

# 鋼製橋脚—地盤系の地震応答解析における 減衰マトリクスに関する一考察

Study on damping matrices for seismic response analysis of steel bridges  
considering soil-structure interaction

葛西昭\*・宇佐美勉\*\*・能登晋也\*\*\*

Akira Kasai, Tsutomu Usami and Shinya Noto

\* 正会員 修士(工学) 名古屋大学 助手 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

\*\* フェロー会員 D.Sc. 工博 名古屋大学 教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

\*\*\* 学生会員 名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻博士課程前期課程 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

In this study, numerical analytical model of multi-span continuous steel bridges for grasping these seismic behaviors taking soil-structure interaction into account is prepared. Firstly, soil's damping coefficients are focused. Optimum coefficients are conducted for solving the seismic response of piers. And then, in terms how to use Rayleigh's damping, little consideration is given. As a result, if severe response of bridge piers would like to be calculated, it is necessary that the modes which pier is greatly deformed are selected. Finally, numerical results given this study are compared with the results from analytical model not considering soil-structure interaction.

**Key Words :** steel bridge pier, seismic response analysis, damping matrix, multi-span continuous bridges, soil-structure interaction

**キーワード :** 鋼製橋脚, 弾塑性地震応答解析, 減衰マトリクス, 多径間連続橋, 地盤と構造物の動的相互作用

## 1. 緒言

土木構造物の耐震設計は、今後、終局限界状態を考慮した性能照査型設計法へと変遷を遂げていくものと考えられる。鋼橋に関しては、文献1)で耐震設計の現状紹介、および、数多くの研究課題をまとめている。その中には、橋梁システムの耐震設計法に対する課題も挙げられており、橋梁全体の耐震性能を総合的に判断する手法が必要であるとされている。

耐震設計は、部材あるいはシステムが保有する耐震性能をある指標の下で把握した上で、そのものの地震応答値と性能値とを比較することで行われる。橋梁システムの耐震性能は、システム全体に対して性能規定するよりも、各部材が保有する耐震性能の下で行われる方が簡便である。しかし、地震応答値に関しては、地盤—基礎—下部構造—上部構造間の相互作用を考えれば、システム全体を対象として総合的に判断するのが合理的である。

文献2)には、橋梁システムの耐震性のうち応答特性を評価する際に必要となる動的解析法などがまとめてあり、地盤との連成を考慮する橋梁システムに対する

動的解析法のここ最近の現状を把握することができる。

地盤や基礎の影響を考慮する際には、その簡便性から一般的にスウェーロッキングモデル(以下、SRモデル)を使用する例が多い。例えば、文献3), 4)では、SRモデルを用いて、非線形の応答スペクトルをまとめている。このモデルは、地震動を1点で入力するモデルであるが、多点入力モデルとしては、Penzienモデル<sup>5)</sup>があげられる。文献6)のような複数の地盤ばねでモデル化し、解析を行うような場合である。それに対して、文献7)では、地盤部分を有限要素分割したFEMモデルとして、基礎の減衰定数に関する検討を行っている。著者らもSRモデルとFEMモデル、そして地盤特性を考慮しないモデルとの比較<sup>8)</sup>によって、特にシステムの固有周期に着目した検討を行ってきた。

本研究では、応答値を把握する手段として用いられる手法の中でもFEMモデルを利用することを念頭に、構造物—地盤連成問題で減衰効果をどのようにモデル化するのが、合理的かつ簡便であるかを検討する。具体的には、粘性土の減衰定数、Rayleigh減衰時の主要モードの考え方について考察する。最終的には、地盤の連成効果について、橋脚の応答性状から考察を加える。

## 2. 弾塑性地震応答解析手法に関する諸元

### 2.1 解析モデルの概要

本研究では、構造物—地盤の連成効果を取り込むことのできる解析モデルとして、構造物とその周辺地盤に有限要素法を用いた形で解析するモデルを採用する。以下に、その解析モデルの概要をまとめる。

#### a) 橋梁部分のモデル化について

本研究で取り扱う橋梁は、4径間連続高架橋をイメージしている。ただし、支承部分については、簡単のため、ピン結合となる鋼製支承を想定した。本研究では解析手法について述べるため、この部分については、ゴム支承を用いるなどの方策を別途検討したいと考えている。ここで、図-1(a)において、 $p$ =上部構造の単位長さあたりの重量、 $K_{P1}$ 、 $K_{P2}$ 、 $K_{P3}$ =橋脚の水平剛性である。

橋脚には、筆者らがこれまで多くの知見を得てきていることから鋼製橋脚を採用した。使用鋼材はSM490材のみとし、断面形状もごく基本的な正方形補剛箱形断面である。材料構成則には名古屋大学で開発されている修正2曲面モデル<sup>9)</sup>を用いる。また、はり要素を用いてモデル化した。支承部分は、前述の通り鋼製支承を想定し、解析モデル上は、桁部分と橋脚部分がピン結合となるように設定した。なお、桁両端は、移動支承を想定し、鉛直方向の変位を拘束している。その他の具体的な構造パラメータは、表-1を参照されたい。

#### b) 基礎部分のモデル化について

本研究での想定地盤はII種地盤とした。そのため、基礎部分は杭基礎を仮定する。フーチングは、剛体と見なせるだけの十分な高さを与え、杭は鋼管杭とし、いずれも震度法設計を満足するように構造諸元を与え、道路橋示方書IV<sup>10)</sup>、V<sup>11)</sup>の条件を満足している。ここで、図-1(b)において、 $m_F$ =フーチングの質量、 $k_p$ =杭の剛性である。なお、杭のモデル化には、はり要素を適用した。また、フーチングは剛体として挙動するものとして剛体要素を用いた。また、杭に用いる材料が鋼材であることから、前述の橋脚と同様修正2曲面モデルを構成則に適用する。

#### c) 地盤一体型解析モデル

図-1(c)は、本解析モデルの概念図である。前述の橋梁部分および基礎部分を持つ構造物を地盤内に配置している。本モデルでは、地盤部分を平面ひずみ要素

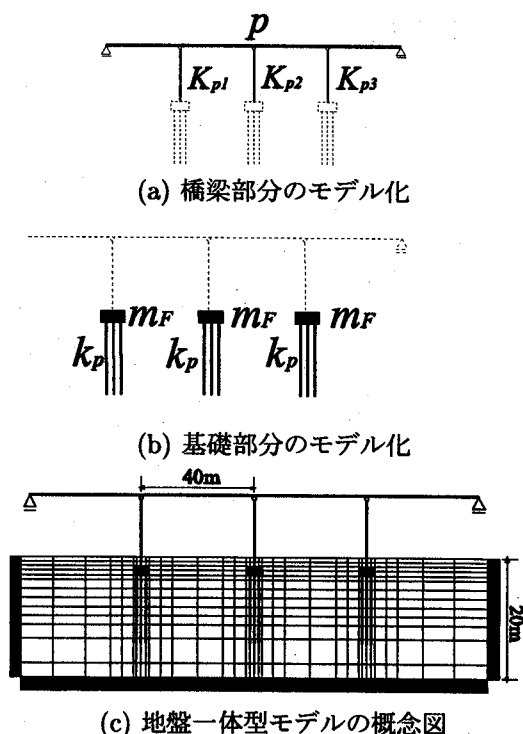


図-1 解析モデルの概念図

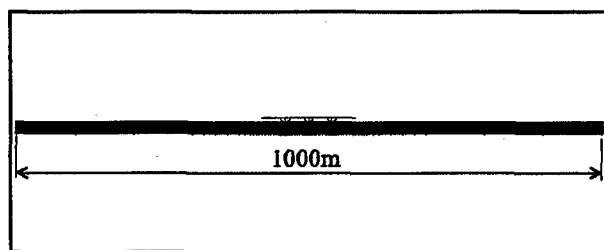
で表現し、側面および底面にはABAQUS<sup>12)</sup>に準備されている無限要素で無限性を模擬した。詳細な解析モデル図は、図-2に示すとおりである。なお、地盤を2次元モデルで表現することに関しては、文献13)が指摘するように、3次元で解析を行うか、平面ひずみ要素の奥行き方向解析幅に補正を加える必要がある。本研究では、特に補正等を行っていない。3次元モデルでの解析等も含めて今後の課題としたい。また、構造物と地盤との間には、特別な要素を設けず、完全付着を仮定しているため、滑動、剥離は考慮できていない。地盤は、表-2に示す表層地盤と基盤の2層地盤を仮定し、表層地盤はN値=5~25を仮定して地盤物性値を算出し、材料非線形としてMohr-Coulomb則を適用した。基盤は砂層とし弾性体を仮定した。なお、地盤部分の有限要素メッシュの大きさについては、基礎付近の0.5m×0.5mで、杭周辺は大きくても1m×1m以内で、遠方のメッシュは100m×2mで構成されている。

### 2.2 数値解析方法のフロー

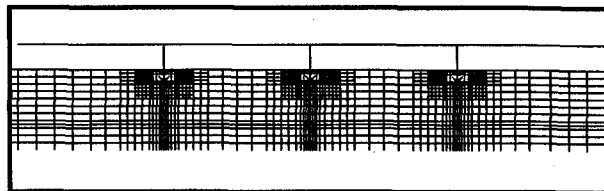
本研究では、地表面での地震動が与えられた場合を想定した数値解析を行う方法について述べる。

#### a) 工学的基盤面における地震動の算定

本研究では、前述の通り、地表面での地震動が与えられた場合を想定しているので、まず、これを解析モデル



(a) 全体図



(b) 橋梁部拡大図

図-2 解析モデルのメッシュ図

表-1 橋脚パラメータ

|                             | Pier 1, 3 | Pier 2 |
|-----------------------------|-----------|--------|
| 地盤種                         | II 種地盤を想定 |        |
| 使用鋼種                        | SM490     |        |
| ヤング率 $E(\text{GPa})$        | 206       |        |
| ポアソン比 $\nu$                 | 0.30      |        |
| 降伏応力 $\sigma_y(\text{MPa})$ | 314       |        |
| 断面形状                        | 正方形補剛箱形   |        |
| 設計水平震度 $k_{h0}$             | 0.25      |        |
| フランジ幅 $b(=d)(\text{m})$     | 1.31      | 1.28   |
| 板厚 $t(\text{mm})$           | 19        | 19     |
| 補剛材長さ $b_s(\text{m})$       | 0.125     | 0.123  |
| 補剛材板厚 $t_s(\text{mm})$      | 20        | 20     |
| 幅厚比パラメータ $R_f$              | 0.35      |        |
| 細長比パラメータ $\lambda$          | 0.391     | 0.388  |
| アスペクト比 $l_d/b$              | 0.5       |        |
| 橋脚高さ $h(\text{m})$          | 8.13      | 7.90   |
| 降伏荷重 $H_y(\text{MN})$       | 1.76      | 1.76   |
| 降伏変位 $\delta_y(\text{mm})$  | 49.8      | 49.2   |

表-2 地盤パラメータ

| 層番号                              | 1       |      |      |     |     | 2    |
|----------------------------------|---------|------|------|-----|-----|------|
| 地盤の種類                            | 粘性土     |      |      |     |     | 砂質土  |
| 層厚 $H_s(\text{m})$               | 15.0    |      |      |     |     | 5.0  |
| 単位体積重量 $\gamma_s(\text{kN/m}^3)$ | 17.6    |      |      |     |     | 19.6 |
| ポアソン比 $\nu_s$                    | 0.47    |      |      |     |     | 0.47 |
| 減衰定数 $h_s$                       | 本研究にて算定 |      |      |     |     | 0.02 |
| 平均 N 値                           | 5       | 10   | 15   | 20  | 25  | 50   |
| せん断波速度 $V_s(\text{m/s})$         | 171     | 215  | 247  | 271 | 292 | 295  |
| せん断弾性係数 $G_s(\text{MPa})$        | 52.6    | 83.2 | 109  | 132 | 154 | 174  |
| 粘着力 $c(\text{kPa})$              | 29.4    | 58.8 | 88.2 | 118 | 147 | —    |
| せん断抵抗角 $\phi(\text{度})$          | 0       |      |      |     |     | —    |

の基盤面（工学的基盤面付近）での地震動に換算する必要がある。この算定には、SHAKE<sup>14)</sup> が有名で、最近では軟弱地盤での SHAKE の問題点を改良した FDEL<sup>15)</sup> も使われる。本研究では、この FDEL を用いて、解析基盤面の地震動を算定した。FDEL で必要とされる地盤の材料非線形性は、文献 16) を参考にした。

#### b) 地盤メッシュの地表面における地震動の再現性のチェック

本研究では、FDEL における工学的基盤における地震動の算定を真値としてとらえ、FEM モデルにこの地震動を入力した際の地表面での再現性をチェックする。手法が異なるため、完全な一致はあり得ない。そこで、本研究では、地盤部分の減衰定数をパラメトリックに与えることで、おおむね一致する減衰定数を見抜き、これを地震応答解析時の減衰定数とすることを考えた。このパラメトリック解析については、次節にて述べる。

#### c) 地震応答解析に用いる減衰マトリクスの算定

構造物および地盤の含められた本解析モデルでは、固有値解析によって、多くのモードを算定することが可能である。一般的な動的解析では、Rayleigh 減衰を仮

定することが多く、この減衰には2つのモードを必要とする。この減衰マトリクスに関しては、線形解析に関しては、文献 17) が詳細に検討しており、非線形解析においても文献 18) が検討している。本研究もこれら文献と大きく異なることはないが、橋脚の応答に着目した検討を行う。なお、主要2モードを選択する必要があるが、これは4節にて詳細は述べる。

#### d) 地震応答解析の実行

以上で定められた減衰定数、主要モードに基づき地震応答解析を行うことができる。5節では、応答値に関する考察を行い、構造物—地盤連成系の応答値変化についてまとめる。

### 2.3 数値解析方法に関して

本研究の地震応答解析には、汎用構造解析用プログラム ABAQUS<sup>12)</sup> を使用した。直接時間積分法で線形加速度法を適用し、時間間隔は初期時間増分を 0.001 秒とし、自動時間増分制御により、最大時間増分 0.01 秒以内で解析を行うこととした。

確定している減衰定数は、構造物に関する定数で、具体的には、橋脚および上部構造部分は 0.05 とし、杭基

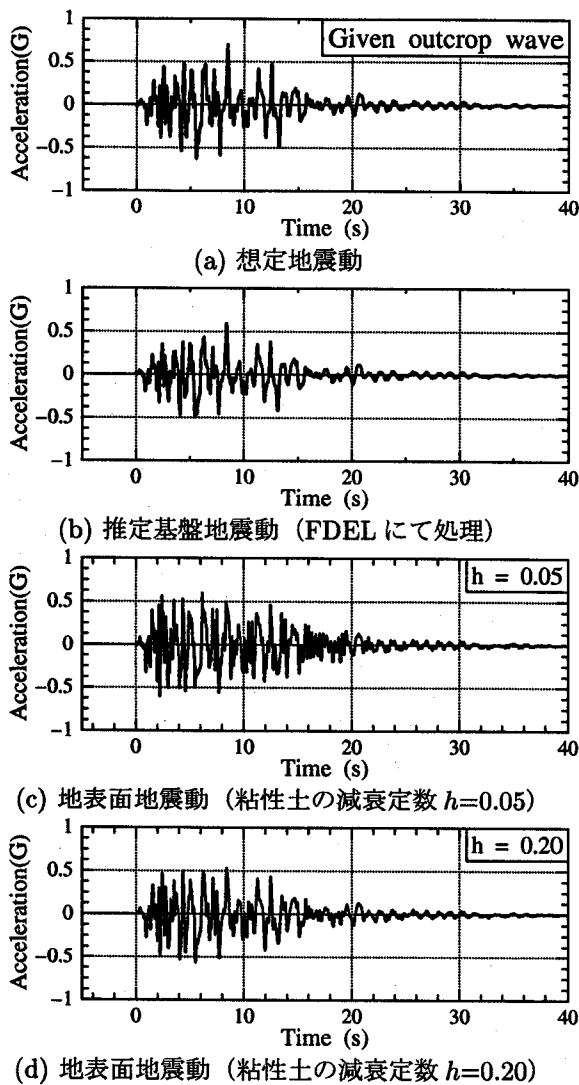


図-3 FEM モデルによる地表面地震動の推定結果

礎部分は0.10とした。なお、工学的基盤に相当する砂層地盤は、弾性体を仮定しているがFDELにおいても本解析モデルにおいても減衰定数は0.02とした。減衰定数が部材によって異なるので、本研究では、複合モード減衰として、固有値解析を利用して運動エネルギーに比例するようにモード比例減衰定数を求めた。

### 3. 地盤の減衰定数に関する地震動再現性チェック

FEMモデルは、メッシュの細かさによって解が変化するのが一般的で、特に本研究のような解析モデルを考える場合、計算機能力に応じて、メッシュサイズも考えていかなければいけない。その際に、真値をとらえているかどうか問題となる。また、材料非線形性を考える場合、特に地盤の材料非線形性は、文献19)にも記載の通り、どの程度までを精度よくとらえるのか

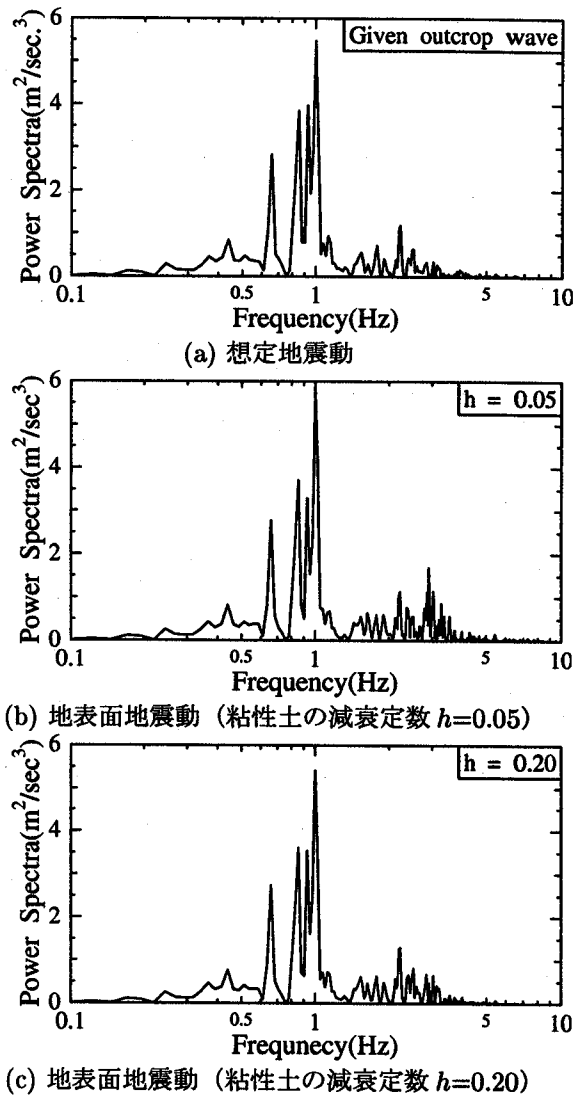
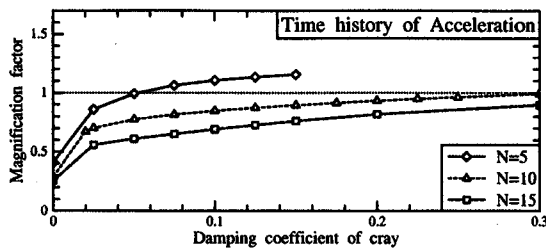


図-4 パワースペクトルによる推定結果の比較

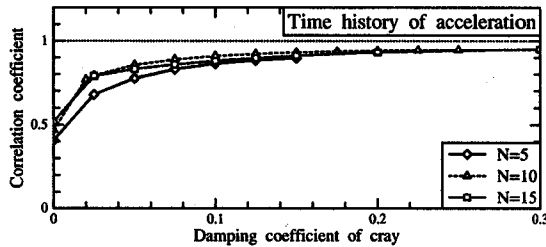
については発展途上な面がある。そこで、本研究では、地表面で想定される地震動が与えられた際に、FDELを用いて、モデル最下端に相当する工学的基盤面での地震動を作成し、これらを真値ととらえ、FEMモデルにて、逆に工学的基盤面から入射した際に、地表面での地震動が最初の想定地震動をどの程度、精度よく推定しているかで、判断することにする。

図-3(a)は、本研究で想定している地表面での地震動を時刻歴で表現したグラフである。なお、道路橋示方書で提供されているレベル2タイプII地震動のうち、JRT-NS-Mを用いている。8秒付近で0.7G程度の波が入射される地震動である。これをFDELを用いて工学的基盤面付近で推定した波形が、図-3(b)である。

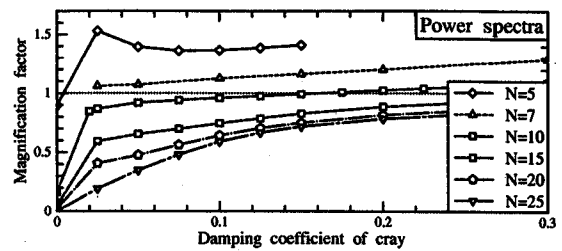
本研究で用いるFEMモデルのうち、地盤部分のみを取り出した解析モデルに対して、基盤地震動を入力すると、地表面では図-3(c)、(d)に示される波が得られる。(c)は、粘性土の減衰定数を5%とした場合の



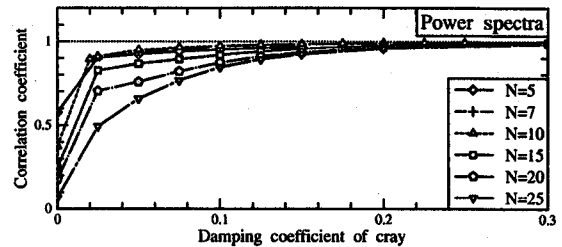
(a) 誤差の程度 (時刻歴波形での比較)



(b) 相関係数 (時刻歴波形での比較)



(c) 誤差の程度 (パワースペクトルでの比較)



(d) 相関係数 (パワースペクトルでの比較)

図-5 FEMモデルによる地表面地震動の推定精度

結果であり、(d) は、20%とした場合である。(c) によると2~8秒付近で0.5Gを越える波形がいくつか存在し、(a)と大きく異なることはないが若干異なる。これを(d)で比べると、おおむね一致してくる。このように、粘性土に与える減衰定数によって地表面での推定加速度を調整することができる。本研究で用いている粘性土に対する構成則や、メッシュ分割の荒さに精度上の問題があったとしても、減衰定数を設定することで、地表面での加速度を当初の想定地震動に近づけることが可能である。これを、周波数領域で確認したのが、図-4である。図-4は、縦軸にパワースペクトルをとり、横軸に周波数をとったものである。(a)は想定地震動、(b)、(c)は解析による地震動のパワースペクトルを示したものである。(a)と(b)を見比べると、高周波数成分に大きな違いが現れていることが分かる。(a)と(c)はほぼ一致している。

以上を受けて、本研究では、N値に関するパラメトリック解析を行い、粘性土の減衰定数を種々に与えた際に、想定地震動をどの程度再現できるかをチェックした。このとき、波形の見比べでは、はっきりとしないので、想定地震動と推定地震動との間の相関係数を見ることによって判断した。その結果を図-5に示す。なお、相関係数のみでは、比例関係の度合いのみを見ることになるので、(想定地震動) $=a \times$ (推定地震動)とした際の係数 $a$ (これを拡大係数と称することにする)を最小2乗法で算定した結果も同時に検討した。すなわち、 $a=1$ かつ相関係数が1の場合はほぼ一致していることを示している。なお、 $N=5 \sim 25$ 、粘性土の減衰定数 $=0 \sim 0.3$ の範囲で行った。

図-5(a)、(b)は、地震動の時刻歴波形について行っ

たものであり、(a)は、縦軸が拡大係数 $a$ で、(b)は縦軸が相関係数である。両者とも横軸は粘性土に与えた減衰定数を示している。また、(c)、(d)はパワースペクトル波形について同様の検討をしたものであり、縦軸、横軸はそれぞれ対応する(a)、(b)と同様である。この図によると、パワースペクトルで評価した方が、N値によるばらつきはあるものの、どちらでも減衰定数2%付近までは、急激に相関係数が良くなり、それ以降は徐々に1に近づいていく形となっている。おおむね、減衰定数が10%を越えてくると、相関係数が0.9を越えてくる。例えば、 $N=10$ とすると、 $h=15\%$ でパワースペクトルに関しての相関係数が0.9を超え、ほぼ $a=1$ となっている。ここでの議論は、一般性はないものの、構造物の応答を見ることに主眼をおく際の地盤の取り扱いに関して精度を損なわない程度にとどめる方法を示唆している。なお、図中で $h$ が極めて小さくなる場合、拡大係数および相関係数が小さくなっていくのは、解析において、高振動数成分が減衰しなかったためと考えられる。また、逆に $h$ が大きくなる場合には、低振動数成分のみが残り、値としての再現性はなくなるものの、卓越的な成分は再現されるため、相関係数は高くなる傾向がある。

#### 4. 主要モードの選び方による応答の違い

本研究で行うFEMモデルによる動的解析の減衰マトリクスは、Rayleigh減衰を用いる。ただし、使用ソフトであるABAQUSは、ユーザサブルーチンとして構成則を組み込んだ要素に対して剛性比例項は用いることができないので、そのような要素(鋼材を用いた

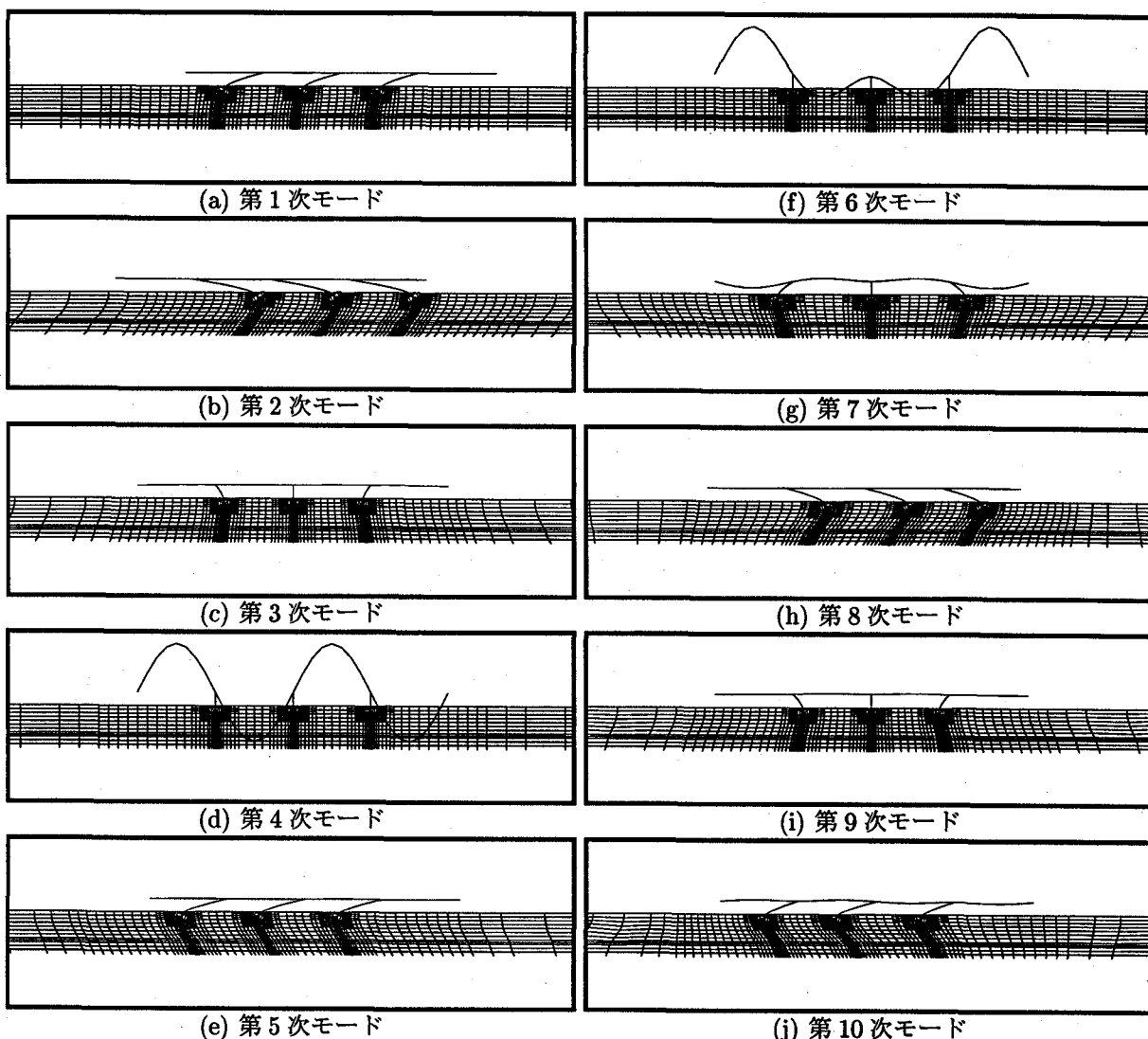


図-6 固有値解析による変形モード

表-3 固有値解析による各モードの固有周期

| モード次数 | 周期 (sec.) | 周波数 (Hz) |
|-------|-----------|----------|
| 1     | 0.978     | 1.02     |
| 2     | 0.517     | 1.94     |
| 3     | 0.486     | 2.06     |
| 4     | 0.464     | 2.15     |
| 5     | 0.441     | 2.27     |
| 6     | 0.403     | 2.48     |
| 7     | 0.401     | 2.49     |
| 8     | 0.357     | 2.81     |
| 9     | 0.338     | 2.96     |
| 10    | 0.318     | 3.15     |

要素) には、質量比例項のみをつける。Rayleigh 減衰には主要モード2つを利用し、質量比例項と剛性比例項の係数を定めている。そこで、ここではどのようなモードを利用することが必要かを検討する。まず、構造物-地盤一体型解析モデルの固有値解析を実行した。その結果を表-3、図-6にまとめる。なお、図-6は、変形を25倍に拡大した図であるので、注意されたい。また、この節より、地盤の粘性土のN値は10に限定する。

第1次モードは、この解析モデルにおける固有モードであるが、図-6(a)を見ると主に橋梁部分、特に橋脚や杭が大きく変形するモードが固有モードであることが読みとれる。地盤のみの固有周期は別途計算を行ったところ、0.4秒程度であるので、長周期である橋梁部分の変形が卓越的なモードが第1次モードとして得られたことになる。第1次モードについては、橋梁部分の固有周期が変わることで、変化が予想される。このあたりは、本論では述べないが、別途検討を行う予定にしている。

橋梁部分の振動が卓越的なモードは、図-6より、第1、4、6次モードであることがおおむね分かる。そこで、まず、主要モードを第1、4次モードとしてRayleigh減衰を求め、弾塑性地震応答解析を行った。本研究では、主に橋脚の応答に着目しているため、ここでは結果のうち、橋脚の復元力特性をグラフにまとめる。図-7がその結果を示したものであり、縦軸は橋脚の持つ復元力を降伏水平荷重  $H_y$  で無次元化したもの、横軸には橋脚頂部の橋脚基部に対する水平方向相

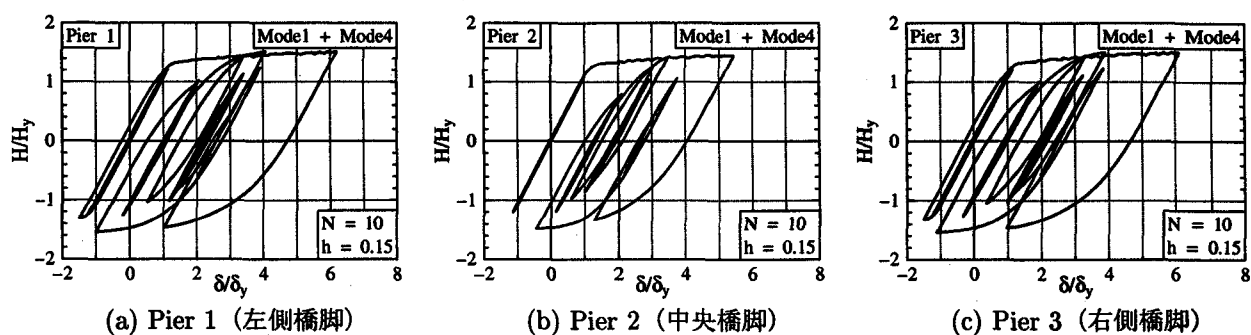


図-7 弾塑性地震応答解析による橋脚の復元力特性 (第1, 4モード選択時)

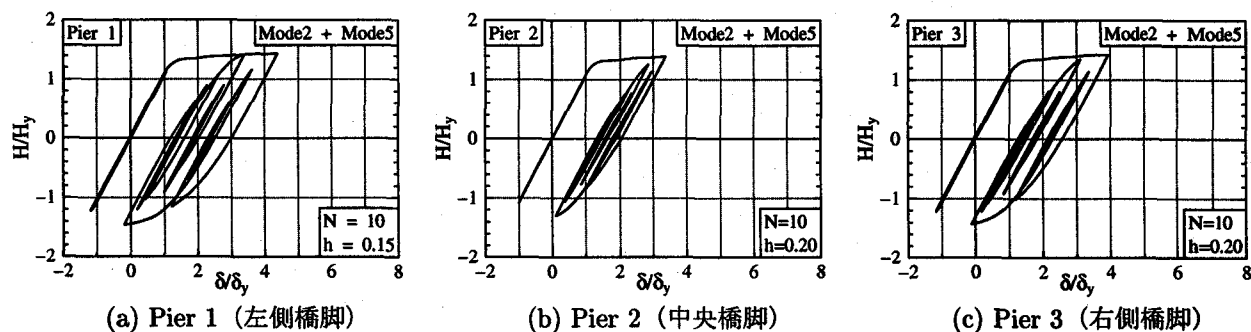


図-8 弾塑性地震応答解析による橋脚の復元力特性 (第2, 5モード選択時)

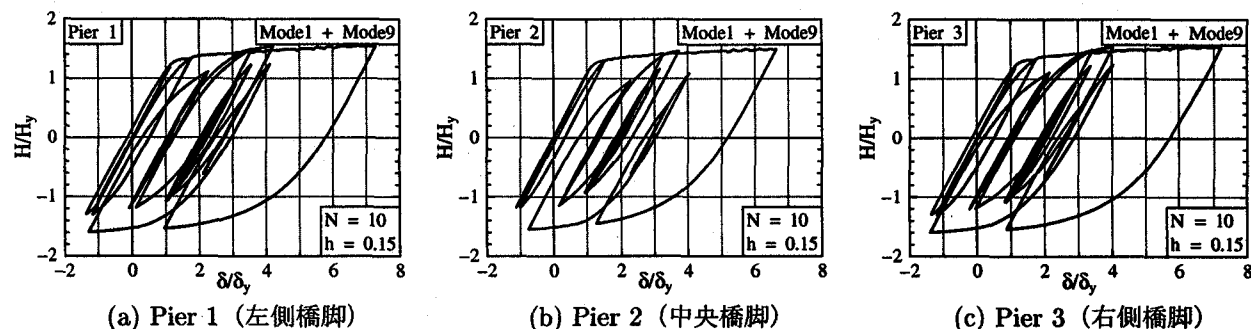


図-9 弾塑性地震応答解析による橋脚の復元力特性 (第1, 9モード選択時)

対変位を降伏変位  $\delta_y$  で無次元化したものである。なお、この相対変位は橋脚基部の剛体的な回転成分は除去した形で表している。さらに、(a)は、左側橋脚 (Pier 1) の応答を表しており、(b)は中央橋脚、(c)は右側橋脚である。また、粘性土の減衰定数は、前節の結果を受けて、 $h = 0.15$ を採用している。図-7によると Pier 2 の最大応答が他の橋脚よりも小さい値となっており、Pier 1, 3は最大応答変位として、おおむね  $6\delta_y$  程度となっている。これに対して、例えば、第2, 5次モードを主要モードとして減衰マトリクスを作成した場合の解析結果をまとめると、図-8のようになる。図中の縦軸および横軸は、図-7と同様である。図-8(a), (c)によると Pier 1, Pier 3の最大応答変位は  $4\delta_y$  程度であり、第1, 4次モードを選択したときと大きく結果が異なることが分かる。これは、主要モードの選

択の違いによって、減衰マトリクスが変化するからである。Rayleigh 減衰では、減衰マトリクス  $C$  を、

$$C = \alpha M + \beta K \quad (1)$$

と仮定する。ここで、 $M$  = 質量マトリクス、 $K$  = 剛性マトリクス、 $\alpha$ ,  $\beta$  は係数である。そこで、10次まで求めた固有モードに対して、任意の2モードを抽出して、係数  $\alpha$  を算定した。まとめたグラフが図-10である。 $h$  が大きくなるにつれて  $\alpha$  も大きくなっている。本研究で与えた地盤状態および橋梁に対しては、図-10より、 $h = 0.15$  の時が最も小さい  $\alpha$  を示している。この最も小さい  $\alpha$  に対する橋脚の応答は、図-9に示される。この図より、Rayleigh 減衰として選択するモードによって橋脚の応答は変化し、特に、 $\alpha$  が小さくなるにつれて、応答は大きくなる傾向が分かる。その他の選択モード、減衰定数についていくつか行った結果を

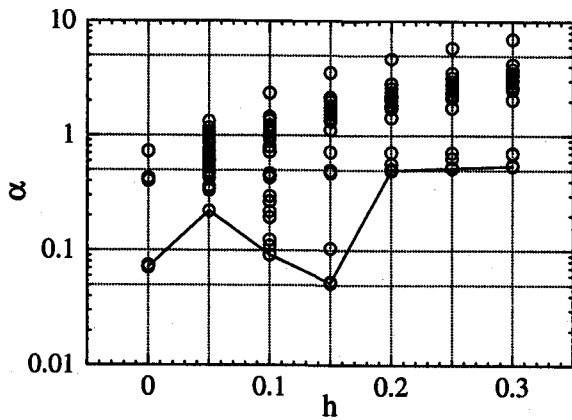


図-10 質量マトリクス比例項の係数と減衰定数の関係

表-4 Pier 1 橋脚の最大応答変位  $\delta_{max}/\delta_y$

| $\alpha$ | $\delta_{max}/\delta_y$ | 選択したモード |    | 粘性土の減衰定数 |
|----------|-------------------------|---------|----|----------|
| 0.406    | 6.38                    | 1       | 4  | 0.00     |
| 0.429    | 6.31                    | 1       | 4  | 0.05     |
| 0.452    | 6.25                    | 1       | 4  | 0.10     |
| 0.987    | 5.05                    | 2       | 5  | 0.10     |
| 0.433    | 6.25                    | 2       | 3  | 0.10     |
| 0.475    | 6.19                    | 1       | 4  | 0.15     |
| 1.418    | 4.39                    | 2       | 5  | 0.15     |
| 0.052    | 7.29                    | 1       | 9  | 0.15     |
| 2.097    | 3.45                    | 3       | 5  | 0.15     |
| 3.508    | 1.94                    | 9       | 10 | 0.15     |
| 0.498    | 6.13                    | 1       | 4  | 0.20     |
| 1.850    | 3.97                    | 2       | 5  | 0.20     |
| 0.567    | 6.19                    | 2       | 3  | 0.20     |
| 0.521    | 6.06                    | 1       | 4  | 0.25     |
| 0.544    | 6.00                    | 1       | 4  | 0.30     |
| 2.714    | 3.55                    | 2       | 5  | 0.30     |

表-4, 図-11 にまとめる. 図-11 より, 橋脚の応答に着目した場合, 粘性土の減衰定数の変化には, あまり敏感ではないことが分かる. また,  $\alpha$  に応じて最大応答変位が決定できる.

## 5. 有効質量の観点からのモード選択

前節では, Rayleigh 減衰に必要となる2モードの選択によっては, 橋脚の応答が変化することが分かった. 本節では, どのようなモードを選択するのが標準的と言えるかについて言及する. ただし, ここでの検討はあくまでも橋梁の応答に主眼を置いていることに注意されたい.

さて, 振動問題に関する固有値解析では, 各モードの刺激係数あるいは有効質量を算出することが可能で

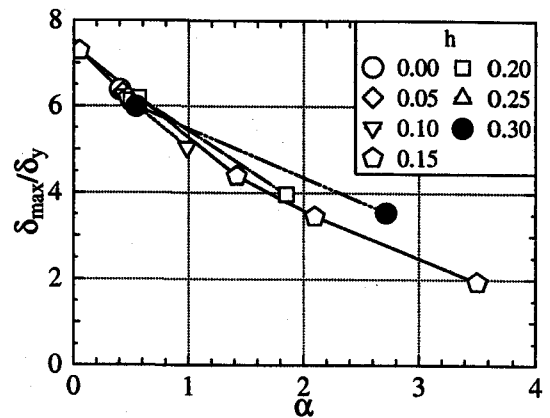


図-11 質量マトリクス比例項の係数と Pier 1 橋脚の最大応答変位との関係

あり, Rayleigh 減衰を仮定する際にも, 第1, 2 次モードを選ぶ方法の他に, この有効質量の大きいモードを優先的に選んで減衰マトリクスを作成するなどが一般的なようである. そこで, 本研究で用いている構造物-地盤一体型解析モデルにおいても同様に有効質量をまとめてみると, 表-5 のようになる. また, 橋梁の設計では一般的な地盤の効果を地盤バネで表現した際の有効質量に関してもまとめてみると, 同表 (b) のようになる.

表-5(a) より有効質量比の大きいモードには, 第2 次モードが選ばれる. 第2 次モードは, 図-6(b) に示されるように, 地盤の変形が卓越的なモードである. また, 本研究の解析モデルでは, 地盤部分をどの領域まで考慮するかによって, この有効質量比は大きく変化し, 本モデルでは地盤部分の質量が橋梁部分に比べて圧倒的に大きいため, 第2 次モードが最も有効質量比の大きいモードとなったことになる.

一方, 地盤バネを用いたモデルでは, 地盤の質量に相当する分がないため, 橋梁の特に上部構造重量が圧倒的に大きいため, 有効質量比の最も大きいモードは, 第1 次モードとなる. なお, 本解析では, 地盤バネで表現した際の固有値解析による第1, 2 次モードは, 一体型解析モデルにおける固有値解析の第1, 4 次モードに相当しており, 前節で Rayleigh 減衰として選んだモードのうち, 図-7 に示される選び方は, 地盤バネで表現した際のモデルにおいて単純に最小モードを2 つに対応するものを選んだことに相当する. これを本研究では標準的なモードと呼ぶことにし, 後節での応答値比較に利用する.

以上より, 有効質量比の大きいモードを選ぶことは, 本研究のような地盤部分を含めた解析の場合注意が必要であり, 橋梁の振動を対象とするのであれば, 前節の結果もふまえて, 地盤バネで表現した際のモード解析の結果を参考にすることを考慮しなければならない.

表-5 固有値解析における有効質量比

| (a) 構造物-地盤一体型解析モデル |           |      |      |
|--------------------|-----------|------|------|
| モード次数              | 有効質量比 (%) |      |      |
|                    | 水平成分      | 鉛直成分 | 回転成分 |
| 1                  | 11.6      | 0.0  | 0.2  |
| 2                  | 81.8      | 0.0  | 48.6 |
| 3                  | 0.0       | 1.1  | 0.0  |
| 4                  | 0.0       | 0.0  | 10.0 |
| 5                  | 5.5       | 0.0  | 1.5  |
| 6                  | 0.0       | 72.1 | 0.0  |
| 7                  | 0.0       | 1.2  | 0.0  |
| 8                  | 1.0       | 0.0  | 0.2  |
| 9                  | 0.0       | 2.0  | 0.0  |
| 10                 | 0.1       | 0.0  | 0.0  |
| 11                 | 0.0       | 0.0  | 39.4 |
| 12                 | 0.0       | 23.6 | 0.0  |

| (b) 構造物-地盤バネ解析モデル |           |      |      |
|-------------------|-----------|------|------|
| モード次数             | 有効質量比 (%) |      |      |
|                   | 水平成分      | 鉛直成分 | 回転成分 |
| 1                 | 99.9      | 0.0  | 2.8  |
| 2                 | 0.0       | 0.0  | 19.0 |
| 3                 | 0.0       | 15.0 | 0.0  |
| 4                 | 0.0       | 0.0  | 71.9 |
| 5                 | 0.0       | 82.8 | 0.0  |
| 6                 | 0.0       | 0.0  | 4.3  |
| 7                 | 0.0       | 0.1  | 0.0  |
| 8                 | 0.0       | 2.0  | 0.0  |
| 9                 | 0.0       | 0.0  | 2.0  |
| 10                | 0.0       | 0.1  | 0.0  |

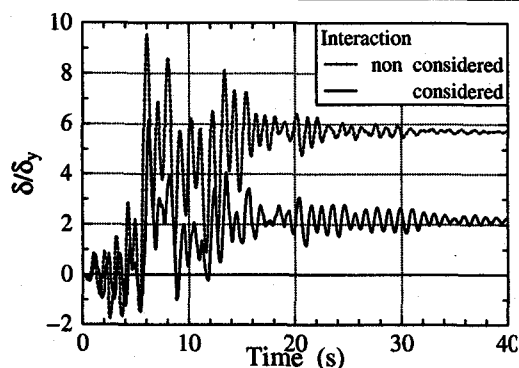


図-12 橋脚の応答変位時刻歴

## 6. 地盤との連成効果に関する検討

本節では、前節までで得られた結果より、橋脚の応答を評価するのに標準的なモードとして第1, 4次モード、粘性土の減衰定数を  $h = 0.15$  とした場合の弾塑性地震応答解析結果および、地盤との連成を全く考慮しない場合の解析結果とを比較し、連成効果についてまとめる。

本研究で扱っている連続橋は、各橋脚の水平剛性に差を持たせていないため、応答変位にほとんど差は見られない。若干の差が生じているのは、基部付近で得られる加速度波形を見ることで分かり、橋脚によって若干異なっているからである。

橋脚間の応答の差は、上で述べたとおり、これは橋脚間に剛性差があった場合など、その他に想定されることが存在するため、今後の課題としたい。本論では、応答変位の最も大きかった Pier 1 についてまとめる。

図-12は、地盤連成を考慮した場合と考慮しなかった場合との Pier 1 の応答変位を比較したものである。明らかに、地盤連成を考慮した方が応答値が小さくなっていることが分かる。これは、一般的に言われている構造物-地盤間の動的相互作用によるものであり、まず、橋脚基部に入力される地震動が異なっていることから推察できる(図-13参照)。図-3(a)と加速度の値を比べると、一回りほど小さい値となっている。こ

こでは、さらに、橋脚基部の回転動に着目してみることにする。図-14は、地盤連成考慮モデルにおける基部の回転角を時刻歴で表現したものである。最大で約  $0.01\text{rad}$  ほどであり、単純に橋脚の高さとの積をとることで、橋脚頂部では、 $2\delta_y$  分の水平変位量に相当する。最大応答変位に着目すると、回転角相当分( $2\delta_y$ )と連成効果相当分( $1\delta_y$ 程度)によって、応答の減少を説明することが可能である。なお、基部の回転状況を変形図で示したものが図-15である。ただし、変形を25倍に拡大しているので注意されたい。また、図は Pier 1 付近を拡大した図である。変形図より、フーチングが回転している状況が分かる。

## 7. 結言

本研究は、多径間連続橋の耐震設計をする上での、地震応答値を求める際に地盤および基礎の効果を考慮することによる影響を加味するため、FEMモデルの構築を試みた。その際に、地盤部分の減衰定数、減衰マトリクスを作成するために必要となる主要モードについての考察を行った。以下に結果をまとめる。

- ① 地表面で与えられた地震動を再現できる地盤の減衰定数に関する考察を行った。  $N=10$  程度の粘性土地盤では、減衰定数を15%程度以上とすることで、本解析モデルでは地表面で得られる加速度が想定地震動と同程度になる。
- ② Rayleigh 減衰として、2つの主要モードを選ぶとき、その選び方によって、橋脚の応答が大きく変化することが分かった。一般的ではあるが、質量比例項の係数が小さいほど、減衰性が小さくなり、橋梁の応答は大きくなる。
- ③ 本解析モデルでは、橋脚の応答は地盤の減衰定数を  $0 \sim 0.30$  の間で変化させても橋脚の応答の違い

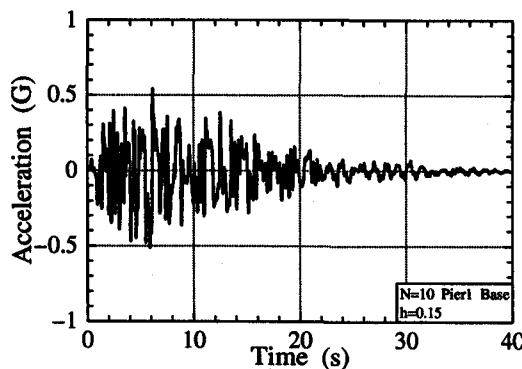


図-13 橋脚基部の加速度時刻歴

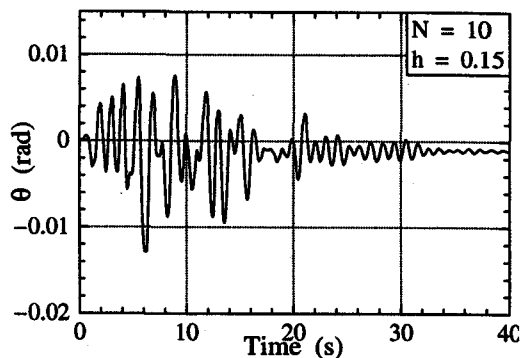


図-14 橋脚基部の回転角時刻歴

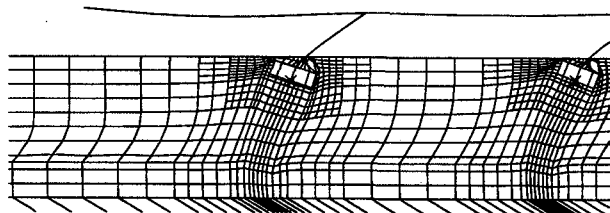


図-15 橋脚の最大応答時の変形状態 (25倍に变形を拡大)

に及ぼす影響は小さく、Rayleigh 減衰の質量比例項の係数との間の相関は非常に強い。

- ④ 地盤連成を考慮した場合、橋脚の相対的な応答変位は小さくなる。これは、構造物-地盤の動的相互作用によるもので、フーチングの回転に伴う成分にも注意が必要である。

本研究では、地盤の効果を平面ひずみで表現したが、動的応答を見る際には、3次元解析によって奥行き方向に関する逸散効果も考慮する必要がある。解析モデルの解説時に述べているように、応答値の信憑性を言及するには3次元解析を必要とする。

## 参考文献

- 1) 宇佐美勉・織田博孝：鋼構造物の耐震解析法および耐震照査法に関する研究展望，土木学会論文集，No.668/I-54，pp.1-16，2001.1.
- 2) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会：橋梁システムの動的解析と耐震性，2000.4.
- 3) 山下典彦，原田隆典：基礎-地盤-構造物系の非線形動的相互作用を考慮した応答スペクトルに関する研究，土木学会構造工学論文集，Vol.47A，pp.591-598，2001.3.
- 4) 木村至伸，河野健二：非線形性を有する地盤-構造物系の地震応答解析に関する基礎的研究，土木学会構造工学論文集，Vol.47A，pp.599-606，2001.3.
- 5) Penzien, J.: Soil-Pile Foundation Interaction, Earthquake Engineering, Chapter 14, ed. R.I. Wiegell, Prentice-Hall, pp.349-381, 1970.

- 6) 福山則行，荒巻博志，中野聡：2次元骨組み解析による杭基礎の連成解析と地震時保有耐力法の比較，第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.27-32，1999.12.
- 7) 大塚久哲，高野道直，小山保郎，川野亮：道路橋橋脚の動的解析における基礎の減衰定数に関する考察，土木学会構造工学論文集，Vol.46A，pp.729-736，2000.3.
- 8) 葛西昭，河村康文，宇佐美勉：鋼製橋脚-基礎-地盤連成系の大地震時挙動，土木学会構造工学論文集，Vol.46A，pp.745-756，2000.3.
- 9) 坂野茂，宇佐美勉，水野英二：修正二曲面モデルによる板要素の繰り返し圧縮・引張弾塑性有限変位解析，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.1-15，1995.
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (IV 下部構造編)，丸善，1990.2.
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編)，丸善，1996.12.
- 12) Habbitt, Karlsson & Sorensen, Inc. : ABAQUS User's Manual, Version 6.2, Vol.I~III, 2001.
- 13) 大平彰，田蔵隆，中桧新，清水勝美：地盤反力の三次元的効果を考慮した群杭基礎構造物の二次元有限要素法解析モデルの作成方法，土木学会論文集，No.356/I-3，pp.303-312，1985.4.
- 14) Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B. : SHAKE a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No. EERC 72-12, University of California Berkeley, 1972.
- 15) 杉戸真太，合田尚義，増田民夫：周波数特性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する一考察，土木学会論文集，No.493/III-27，pp.49-58，1994.
- 16) 建設省土木研究所地震防災部振動研究室：地盤の地震時応答特性の数値解析法- SHAKE:DESRA - (土研資料第1778号)，1982.
- 17) 山田善一，河野健二：動的応答解析に及ぼす減衰マトリックスの影響に関する研究，土木学会論文報告集，第334号，pp.43-51，1983.6.
- 18) 室野剛隆，滝沢聡，畠中仁，棚村史郎：構造物の非線形動的解析における減衰マトリックスの設定に関する検討，第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.115-122，2000.12.
- 19) 土木学会地震工学委員会・高地震力に対する土構造物の耐震設計法に関する研究小委員会：高地震力に対する土構造物の耐震設計法に関する研究報告，2000.9.

(2002年9月13日受付)