

I - B2 長方形断面、および円形断面を有する単柱形式の鋼製橋脚の弾塑性動的応答解析

大阪市立大学大学院 学生員 岡田 潤 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

1. まえがき 本研究においては、一自由度系振動体とみなしてモデル化された鋼製橋脚を対象にし、しかも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・D¹⁾によって、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長方形断面、および円形断面を有する薄肉鋼製橋脚の弾塑性動的応答解析を行った。そして、本文では、これらの橋脚の動的応答特性を、検討したものである。

2. 解析モデル 文献 2)で行われた相似率 1/8 のハイブリッド実験の供試体(長方形断面 No.13、および円形断面 No.12)の寸法を実物大に拡大した解析モデルに対して、USSP・D を用いて解析を行った。すなわち、図-1(a)および(b)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、载荷荷重、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、载荷断面内の節点に従属する独立節点 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载荷したうえ、さらに水平方向地震動を入力した。

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、対象橋脚の諸元は、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。

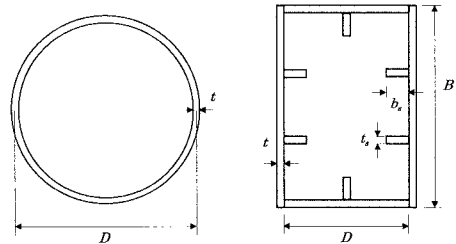
- iv) 要素分割状況：長方形断面の解析モデルの柱基部から 1/4 の高さ部分では、フランジ方向に 12 分割、またウェブ方向に 16 分割した。そして、残りの部分では、フランジ方向に 6 分割、またウェブ方向に 8 分割とした。それゆえ、節点総計は 1,182 で、また要素は 2,220 とした。一方、円形断面の解析モデルの柱基部から 1/16 の高さ部分では半円を 80 分割し、また 1/16~3/32 の高さ部分では半円を 40 分割した。そして、残りの部分では、半円を 20 分割した。それゆえ、節点総計は 1,360 で、また要素は 2,540 とした。

- v) 入力地震加速度：解析モデル①では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を、解析モデル②~④ではそれぞれ神戸海洋気象台、東神戸大橋近傍の地盤、および JR 鷹取駅近傍の地盤の南北方向の地震加速度を、さらに解析モデル⑤では東神戸大橋近傍の地盤の橋軸方向の地震加速度を、入力した。

- vi) 減衰定数：全ての解析モデルで、減衰定数を、0.05 に設定した。

キーワード：弾塑性動的応答解析、鋼製橋脚柱、局部座屈、有限要素法

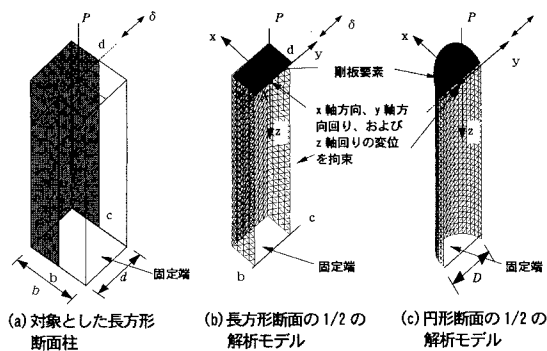
連絡先：〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138 大阪市立大学工学部土木工学科 TEL:06-6605-2735 FAX:06-6605-2765



(a) 円形断面

(b) 長方形断面

図-1 解析モデルの断面



(a) 対象とした長方形断面柱

(b) 長方形断面の 1/2 の解析モデル

(c) 円形断面の 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

解析モデル	長方形断面 ①~④	円形断面 ⑤
	①~④	⑤
フランジ幅 B (cm)	324.6	-
ウェブ幅 D (cm)	224.8	-
直径 D (cm)	-	316.2
板厚 t (cm)	4.8	3.77
補剛材幅 b_f (cm)	27.2	-
補剛材板厚 t_w (cm)	4.8	-
材質	SS400	SS400
柱高さ (cm)	1,477.6	1,440
幅厚比パラメータ R_g	0.491	-
径厚比パラメータ R_t	-	0.117
細長比パラメータ λ	0.376	0.338
軸方向力比 P/N_p	0.113	0.111
ヤング係数 (kgf/cm ²)	2.1×10^6	2.1×10^6
ポアソン比	0.3	0.3
降伏点 (kgf/cm ²)	3,150	3,550
降伏水平荷重 H_f (kgf)	954,000	640,000
降伏水平変位 δ_f (cm)	8.88	7.11
固有周期 (s)	0.93	0.81

表-2 解析結果

対象柱	断面	入力地震加速度	δ_{max}/δ_y	H_{max}/H_y	δ_R/δ_y
解析モデル	① 長方形	1.5×東神戸大橋	-4.240	-1.298	-2.563
	② 長方形	神戸海洋気象台	-2.720	-1.295	-0.490
	③ 長方形	東神戸大橋	-2.718	-1.293	-1.215
	④ 長方形	JR鷹取駅	6.974	1.292	2.802
	⑤ 円形	東神戸大橋	-2.395	-1.443	-0.783
実験	⑥ 長方形	1.5×東神戸大橋 ²⁾	-4.930	-1.390	-2.800
	⑦ 円形	東神戸大橋 ²⁾	-2.470	-1.370	-0.824
	①/⑤ (長方形断面)		0.860	0.934	0.915
	⑤/⑦ (円形断面)		0.969	1.053	0.950

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

解析モデル①、および⑤の解析結果は、文献2)で行われたハイブリッド実験の結果と比較し、長方形、および円形断面を有する片持柱における USSP・D の解析値の信頼性を検討した。また、解析モデル②～④の解析では、長方形断面を有する片持柱を対象にして、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した。

3. 解析結果とその考察 以上の5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 USSP・D による解析結果とを比較するため、解析モデル①、および⑤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、解析モデル①においては、 $t=7(s)$ 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 $-2.563\delta_y$ となった。一方、解析モデル⑤においては、 $t=6(s)$ 付近で負側に著しい応答変位が発生し、残留変位 δ_R が $-0.783\delta_y$ となった。表-2の応答変位 δ_{max} に注目すれば、解析値は、実験値と比較すると、解析モデル①で14%ほど、また解析モデル⑤で3%ほど小さな値をとっている。

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。この図によると、解析モデル④の場合は、他の解析モデルと比べて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 $6.974\delta_y$ が生じ、残留変位 δ_R も正側に著しい値 $2.802\delta_y$ 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)長方形断面において、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86.0%、93.4%、および91.5%となった。
- 2)円形断面において、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96.9%、105.3%、および95.0%となった。
- 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。

- 3)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。

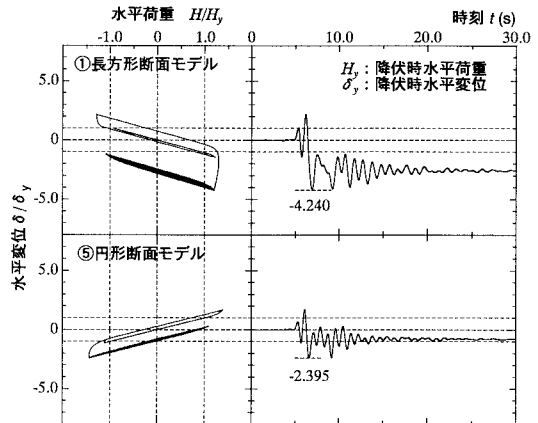


図-3 解析モデル①、および⑤の時刻歴応答、ならびに水平荷重-水平変位曲線

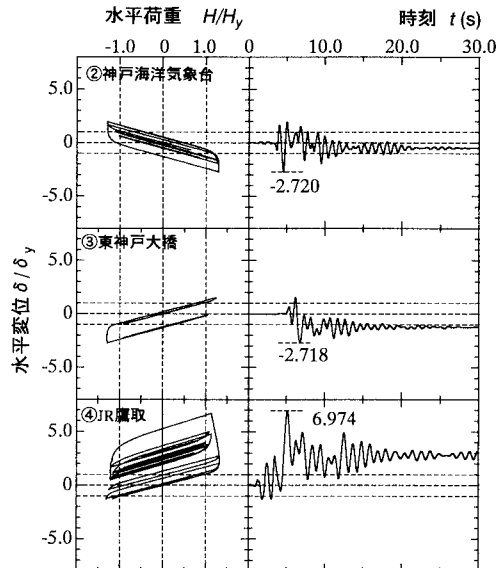


図-4 解析モデル②～④の時刻歴応答、および水平荷重-水平変位曲線