

鋼製橋脚の動的解析に関する一考察

九州工大 学生員○角 裕一 九州工大 学生員 天地昭典
九州工大 正 員 山口栄輝 九州工大 正 員 久保喜延

1. はじめに

平成 7 年 1 月 17 日兵庫県南部地震の後、耐震設計の見直しが行われ非線形動的解析が鋼製橋脚の設計に取り入れられることとなった¹⁾。動的解析は以前より研究レベルでは使用されてきたものの、実務で用いるにはまだまだ検討すべき事項が多く、本研究では塑性挙動、減衰のモデル化の影響等について検討した結果を報告する。なお、解析には TDAPⅢを用いた。

2. 解析モデル

解析対象として図 1 の橋脚（角補強矩形断面）を取り上げた。解析条件は表 1 に示す通りである。解析に際しては、この橋脚を図 2 の 3 つにモデル化した。

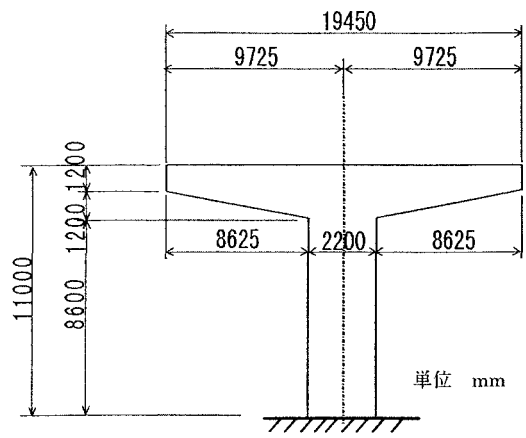


表 1 解析条件

上部構造	重量	944 tf
梁	重量	100 tf
柱	断面積	3125 cm ²
	断面 2 次モーメント	2.382E7 cm ⁴
	弾性係数	2.1E6 kgf/cm ²
減衰	減衰比	0.03
地震波	1995 KOBE PORT ISLAND N-S	

図 1 橋脚モデル

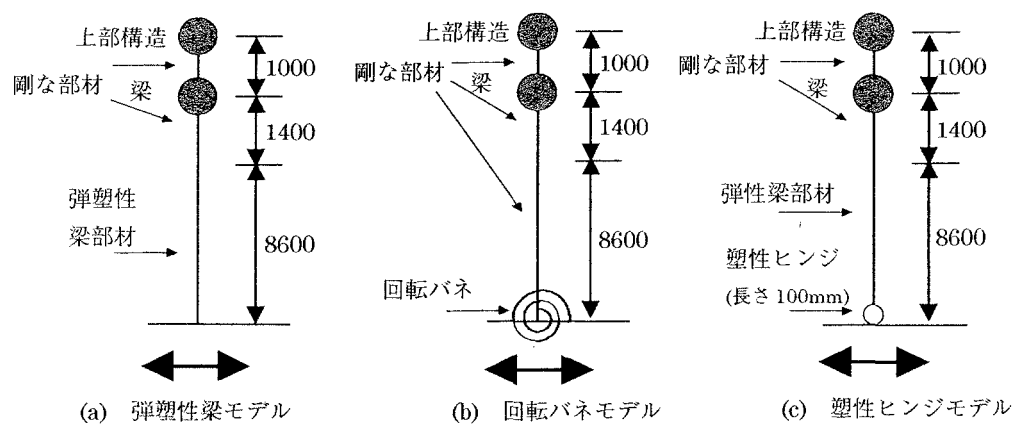


図 2 解析モデル

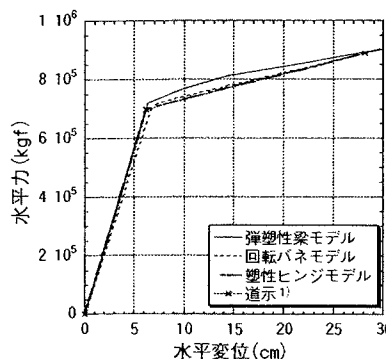


図3 水平荷重—水平変位関係

簡単のため、弾塑性梁モデルと塑性ヒンジモデルでは曲げモーメント—曲率関係をバイリニアで、回転バネモデルでは曲げモーメント—回転角関係をバイリニアでモデル化して弾塑性挙動を表した。図3に、各解析モデルの静的な水平荷重—水平変位関係を示している。なお、いずれのモデルでも移動硬化則を採用し、動的解析における復元力モデルとしている。

減衰については、各モデルにおいてレイリー減衰、剛性比例型減衰、要素剛性比例型減衰の3種類を用いた解析を行った。また時間積分の刻みには、地震波の時間刻みと同じである0.01秒に加え、それを4分割、8分割したもの3ケースを考慮した。

3. 解析結果および考察

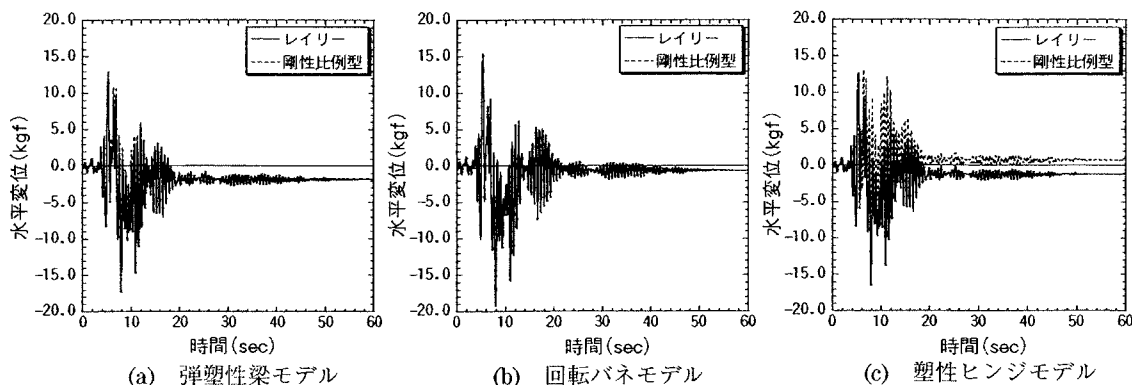


図4 解析結果

図4に解析結果を示す。時間積分刻みの違いや、剛性比例型減衰と要素剛性比例型減衰による結果の差は小さいため、この図には、レイリー減衰と剛性比例型減衰を用いて0.01秒で時間積分した各モデルの解析結果のみを示している。

弾塑性梁モデルと塑性ヒンジモデルでは、レイリー減衰を採用すると、剛性比例型減衰の場合に比して、いずれの解析モデルにおいても最大変位が約20%大きく評価された。最大変位に関する限り、この2つの解析モデル間の違いは大きくないが、使用した減衰モデルにかかわらず、塑性ヒンジモデルよりも弾塑性梁モデルにおいて大きな最大変位が得られている。全体的な履歴応答を見ると、弾塑性梁モデルではいずれの減衰モデルを用いてもほぼ同じなのに対し、塑性ヒンジモデルでは時間が経つにつれて顕著な差が現れ、残留変位の生じる向きも異なっている。

回転バネモデルの場合には、減衰モデルの違いによる差は最大変位、残留変位ともに小さく、全体的な履歴応答も互いによく一致している。ただし、その最大変位は弾塑性梁モデルより大きく、残留変位は逆になり小さくなっている。

要素分割数の影響は、弾塑性梁モデルの場合に最も顕著になると考えられる。そのため、このモデルで要素数を50に増やした解析も行ったが、図4(a)の計算結果との差はほとんど認められず、本研究の計算例に関しては、8要素で十分であることが理解される。

4. まとめ

ここでは、同一の解析条件のもとでいくつかの解析モデルを設定して計算を行い、得られた解析結果の比較検討を行った。いずれのモデルもよく用いられるものであるが、計算結果にはかなりの違いが生じた。今後、異なった解析条件の下で、さらに同様の検討を続ける予定である。

参考文献 1) 道路橋示方書・同解説 耐震設計編、日本道路協会、1996年