

鋼製橋脚の地震応答解析に対する地盤の減衰定数の 影響に関する検討

葛西 昭¹, 能登 晋也², 宇佐美 勉³

¹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)

²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2年(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

³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)

1. 緒言

兵庫県南部地震(1995年)以降, 土木構造物の耐震設計は, 終局限界状態を考慮した性能照査型設計法へと移行しつつある。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, Capacity (性能値) と Demand (応答値) との比較によって行われる。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。

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²⁾。それに対して, 文献3)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。著書らも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⁴⁾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。

また, 文献5)には, 橋梁システムの耐震性のうち応答性能を評価する際に必要となる動的解析法などがまとめられており, 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。このような動的解析では, 多くの情報が必要となる。特に, 部材や地盤の非線形構成則と減衰の設定が構造物に大きな影響を与える。部材や地盤の非線形構成則につい

ては, 近年その精度が向上しているといえる。しかし, 地盤の連成効果を考慮した場合, 地盤の減衰については, 不明な部分が多く, 正確に評価するには至っていない。現在までに, 線形解析における減衰の取り扱いに関しては, 文献6)が詳細に検討しており, 非線形解析においては, 文献7)が検討している。

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モデルを利用し, 地震応答解析手法における地盤の減衰定数あるいは減衰マトリクスの取り扱いについて, 特に, 橋脚の応答に着目した検討を行う。

2. 弾塑性地震応答解析手法に関する諸元

(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解析モデルを採用する。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, 図-1(a)に示すような, 4径間連続高架橋をイメージしている。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。図において, 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, 著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, 断面形状は正方形補剛箱形断面である。橋脚ははり要素を用い, 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。さらに, 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。また, 材料の構

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⁹⁾を用いている。具体的な構造パラメータに(表層地盤の N 値=10 のとき)を表-1にまとめる。

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み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, V⁹⁾の条件を満足している。図-1(a)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、前述の橋脚と同様に、材料の構成則に修正 2 曲面モデルを適用する。

c) 地盤一体型解析モデル

図-1(b)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で表現し、側面および底面には ABAQUS¹⁰⁾に準備されている無限要素で無限性を模擬した。実際の解析モデルは図-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 11)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の解析幅に補正を加える必要がある。本研究では、特に補正等は行っていない。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。また、地盤中には、各深さに相当する拘束圧を導入している。

(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て数値解析を行う。以下に、その方法をまとめる。

a) 工学基盤面における地震動の算定

本研究では、前述のとおり地表面での地震波が与えら

れた場合を想定しているので、まず、これを解析モデルの基盤面下端での地震動に換算する必要がある。この算定には、SHAKE¹²⁾が有名で、最近では軟弱地盤での SHAKE の問題点を改良した FDEL¹³⁾も使われる。本研究

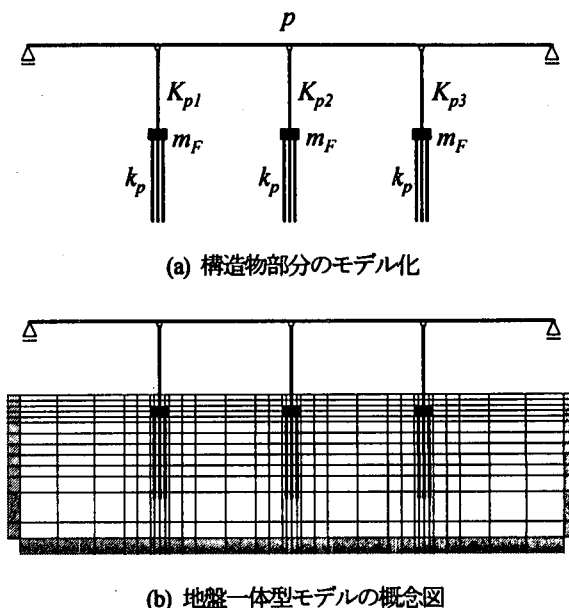
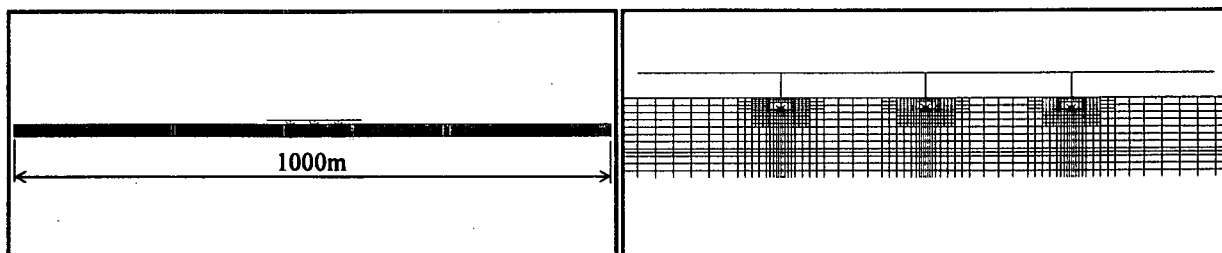


図-1 解析モデルの概念図

表-1 橋脚パラメータ

	Pier1,3	Pier2
システムの固有周期 $T(s)$	1.00	
地盤種	II種地盤, $N=10$	
使用鋼種	SM490	
ヤング率 $E(\text{GPa})$	206	
ポアソン比 ν	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_h	0.25	
フランジ幅 $b(d)(\text{m})$	1.31	1.28
板厚 $t(\text{mm})$	19	
補剛材長さ $b_s(\text{m})$	0.125	0.123
補剛材板厚 $t_s(\text{mm})$	20	
幅厚比パラメータ R_f	0.35	
細長比パラメータ λ	0.391	0.388
アスペクト比 l/b	0.50	
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



(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-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 $H_s(m)$	15.0					5.0
単位体積重量 $\gamma_s(kN/m^3)$	17.6					19.6
ポアソン比 ν_s	0.47					0.47
平均 N 値	5	10	15	20	25	50
せん断波速度 $V_s(m/s)$	171	215	247	271	292	295
せん断弾性係数 $G_s(MPa)$	52.6	83.2	109	132	154	174
粘着力 $c(kPa)$	29.4	58.8	88.2	118	147	-
せん断抵抗角 $\phi(度)$	0					-

では、この FDEL を用いて、解析モデルの基盤面下端で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 14) 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 より得られた工学的基盤面における地震動を真値としてとらえ、地盤のみの 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。双方の手法が異なるために、完全な一致はありえない。そこで、本研究では、表層地盤部分の減衰定数をパラメトリックに与えることで、おおむね地表面での地震波を再現できる減衰定数を見抜き、これを地震応答解析時の表層地盤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章にて述べる。

c) 地震応答解析に用いる減衰マトリクス算定

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い。また、鋼製橋脚のみの動的解析では質量比例減衰を仮定することもある。本研究では、まず、Rayleigh 減衰を仮定し、橋脚の応答についての検討を行う。なお、Rayleigh 減衰では 2 つのモードを選択する必要があるが、これは 4, 5 章にて詳細は述べる。

d) 地震応答解析の実行

以上で定められた表層地盤の減衰定数、減衰マトリクスに基づき地震応答解析を行うことができる。

(3) 数値解析法に関して

本研究の地震応答解析には、汎用構造解析プログラム ABAQUS¹⁰⁾を使用した。直接時間積分法で線形加速度

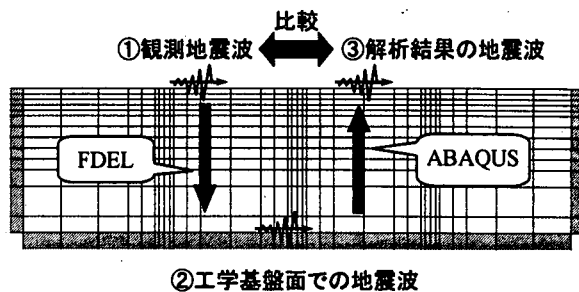


図-3 再現性チェックの概念図

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、複合モーダル減衰として、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が問題となる。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、どの程度までを精度良くとらえるのか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、基盤下端に相当する工学的基盤面での地震動を作成し、これらを真値としてとらえ、地盤のみの 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元の想定地震動をどの程度精度良く推定しているかで、判断することにする。この再現性チェックの概念図を図-3 に示す。

図-4(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、本波形データは道路橋示方書で提供されているレベル 2 タイプ II 地震動のうちの 1 波である。8 秒付近で 0.7G 程度の波が入射される地震動である。この地震波を FDEL を用いて工学的基盤面付近で推定した波形が、図-4(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-4(c), (d)に示される波が得られる。(c)は、

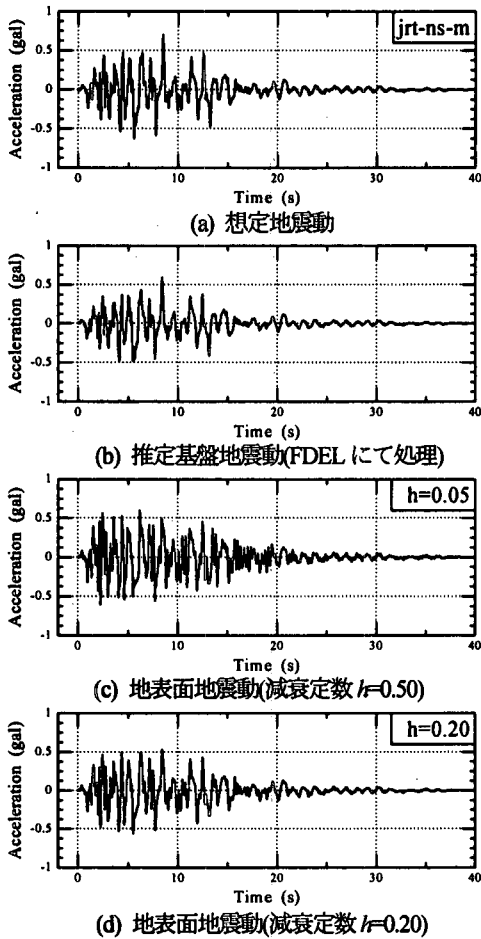


図-4 解析モデルにおける加速度の時刻歴

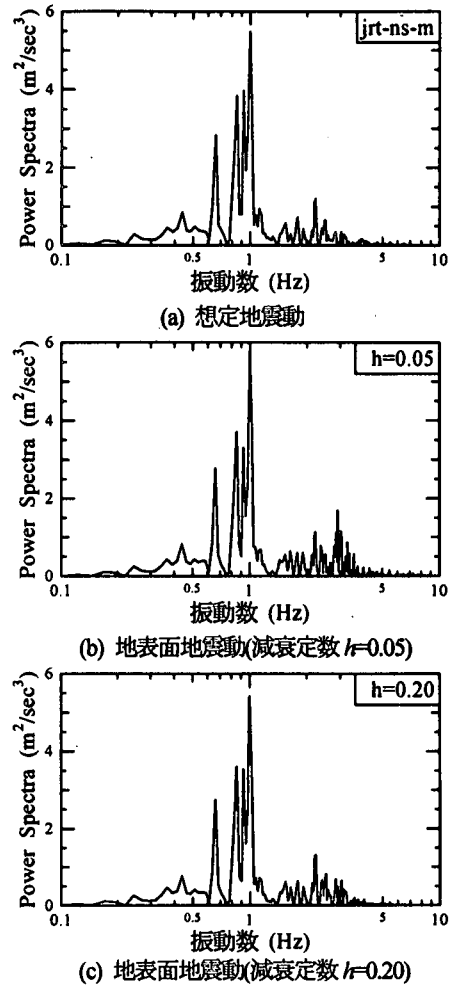


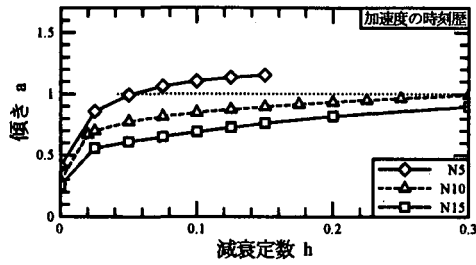
図-5 パワースペクトルによる推定結果

粘性土の減衰定数を5%とした場合の結果であり、(d)は、20%とした場合である。(c)によると2-8秒付近で0.5Gを超える波形がいくつか存在し、(a)と若干異なる。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-5である。図-5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。

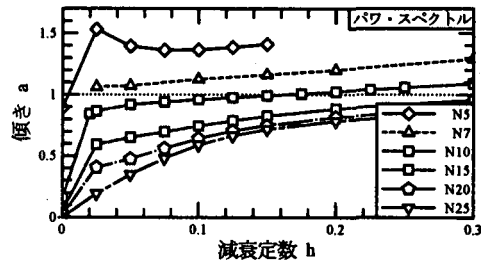
以上を受けて、本研究では、 N 値に関するパラメトリック解析を行い、減衰定数をさまざまに与えた際に、想定地震動をどの程度再現できるかをチェックした。このとき、波形の見比べでははっきりとしないので、想定地震動と推定地震動との間の相関係数を見ることによって判断した。その結果を図-6に示す。なお、相関係数のみ

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)とした際の傾き a を最小2乗法で算定した結果も検討した。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。

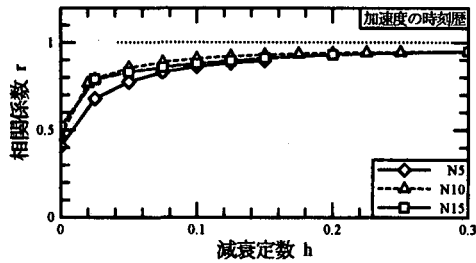
図-6(a)、(b)は、地震動の時刻歴波形について行ったものであり、(a)は縦軸が係数 a で、(b)は縦軸が相関係数である。両者とも横軸は粘性土に与えた減衰定数を示している。また、(c)、(d)はパワースペクトル波形について同様の検討をしたものであり、縦軸、横軸はそれぞれ対応する(a)、(b)と同様である。この図によると、パワースペクトルで評価した方が、 N 値によるばらつきはあるものの、どちらも減衰定数2%付近までは、急激に相関係数が良くなり、それ以降は徐々に1に近づいていく形となっている。おおむね、減衰定数が15%を超えてくると、相関係数が0.9を超えてくる。例えば、 N 値=10とすると、 $h=15\%$ 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。



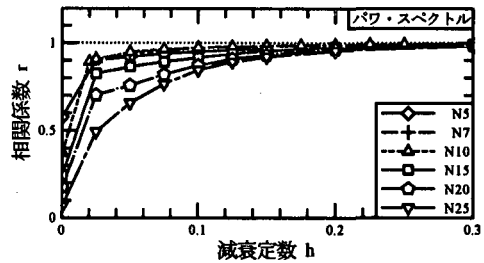
(a) 誤差の程度(時刻歴波形での比較)



(c) 誤差の程度(パワースペクトルでの比較)



(b) 相関係数(時刻歴波形での比較)



(d) 相関係数(パワースペクトルでの比較)

図-6 FEMモデルによる地表面地震動の推定精度

4. モードの選択による応答の違い

これより、地盤に構造物を組み込んだ地盤一体型モデルにおいて、地震応答解析を行う。まず、減衰マトリクスに Rayleigh 減衰を仮定した場合を考える。ただし、使用ソフトである ABAQUS は、ユーザー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(鋼材を用いた要素)には、質量比例項のみをつける。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、 α 、 β は係数である。この時、 n 次モードの減衰定数 h_n は次のようになる。

$$h_n = (\alpha \cdot \omega_n + \beta / \omega_n) / 2 \quad (2)$$

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 α 、 β を算出した。最小の α についてまとめたグラフが図-7である。なお、剛性比例項の係数 β は α に比べて、3オーダー程度小さな値をとる。本研究で与えた地盤状態および橋梁に対しては、図-7より、減衰定数 $h=0.15$ の時の比較的小さい α を示している。そこで、上層地盤の減衰定数を変え、10次モードまでの選択可能な主要モードについて、減衰マトリクスを求め、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、橋脚の応答につい

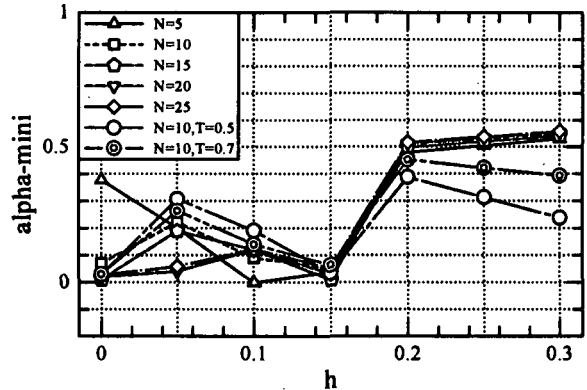


図-7 最小の質量比例項の係数と減衰定数の関係

てまとめる。なお、橋脚頂部の相対変位は橋脚基部の剛体的な回転成分を除去している。図-8(に左側橋脚(Pier1)の最大応答変位の結果をまとめて示す。図-8より、 α が小さくなるにつれて、応答が大きくなる傾向がわかる。これは、他の N 値の場合においても言えることを確認している。この結果より、橋脚の応答に着目した場合、粘性土の減衰定数よりも、質量比例項の係数 α に依存していることがいえる。

5. 質量比例項の係数 α と N 値に関する検討

前述により、橋脚の応答値は、地盤の減衰定数にはあまり依存しないことが分かった。そこで、3章で述べた、地表面での地震動の再現性のチェックや、図-6より、橋脚の応答に着目した場合、粘性土地盤の減衰定数を、 N 値に関わらず、15%程度と仮定することが妥当であるといえる。また、質量比例項の係数 α をいかにして決定するのが、橋脚の応答には重要になってくること分かった。そこで、これより粘性土地盤の減衰定数を15%と

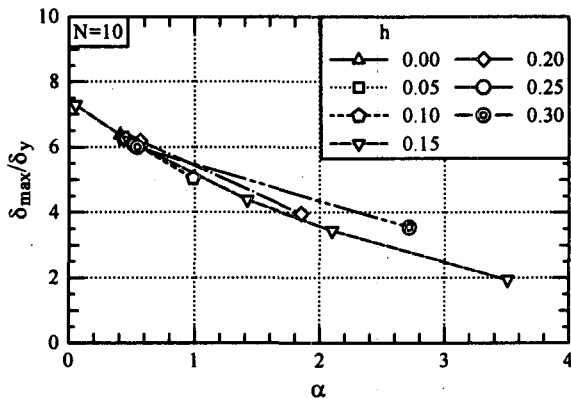


図-8 質量比例項の係数と Pier1 の最大応答変位との関係

仮定し、係数 α の決定方法の違い、地盤物性値の違いについての影響度を検証する。

(1) α の選択方法

Rayleigh 減衰は主要な 2 つのモードを用いて、質量比例項と剛性比例項の係数を定めている。そこでまず、構造物-地盤一体解析モデルの固有値解析を実行した。その結果の一部を図-9 に示す。なお、図-9 のモード図は、変形を 10 倍に拡大した図であるので、注意されたい。また、代表して粘性土の N 値=10 の場合についての結果を示す。図-9(b)を見ると、1 次モードは、主に橋梁部分、特に橋梁や杭が大きく変形する、この解析モデルにおける固有モードであることが読み取れる。地盤のみの固有値解析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 1 次モードとして得られたことになる。

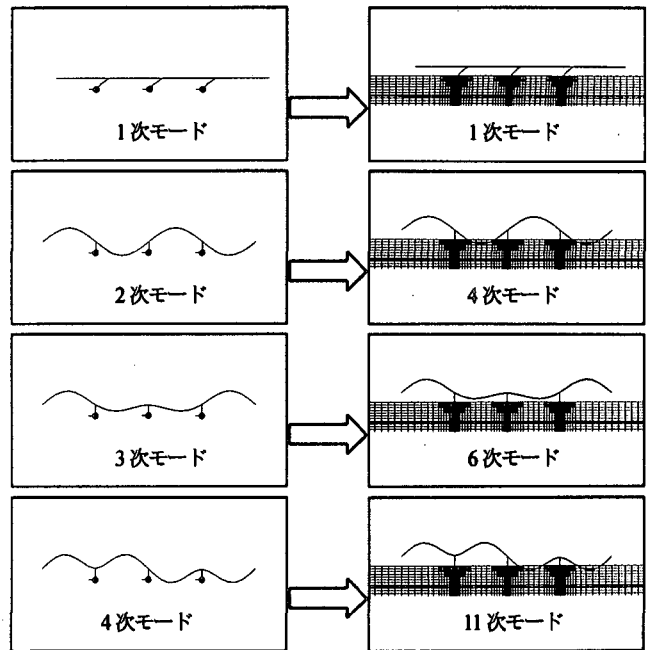
a) 最小モード選択型

橋脚の応答は α に影響を受ける。そこで、橋脚にシビアな応答を得るために、本選択方法では、1~10 次モードの中から選択し得るすべてのモードより、 α 、 β を算出し、その中で最も小さな α を持つ、2 モードを選択する。以下この選択方法を最小モード選択型と呼ぶことにする。 N 値=10 の場合、1 次-9 次モード($\alpha=0.0520$)となる。

b) 水平モード選択型

今回のモデルでは、2 次、3 次モードに地盤が揺れるモードが得られた。このように、地盤一体型モデルの固有値解析では、地盤の振動のモードが数多く現れることになる。そこで、地盤をばねで置き換えたモデル(地盤ばねモデル)での固有値解析を行うと、地盤連成を考慮した場合の、橋脚のみのモードを見ることが出来る。すると、地盤ばねモデルでの結果は、それぞれ、地盤一体型モデルのあるモードに対応していることがわかる。図-9 の(a)、(b)がそれぞれ、対応するモード図である。

そこで、モードの選択方法として、地盤ばねモデルの固有値解析より得られる、刺激係数により決定すること



(a) 地盤ばねモデル

(b) 地盤一体型モデル

図-9 固有値解析による変形モード

にする。刺激係数はすべての自由度に対して計算され、絶対値の値が大きいくほど、そのモードの出現する順位が高いと言える。そこで、地盤ばねモデルの固有値解析結果の中で、水平方向の刺激係数の大きい 2 モードに対応する、地盤一体型モデルの 2 モードを選択する。以下この選択方法を水平モード選択型と呼ぶことにする。 N 値=10 の場合、1 次-4 次モード($\alpha=0.4748$)となる。

c) 回転モード選択型

地盤ばねモデルの固有値解析結果の中で、回転方向の刺激係数の大きい 2 モードに対応する、地盤一体型モデルの 2 モードを選択する。以下この選択方法を回転モード選択型と呼ぶことにする。 N 値=10 の場合、4 次-11 次モード($\alpha=0.8108$)となる。

d) 水平+回転モード選択型

地盤ばねモデルの刺激係数の中で、水平方向の 1 位、及び、回転方向の 1 位の 2 モードを選択し、それに対応する地盤一体型モデルの 2 モードを選択する。以下この選択方法を水平+回転モード選択型と呼ぶことにする。 N 値=10 の場合、1 次-11 次モード($\alpha=0.5815$)となる。

e) 質量比例型

前述したように、Rayleigh 減衰における β は、使用ソフトである ABAQUS において、ユーザーサブルーチンとして構成則を組み込んだ要素に対しては用いることができない。そこで、すべての要素に、質量比例項のみを使用する。つまり、剛性比例項を考慮しない、質量比例減衰を用いる。質量比例減衰では、減衰マトリクス C を、

$$C = \alpha M \quad (3)$$

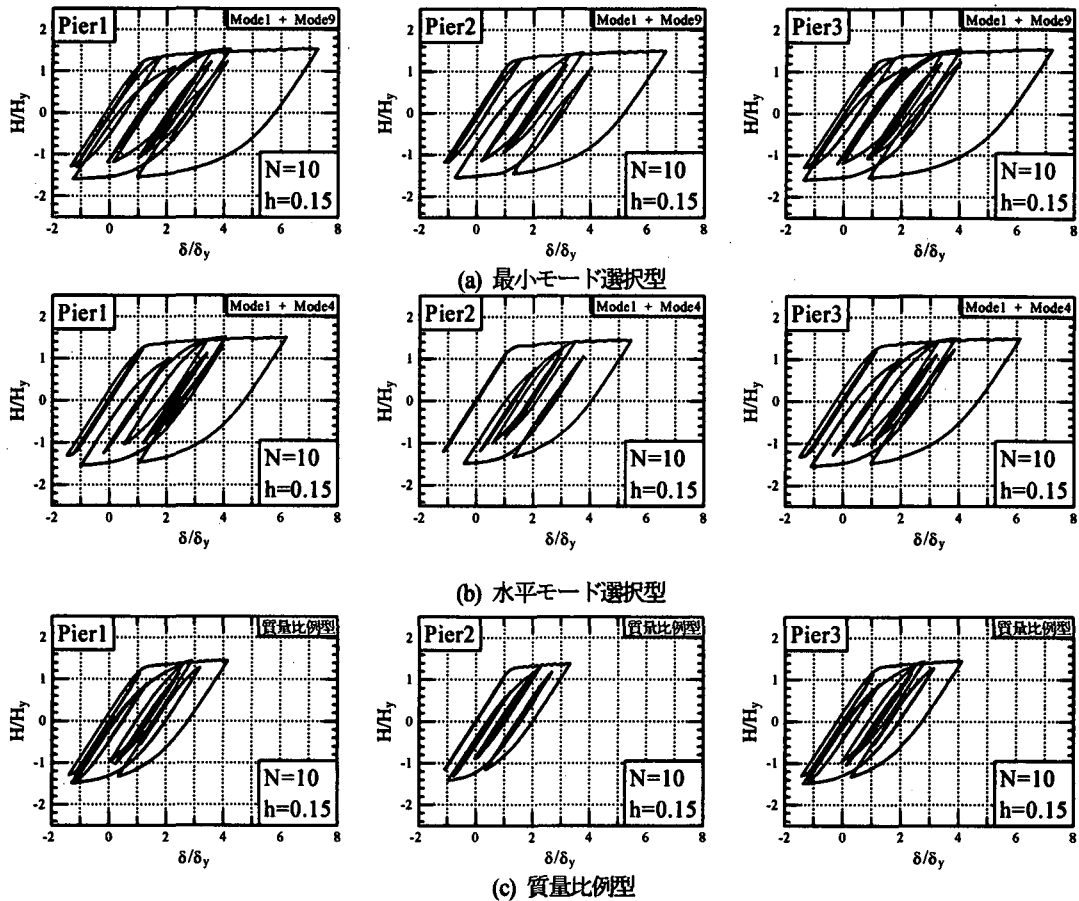


図-10 弾塑性地震応答解析による橋脚の復元力特性

と仮定する。 n 次モードの減衰定数を h_n とすると、 α は次のようになる。

$$\alpha = 2h_n \omega_n \quad (4)$$

採用するモードは、システムの固有モードである 1 次モードを用いる。以下この方法を質量比例型と呼ぶことにする。 N 値=10 の場合、 $\alpha=0.6728$ である。

(2) α 、 N 値の違いによる橋脚の応答の違い

以上より得られた α を用いて解析を行った橋脚の復元力特性の結果を、 図-10 にまとめる。これは、縦軸に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対変位を降伏変位 δ_y で無次元化したものをプロットしてある。なお、前述したように、この相対変位は橋脚基部の剛体的な回転成分を除去している。さらに、(a)は、左側橋脚 (Pier1) の応答を表しており、(b)は中央橋脚、(c)は右側橋脚である。図-10 は N 値=10 の場合のみの結果であるが、水平モード選択型による、粘性土地盤の N 値をパラメトリックに解析を行った結果は表-3 に示す。図-10、表-3 によると、Pier2 の最大応答が他の橋脚よりも小さい値となっている。また、両端の橋脚はおおむね同等の応答を示

表-3 水平選択モードの解析結果

N 値	選択モード	δ_{max}/δ_y			α	Pier2/Pier1
		Pier1	Pier2	Pier3		
5	1 5	4.18	3.27	4.10	0.4548	0.783
10	1 4	6.19	5.45	6.12	0.4748	0.881
15	1 4	7.45	6.53	7.40	0.4798	0.877
20	1 3	12.26	11.47	12.24	0.4907	0.936
25	1 3	13.50	13.07	13.45	0.4969	0.968

している。

次に、5つの α の選択方法を変えた場合の、 N 値による Pier1 の最大応答変位を図-11 に示す。図は横軸に N 値、縦軸に最大応答変位を降伏変位で無次元化したものである。図より、 N 値が大きくなるにつれ、橋脚の最大応答変位は大きくなるのがわかる。これは、比較的柔らかい地盤では、地震のエネルギーを地盤が変位して吸収することにより、結果として、橋脚の変位を抑えるのに対し、地盤が固くなると、地盤でのエネルギー吸収量が減り、橋脚の応答によりそれを吸収することから説明がつく。さらに、表-3 の Pier1 の最大応答変位に対する、 Pier2 の応答を比較すると、 N 値が大きくなる程、 Pier1 と Pier2 の応答の差が小さくなっていることが分かる。これらからも、 N 値が大きくなる程、橋脚で吸収すべきエネルギー量が増えていることが分かる。つまり、このような、4 径間連続橋においては、始めに両側の橋脚がエネルギー

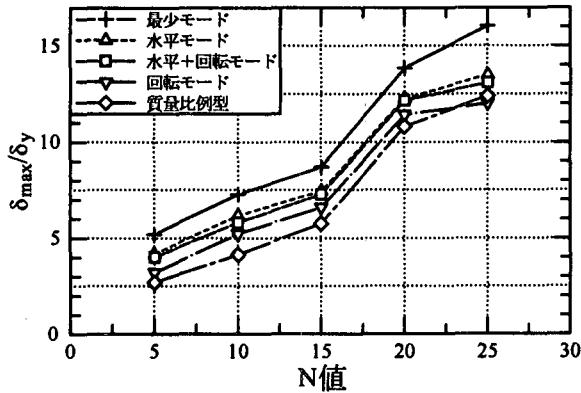


図-11 N値による Pier1 の最大応答変位

を吸収することにより、結果的に、中央橋脚の応答を抑えるシステムになっている。

次に、選択した α による応答の違いについて検討する。図-11 より、減衰マトリクスの作成方法の違いにより、橋脚の応答が大きく異なってくる。N 値=5,10 の場合には、 α による選択の方法により、最大で応答に倍の差が生じている。これは、 α の値を比較すれば、当然のことといえる。このように、減衰マトリクスの違いによりこれ程の差が生じてくるのが分かる。地盤との連成効果を考慮した場合、減衰マトリクスをどのように仮定すべきなのかには、さらに、議論する余地がある。

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及び基礎の効果を考慮した、FEM モデルの構築を試みた。その際に、地盤部分の減衰定数、減衰マトリクスの作成方法による、橋脚の応答の違い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 値=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 本論文で想定しているような地盤上では、橋脚の応答値は地盤の減衰定数よりも、Rayleigh 減衰の質量比例項の係数との相関が強くなる。
- ③ 減衰マトリクスの決定方法により、橋脚には大きな応答値の差が生じる。動的地震応答解析において、固有値解析を行い、どのようなモードを選択し、減衰を決定していくのかが議論が必要である。
- ④ 本研究で用いた、4 径間連続橋においては、始めに両側の橋脚がエネルギーを吸収することにより、結果的に、中央橋脚の応答を抑えるシステムになっている。また、地盤の N 値が大きくなる程、地盤内部の

基礎でのエネルギー吸収が少なくなるため、橋脚の応答値は大きくなる。

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) 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.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 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，200.4.
- 6) 山田善一・河野健二：動的応答解析に及ぼす減衰マトリ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.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（IV 下部構造編，V 耐震設計編），丸善，1996.12.
- 10) Habbitt, Karlsson & Sorensen, Inc. : ABAQUS User's Manual, Version 6.2, Vol. I ~ III, 2001.
- 11) 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.
- 12) 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.
- 13) 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.
- 14) 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.