震波		地盤種別	本文内での略称
兵庫県南部地震地震記録 (実測値)	神戸海洋気象台 N-S 成分	I	JMA
	JR 鷹取駅構内 N-S 成分	II	JRT
	東神戸大橋 N168E 成分	III	HKB
地震時保有水平耐力照査用レベルII地震波		I	GT.I
		III	GT.III

×1.5は地震波を1.5倍したことを示す

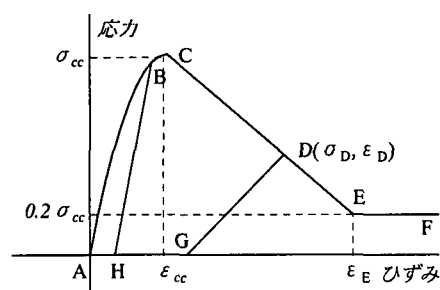


図6 充填コンクリートの応力-ひずみ関係の定義

圧縮領域では最大強度を示す点 C ( $\sigma_{cc}, \epsilon_{cc}$ ) までは放物線で、その後は応力は直線的に減少する。ただし、充填されていることを考慮して圧縮応力の最小値は圧縮最大応力の 20% とする。

繰返しに関しては、最大強度発生以前に除荷された場合は初期弾性係数で、またそれ以降で除荷された場合は  $2\sigma_D / \epsilon_D$  の傾き ( $\sigma_D, \epsilon_D$  は D 点での応力およびひずみ) により応力度は減少し、その後は横軸上を移動する。再載荷では除荷された経路を逆にたどるものとする。なお、引張り応力は無視する。

以上のように、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。ここ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

#### 3.1 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<sup>12)</sup> 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。

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<sup>13)</sup>である。供試体は表2のとおりであり、図-7(a)のような片持ち式で、解析モデルでは図-7(b)のように、長さ方向に 4~8 分割し、さらに各部材を図-7(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、また諸解析条件を表4, 5, 6に示す。

#### 3.2 解析結果と実験結果との比較

図-8, 9 は解析結果とハイブリッド実験結果<sup>14)</sup>の比較の一例である。ここでは、提案法による解析を「ファイバー動的解析」と称しており、比較のため名古屋大学による 2 パラメータモデ

表-5 要素および断面分割数

長さ方向	部材長が長さか断面幅と等しくなるように4~8分割
断面	20分割 (15層)

表-6 動的解析における諸条件

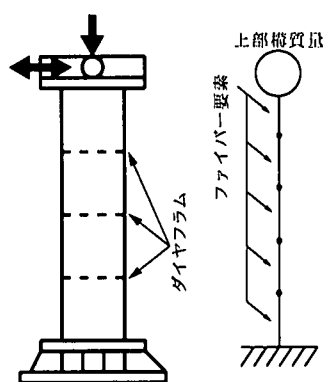
要素タイプ	2次元ファイバー要素
積分方法	Newmarkの $\beta$ 法 ( $\beta=0.25$ )
入力地震波間隔	0.01sec
積分間隔	0.001sec
初期軸力	上載荷重分を考慮
長さ方向分割数	5節点4要素
アスペクト比	1
フランジ	4層
ウェブ	10層
減衰	質量比例型5%

ルによる解析<sup>19)</sup>を「H- $\delta$ 動的解析」と称し比較している。これらの結果によると、いずれのモデルでも2種類の解析法によりハイブリッド実験の結果と同様な解析結果が得られることがわかる。

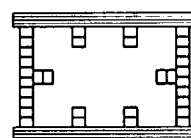
表-7 はこれらの解析結果のうち最大応答変位と残留変位を実験結果と比較したものである。また、これらを補剛板の幅厚比パラメータ  $R_f$  および細長比パラメータ  $\lambda$  で整理すると図-10 のようになる。これらの結果より以下の知見が得られる。

- 最大応答変位はファイバー動的解析、H- $\delta$ 動的解析のいずれの手法においても実験結果と比較して90%~120%程度であり、おおむねよく評価できている。
- 残留変位については、ファイバー動的解析はH- $\delta$ 動的解析よりも実験結果をよく評価できている傾向がある。しかしながら、本法によっても実験結果と比較して70%~150%とばらつきが大きく、一般論として残留変位の評価には今後解決すべき問題が残されている。
- ファイバー動的解析、およびH- $\delta$ 動的解析のいずれの場合も、最大応答変位、残留変位の双方について幅厚比パラメータや細長比パラメータとの関係は認められない。
- 図-8, 9で結果を示した2ケースは最大変位が大きく塑性化の著しい例であるが、他のケースにおいては図形状としては概ね一致した結果が示されている。
- 今回対象とした実験は8ケースであり、また橋脚の幅厚比パラメータはいずれも0.4程度であったことから、負勾配の劣化域を持たない場合である。本法では負勾配の劣化域を有する場合についても解析可能であるが、ハイブリッド実験の結果がなく、比較・検討ができない。これらについては今後の課題である。

以上のことから本論文において提案した等価な応力-ひずみ関係で表される応力-ひずみレベルの復元力モデルをファイバー要素を用いた動的解析に適用することで良好な解析結果が得られることがわかった。ファイバー動的解析ではH- $\delta$ 動的解析と比較して解析労力は若干大きくなるものの、複雑な骨組構造に対して局部座屈による劣化を考慮した動的解析が可能であることから、動的解析法のツールとして非常に有用であると考



(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-7 実験供試体と解析モデル

えられる。

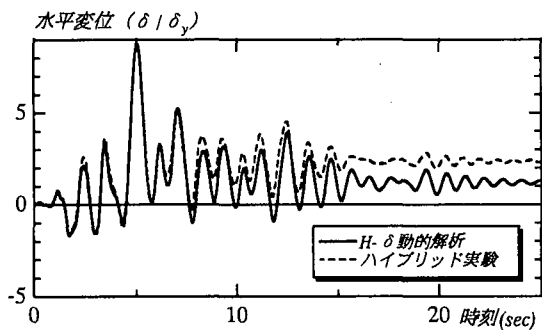
#### 4 結論

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。

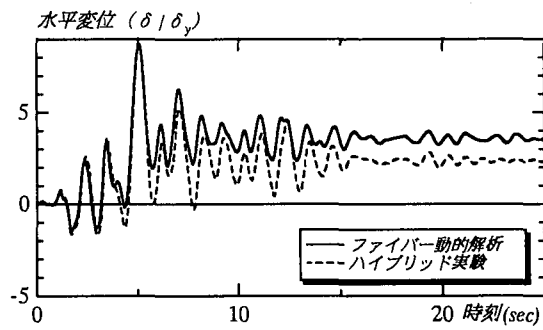
- 1) 局部座屈による強度や剛性の劣化を考慮した鋼の応力-ひずみレベルでの復元力モデルを提案し、これを用いた地震応答解析の結果を示した。
- 2) 提案する復元力モデルにより、ハイブリッド地震応答実験を対象に解析を行ったところ、概ね良好な結果が得られることを示した。
- 3) 1自由度系地震応答解析では基本的に単柱形式以外の橋脚には適用できないが、ファイバー要素を用いた手法ではそのような制約はなく、橋梁システムを含む一般的な構造への適用が可能であり、手法としての汎用性は大きい。

#### 参考文献

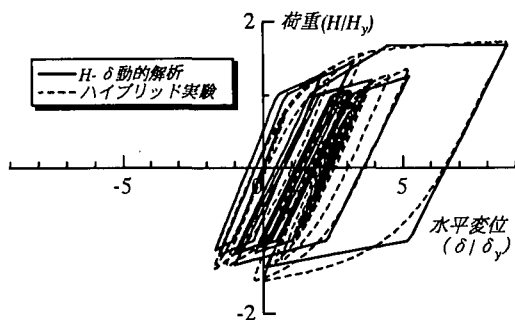
- 1) 鈴木 森晶, 宇佐美 勉, 寺田 昌弘, 伊藤 努, 才塚 邦宏: 鋼製箱形断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析, 土木学会論文集 No.549/I-37, pp.191-204, 1996.10
- 2) 土木学会: 第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, 1998.11
- 3) 渡辺 浩, 崎元 達郎: 繰り返し荷重下におけるコンクリート充填鋼管柱の終局挙動の簡易解析法とその適用性に関する検討, 構造工学論文集 Vol.45A, pp.1461-1468, 1999.3
- 4) MARC K7.3 ユーザーズマニュアル Vol.A-E, 日本マーク, 1997.9
- 5) 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
- 6) 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,



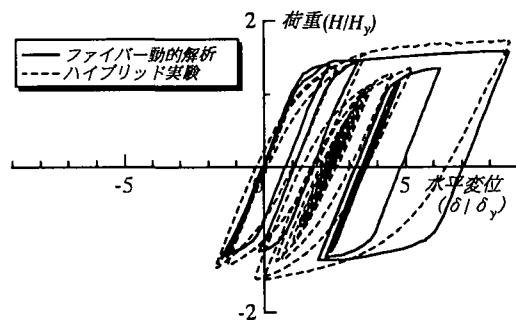
(a) 時刻歴応答変位の比較 (H- $\delta$  動的解析)



(b) 時刻歴応答変位の比較 (ファイバー動的解析)

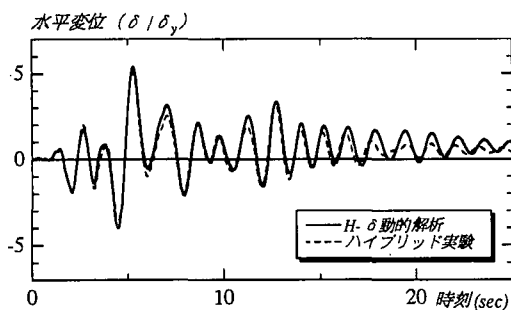


(c) 荷重-変位履歴曲線 (H- $\delta$  動的解析)

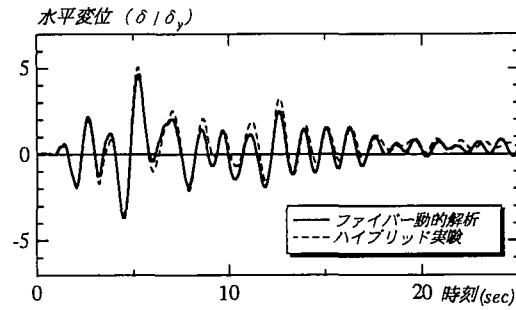


(d) 荷重-変位履歴曲線 (ファイバー動的解析)

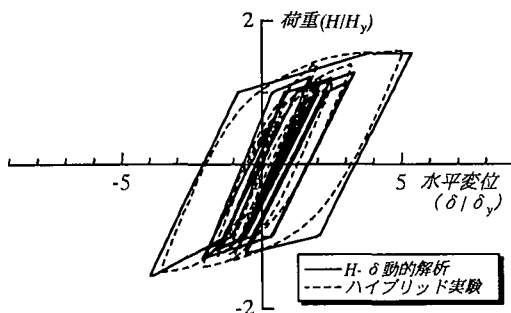
図8 解析結果の比較 (モデル SC-40-35-20 地震波: JRT)



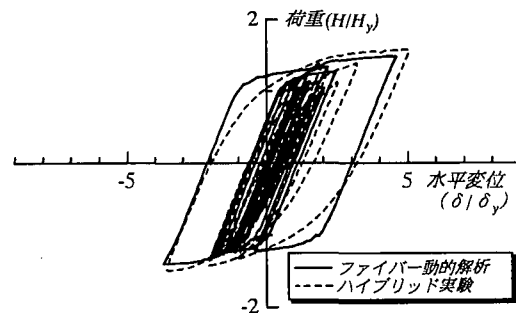
(a) 時刻歴応答変位の比較 (H- $\delta$  動的解析)



(b) 時刻歴応答変位の比較 (ファイバー動的解析)



(c) 荷重-変位履歴曲線 (H- $\delta$  動的解析)



(d) 荷重-変位履歴曲線 (ファイバー動的解析)

図9 解析結果の比較 (モデル SC-45-60-20 地震波: JRT)

表-7 最大応答変位と残留変位の比較

モデル	地震波	最大応答変位					残留変位				
		実験結果	H- $\delta$ 動的解析		ファイバー動的解析		実験結果	H- $\delta$ 動的解析		ファイバー動的解析	
			解析値	解析/実験	解析値	解析/実験		解析値	解析/実験	解析値	解析/実験
SC-40-35-20	JMA	3.69	3.38	0.92	3.23	0.88	0.39	0.46	1.17	0.37	0.95
	JRT	8.87	8.74	0.96	8.70	0.98	2.34	1.26	0.54	3.53	1.51
	HKB	2.66	2.36	0.89	2.68	1.01	0.73	1.13	1.54	1.03	1.41
SC-45-60-20	JMA	2.38	2.44	1.03	2.65	1.11	0.33	0.44	1.35	0.43	1.30
	JRT	5.10	5.37	1.05	4.61	0.90	0.41	0.93	2.25	0.41	1.00
	HKB	2.59	2.40	0.93	2.75	1.06	0.76	0.95	1.25	0.88	1.16
SC-45-60-30[1]	GT.I	3.08	3.21	1.04	2.90	0.94	1.35	1.85	1.37	0.95	0.70
SC-45-60-30[2]	GT.III	2.40	2.89	1.20	2.18	0.91	0.17	0.46	2.69	0.18	1.05

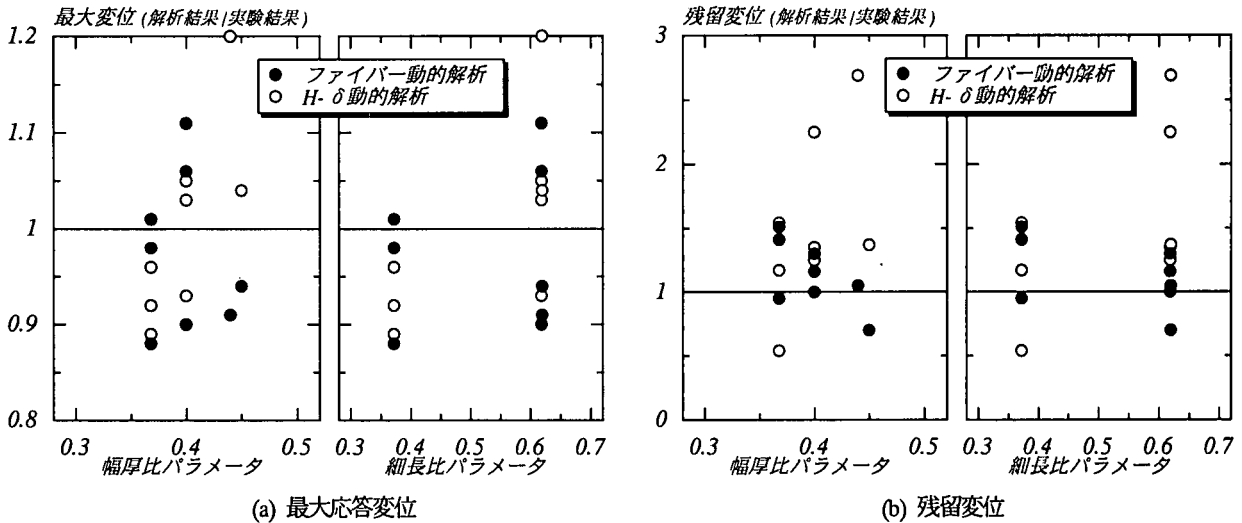


図-10 最大応答変位と残留変位の各構造パラメータとの関係

1997.1

7) 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

8) MARC トピック別セミナー CONTACT ver.K6, 日本マーク

9) 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

10) 崎元 達郎, 渡辺 浩, 富田 聡, 中島黄太: 繰り返し水平力を受ける鋼柱の終局挙動の簡易解析法, 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.111-116, 1997.5

11) 渡辺 浩, 崎元 達郎, 千場 幸輝, 大西 俊一: コンクリート充填鋼管構造の終局挙動の簡易解析法, 構造工学論文集,

Vol.43A, pp.217-224, 1997.3

12) TDAP III ver.2.00 ユーザーズマニュアル: アーク情報システム, 1998.3

13) 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

14) 宇佐美 勉, 鈴木 俊光, 伊藤 義人: 実橋脚をモデル化した基部を有するコンクリート充填柱のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集 No.525/I-33, pp.55-67, 1995

15) 子林 稔, 宇佐美 勉, 鈴木 森晶: コンクリート部分充填鋼製橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析, 構造工学論文集 Vol.43A, pp.859-868, 1997.3)

(1999年11月19日受付)

SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF CONCRETE-FILLED STEEL BOX PIERS

Hiroshi WATANABE and Tatsuro SAKIMOTO

The local buckling behavior of a stiffened box member filled with the inner concrete was analyzed by FEM. Obtained average stress versus average strain relationships are described explicitly as a function of a width-to-thickness parameter of stiffened plates. Average stress versus average strain relationships of the inner concrete with confined effect are also described as a function of width-to-thickness ratio of outer steel plates. These stress-strain type Hysteresis models are introduced into the user-subroutine of TDAP III and a program for a dynamic analysis of a framed structure composed of a fibered beam element was completed. Seismic response analysis of several bridge pier models are performed by this program and it is shown the numerical results can simulate fairly well the results of the pseudo-dynamic tests carried out at Nagoya University.