

単柱形式の鋼製橋脚の局部座屈を考慮した 弾塑性動的応答解析法の構築

北田 俊行^{*}、中井 博^{**}、狩野 正人^{***}、岡田 潤^{****}

^{*} 工博 大阪市立大学助教授 工学部土木工学科(〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

^{**} 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科(〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

^{***} 日本構研情報(株) 構造解析室 (〒541-0051 大阪市中央区備後町 1-5-2)

^{****} 大阪市立大学大学院 工学研究科土木工学専攻前期博士課程(〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

本研究においては、ある荷重場に対する補剛板構造の弾塑性有限変位挙動を有限要素法によって解析するプログラム USSP と、ある時間場における1自由度系振動体の動的挙動を差分法によって解析するプログラムとを結合する。そして、一自由度系振動体とみなしてモデル化された鋼製橋脚の局部座屈も考慮した弾塑性動的応答を解析し得るプログラム USSP・D を、構築している。このプログラム USSP・D の妥当性を検討するため、まず弾性範囲内における自由振動解析、および強制振動解析を行い、厳密な解析解と比較している。つぎに、繰返し載荷時における鋼材の応力-ひずみ関係式である構成式の妥当性を調べるため、一定の繰返し強制変位を与える静的載荷実験の結果とを、比較・検討している。また、弾塑性動的応答解析法の精度について調べるため、実際の地震波を入力したハイブリッド実験によるシミュレーション結果とも、比較・検討している。

Key Words : Elasto-plastic and dynamic response analysis , Steel bridge pier , Local buckling , Seismic behavior

1. まえがき

1995年1月17日に起きた兵庫県南部地震によって、都市における高架橋を支持する橋脚柱は、甚大な被害を受けた。じん性が高く、地震に対しても強いと考えられていた鋼製橋脚にも、その被害が及んだ。そのため、現在、鋼製橋脚柱の地震時の挙動を解明し、必要な強度や変形特性を調べる研究が、活発に行われるようになった。

地震による鋼製橋脚の動的な挙動を実験のみにより明らかにするのは、時間的、および費用的な面から判断して実際上きわめて困難であると考えられる。そのため、実験以外の何らかの手法によって、その挙動を、解明する必要もある。この目的のためには、構成パネルの局部座屈が考慮できる鋼製橋脚柱の弾塑性動的応答解析のための専用プログラムを構築することも、重要であると考えられる。本研究の目的は、正に、この点にある。

しかしながら、そのためのプログラムを一から開発することは、時間的にも経費の面からも、必ずしも賢明であるといえない。そこで、本研究では、有限要素法にもとづいて、すでに開発されている薄肉構造物の弾塑性有限変位解析のための汎用、あるいは専用プログラムを利用して、薄肉鋼製橋脚の弾塑性動的応答解

析プログラムの構築を試みた。

そこで、本研究では、この考え方を実践するため、補剛板構造の弾塑性有限変位解析のための専用プログラム USSP¹⁾を用いた。また、動的解析には、文献 2)のハイブリッド実験で開発されたプログラム DHRMS³⁾の中の差分法による1自由度系の動的解析サブルーチン FDDA1 を利用した。そして、これらのプログラムにもとづいて開発した薄肉鋼製橋脚の弾塑性動的応答解析のための本プログラムを、USSP・D と名付けた。

2. USSP・D の概要

本研究では、1自由度系の振動体とみなした橋脚柱の動的挙動の運動方程式を差分法で数値的に解析している。しかし、ある時刻 t において、弾塑性挙動を呈したり、局部座屈が発生する橋脚柱の復元力は、上記の専用の弾塑性有限変位解析のプログラム USSP を用いて、オンラインで計算する。そして、計算した復元力のデータを、差分法による動的解析プログラム FDDA1 に入力する。この FDDA1 では、復元力を上記の USSP による弾塑性有限変位解析より得て、次の時間ステップ $t + \Delta t$ における応答変位を計算する。そして、その応答変位を弾塑性有限変位解析プログラムにオンラインで提供するという計算手法を、採用した。この考え方は、

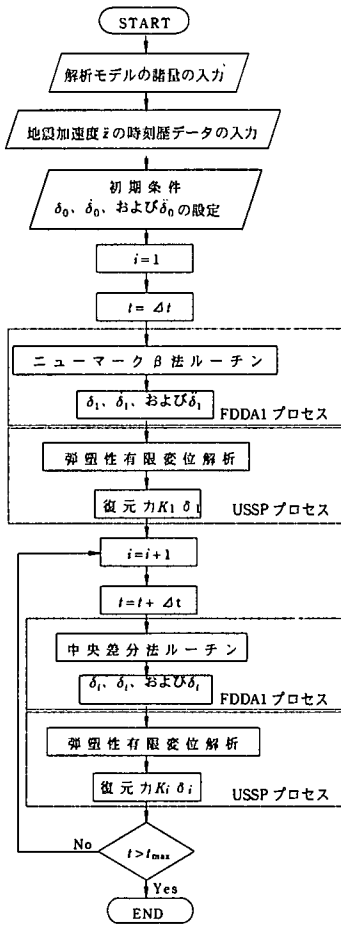


図-1 USSP・Dの計算手順

最近、地震荷重を受ける鋼製橋脚の動的応答を調べるために多用されているハイブリッド実験に類似している。ただし、ハイブリッド実験では、復元力を実験によって求めている。これに対して、本研究で開発目的としている解析法では、復元力を板の局部座屈現象が考慮できる有限要素法により計算する点が異なっている。したがって、この方法は、差分法と有限要素法とを用いたハイブリッド解析法であるといえる。

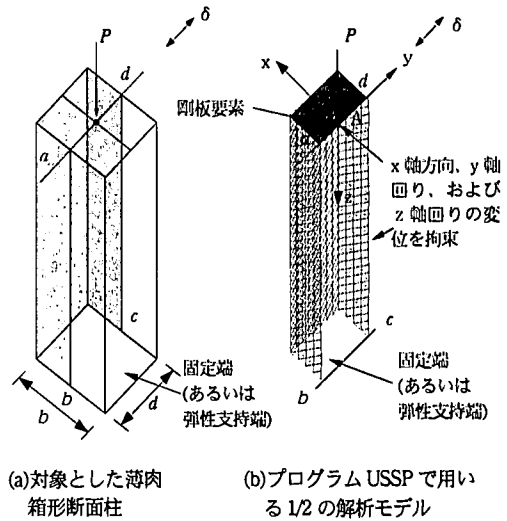
ここで構築した USSP・D の解析手順の詳細は、図-1 のとおりである。

3. 解析モデルと解析条件の設定

(1) 解析モデル

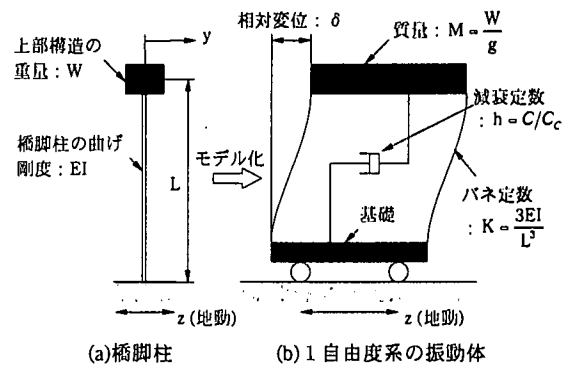
プログラム USSP・D の妥当性を検討するために、本研究では、プログラム USSP のための解析モデルとして、図-2(a)に示す薄肉箱形断面を有する片持柱を対象として解析を行った。

いま、図-2(b)に示すように、対象柱の構造、載荷荷重、および、たわみ波形の対称性を利用して、対象柱から断面方向に 1/2 の部分を取り出し、プログラム USSP のための解析モデルを設定した。すなわち、載荷断面内の節点が従属している独立節点 A を剛体要素上に設ける。そして、独立節点 A には、上部構造の自重



(a)対象とした薄肉箱形断面柱 (b)プログラム USSP で用いる 1/2 の解析モデル

図-2 USSP で用いる解析モデル



(a)橋脚柱 (b)1自由度系の振動体

図-3 FDDA1 で用いる解析モデル

を想定した一定の軸方向圧縮力を載荷した状態で、水平方向 (y 軸方向) に初期変位 (自由振動解析の場合)、弾性範囲内の強制振動による変位、静的繰返し変位、あるいは地震動に伴う応答変位などを入力する。

一方、この解析モデルは、プログラム FDDA1 による解析のために、図-3 に示すように、独立節点 A を質点とした一自由度系振動体にモデル化される。

そして、本研究で用いた解析モデルの内訳を表-1 に、また、それらの断面寸法、および各種パラメータを表-2 にそれぞれ示す

ここで、表-2 の解析モデル s-a において、対象とした実験供試体断面には、突出フランジがある。しかし、断面積、断面二次モーメント、および幅厚比パラメータが等しければ、解析結果は、等しく評価される。そこで、プログラム USSP による静的な弾塑性有限変位解析においては、モデル化の簡素化を図るため、表-2 に示すように、実験供試体断面を突出フランジがない長方形断面に理想化した。

(2) 解析モデルの諸元

各解析モデルの代表的な諸元を、表-3 にまとめた。各限界状態に対する曲げモーメントの算出方法については、文献 4) を参照されたい。なお、同表において、距離 ξ は、解析モデルの断面の軸方向圧縮力 P を考慮した中立軸の位置を示している。

表-1 解析モデルの内訳

解析モデル名	実験供試体の断面	解析モデルの断面	解析モデルの柱長L (cm)	軸方向圧縮力P	載荷方法	解析方法
d-a			75	全塑性軸力N ₀ の15%	初期変位	弾性自由振動解析
d-b					正弦波形の模擬地震動	
s-a					静的繰返し変位	初期不整、ひずみ硬化、および基部の弾性支持を考慮した弾塑性静的解析
d-c					実地震加速度	初期不整、ひずみ硬化、基部の弾性支持、および相似則を考慮した弾塑性動的応答解析

表-2 解析モデルの断面寸法

解析モデル名	b (mm)	d (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	幅厚比パラメータ R	細長比パラメータ λ
d-a	135.5	104.7	4.4	4.4	0.581	0.368
d-b	135.5	104.7	4.4	4.4	0.581	0.368
s-a	147.2	105	5	4.5	0.594	0.386
d-c	135.5	104.7	4.4	4.4	0.581	0.368

$$R = \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k} \frac{b}{t_f}}$$

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{l}{r}$$

$$l = 2L$$

表-3 解析モデルの諸元

解析モデル名	軸方向圧縮荷重 P (tf)	質量 M (kgf·s/cm)	減衰係数 C (kgf·s/cm)	限界状態	ε (cm)	限界曲げモーメント M _y or M _p (tf·m)	δ _y (cm)
d-a	8.9	9.007	25.074	圧縮側降伏時	6.233	2.478	0.355
d-b				全塑性時	7.101	3.233	—
s-a	11.9	—	—	圧縮側降伏時	6.289	3.493	0.656
				全塑性時	5.277	4.501	—
d-c	8.9	90.07	66.349	圧縮側降伏時	6.233	2.478	0.507
				全塑性時	7.101	3.233	—

M_y: 降伏モーメント
M_p: 全塑性モーメント
δ_y: 降伏時水平変位

また、本解析では、表中の減衰係数 C に関して、以下の仮定を設けている。すなわち、水平剛度 K は、弾性範囲内で一定であるとみなせる。ところが、塑性領域においては、もはや一定の値でない。そのため、厳密には、減衰係数も、塑性領域で一定の値でなくなる(以下の式(1)を参照)。

しかし、今回行った弾塑性動的応答解析では、その影響が小さいものとみなし、減衰係数 C を次式で求められる一定値と考え、解析を行った。

$$C = 2h\sqrt{KM} = 2h\sqrt{\frac{H_y}{\delta_y} M} \quad \dots (1)$$

ここに、M は質量、H_y は降伏曲げモーメントを与える水平荷重、また δ_y は降伏点に達するときの載荷点の水平変位を表している。なお、減衰定数 h は、すべての解析モデルで 0.05 とみなした。

表-4 解析モデルの機械的性質

解析モデル名	降伏点 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	破断点 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (kgf/cm ²)	ポアソン比	伸び率 (%)
d-a	2,695	4,185	3,413	2.15×10 ⁶	0.276	39.0
d-b	2,695	4,185	3,413	2.15×10 ⁶	0.276	39.0
s-a	3,151	4,524	3,536	2.17×10 ⁶	0.274	37.9
d-c	2,695	4,185	3,413	2.15×10 ⁶	0.276	39.0

表-5 ひずみ硬化率

解析モデル	構成則	ひずみ	H' (kgf/cm ²)
d-a	完全弾塑性	0.0000~	0.0
d-b	完全弾塑性	0.0000~	0.0
s-a	降伏棚 + トリリニア	0.0000~0.0143	0.0
		0.0143~0.0300	4.15×10 ⁴
		0.0300~0.0600	1.61×10 ⁴
		0.0600~	6.10×10 ³
d-c	降伏棚 + トリリニア	0.0000~0.0143	0.0
		0.0143~0.0300	3.66×10 ⁴
		0.0300~0.0600	1.28×10 ⁴
		0.0600~	4.45×10 ³

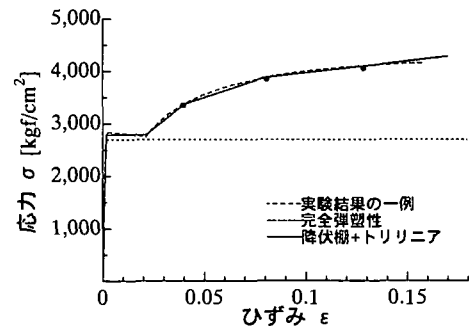


図-4 解析モデル d-c に用いた応力-ひずみ曲線

表-6 解析モデルの相似則

解析モデル	相似率 S ₂ (=実橋脚柱の寸法/解析モデルの寸法)	入力地震加速度	入力上部構造質量	解析モデルの固有振動周期 T _m (s)
d-a	相似則は考慮していない			
d-b				
s-a				
d-c	10	実地震加速度の1/10倍	想定橋脚柱上部構造質量の1/10倍	0.854

(3) 鋼材の機械的性質の設定

それぞれ文献 5)、および 6)において実施された静的繰返し変位載荷実験、およびハイブリッド実験の結果と USSP・D による数値解析結果(以下、単に数値解析結果という)とを比較・検討するため、これらの実験供試体と同じ機械的性質を、解析モデルに入力した。その詳細は、表-4 に示すとおりである。また、棒理論による厳密な解析結果(以下、厳密な解析結果という)と比較する解析モデル d-a、および d-b の機械的性質は、解析モデル d-c と同一に設定した。なお、静的繰返し変位載荷実験、およびハイブリッド実験の詳細については、それぞれ文献 5)、および 6)を参照されたい。

(4) 解析に用いる応力-ひずみ曲線

今回の解析に用いた鋼材の応力-ひずみ曲線は、表-4 に示した機械的性質を考慮し、以下のようにモデル化した。すなわち、解析プログラム USSP の関係上、

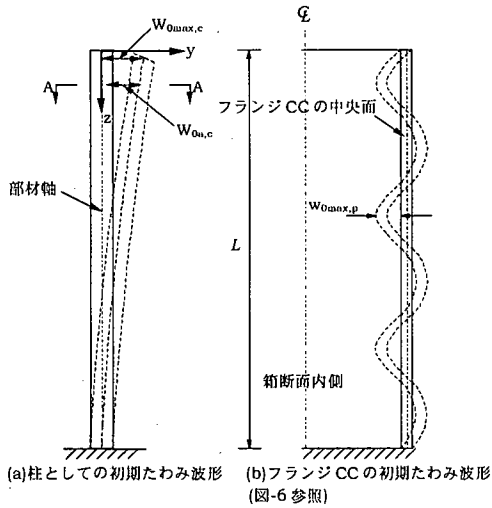


図-5 初期たわみ波形

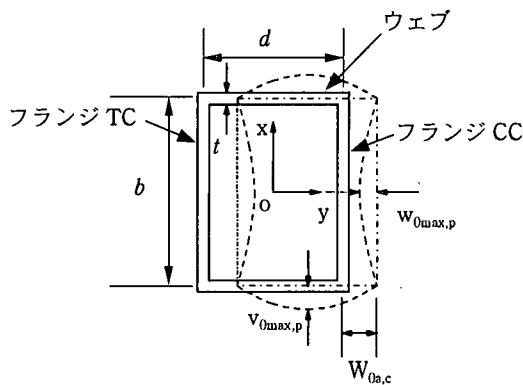


図-6 柱上端付近の断面 A-A の初期たわみモード

応力-ひずみ関係を、図-4 のような完全弾塑性形、および降伏棚を有しひずみ硬化領域をトリリニアとみなすモデル(以下、降伏棚+トリリニア形という)に理想化した。まず、解析モデル d-a、および d-b においては、解析の目的から、弾性範囲内の挙動のみを対象とするため、完全弾塑性形でモデル化した。つぎに、解析モデル s-a、および d-c は、塑性領域の挙動も考慮するため、降伏棚+トリリニア形にモデル化した。そして、そのひずみ硬化率は、それぞれの実験の際に行われた引張試験より得られた応力-ひずみ曲線に適合するよう決定した。

表-5 には、各解析モデルのひずみ硬化率の設定値を示す。

(5) 相似則

本研究で用いた解析モデルのうち、ハイブリッド実験結果と比較するための解析モデル d-c においてのみ、相似則を考慮している。ハイブリッド実験では、実橋脚の 1/10 の寸法のものを実験供試体としているため、相似則を考慮して実験が行われている。本研究では、実験とできるだけ同一条件で解析を行いたい。そのため、相似則も考慮に入れ、解析を行った。

すなわち、縮尺した解析モデルの動的解析を行う際には、上部構造の質量、および入力地震加速度を、表-

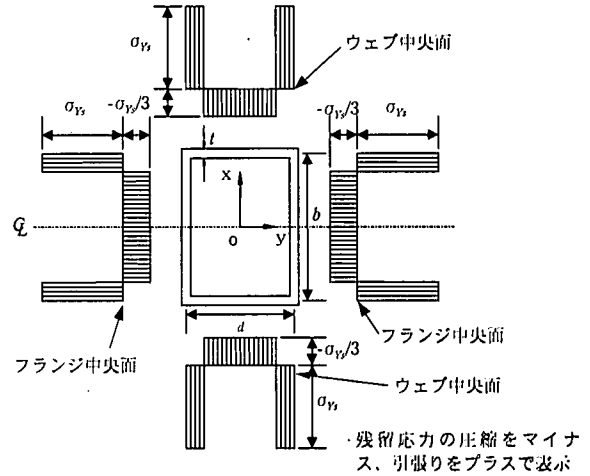


図-7 残留応力分布

6 のように換算して用いる必要がある。

(6) 初期たわみ波形

文献 7)、および文献 8)を参考に、図-5 に示すように、柱としての全体的な波形(同図(a))と、板パネルの局所的な波形(同図(b))とを重ね合わせた初期たわみ波形を、解析モデルに導入した。

また、柱上端付近の断面 A-A における初期たわみモードを、図-6 に示す。

初期たわみの最大値は、道路橋示方書⁷⁾で規定されている製作許容値とした。図-5 に示したように、座標系 (x, y, z) をとれば、初期たわみ波形は、以下の諸式で表すことができる。

$$w_0(x, z) = w_{0max,c} \cos\left(\frac{\pi}{2L}z\right) \pm w_{0max,c} \cos\left(\frac{\pi}{b}x\right) \sin\left(\frac{6\pi}{L}z\right) \quad \dots\dots(2)$$

$$v_0(y, z) = \pm v_{0max,p} \sin\left(\frac{6\pi}{L}z\right) \cos\left(\frac{\pi}{d}y\right) \quad \dots\dots(3)$$

ここに、初期たわみの最大値 $w_{0max,c}$ 、 $w_{0max,p}$ 、および $v_{0max,p}$ は、解析モデル s-a、および d-c に関して、それぞれ以下のように設定した。

$$w_{0max,c} = L/1,000, \quad w_{0max,p} = b/150, \quad \text{および} \quad v_{0max,p} = d/150$$

(7) 残留応力分布

残留応力分布は、文献 7)、および文献 8)を参考に、図-7 に示すような分布形状を呈するものとみなした。解析モデル s-a では、引張残留応力度を $\sigma_{ys} = 3,151 \text{ kgf/cm}^2$ 、また圧縮残留応力度を $\sigma_{ys}/3 = -1,050 \text{ kgf/cm}^2$ に設定した。そして、解析モデル d-c では、引張残留応力度を $\sigma_{ys} = 2,695 \text{ kgf/cm}^2$ 、また圧縮残留応力度を $\sigma_{ys}/3 = -898 \text{ kgf/cm}^2$ に設定した。

4. 解析結果とその考察

(1) 自由振動解析の結果とその考察

本研究で開発した弾塑性動的応答解析プログラム USSP-D の妥当性を検討するために、解析モデル d-a の節点 A に初期変位 0.3cm を与え、それを解放した後の自由振動を、解析した。そして、得られた水平変位の時刻歴応答を、本数値解析結果と厳密な解析結果とで

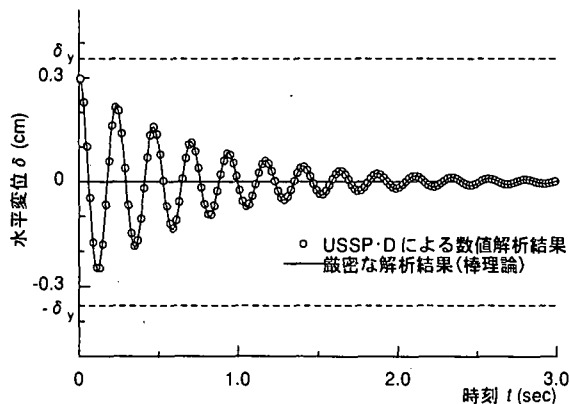


図-8 自由振動における水平変位の時刻歴応答

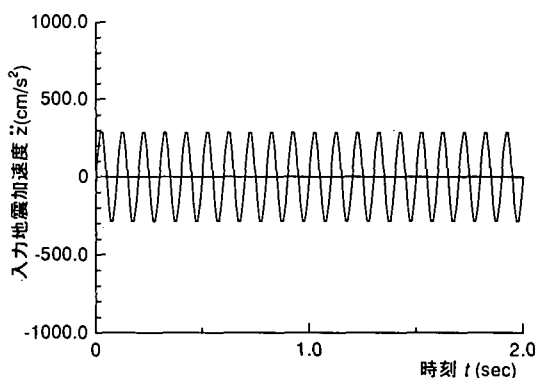


図-9 sin波の入力模擬地震加速度

比較する。

まず、自由振動における厳密な解析値は、以下の微分方程式を解くことによって求められる。

$$M\ddot{\delta} + C\dot{\delta} + K\delta = 0 \quad \dots(4)$$

ここに

M : 質量

C : 減衰係数

K : バネ定数 ($K = 3EI/L^3$)

ただし、厳密な解析値は、上記の微分方程式より導かれていることからわかるように、棒として取り扱われている。一方、USSP-Dは、局部座屈も考慮できるように板とみなして解析が行われる。そのため、本数値解析値と厳密な解析値とを同一条件で考えるためには、ポアソン比の効果を考慮して、ヤング係数 E を以下の式で補正する必要がある。

$$E_{理} = (1 - \mu_s^2) E_{実} \quad \dots(5)$$

$E_{実}$: 実測より得られたヤング係数(今回の解析では、 $2.15 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ に設定)

$E_{理}$: 棒理論に用いる補正後のヤング係数 ($1.987 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$)

μ_s : ポアソン比の実測値(0.276)

本数値解析には $E_{実}$ を用い、また厳密な解析値の算出には $E_{理}$ を用いた。

このようにして得られた厳密な解析結果と、USSP-Dによる数値解析結果とを比較したものを、図-8に示す。

この図によると、弾塑性動的応解析プログラム USSP-Dの数値解析結果と厳密な解析結果とが、良好に一致している。

(2) 弾性範囲内における強制振動の結果とその考察

USSP-Dの妥当性を検討するため、弾性範囲内における強制振動を解析モデル d-b に与え、USSP-Dによる数値解析結果と厳密な解析結果とを、比較・検討する。入力する模擬地震加速度には、図-9に示す周期 0.1(sec) で、振幅 300(gal) の sin 波形を採用した。

弾性範囲内における強制振動の厳密な解析解は、以下の微分方程式を解くことにより求められる。

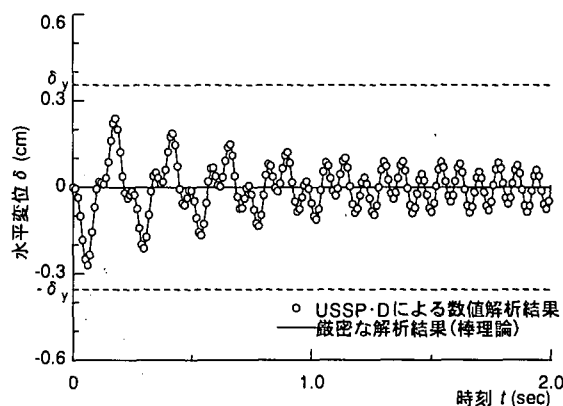


図-10 強制振動を与えた場合の水平変位の時刻歴応答

$$M\ddot{\delta} + C\dot{\delta} + K\delta = -M\ddot{z} \quad \dots(6)$$

ここに、 \ddot{z} は入力地震加速度である。

求められた厳密な解析解と USSP-D による数値解析結果とを比較したものを、図-10に示す。

弾性範囲内における強制振動を与えた際の水平変位の時刻歴応答を比較した上図によると、過度現象が生じている $t < 1.0$ 秒の初期の振動、および定常状態となっている $t > 1.0$ 秒の振動に対していずれも、USSP-Dの数値解析結果と厳密な解析結果とが、良好に一致していることがわかる。

(3) 静的繰返し変位を受ける橋脚柱モデルの静的弾塑有限変位の解析結果とその考察

USSP-D に用いられている構成則の妥当性を判断するため、USSP を用いて、図-11 に示す静的繰返し変位を、解析モデル s-a に載荷する。そして、数値解析結果と、過去に行われた実験結果⁹⁾との比較を行う。本研究では、プログラムの都合上、繰返し回数 1 回のみを対象として解析を行った。なお、解析を行う際に、ひずみ硬化の取扱いについては、移動硬化 100%、および等方硬化 100% の 2 ケースを対象とした。

得られた水平荷重-水平変位曲線の数値解析結果を実験結果と比較したものを、図-12に示す。

この図によると、終局限界状態(ピーク荷重状態)に至るまで、ひずみ硬化の設定方法にかかわらず、両曲線はほぼ一致していることがわかる。また、弾性領域における傾きも等しく、その終局強度もほぼ等しくなっ

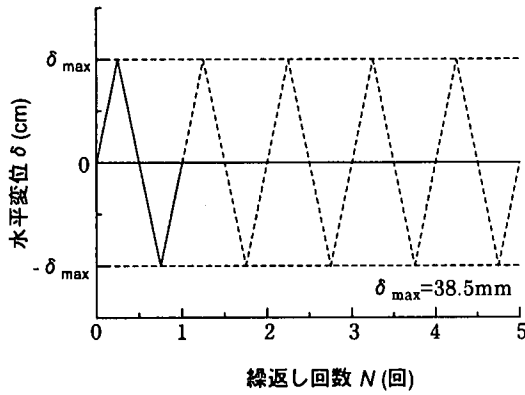


図-11 静的繰返し変位の載荷方法

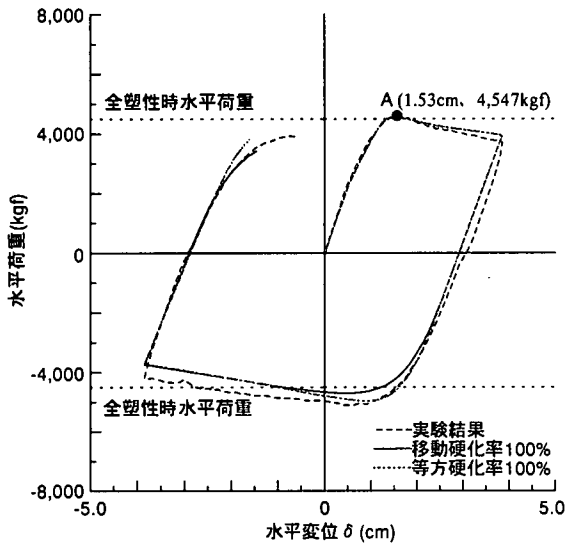


図-12 静的繰返し変位載荷時の水平荷重-水平変位曲線

ている。しかし、除荷が進行するのに伴って、両結果が少しずつ離れ始める。そして、負側のピーク荷重付近においては、移動硬化を 100%に設定した場合、解析による水平荷重が実験値より 10%程度小さくなっている。等方硬化を 100%に設定した場合においても、ピーク時における数値解析結果は、実験値よりも若干小さな値をとっている。

つぎに、同図における点 A の状態にある解析モデルの変形状態、および弾塑性領域の分布図を、図-13 に示す。ちなみに、点 A は、水平変位が 1.53cm に位置し、4,547kgf の水平荷重が作用し、正側において水平荷重がピークとなっている点である。なお、変位の倍率は、10 倍に拡大している。また、弾塑性領域の進展状況を示す同図(b)においては、黒く塗りつぶされた箇所が弾塑性領域に相当する。すなわち、有限要素内の各層のうち、1 つでも降伏したものがあれば、その要素は、弾塑性状態に達したとみなして、黒く塗りつぶしてある。同図によると、点 A の状態において、解析モデルの基部が著しく変形し、その部分の要素が弾塑性領域に達していることがわかる。

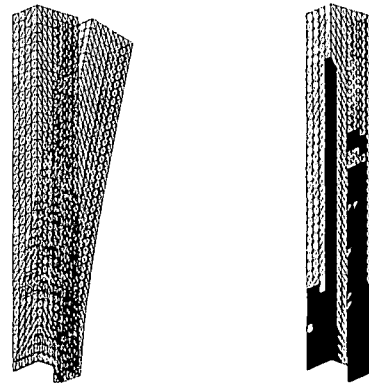


図-13 図-12 の点 A の状態における変形状況、および弾塑性領域の分布状況

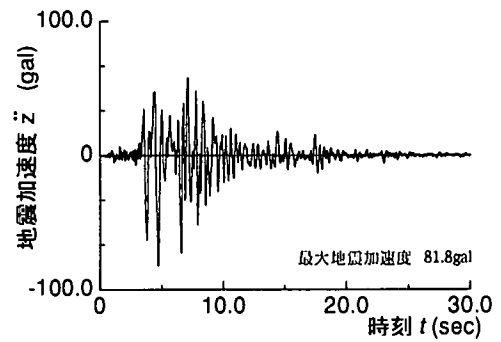


図-14 入力地震加速度

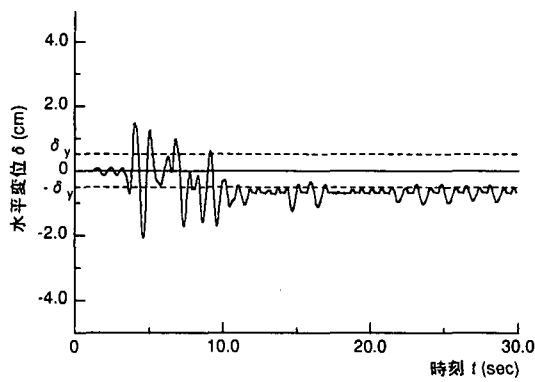
(4) 実際の地震加速度を与えた際の弾塑性動的応答解析結果とその考察

ここでは、実測された地震加速度を入力したハイブリッド実験の結果⁹⁾と USSP-D の数値解析結果とを比較し、その妥当性の検討を行った。入力地震加速度としては、図-14 に示すように、1995 年 1 月 17 日に神戸海洋気象台で記録された兵庫県南部地震の南北方向の地震加速度(最大地震加速度 818.02gal)を相似率を考慮し、加速度のみを 1/10 に縮尺したものをを入力した。また、解析モデルの構成側は、表-5 より、降伏棚+トリリニア形に設定し、移動硬化 100%と仮定して解析を行った。

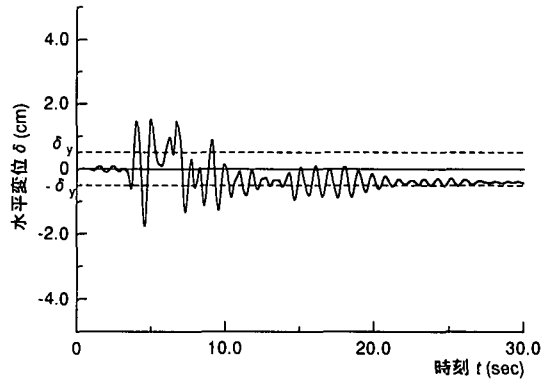
実験結果、ならびに数値解析結果を、図-15(a)~(d) に示す。これらの図よりわかるように、実験、および解析による水平変位の時刻歴応答波形は、概ねよく一致している。そして、数値解析結果の実験結果に対する最大応答変位は、約 85%となっている。そして、残留変位は、どちらもほぼ δ_y 程度となっている。また、水平荷重-水平変位曲線を比較すると、その形状は、両者でほぼ類似している。しかし、水平荷重の最大値は、実験結果の方が約 15%大きくなっており、今後、さらに検討を加える余地が残されている。

つぎに、 $t=3, 4, 5, 6, 7$ 、および 29 秒における解析モデルの変形状況、および弾塑性領域の変動状況を、それぞれ図-16、および図-17 に示す。なお、変位の倍率は、10 倍に拡大している。

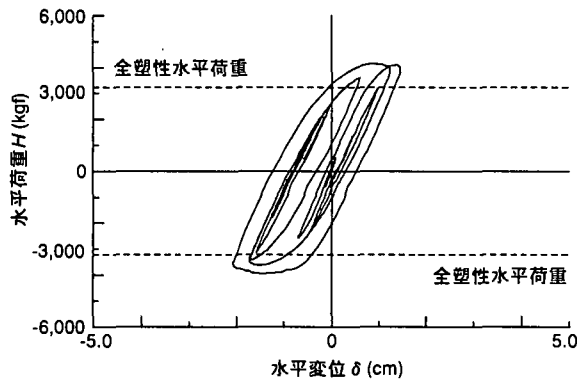
図-16 の時刻にわたる変形状況によると、入力地震加



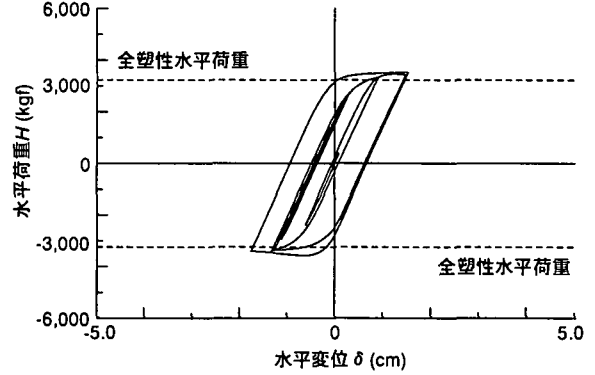
(a)ハイブリッド実験による水平変位の時刻歴応答



(b)USSP-Dによる水平変位の時刻歴応答



(c)ハイブリッド実験による水平荷重-水平変位曲線



(d)USSP-Dによる水平荷重-水平変位曲線

図-15 ハイブリッド実験結果とUSSP-Dによる数値解析結果との比較

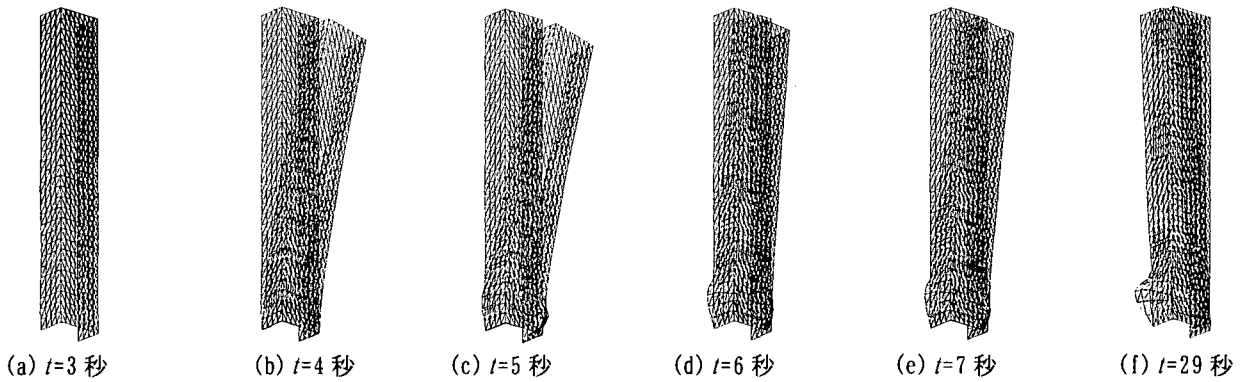


図-16 時刻にわたる変形状況(USSP-D)

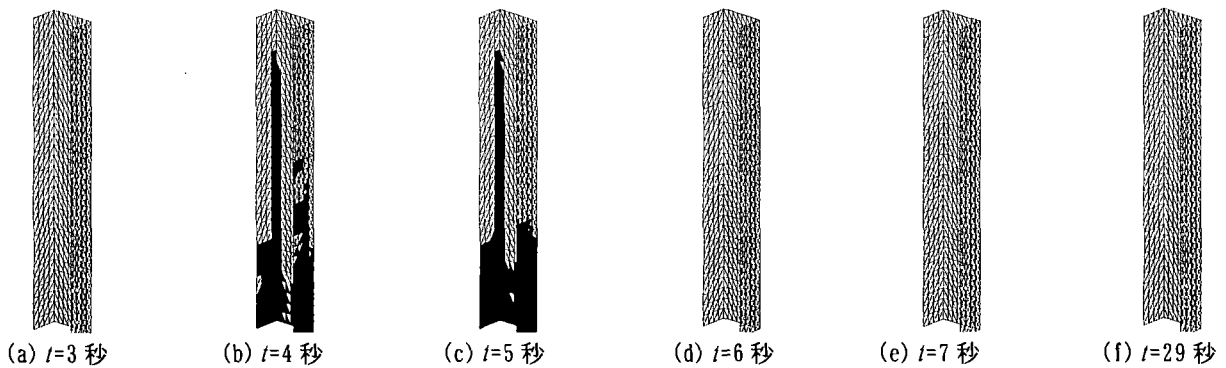


図-17 時刻にわたる弾塑性領域の変動状況(USSP-D)

速度が 50gal(相似則を考慮して実橋脚に換算して 500gal)となる 4 秒以降で、解析モデルの基部の板パネルは、局部座屈によって著しく変形していることがわ

かる。また、図-17 によると、同じく 4 秒以降においては、弾塑性領域に達する要素が増えはじめ、その領域が基部付近に集中していることがわかる。なお、一担、

弾塑性領域に入った要素が振動時間が経過すると、再び弾性領域に戻る現象が認められる。たとえば、 $t=4$ 秒において弾塑性領域に達している要素は、 $t=6$ 秒、あるいは $t=7$ 秒において、すべて弾性領域に再び戻っている。

5. 結論

本研究より得られた主な結論、および今後の検討課題を示すと、以下のとおりである。

- (i) 弾性範囲内の自由振動解析に対する USSP・D による数値解析結果と、棒理論による厳密な解析結果とは、良好に一致した。
- (ii) 弾性範囲内の強制振動に対しても、USSP・D による数値解析結果と、棒理論による厳密な解析結果とは、良好に一致した。
- (iii) 上記の結論(i)、および(ii)より、弾性範囲内における USSP・D の妥当性は、確かめられたと判断される。
- (iv) 静的繰返し変位を載荷した場合、鋼材の構成則を移動硬化 100%、あるいは等方硬化 100%に設定した 2 ケースの解析を行った。その結果、ピーク荷重以降の劣化領域に対する USSP による数値解析結果と、実験結果との間に若干の差異がみられた。しかし、全般的に、両結果は、ほぼ一致した。
- (v) 実際の地震動を与えた場合、その挙動は実験結果と USSP・D による数値解析結果とで類似した時刻歴応答を示した。
- (vi) USSP・D による応答水平変位の最大値、応答水平荷重の最大値、および残留変位は、ハイブリッド実験の結果に比して、それぞれ 84.4%、86.0%、および 64.8%となった。
今後、USSP・D の適用性を高めるため、他のハイブリッド実験結果などと比較・検討し、改良を加える余地が残されている。

参考文献

- 1) USSP 研究会：USSP ユーザーズ・マニュアル、理論編、Ver. 3.0、日本構研情報(株)、平成 8 年 10 月。
- 2) 中井 博・北田俊行・中西克佳：ハイブリッド実験システムを用いた鋼製・合成柱の耐荷性、および耐震性に関する研究、大阪市立大学工学部紀要・震災特別号(別冊)、pp.131-134、1995 年 1 月。
- 3) 中井 博・北田俊行・中西克佳・三原邦啓：箱形断面を有する鋼製・合成橋脚柱の塑性域における構成則に関する基礎的研究、平成 7 年度年次学術講演会講演概要集、土木学会関西支部、I-82、1995 年 5 月。
- 4) 阪神高速道路公団保全施設部・(財)災害科学研究所：既設橋脚の耐震性向上手法の開発に関する調査・研究業務、平成 6 年 3 月。
- 5) 北田俊行・中井 博・中西克佳・竹野晃司：中空合成箱形断面を有する橋脚柱の耐震性に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.43A、土木学会、pp.225~236、1997 年 3 月。
- 6) 穴瀬哲也：鋼製・合成橋脚柱の軸方向圧縮力と耐荷性・変形性能との関係に関する実験的研究、卒業論文、大阪市立大学・工学部・土木工学科、平成 9 年 2 月。
- 7) 北田俊行・中井 博・國広昌史・岸田和人・原田直樹：鋼薄肉箱形断面柱の連成座屈強度に及ぼす構成板パネルの初期たわみ波形の影響、構造工学における数値解析法シンポジウム論文集、第 18 巻、日本鋼構造協会、pp.3~8、平成 6 年 7 月。
- 8) 國広昌史・大南亮一・岸田和人・北田俊行・中井 博：局部座屈と全体座屈との連成を考慮した箱形断面部材の終局強度特性と設計法、構造工学における数値解析法シンポジウム論文集、第 19 巻、日本鋼構造協会、pp.363~368、平成 7 年 7 月。
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、I.共通編、およびII.鋼橋編、1996 年 12 月。

(1998 年 8 月 17 日受付)

ESTABLISHMENT OF A METHOD FOR ANALYZING ELASTO-PLASTIC AND DYNAMIC RESPONSE OF STEEL BRIDGE PIERS WITH SINGLE COLUMN BY CONSIDERING LOCAL BUCKLING

Toshiyuki Kitada, Hiroshi Nakai, Masato Kano and Jun Okada

A computer program, USSP・D, is developed for predicting the elasto-plastic and dynamic response of the steel bridge piers idealized into a vibration system with one degree of freedom by considering the local buckling of the stiffened plate elements through combining a computer program, USSP, for analyzing the elasto-plastic and finite displacement (FEM) of stiffened plates with a computer program, FDDA1 (FDM), for analyzing the dynamic response of vibration system with one degree of freedom. Then, the program, USSP・D developed in this paper, is verified through the comparison of the numerical results obtained by USSP・D with experimental results obtained by hybrid test.