

基部からの逸散減衰の影響を含む高架橋模型の振動実験とその解析

Vibration test of viaduct model with effect of radiation damping from pier foundation and its numerical analysis

横川英彰*, 中島章典**, 緒方友一***, 青戸清剛****, 笠松正樹†
Hideaki YOKOKAWA, Akinori NAKAJIMA, Tomokazu OGATA, Kiyotaka AOTO,
Masaki KASAMATSU

*工修 オイレス工業株式会社 第三事業部 技術開発部 (〒 326-0084 足利市羽刈町 1000)

**工博 宇都宮大学大学院教授 工学研究科情報制御システム科学専攻 (〒 321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

***宇都宮大学大学院 工学研究科情報制御システム科学専攻 (〒 321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

****株式会社エイチワン (〒 330-0854 さいたま市大宮区桜木町 1-11-5)

†工修 東日本高速道路株式会社 新潟支社 長岡管理事務所 (〒 940-2033 長岡市上除町野田 80)

In this research, we examine the reproducibility of the actual dynamic behavior of the simple viaduct model with the pseudo-ground by the dynamic response analysis. First, we conduct the vibration test of the pier and superstructure member, and the movable bearing. Second, we identify the damping property from the experimental results. Third, we construct the numerical model according to the test model so as to reproduce the natural frequency and the damping property of the viaduct model. Finally, we try to reproduce the vibrational behavior with the pseudo-ground by the dynamic response analysis of the numerical model which is constructed on the basis of the finite element method with the rotational spring and dashpot at the pier base. As a result, the dynamic behavior of the viaduct model is successfully reproduced by the numerical model under the earthquake excitation rather than another numerical model considering Rayleigh damping matrix.

Key Words : vibration test, viaduct model, numerical modeling, damping factor, radiation damping

キーワード : 振動実験, 高架橋模型, モデル化, 減衰要因, 逸散減衰

1. はじめに

橋梁の耐震設計などに際しては、一般に、地震など外的作用を受ける橋梁の動的応答を、数値解析手法を用いて求めることが必要となる。その際、実際の橋梁構造物に存在する減衰要因を適切に考慮する必要がある、特に、橋脚基部から地盤へのエネルギー逸散も橋梁の振動に大きく影響を及ぼすと考えられる。

橋梁の減衰に関する先駆的研究として、ボルトの摩擦減衰などを定性的に調べた研究¹⁾があり、また、種々の既存橋梁の振動実験データが整理され、減衰定数に関しても貴重なデータが提示されている^{2)~4)}。これらのデータは、同形式の橋梁構造物の動的応答解析に用いられる減衰定数の設定に際して参考とされている。

さらに、斜張橋などの振動実験の結果から種々の減衰要因を分析し減衰エネルギーに着目して、モード減衰定数などを検討した研究^{5)~7)}がある。また、各種橋梁や模型の振動実験の結果とその動的応答解析結果を、減衰性状に着目して比較した研究^{8)~11)}などが数多くなされてきている。

橋脚基部からの逸散減衰に着目した既往の研究としては、橋脚基礎の逸散減衰に着目して、剛体基礎を有す

る橋脚-基礎地盤系に対して、約 1000 ケースにも及ぶパラメトリック解析を行い、その結果から地下逸散減衰比の簡易推定式を提案した研究¹²⁾がある。また、地盤-基礎-橋脚系に対して、等価ばねと等価入力という考え方を導入し、橋梁上部構造の基本周期と減衰定数を推定した研究^{13),14)}がある。さらに、おもに数値解析の見地から広範な研究^{15)~18)}が数多くなされている。

しかしながら、現状の耐震解析では、道路橋示方書、V 耐震設計編¹⁹⁾に示される橋梁を構成する部材の減衰定数の参考値を解析モデルに導入し、ひずみエネルギー比例減衰法により各振動モードの減衰定数を算出し、レーリー減衰マトリックスを用いて動的応答解析を行うのが一般的^{20),21)}である。この結果は地盤による逸散減衰や、橋梁を構成する部材の減衰を平均的に粘性減衰として取込んでいるため、実構造物の減衰性状をどの程度再現しているのかは必ずしも明らかではない。

一方、動的応答解析時において一般的に用いられる減衰マトリックスの設定法や種々の減衰マトリックスを設定した場合の動的応答性状の違いについても広範な研究^{22)~26)}がなされている。

以上のように橋脚-基礎地盤系の減衰に関する研究、あるいは、動的応答解析時の減衰マトリックスの設定

表-1 高架橋模型各部材の断面諸元，材料特性

部材	寸法 mm	単位体積重量 kN/m ³	弾性係数 GN/m ²	せん断弾性係数 GN/m ²
固定側橋脚	11.75×19.92	75.93	203.27	78.18
上部構造	15.62×37.47	76.89	207.73	79.51
可動側橋脚 (H 鋼)	100.05×50.39×6.62×5.00	78.10	204.58	78.68
固定側橋脚上鋼板	125.33×99.47×8.57	76.22	-	-
可動側橋脚上鋼板	125.26×100.21×8.53	76.00	-	-
固定側橋脚下鋼板	300.25×300.90×8.95	73.34	-	-
可動側橋脚下鋼板	300.00×300.37×8.90	76.31	-	-
片持ち柱下鋼板	232.34×300.81×15.96	74.94	-	-

法に関する広範な研究がなされているが，基礎地盤の逸散減衰による影響をも考慮した実験結果を，動的応答解析により再現しようと試みた研究はあまり行われていない。

そこで本研究では，著者らの研究²⁷⁾を発展させ，橋脚基部に模擬的な地盤を考慮した簡易な高架橋模型の振動実験を行った．そして，その振動挙動を再現するために，高架橋模型に存在する減衰要因をできるだけ正確に組み込んだ解析モデルの時刻歴応答解析を行い，実験結果の再現性を検討した．また，耐震設計などで一般的に用いられるレーリー減衰を用いた時刻歴応答解析も行い，実験結果および前者の解析結果との比較検討を行った．

2. 振動実験

2.1 実験の概要

実験に用いた高架橋模型は図-1に示すように，矩形断面およびH型断面の橋脚部材，固定支承および可動支承，上部構造部材から構成される．振動実験で用いた高架橋模型の固有振動数あるいは減衰性状を，数値解析モデルにより再現するためには，まず，模型各部材の構造特性および材料特性を把握する必要がある．そこで，それぞれの部材の寸法や重量を正確に計測するとともに，橋脚に用いた鋼材の引張試験を実施して弾性係数を求めた．ただし，橋脚頂部および基部に配置した鋼板については寸法と重量のみを測定した．それらの諸量を表-1に示す．

また，本研究では，図-1に示すように高架橋模型の固定支承側橋脚において，振動台と下鋼板の間に厚さ9mmのポリエチレン製の発泡クッション材を挿入することによって，逸散減衰が生じる直接基礎形式の地盤を模擬している．

以上のような特性を持つ高架橋模型を対象として，自由振動実験および振動台による強制振動実験を行った．自由振動実験では，橋脚天端を手動で橋軸方向に水平

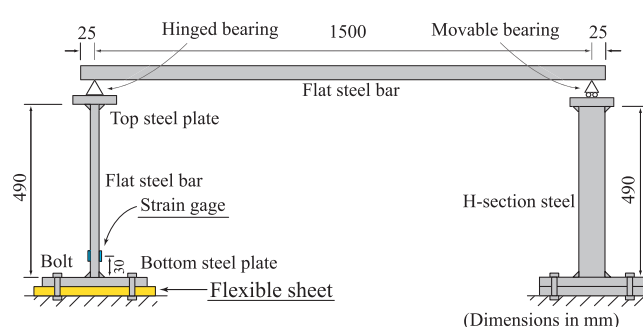


図-1 高架橋模型

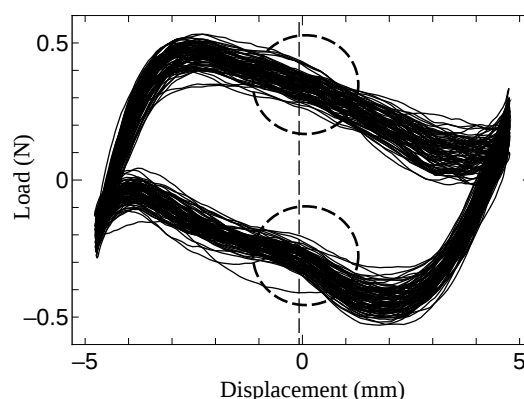


図-2 可動支承の荷重と変位の関係

加振し，その後，自由振動中に図-1に示す橋脚基部の位置でひずみを測定した．強制振動実験では，地震波の加速度データを振動台に入力して高架橋模型を橋軸方向に加振し，このときの橋脚基部のひずみを測定した．なお，強制振動実験時において，実地震波として入力したデータは，兵庫県南部地震のJMA神戸記録波を調整したものと，釧路沖地震のJMA釧路記録波を調整したものの2波である．

以下で説明する高架橋模型の自由振動実験，強制振動実験および橋脚部材，上部構造部材の要素実験は，模擬的地盤を考慮した場合も含めて2，3回行い，得られた挙動の代表的な結果を示している．しかし，いずれの場合も，2，3回の実験結果はほぼ同じ挙動を示すことを確認している．

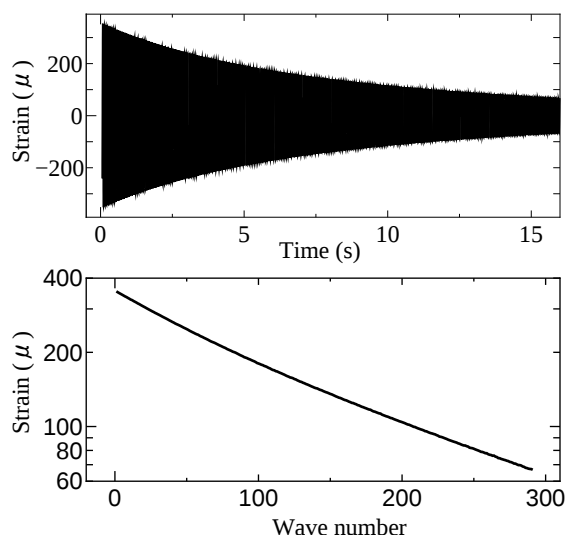


図-3 橋脚部材の減衰性状

2.2 要素試験

高架橋模型の振動実験に先立って、橋脚部材、上部構造部材、可動支承の減衰性状を把握するため要素試験を行った。

最初に、可動支承部の動摩擦係数を求めるために可動支承部のみの加振実験を行った。上部構造による反力に対応させた重りを載せて可動支承を振動台に固定し、正弦波を可動支承に与え、そのときの摩擦力から、動摩擦係数を求めた。このときの加振振動数は、高架橋模型の1次固有振動数にほぼ等しい5Hz、振幅は約5mmとした。実験で得られた荷重と変位の関係の一例を図-2に示す。この図の復元力曲線の荷重軸との交点の荷重から摩擦力を算定し、それを重りの重さで除して動摩擦係数0.0087を得た。

次に、固定支承側の橋脚部材および上部構造と同じ断面を有する鋼材を片持ち柱とした状態で自由振動実験を行った。ただし、基部からの逸散減衰が極力起こらないように基部を強固にボルト固定した状態で実験を行った。まず、片持ち柱頂部の水平方向に瞬間的な外力を与え、その後、減衰自由振動状態で橋脚基部付近のひずみをひずみゲージにより測定した。この実験で得られた橋脚部材のひずみ波形の自由振動曲線を図-3に示す。また、図-3の下段には対応するひずみ振幅と振動波数の関係も示している。ひずみ振幅と振動波数の関係の傾きから減衰定数が求められるが、ひずみ振幅が 200μ 付近の傾きを代表値として、橋脚部材の減衰定数を算定した。上部構造部材についても、同様の方法によりその減衰定数を算定した。得られた減衰定数を表-2に示す。なお、参考のためにそれぞれの部材を片持ち柱とした場合の固有振動数も同表に示している。

表-2 構成部材の減衰定数

部材	減衰定数	固有振動数 (Hz)
橋脚部材	0.001001	17.82
上部構造部材	0.000902	51.51

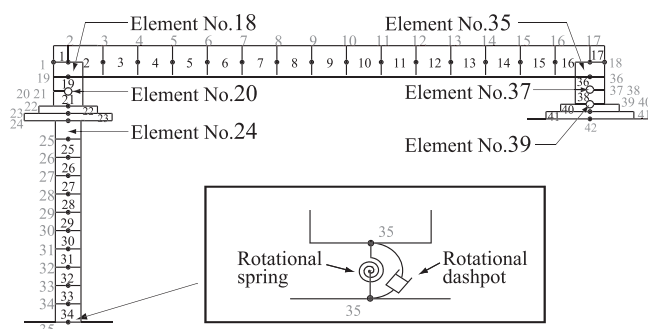


図-4 高架橋模型の解析モデル

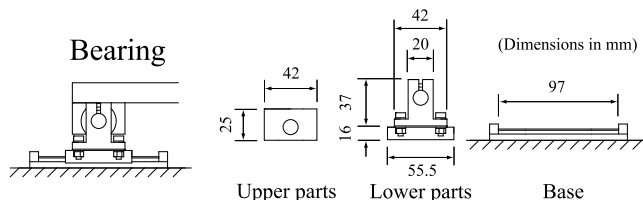


図-5 支承部の詳細

3. 数値解析

3.1 概要

高架橋模型の固有値解析および時刻歴応答解析に当たっては、橋脚と上部構造を有限要素法に基づく2次元のはり要素とし、図-4に示すようにモデル化している。解析モデルの構築に際しては、表-1に示すような断面諸量や材料特性をできるだけ正確に考慮した。ただし、可動支承の基部を固定とし、固定支承側橋脚に比して十分剛なH型断面橋脚は解析対象としていない。

支承部分は、図-5のように、上査、下査、基部の3つの要素に分けられるので、それによってモデル化した。つまり、図-4に示すように固定支承は要素番号19, 21, 22、可動支承は要素番号36, 38, 40にそれぞれ対応している。支承のヒンジ部（要素番号20, 37）、および可動部（要素番号39）にも水平、鉛直、回転のばね要素を設定し、それぞれの境界条件を満たすように、固定条件に対しては比較的大きい値、自由の条件に対しては比較的小さい値のばね定数を考慮している。また、橋脚基部に回転ばねと回転ダッシュポットを組込み、そのばね定数と減衰係数を同定して橋脚基部の模擬的な地盤の影響を考慮する。

なお、時刻歴応答解析には、Newmarkの β 法($\beta = 1/4$)を用い積分時間間隔は0.001秒とした。

3.2 減衰のモデル化

本研究では、高架橋模型のモデル化に当たって、以下のような2種類の異なる方法で減衰をモデル化している。

1つ目の方法では、鋼材の材料内部減衰に起因する粘性減衰を、振動次数が高くなるほど減衰定数が大きくなるという知見を得た既往の研究²⁸⁾を参考にして、剛性比例型の減衰マトリックスとして以下のような方法で作成する。

この場合、固定支承側橋脚の減衰マトリックス C_p は、片持ち柱とした橋脚部材の1次振動モードの減衰定数 h_p 、固有円振動数 ω_p 、そして橋脚部材の剛性マトリックス K_p から、以下のように求められる。

$$C_p = \frac{2h_p}{\omega_p} K_p \quad (1)$$

一方、上部構造部材の減衰マトリックス C_s も橋脚部材と同様に、片持ち柱とした上部構造部材の1次振動モードの減衰定数 h_s 、固有円振動数 ω_s 、そして上部構造部材の剛性マトリックス K_s から、同様に以下のように示される。

$$C_s = \frac{2h_s}{\omega_s} K_s \quad (2)$$

この2つの減衰マトリックスを構造全体系に組込むことにより、本方法による減衰マトリックスは以下のような構成となる。

$$C_g = \begin{bmatrix} C_s & 0 & 0 & 0 \\ 0 & C_b & 0 & 0 \\ 0 & 0 & C_p & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_f \end{bmatrix} \quad (3)$$

ここで、 C_b は支承部分の減衰マトリックスであり、必要に応じて減衰係数を配置すればよいが、本研究では支承部分の減衰は無視している。なお、式(3)では、各減衰要因の共有節点での連成項は省略している。

また、可動支承部には、動摩擦試験より得られた動摩擦係数に対応する剛塑性型の摩擦要素を解析モデルに組込んでいる。さらに、前述のように図-4の節点番号35に回転ばねと回転ダッシュポットを考慮し、基部からの逸散減衰を再現する。この減衰項は式(3)中の C_f に対応する。なお、回転ばねのばね定数と回転ダッシュポットの減衰係数の算定方法は後述する。

もう1つの方法では、耐震設計法などで一般的に用いられるレーリー減衰マトリックスにより高架橋模型の減衰性状を考慮する。この場合、橋脚部材、上部構造部材の要素減衰定数はそれぞれの部材の要素試験で求められた減衰定数を用いる。一方、橋脚基部に考慮する回転ダッシュポットに相当する減衰定数は以下のような手順により算定する。つまり、減衰要因として、同定された減衰係数をもつ橋脚基部の回転ダッシュポットのみ

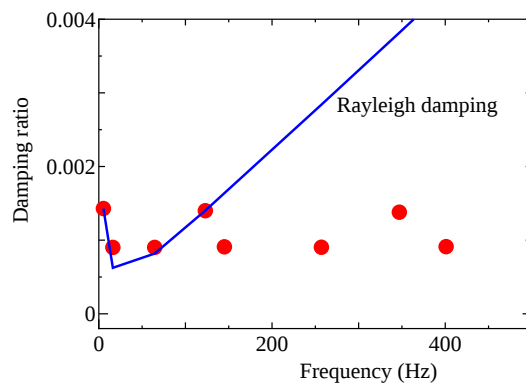


図-6 ひずみエネルギー比例減衰法により求めたモード減衰定数

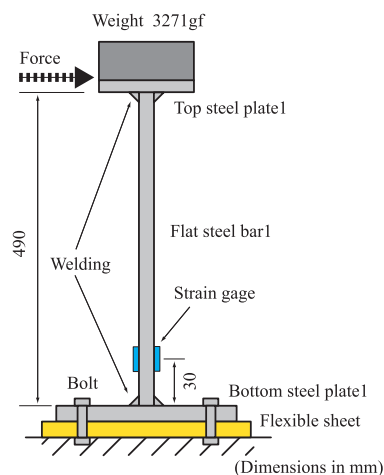


図-7 重り付き橋脚模型

を考慮した高架橋の解析モデルを用いて、自由振動状態を再現した場合に求められる減衰定数とした。結果的に回転ダッシュポットに起因する減衰定数は0.00946と求められた。

これらの要素減衰定数を用い、ひずみエネルギー比例減衰法によって各振動モードの減衰定数を算出した。そして、高架橋模型の橋軸方向振動が卓越する2つの振動モードの固有振動数およびその減衰定数を用いてレーリー減衰マトリックスを構成した。後述する同定値を用いて上記の手順で求められる各振動モードの減衰定数を表-3に示す。ここでは、橋脚の曲げ振動が卓越する1次と4次の振動モードを選択した。また、ひずみエネルギー比例減衰法に基づいて求めた各振動モードの減衰定数の関係および設定したレーリー減衰マトリックスによるその関係を図-6に示す。図中のマークがひずみエネルギー比例減衰法により求められた各振動モードの減衰定数であり、実線が設定されたレーリー減衰を表している。ただし、レーリー減衰を用いる場合には、一般的な可動・固定橋梁での方法と同様に可動支承部の摩擦減衰の影響は考慮していない。

表-3 ひずみエネルギー比例減衰法により求めたモード減衰定数

モード次数	固有振動数 (Hz)	減衰定数	卓越振動モード
1	5.268	1.431×10^{-3}	橋脚曲げ 1 次
2	15.153	0.902×10^{-3}	上部構造曲げ 1 次
3	64.504	0.902×10^{-3}	上部構造曲げ 2 次
4	122.750	1.403×10^{-3}	橋脚曲げ 2 次

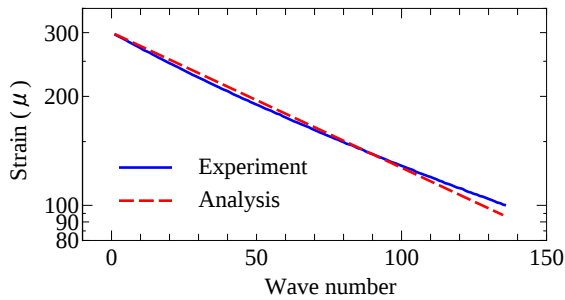


図-8-a 橋脚基部を固定

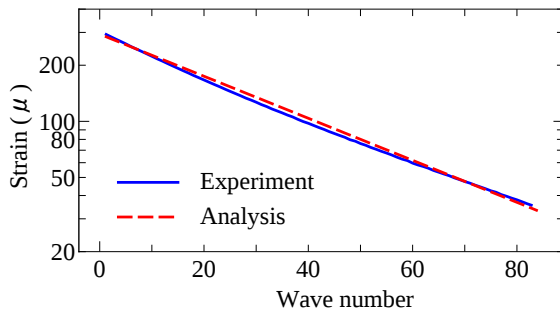


図-8-b 模擬的地盤を考慮

図-8 ひずみ振幅と振動波数の関係（重り付き橋脚）

4. 実験結果と解析結果

4.1 橋脚基部の回転ダッシュポットの減衰係数、回転ばねのばね定数の同定

最初に、図-7のように上部構造に対応した重りを載せた橋脚模型を対象として、橋脚基部を固定とした場合と、橋脚基部に模擬的な地盤を考慮した場合の2ケースについて、橋脚基部に組込んだ回転ばねのばね定数と回転ダッシュポットの減衰係数を同定した。

自由振動実験と強制振動実験時の回転ばねのばね定数および回転ダッシュポットの減衰係数は、橋脚頂部に作用する重量、橋脚基部の固定度を変えない限り同じであると考えられる。しかし、それらの値は、模擬地盤の設置状況に応じて変化すると考えられたため、以下の方法で同定した。

1. 回転ばねのばね定数は、上部構造に対応した重りを載せた橋脚模型の解析モデルの固有値解析から得られた1次固有振動数が、橋脚模型の実験で得られる1次固有振動数と一致するように値を設定した。

2. 回転ダッシュポットの減衰係数は、同じ解析モデルの自由振動状態の減衰性状が、橋脚模型の実験で得られる減衰自由振動曲線を再現するような値とした。

このような手順において、重り付き橋脚模型の自由振動実験で得られたひずみ波形のひずみ振幅と振動波数の関係を図-8に示す。もちろん、模擬地盤を考慮した場合のほうが減衰は大きい。また、減衰係数の同定値を有する回転ダッシュポットを考慮した時刻歴応答解析結果から得られたひずみ振幅と振動波数の関係も同図に描いているが、橋脚部材の材料内部減衰に加えて、模擬的な地盤での逸散減衰の影響も良好に考慮できていることがわかる。この場合、橋脚基部を固定とした場合の減衰定数は0.00137、橋脚基部に模擬的な地盤を考慮した場合の減衰定数は0.00413となった。

以上の方法で得られた、固定支承側橋脚模型基部に模擬的な地盤を設置したときの回転ダッシュポットの減衰係数は0.157kNms、回転ばねのばね定数は57.33kNmとなり、基部を固定したときの回転ダッシュポットの減衰係数は1.911kNms、回転ばねのばね定数は411.6kNmとなった。模擬的な地盤の影響を考慮した場合の方が、基部を固定とした場合よりも回転ばねのばね定数は小さいが、後者の場合でも完全な固定ではなく、結果的にわずかに逸散減衰の影響の認められる。これは、橋脚頂部の重りが橋脚基部の固定度に影響したためと考えられる。

4.2 高架橋模型の自由振動実験

上述の要素試験および重りを載せた橋脚模型の振動実験により、橋脚部材、上部構造部材の材料内部減衰、可動支承部の摩擦減衰に加えて、橋脚基部の模擬的な地盤の影響による逸散減衰に関する減衰パラメータが同定された。そこで以下では、これらから構成される高架橋模型の振動実験結果と解析結果を比較する。

まず、固定支承側の橋脚基部に模擬的な地盤を設置した高架橋模型の自由振動実験によって得られた、橋脚基部のひずみ波形を図-9（上段）に示す。また、材料内部減衰を剛性比例型として考慮し、可動支承部の摩擦減衰を組み込み、橋脚基部の回転ばね、ダッシュポットに、それぞれ重り付き橋脚模型の実験から同定した値を考慮した解析結果（Analysis1）を図-9（中段）に示す。

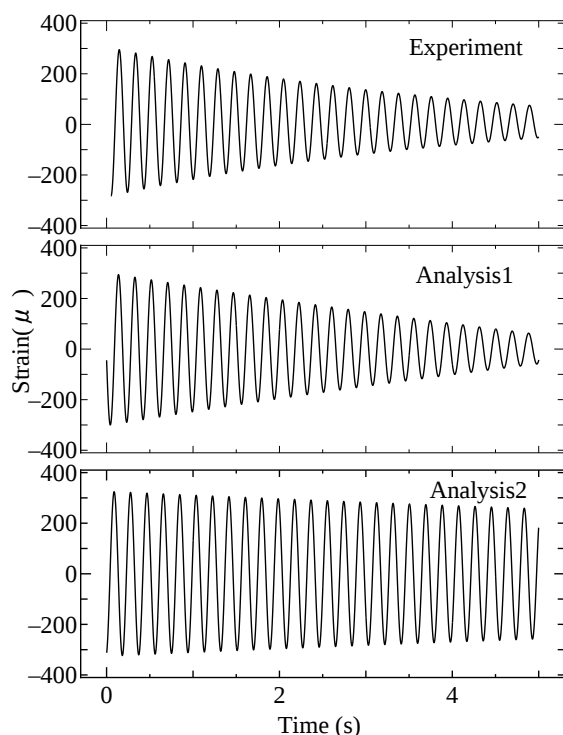


図-9 自由振動実験によるひずみ振動波形

す。これに対して、図-9（下段）にはレーリー減衰を用いた解析結果（Analysis2）を示している。図-9（上段）と図-9（中段）の自由振動波形を比較すると、粘性減衰と摩擦減衰の両者を合せ、さらに回転ダッシュポットの減衰係数を同定したことにより、減衰性状は平均的には一致していると考えられる。

一方、レーリー減衰を用いた解析による自由振動波形は、実験結果と比べ減衰が小さい結果となった。この理由は、ここで設定したレーリー減衰では、図-6に示すように1次～4次振動モードのモード減衰定数を良好に再現しているが、レーリー減衰のみでは表すことができない可動支承の摩擦減衰を考慮していないためであると考えられる。

4.3 高架橋模型の強制振動実験

次に、高架橋模型の強制振動実験を行った。入力地震波は、兵庫県南部地震のJMA神戸記録波を調整したものと、釧路沖地震のJMA釧路記録波を調整したものである。それらの加速度記録を図-10に示す。

まず、JMA神戸記録波で加振した際に得られた橋脚基部のひずみの振動波形を図-11（上段）に示す。Analysis1による解析結果を図-11（中段）に、レーリー減衰を用いたAnalysis2による解析結果を図-11（下段）に示している。また、図-12には、対応するFFT解析結果を示している。摩擦減衰を含めた減衰要因に基づくAnalysis1の解析結果は、実験結果に比較して減衰が大きく、そのフーリエスペクトルのピークの値も実

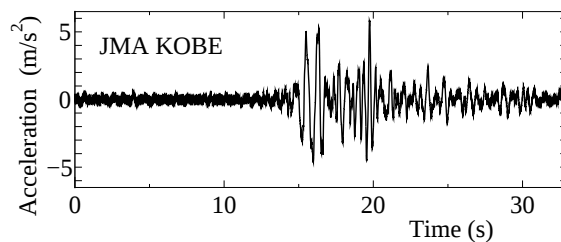


図-10-a JMA 神戸記録

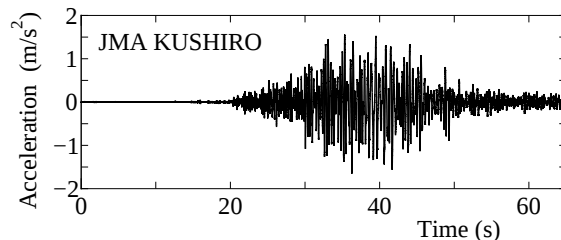


図-10-b JMA 釧路記録

図-10 強制振動実験に用いた入力地震動

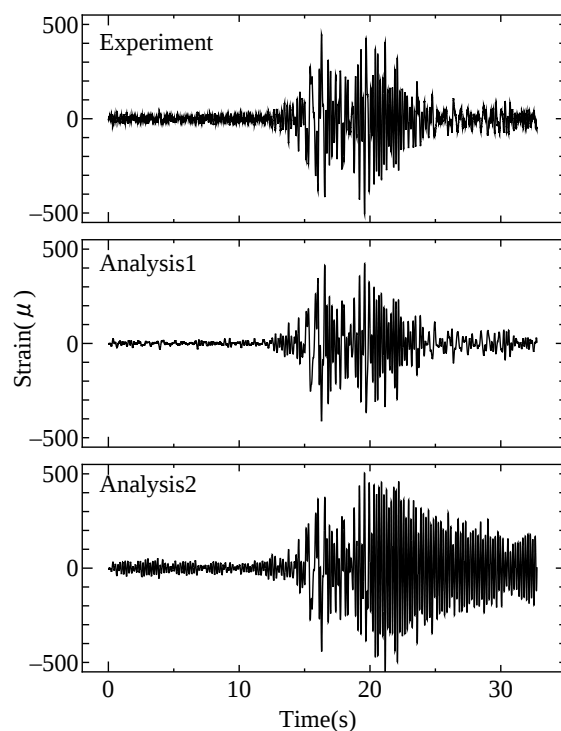


図-11 ひずみ振動波形（JMA 神戸記録）

験結果のそれより小さくなっているが、時刻歴波形およびフーリエスペクトルの周波数特性も実験結果をある程度再現していると言える。

これに対して、レーリー減衰を用いたAnalysis2の解析結果は、実験結果の最大応答値以降の時刻歴波形が大きく異なり、また、フーリエスペクトルのピーク値も実験結果より非常に大きい。この理由は、自由振動実験の場合と同様、摩擦減衰の影響を考慮していないことによると考えられる。

一方、JMA釧路記録波で加振した際に得られた橋脚

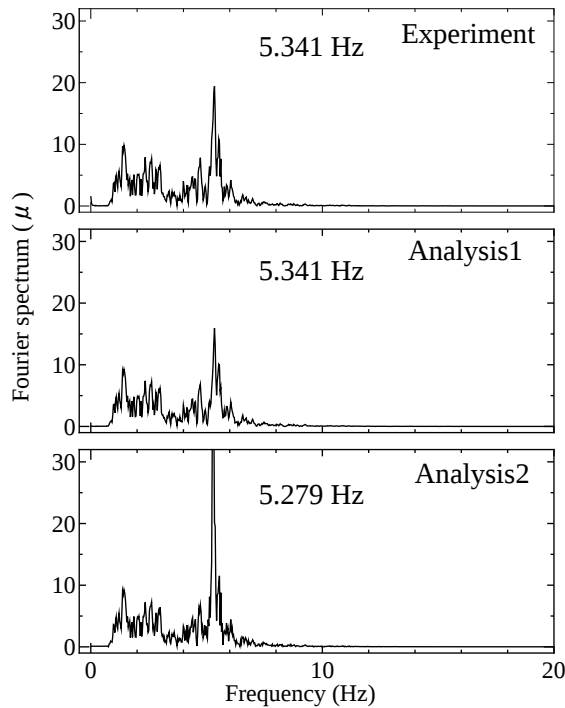


図-12 ひずみ振動波形の FFT (JMA 神戸記録)

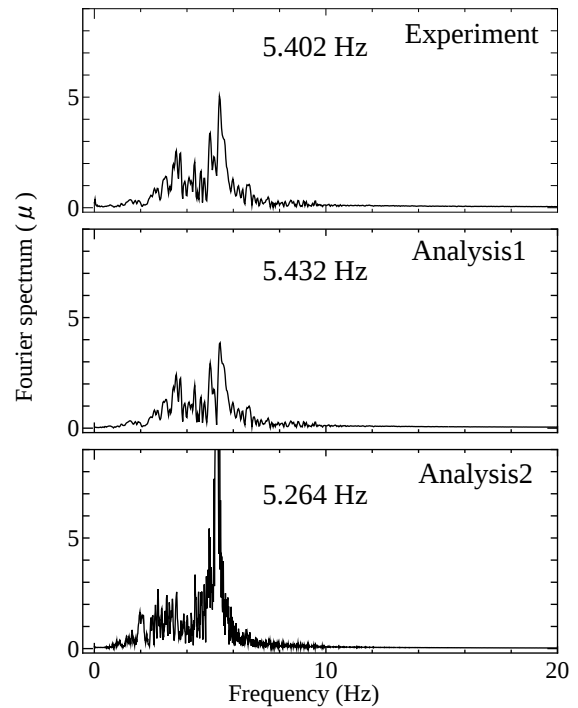


図-14 ひずみ振動波形の FFT (JMA 釧路記録)

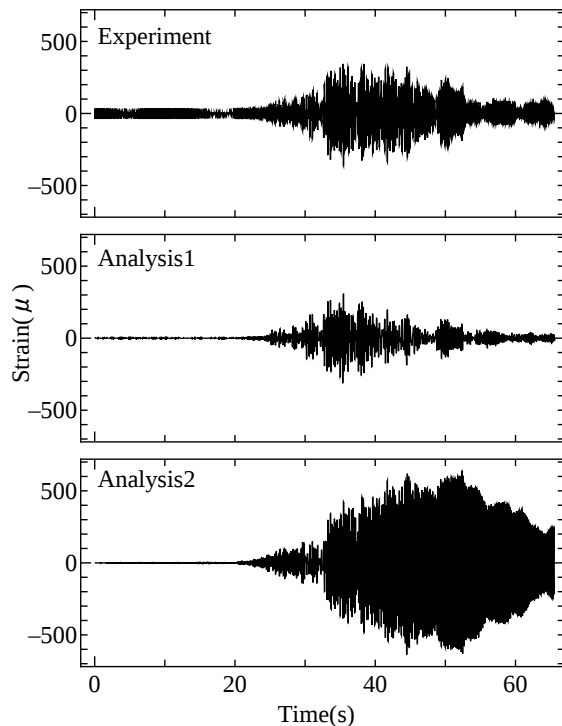


図-13 ひずみ振動波形 (JMA 釧路記録)

基部のひずみの振動波形を図-13 (上段) に、Analysis1 による解析結果を図-13 (中段) に、レーリー減衰を用いた Analysis2 による解析結果を図-13 (下段) に示す。また、対応する FFT 解析結果を図-14 に示している。

JMA 釧路記録波による結果においても、図-13 (下段) に示したレーリー減衰を用いた Analysis2 による

解析結果は、図-13 (上段) に示した実験結果と比較して、35 秒以降の時刻歴波形の振幅が非常に大きくなっている。また、それぞれのフーリエスペクトル (図-14) を比較すると、ピークを示す振動数がわずかに異なり、ピーク値は大きく異なる。この理由も、可動支承の摩擦減衰の影響がレーリー減衰を用いた場合には考慮されていないためであると言える。

これに対して、減衰要因に基づく Analysis1 の解析結果では、図-13 に示す時刻歴波形の振幅が実験の場合よりも小さく、図-14 に示すフーリエスペクトルのピーク値の値も小さい。この理由は、高架橋模型に設置した可動支承の動摩擦係数が、可動支承部のみの要素試験から算定した動摩擦係数と幾分異なるためであると考えられる。しかし、減衰要因に基づく Analysis1 の方がレーリー減衰の基づく Analysis2 よりも、実験結果の再現性はよいと言える。

ここで、JMA 釧路記録波を受ける高架橋模型の可動支承部の橋軸方向変位を図-15 に示す。この図からも、やはりレーリー減衰を用いた Analysis2 の解析結果では、可動支承部の橋軸方向変位が大きく、また、摩擦減衰を考慮していないために、実験結果よりも時刻歴波形の振幅が大きくなったものと言える。これに対して、減衰要因に基づく Analysis1 の解析結果では、逆に、摩擦減衰の影響が幾分大き過ぎたために、振動振幅が抑えられ、実験結果よりも応答が小さくなったものと考えられる。

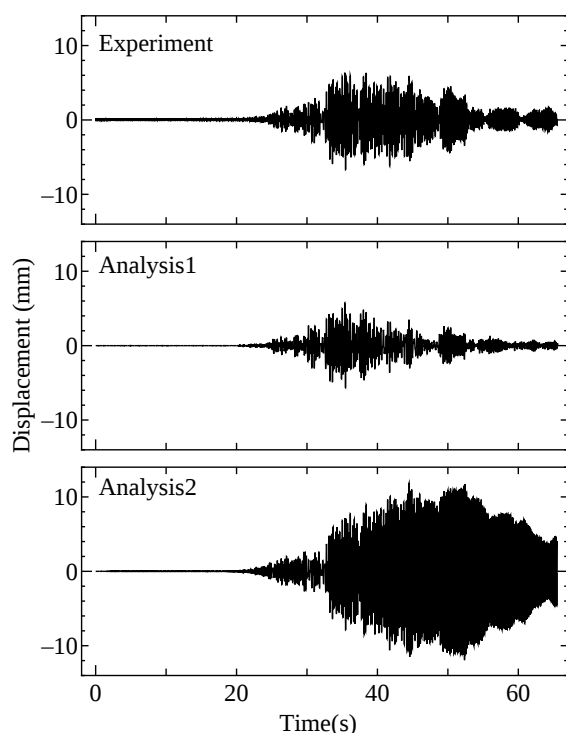


図-15 可動支承部の橋軸方向水平変位の振動波形（JMA 釧路記録）

5. まとめ

本研究では、橋脚基部に模擬的な地盤の影響を考慮した簡易な高架橋模型を対象として、自由振動実験および振動台を用いた強制振動実験を行った。また、橋脚と上部構造を有限要素法に基づく2次元のはり要素でモデル化し、要素試験により同定した主な減衰要因を組込んだ解析モデルを用いて時刻歴応答解析を行い、実験結果の再現を試みた。さらに、耐震設計などで一般的に用いられるレーリー減衰を用いた解析結果を実験結果と比較した。

まず、高架橋模型を構成する橋脚部材および上部構造部材の材料内部減衰に基づく粘性減衰は、片持ち柱とした同じ部材の自由振動実験より同定し、剛性比例型の減衰マトリックスにより考慮した。

また、可動支承の摩擦減衰は、可動支承部のみの振動実験により動摩擦係数を算定し、その摩擦係数に対応した剛塑性型の摩擦要素としてモデル化した。

一方、模擬的な地盤を挿入したことによる逸散減衰は、橋脚基部の回転ダッシュポットとしてモデル化し、上部構造の重量に相当する重りを載せた橋脚模型の自由振動実験により、その減衰係数を同定した。

その結果、これらの減衰要因を組込んだ解析モデルによる高架橋模型の時刻歴応答解析結果は、耐震設計などで一般的なレーリー減衰を用いた解析結果よりも、実験結果を良好に再現することが確認された。

本研究で用いた個々の減衰要因を考慮した解析手法

を一般化するためには、実際の高架橋を構成する部材の材料内部減衰、支承部の減衰および基礎地盤部における減衰などに関する広範なデータの蓄積が必要である。しかし、これらのデータが蓄積されれば、一般的なレーリー減衰を用いた方法よりも、直接基礎形式を有する高架橋の減衰性状を精度よく表すことができる可能性がある。なお、レーリー減衰は構造全体系の減衰性状を粘性減衰により平均的に表すものであることから、レーリー減衰を用いる場合に、摩擦減衰の影響をも考慮するのは減衰の考え方として矛盾があると考えられる。

参考文献

- 1) 片山恒雄, 伊藤学: 橋梁構造の振動減衰, 土木学会論文集, No.117, pp.12-22, 1965.5.
- 2) 加藤雅史, 島田静雄: 橋梁実測振動特性の統計解析, 土木学会論文報告集, No.311, pp.49-58, 1981.7.
- 3) 山口宏樹, 伊藤学, 坂本邦弘, R. アディカリ: 斜張橋の振動減衰に関するデータベース構築と性状分析, 鋼構造年次論文報告集, Vol.1, pp.359-364, 1993.7.
- 4) 竹田哲夫, 山野辺慎一, 新原雄二: 実測データに基づくPC斜張橋の減衰特性について, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp.147-161, 1999.7.
- 5) 川島一彦, 運上茂樹, 角本周: 耐震設計に用いる斜張橋の減衰定数の推定法, 橋梁と基礎, pp.35-40, 1990.5.
- 6) 山口宏樹: ケーブル構造のモード減衰性状と減衰理論, 鋼構造論文集, Vol.1, No.3, pp.129-138, 1994.9.
- 7) 山口宏樹, 高野晴夫, 小笠原政文, 下里哲弘, 加藤真志, 加藤久人: 斜張橋振動減衰のエネルギー的評価法と鶴見つばさ橋への適用, 土木学会論文集, No.543/I-36, pp.217-227, 1996.7.
- 8) 川島一彦, 長島博之, 長谷川金二, 岩崎秀明: 免震橋の地震応答特性に関する研究, 土木研究所報告, Vol.188, No.2, 1993.3.
- 9) 川島一彦, 長谷川金二, 吉田武史, 山内博, 小坂寛己: 免震橋の振動特性に関する模型振動実験, 土木技術資料, Vol.30, No.10, pp.521-526, 1988.
- 10) 深田幸史, 梶川康男, 角本周: 2径間連続PC斜張橋の車両走行時の振動特性と動的増幅率, 土木学会論文集, No.605/I-45, pp.37-47, 1998.10.
- 11) 角本周, 梶川康男: PC吊床版橋の減衰定数の評価と振動使用性照査における影響, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp.337-348, 1999.1.
- 12) 若原敏裕, 川島一彦: 剛体基礎で支持される道路橋橋脚の地下逸散減衰, 土木学会論文集, No.432/I-16, pp.145-154, 1991.7.
- 13) 原田隆典, 山下典彦, 坂梨和彦: 地盤との動的相互作用を考慮した道路橋橋脚の周期と減衰定数に関する理論的研究, 土木学会論文集, No.489/I-27, pp.227-234, 1994.4.
- 14) 原田隆典, 坂梨和彦, ウイルソン ゴルジェス: 地盤との動的相互作用を考慮した連続橋の周期と減衰定数の評価方法, 土木学会論文集, No.489/I-27, pp.235-242,

- 1994.4.
- 15) 永田和寿・渡邊英一・杉浦邦征：基礎－構造物系の非線形動的相互作用に関する研究，構造工学論文集，Vol.42A，pp.593-602，1996.3.
- 16) 中島章典，金丸和稔，土岐浩之：橋脚－基礎地盤系の地震時における減衰性状について，構造工学論文集，Vol.45A，pp.763-770，1999.3.
- 17) 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，構造工学論文集，Vol.46A，pp.729-736，2000.3.
- 18) 葛西昭，宇佐美勉，能登晋也：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，構造工学論文集，Vol.49A，pp.465-474，2003.3.
- 19) 日本道路協会：道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説，pp.113-115，丸善，2002.3.
- 20) 川島一彦，長島寛之，岩崎秀明：エネルギー比例減衰法による免震橋のモード減衰定数の推定精度，土木技術資料，Vol.35，No.5，pp.62-67，1993.
- 21) 宇佐美勉編著・日本鋼構造協会編：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，技報堂出版，2006.9.
- 22) 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，No.334，pp.43-51，1983.6.
- 23) 西森孝三，足立幸郎：部材減衰を直接的に考慮したレーリー減衰使用による動的解析法，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，Vol.4，pp.109-114，2000.12.
- 24) 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，地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，Vol.4，pp.115-122，2000.12.
- 25) 矢部正明：粘性減衰のモデル化の違いが非線形応答に与える影響（その2），地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，Vol.6，pp.421-432，2003.1.
- 26) 横川英彰，竹ノ内勇，宇野裕恵：履歴減衰を導入した構造減衰に関する一考察，地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，Vol.7，pp.149-154，2004.1.
- 27) 笠松正樹，中島章典，横川英彰，斉木功：高架橋モデルの振動特性に関する実験とその有限要素法解析：地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，Vol.9，pp.155-162，2006.2.
- 28) 中島章典，内川直洋，斉木功：単純な橋梁モデルの固有振動特性に関する基礎的検討，構造工学論文集，Vol.48A，pp.319-328，2002.3.

(2007 年 9 月 18 日 受付)