

大阪市立大学工学部 正 員 北田俊行 大阪市立大学工学部 正 員 中井 博
日本構研情報(株) 正 員 山野敏郎 大阪市立大学工学部 学生員 岡田 潤

1. まえがき 本研究では、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既開発プログラム USSP・D³⁾を用いて、レベル 2・タイプⅡの種々な内陸直下型地震を受ける単柱形式の薄肉鋼製橋脚の弾塑性動的有限変位解析を行った。そして、この種の解析を行うに当たって、留意すべき種々な問題点の整理を、行ってみた。

2. 解析モデル 文献 2)で行われた相似率 8 のハイブリッド実験の供試体(長方形断面 NO.13)の寸法を実物大レベルに拡大した解析モデルを用い、USSP・D を用いて解析を行った。すなわち、図-1 に示す断面を有する片持柱を、解析の対象とした。そして、図-2 に示すように、対象柱の構造形状、載荷荷重、および、たわみ波形の対称性を利用して、対象柱から柱軸方向に 1/2 の部分を取り出し、解析モデルを設定した。ここでは、載荷断面内の節点を従属させる独立節点 A を剛体要素上に設け、独立節点 A に上部構造の自重を想定した一定の軸方向圧縮力を載荷したうえ、さらに水平方向に地震動による応答変位を入力した。

一方、この解析モデルは、独立節点 A を質点とみなして、一自由度系振動体にモデル化した。

その際、対称橋脚の諸元は、表-1 のように設定した。それらは、以下の条件を考慮して、モデル化したものである。

- i) 応力-ひずみ関係：二次剛性は、一次剛性の 1/100 なるバイリニアモデルに設定した。
- ii) 硬化則：移動硬化率は 100%に設定し、また等方硬化率は発生しないものとした。
- iii) 初期不整：今回の解析では、無視した。
- iv) 要素分割状況：要素は、フランジ方向に 12 分割(1/2 モデルなので、実際は 6 分割)、ウェブ方向に 8 分割、および柱の高さ方向に 46.175cm 刻みの 32 分割した。それゆえ、総計は、694 節点で、また 1280 要素となった。

以上の解析モデルを用いて、兵庫県南部地震の際に観測された 4 つの異なる地震加速度を解析モデルに入力した。その際、入力地震加速度は、以下のとおりにとった。すなわち、解析モデル①：東神戸大橋近傍の地盤の橋軸方向の地震加速度を 1.5 倍に拡大した地震加速度。解析モデル②：神戸海洋気象台の南北方向の地震加速度。解析モデル③：東神戸大橋近傍の地盤の南北方向の地震加速度。解析モデル④：JR 廣取駅近傍の地盤の南北方向の地震加速度。解析モデル①の解析は、文献 2)で行われたハイブリッド実験の結果と解析結果とを比較し、USSP・D による解析値の信頼性を検定するために行った。解析モデル②～④の解析は、Ⅰ種地盤からⅢ種地盤で観測された地震加速度を作用させ、地盤種別による挙動の差異について、検討するために行った。

Toshiyuki KITADA, Hiroshi NAKAI, Toshiro YAMANO, Jun OKADA

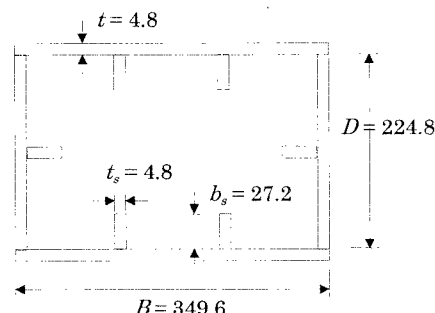
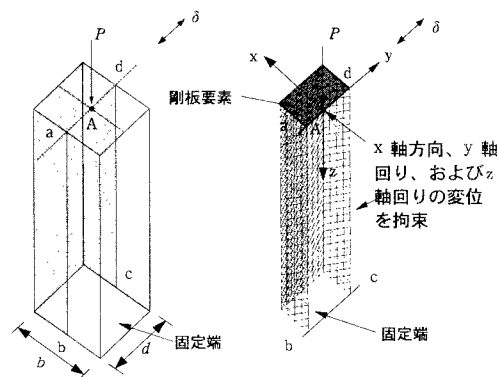


図-1 解析モデルの断面(寸法単位:cm)



(a)対象とした薄肉箱形断面柱 (b) 1/2 の解析モデル

図-2 解析モデル

表-1 解析モデルの諸元

材質	SS400
柱長さ(cm)	1,477.6
幅厚比パラメータ R_R	0.491
細長比パラメータ λ	0.376
軸方向力比 P/N_p	0.113
ヤング係数(kgf/cm ²)	2.1×10^5
ポアソン比	0.3
降伏点(kgf/cm ²)	3,150
降伏水平荷重 H_y (kgf)	954,000
降伏水平変位 δ_y (cm)	8.88
固有周期(s)	0.93
減衰定数	0.05
時間刻み(s)	0.01

表-2 解析結果

入力地震加速度	δ_{max}/δ_y	H_{max}/H_y	δ_R/δ_y
① 1.5×東神戸大橋	-4.160	-1.328	-2.433
② 神戸海洋気象台	-2.730	-1.326	-0.396
③ 東神戸大橋	-2.705	-1.325	-1.186
④ JR鷹取駅	6.707	1.323	2.710
実験 ⑤ 1.5×東神戸大橋 ²⁾	-4.963	-1.390	-2.800
①/⑤	0.838	0.956	0.869

〔注〕 δ_{max} ：最大水平変位、 H_{max} ：最大水平荷重、 δ_R ：残留変位

3. 解析結果とその考察 以上の4ケースの解析より得られた最大水平変位 δ_{max} 、最大水平荷重 H_{max} 、および残留変位 δ_R を、表-2 にまとめた。

まず、ハイブリッド実験結果²⁾と解析モデル①の結果とを、比較するため、解析モデル①の時刻歴応答、および水平荷重-水平変位曲線を、図-3 に示す。この図によると、その挙動は、 $t=7(s)$ 付近で負側に著しい応答変位 δ_{max} が発生し、残留変位 δ_R が $-2.433 \delta_y$ となった。表-2 の応答変位 δ_{max} に注目すると、解析値は、実験値 $-4.963 \delta_y$ と比べて 16%ほど小さな値を取っている。残留変位 δ_R も同様の傾向がみられる。一方、応答水平荷重の最大値は、実験値と解析値とではほぼ一致した。

つぎに、解析モデル②～④に対する時刻歴応答、および水平荷重-水平変位曲線を、図-4 に示す。解析モデル②においては、 $t=4(s)$ から $t=10(s)$ まで正側、および負側にそれぞれ著しい応答変位が生じる。しかし、それぞれが打ち消しあい、最終的に残留変位は、小さな値になった。解析モデル③の場合、 $t=5(s)$ で著しい応答変位が生じはじめ、 $t=7(s)$ 付近で負側に最大応答変位が生じた後は、そのまま変位が戻らず、負側に $-1.186 \delta_y$ の残留変位 δ_R が発生した。解析モデル④の場合は、他の解析モデルと比べ、早い段階で著しい応答変位が発生した。そして、 $t=5(s)$ で正側に最大応答変位 $6.707 \delta_y$ が生じ、それが原因して残留変位 δ_R も正側に大きな値 $2.710 \delta_y$ となった。

4. まとめ 本研究より得られた主な結論、および今後の課題をまとめると、以下のとおりである。

- 1)USSP・D による応答変位の最大値、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と比較して、それぞれ 83.8%、95.6%、および 86.9%となった。
- 2)応答変位で差異がみられた理由として、初期不整を考慮していないこと、および構成則をバイリニアに仮定したことなどが考えられる。今後は、初期不整、および実際の構成則を考慮して解析を行う必要がある。
- 3)Ⅰ種地盤～Ⅲ種地盤の解析によると、Ⅱ種地盤においては、応答変位、および残留変位が最も大きくなった。

参考文献 1)北田俊行・中井 博・狩野正人・岡田 潤：単柱形式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。

2)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(Ⅶ)、pp.303-388、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。

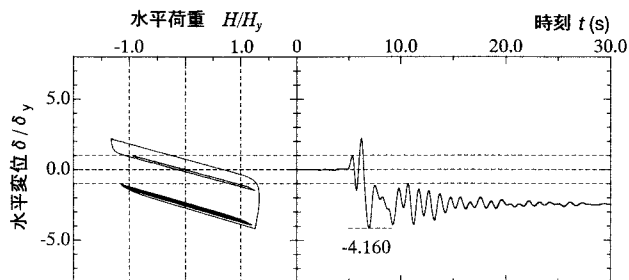


図-3 解析モデル①の時刻歴応答、および水平荷重-水平変位曲線

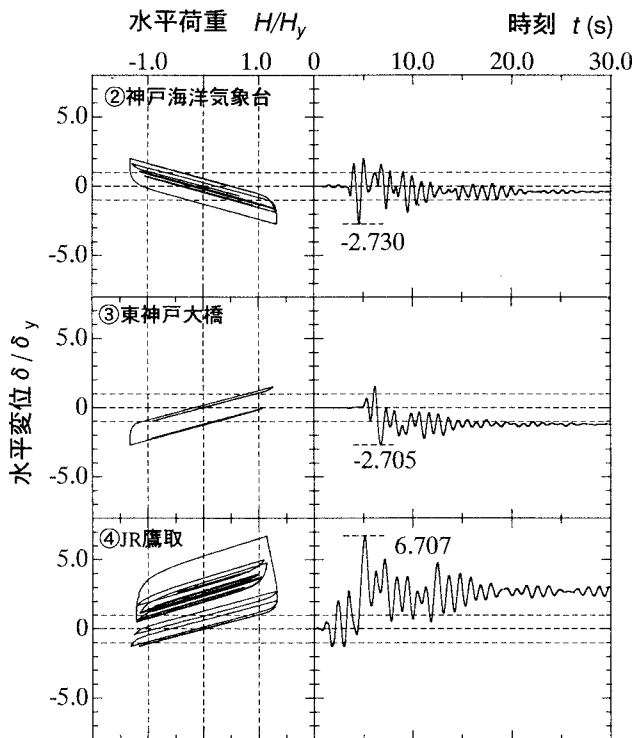


図-4 解析モデル②～④の時刻歴応答、および水平荷重-水平変位曲線