

弾塑性動的応答解析プログラム USSP・D を用いた鋼製ラーメン橋脚の地震時挙動

大阪市立大学大学院 学生員○岡田 潤
 大阪市立大学大学院 正 員 山口隆司

大阪市立大学大学院 正 員 北田俊行
 日本構研情報(株) 正 員 山野敏郎

1. まえがき 本研究は、一自由度系振動体としてモデル化された鋼製橋脚の柱としての座屈と構成板パネルの局部座屈とを考慮して弾塑性動的応答解析を行う既開発プログラム USSP・D¹⁾を用いて、一層門型ラーメン橋脚の地震時挙動を明らかにすることを目的としている。はじめに、文献2)で行われた単調漸増水平変位載荷実験結果と USSP・D による弾塑性有限変位解析結果との比較を通じて、対象とした解析モデルの妥当性の検証を行った。つぎに、同一モデルに、レベル2・タイプIIの地震動を入力して弾塑性動的応答解析を行い、その面内地震時挙動について検討している。

2. 解析モデル 表-1 に示すような断面寸法および各種座屈パラメータを有する一層ラーメン橋脚を対象とした。この解析モデルは、文献2)で実施された実験供試体をモデル化したものであり、阪神高速道路公団・湾岸線・岸 P34 橋脚を 1/17 倍に縮小したものである。図-1 に示すように、対象とした柱の構造、載荷荷重、および、たわみ波形の対称性を利用して、対象としたラーメン橋脚から網かけ部分に示した 1/2 部分を取り出し、プログラム USSP・D のための解析モデルとした。この解析モデルにおいて、載荷断面内の節点が従属している独立節点 A および独立節点 C を剛板要素上に設ける。そして、節点 A および節点 C を剛棒でつなぎ、その中点に節点 B を設定した。独立節点 A および独立節点 C には、上部構造の自重を想定した軸方向圧縮力を載荷した状態で、節点 B に水平方向(y 軸方向)に、単調漸増水平変位および地震動に伴う応答変位を入力する。

一方、この解析モデルは、節点 B を質点とみなして、振動解析を行うための一自由度系モデルともなる。

また、モデル化は、以下の仮定を考慮して行う。

- i) 応力-ひずみ関係: 引張試験結果²⁾より得られた応力-ひずみ曲線に適合するように、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で近似する。
- ii) 硬化則: 移動硬化率を 100% に設定し、等方硬化は発生しないものと仮定する。
- iii) 初期不整: 本解析では、無視する。
- iv) 軸力比は実際の軸力比を参考に全塑性軸方向力の 4.15% となるよう設定する。
- v) 減衰定数: 全ての解析モデルで、減衰定数 h を、0.05 に設定する。

- vi) 入力地震波: 兵庫県南部地震の際に JR 鷹取駅近傍の地盤で観測された南北方向の地震加速度波の振幅を n 倍($n=1.0$ および 2.0)した 2 ケースを設定する。

このようにして作成した解析モデルの総節点数は 18,051 で、総要素数は 38,131 となった。

キーワード: 弾塑性動的応答解析, 鋼製ラーメン橋脚, 局部座屈, 耐震

連絡先: 〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138 大阪市立大学工学部土木工学科 TEL:06-6605-2735 FAX:06-6605-2765

表-1 解析モデル断面寸法および各種座屈パラメータ

座屈パラメータ	補剛板全体の幅厚比パラメータ R_F	板パネルの幅厚比パラメータ R_R	縦補剛材剛比 γ/γ^*
柱断面フランジ	0.322	0.389	1.474
梁断面フランジ	0.648	0.425	2.471

注: 単位はmm. また()内の数字は、隅角部近傍の断面寸法

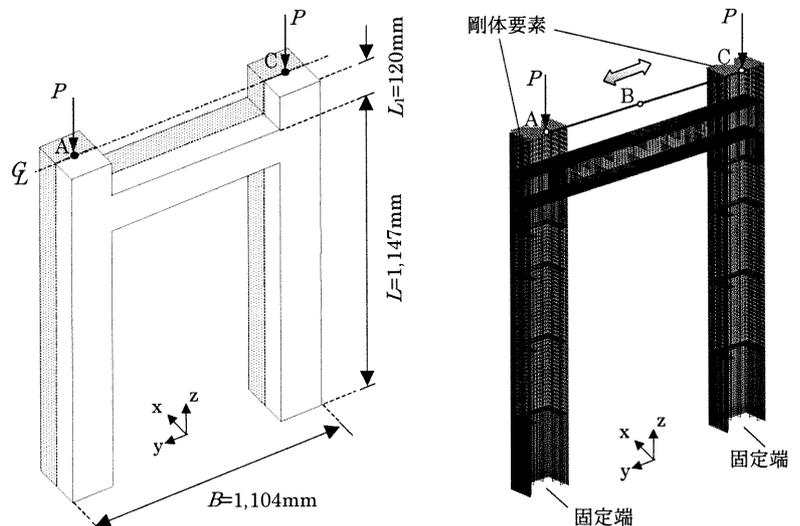


図-1 解析モデルの概要

3. 解析結果 まず、設定した解析モデルの妥当性を検証するため、文献2)の実験結果とUSSP・Dによる解析結果とを比較・検討する。水平荷重-水平変位曲線を図-2に、また、解析および実験より得られた H_{max} 、 δ_{max} 、ならびに δ_{95} をまとめて表-2に、それぞれ示す。なお、図-2に示されている降伏変位 δ_y および降伏水平荷重 H_y の値は、文献2)にしたがった。図-2よりわかるように、初期剛性に着目すると、実験値と解析値とは良好に一致している。ただし、水平変位が δ_y をこえると、その剛性に差異が見られる。この原因としては、本解析モデルでは初期不整を考慮していないということが考えられる。

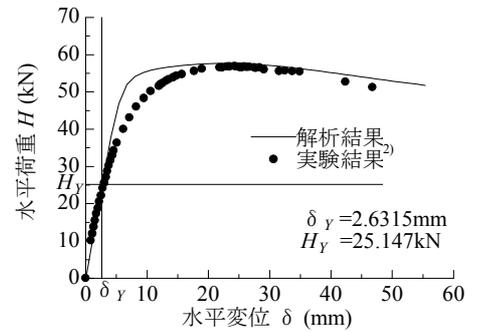


図-2 水平荷重-水平変位曲線

また、表-2より、 H_{max} 、 δ_{max} 、および δ_{95} に着目すると、USSP・Dによる解析値は実験値と比較して良好に一致しており、プログラムUSSP・Dがラーメン橋脚の面内挙動を精度よく評価できていることがわかる。

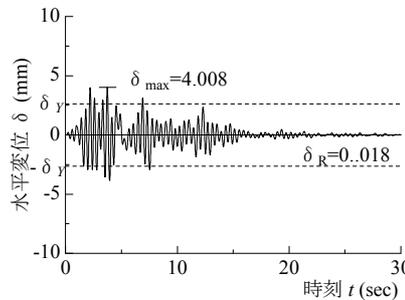
表-2 解析結果と実験結果との比較

着目項目	H_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	δ_{95} (mm)	δ_{95}/δ_y
実験結果	56.938	23.1	38.7	14.7
USSP・Dによる解析結果	57.676	22.50	42.2	16.0
解析結果/実験結果	1.013	0.974	1.090	

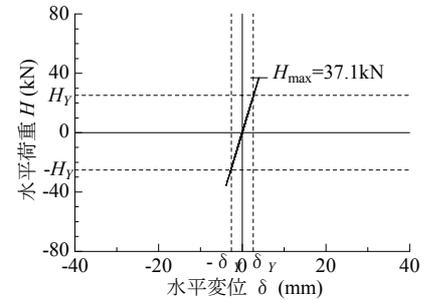
つぎに、鋼製ラーメン橋脚の面内地震時挙動について検討する。図-3より、JR 鷹取波($n=1.0$)を入力した際、その応答変位は δ_y を越えるものの、水平荷重-水平変位曲線は線形の挙動を示し、残留変位も0.018mmと無視できる値であった。

H_{max} : 最大水平荷重。 δ_{max} : 最大水平荷重発生時の水平変位。
 δ_{95} : 水平荷重がピークを過ぎ、 $0.95 \times H_{max}$ まで低下した時の水平変位

また、図-4より、JR 鷹取波($n=2.0$)を入力した場合においても、応答変位の最大値は、7.569mm(δ_y の2.88倍)となり、水平荷重-水平変位曲線は、非線形な挙動を示すものの、最大応答水平荷重は単調漸増水平変位載荷時に得られた H_{max} に到達しなかった。



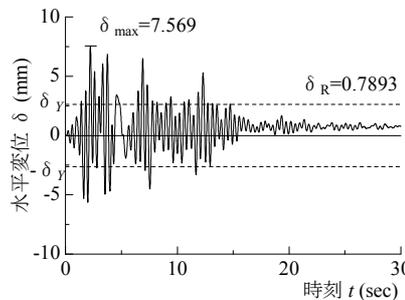
(a)水平変位の時刻歴応答



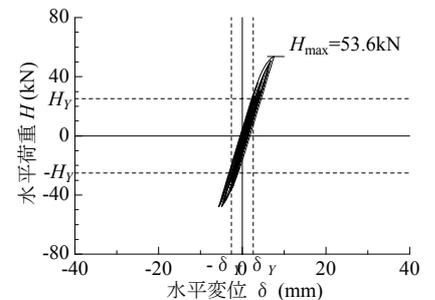
(b)水平荷重-水平変位曲線

図-3 JR 鷹取駅の地震波($n=1.0$)を入力した時の地震時挙動

なお、本研究で実施した弾塑性動的応答解析は、IBM RS/6000SPをも使用した。表-3に示すように、通常のパーソナルコンピュータで演算した場合と比較して、その演算時間は約1/5となり、著しく短縮できた。



(a)水平変位の時刻歴応答



(b)水平荷重-水平変位曲線

図-4 JR 鷹取駅の地震波を2倍($n=2.0$)して入力した時の地震時挙動

4. まとめ

(1)単調漸増水平変位載荷時において、実験結果とUSSP・Dによる解析結果とが、良好に一致した。

(2)弾塑性動的応答解析結果より、本研究で用いた鋼製ラーメン橋脚は、十分な耐震性能を有していると言える。

表-3 単調漸増水平変位(20 δ_y まで)を載荷した解析に要した演算時間の比較

使用機器名	メモリ	CPU		演算時間 (hr)
		チップ	速度	
Hewlett-Packard Vectra	384MB	PentiumIV	1.4GHz	9.0
IBM RS/6000 SP	32GB	Power3-II	375MHz ×4	1.67

参考文献

- 北田俊行・中井 博・狩野正人・岡田 潤：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，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，土木学会，pp.255-262，1998年11月。
- 武居正樹：はり部の損傷を考慮した鋼製ラーメン橋脚の耐震性能に関する研究，修士論文，京都大学大学院工学研究科 土木工学専攻，2002年2月。