

I - B 267

## 鋼製橋脚—基礎—地盤の動的相互作用を 考慮した大地震時の応答

名古屋大学大学院 正会員 葛西昭<sup>1</sup>  
 名古屋大学大学院 正会員 澤田義博<sup>2</sup>  
 名古屋大学大学院 フェロー会員 宇佐美勉<sup>1</sup>

### 1. 緒言

鋼製橋脚において、土木学会鋼構造委員会の新技術報告書 [1] により数々の耐震設計に関する提案がなされている。この報告書によると、橋梁構造物全体の挙動を総合的に考慮することのできる設計法に対する研究課題がまとめられており、より実挙動を捉えられる解析として、構造物—地盤の動的相互作用の影響を考慮した解析を行い、終局耐震設計法に取り入れることが急務であるとしている。そこで、本研究では、汎用解析プログラム TDAP を用い、鋼製橋脚—基礎—地盤の動的相互作用を考慮した解析を行い、橋脚の応答性状を見る際の地盤考慮の重要性に対して検討する。

### 2. 解析手法

#### 2.1. 解析モデル

地盤を固定とした場合の解析モデルとして、鋼製橋脚を上部構造を含めた 1 自由度の集中質点系に置換したモデルを考える。ここに、 $m$  = 集中質量、 $k_p$  = 橋脚の剛性、 $c_p$  = 橋脚の減衰定数を示し、添え字の  $P$  は橋脚であることを示す。また、鋼製橋脚における復元力モデルとしては、名古屋大学で開発された復元力モデル (2 パラメータモデルと称す) [2] を用いる。以下 1 自由度モデルをモデル 1 とよぶこととする。

Fig. 1 に示されるモデルは、橋脚はモデル 1 と同様とし、地盤の効果を地盤反力度等を考慮した動的地盤ばねを有する 3 自由度モデルである。以下、このモデルをモデル 2 とよぶこととする。ここに、 $m_F$  = フーチングの質量、 $k_{ss}$  = 地盤ばね (スウェ)、 $k_{rr}$  = 地盤ばね (ロッキング) である。地盤ばねのばね定数の算定は道路橋示方書 IV (下部構造編)、V (耐震設計編) に準拠するように算定する。また、地盤ばねは弾性ばねとした。

Fig. 2 に示されるモデルは、橋脚をモデル 1 と同様に 1 自由度モデルで表現し、地盤に対して有限要素分割を行ったモデルである。このモデルをモデル 3 とよぶこととする。このモデル 3 では、地盤要素として、平面ひずみ要素を用い、側面及び底面には粘性境界を設定する。また、基礎は杭基礎を仮定し、フーチング部分は剛体、杭部分には弾性のはり要素を用いる。

#### 2.2. 数値解析方法

数値解析は直接時間積分法によって行い、その際の数値積分法として平均加速度法を用いた。時間間隔としては、モデル 1 では与えられる入力地震動の時間間隔と同様に 0.01s とする。モデル 2 では 0.0025s、モデル 3 では 0.00125s とした。減衰定数は、橋脚に対して 0.05、基礎に対して 0.10 とした。モデル 2 及びモデル 3 においては、モデルの基準面がモデル 1 とは異なる (モデル 1 は地表面) ため、それぞれの基準面での入力地震動を作成する必要があるが、これらの入力地震動を作成する際には、プログラム SHAKE[3] を利用し、地表面における観測地震動から推定をして用いた。なお、モデル 3 における入力地盤は底面に対し、一様入力を仮定している。

### 3. 解析結果

Fig. 3 は、橋脚を補剛箱形断面とし、そのフランジ板の幅厚比パラメータ  $R$  を 0.35 とし、細長比パラメータ  $\bar{\lambda}$  を 0.20 から 0.50 まで 0.05 ずつ変化させて、橋脚を震度法に準じて設計したモデルに対する解析結果の最大応答変位及び残留応答変位をまとめたものである。Fig. 2(a), (d) は I 種地盤 (神戸海洋気象台観測地震波)、(b), (e) は II 種地盤 (JR 鷹取駅警報地震計観測地震波 [4])、(c), (f) は III 種地盤 (東神戸大橋において記録された地震波) であり、(a), (b)、(c) は縦軸が橋脚の最大応答変位  $\delta_m$  を降伏変位  $\delta_y$  で無次元化したものであり、横軸が橋脚の固有周期である。(d), (e)、(f) は縦軸が橋脚の残留応答変位  $\delta_R$  を降伏変位  $\delta_y$  で無次元化したものであり、横軸が同じく橋脚の固有周期である。なおモデル 2 及びモデル 3 における固有周期は、固有値解析による 1 次モードを呈する固有周期を用いている。

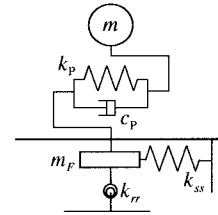


Fig. 1 Analyzed Model(3DOF)

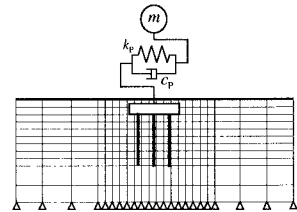


Fig. 2 Analyzed Model

キーワード：動的相互作用、地震応答解析、最大応答変位、残留応答変位

<sup>1</sup> 〒 464-8603 名古屋市千種区不老町 TEL 052-789-4617

<sup>2</sup> 〒 464-8603 名古屋市千種区不老町 TEL 052-789-2734

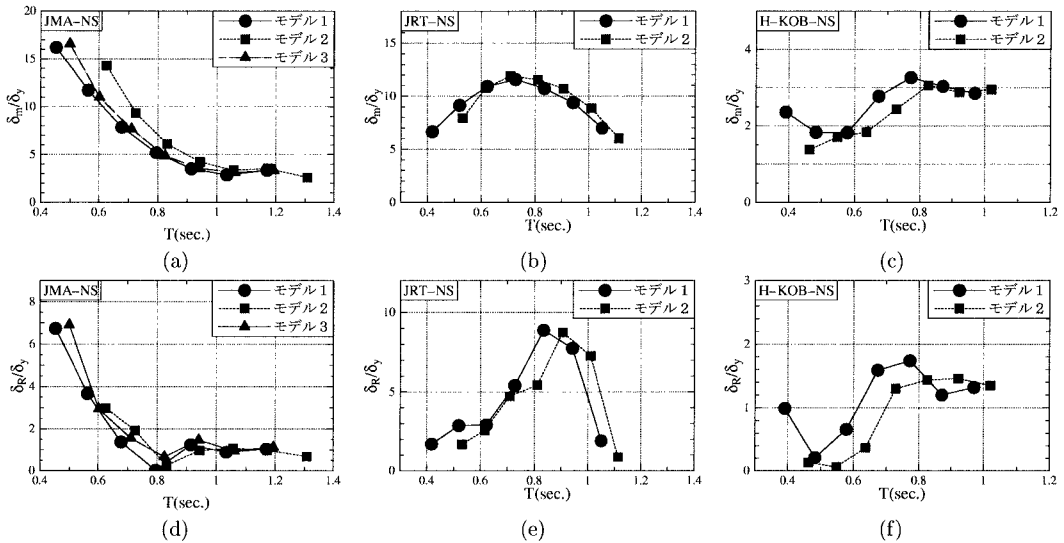


Fig. 3 Response displacements

I種地盤において、Fig. 3(a), (d)より、橋脚の最大応答変位、残留応答変位に関して、各モデルの1次固有周期が等しい場合、ほぼ同様な値となることが分かる。これは文献 [5] においても述べられている。ただし、同一の橋脚を対象にして地盤を考慮しないモデルと地盤を考慮するモデルと比較すると、モデル2及びモデル3のように地盤を考慮する場合、モデル全体の固有周期が長周期化され、神戸海洋気象台観測地震波のように、短周期側に地震波の卓越周期があるような地震波を入力した際には、長周期化によって構造物の各応答値が低減される結果となる。

II種地盤及びIII種地盤では、Fig. 3(b), (c), (e), (f)より、人力地震動の卓越周期がI種地盤に比べて、やや長周期側にあるため上記のような長周期化による低減効果が必ずしも見られるわけではないことが読みとれる。例えば、細長比パラメータが0.25のもの各応答値を表にまとめるとTable 1のようになる。ここに、表中において $\delta_y$  = 橋脚の降伏水平変位である。この表によると、I種地盤においては長周期化された結果、0.8倍程度まで最大応答変位は低減されているが、II種地盤では1.2倍程度になった。ただし、ここではモデル1とモデル2を比較している。従って、地震波によって、応答値が低減される場合とされない場合があるため、橋脚の設計段階において地盤の影響を考慮して設計を行うことが重要であると言える。なお、I種地盤に関しては、モデル3による解析も試みたが、モデル2とモデル3において応答値の相違が見られる。これは、地盤構造に非線形性を導入していないことに起因している。

上述のようにFig. 3において、各モデルの1次固有周期と最大応答変位及び残留応答変位は、非常によい相関があるため、地盤を考慮することによって長周期化された全体の固有周期に対応した、地盤を考慮しない橋脚モデルに対する解析結果より、地盤を考慮した際の概略の応答値を算定することができる。

#### 4. 結言

本研究では、鋼製橋脚を1自由度モデルで表現された解析モデルに対して、地盤との連成効果を見るために地盤ばねを導入したモデルと、地盤に対して有限要素法を適用したモデルの2つのモデルを構築した。これらのモデルによる解析結果より、解析モデル全体の固有周期と橋脚の最大応答変位、残留応答変位には非常によい相関が見られることが分かった。すなわち、全体系での固有周期と同等の周期を持つ橋脚に対する地震応答解析を行うことによって、地盤を考慮した際の橋脚の最大応答変位、残留応答変位を推定することができることである。

#### 参考文献

- [1] 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会 耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996年7月。
- [2] 鈴木森晶ら：鋼製箱形断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析，土木学会論文集，No.549/I-37，1996年10月，pp.191 - 204。
- [3] Schnabel,P.B., Lysmer, J., and Seed, H.B. : SHAKE a Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, EERC, 72-12, December, 1972.
- [4] Nakamura, Y. : Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-ken-Nanbu Earthquake, JR. Earthquake Information No.23C, Feb. 1995.
- [5] 中島章典, 倉西茂：レベル2地震に対する鋼製橋脚の基本応答性状，構造工学論文集，Vol.40A，1994年3月，pp.227 - 234。