高架橋模型の強制振動実験と減衰のモデル化に着目した その数値解析

Forced vibration test of viaduct model under earthquake motions and its numerical analysis focusing on damping modeling

中島章典*,緒方友一**,笠松正樹***,横川英彰**** Akinori Nakajima, Tomokazu Ogata, Masaki Kasamatsu and Hideaki Yokokawa

*工博 宇都宮大学大学院工学研究部学際先端研究部門(〒 321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)
**工修 京成電鉄株式会社 鉄道本部建設部建設課(〒 131-8555 東京都墨田区押上 1-10-3)
***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)
****工修 オイレス工業株式会社 第三事業部技術部(〒 105-8584 東京都港区浜松町 1-30-5)

In this research, we conduct the forced vibration test of a simple viaduct model by using the shaking table. We employ two viaduct models which are composed of the piers, the superstructure and the movable and fixed bearings. One model is excited longitudinally in the elastic and inelastic region, and the other model is excited longitudinally or transversely in the elastic region. We also conduct the dynamic response analysis of the viaduct models focusing on the modeling of the damping factor such as the material damping of the steel members, the damping due to the energy loss at the pier foundation and the frictional damping at the movable bearing. As a result, the dynamic response analysis of the sophisticated model considering these damping properties can well reproduce the dynamic behavior of the viaduct model under the earthquake motion.

Key Words : shaking table test, dynamic analysis, viaduct model, modeling of damping property

キーワード:振動台実験,時刻歴応答解析,高架橋模型,減衰特性のモデル化

1. はじめに

橋梁などの耐震設計に際しては、対象構造を適切に モデル化し線形あるいは非線形の時刻歴応答解析を実施して、その耐震挙動を確認することも一般的となり つつある.その際、実際の橋梁構造物の剛性、質量の モデル化に加えて、減衰特性も適切にモデル化する必 要がある.

これまで、橋梁完成系の振動特性、あるいは、その 設計値や解析モデルの妥当性を確認するために種々の 振動実験結果と数値解析結果の比較など¹⁾⁻⁶⁾が行われ てきている.このような研究を通して、橋梁構造物の 剛性あるいは質量については蓄積されたデータもあり、 ある程度再現性の高いモデル化が可能となっていると 考えられる.しかし、橋梁全体系をさらに高い精度で モデル化するためには、橋梁を構成する個々の部材や 要素の剛性に加えて、減衰特性やその減衰要因を確認 し、これらを適切に橋梁全体系モデルに組込むことが 必要である.

このような観点から,斜張橋などの振動実験の結果 から個々の要素の減衰要因を分析し減衰エネルギーに 着目して,橋梁全体系のモード減衰定数などが検討さ れている⁷⁾⁻¹⁰⁾.しかしながら,橋梁全体系をモデル化 する際には、構成部材の剛性、基礎地盤の特性あるい は橋梁全体系に存在する減衰特性に関しては、現状で は部分的に仮定値を用いざるを得ない場合もある。特 に、橋梁構造物の減衰特性に関しては、まだまだ不明 の点もあるために、一般には、レーリー型の減衰マト リックスなどを構成して時刻歴応答解析が行われる場 合が多い^{11),12)}.その観点から、レーリー型の減衰マト リックスなど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 的応答性状の差異についても広範な研究¹³⁾⁻¹⁹⁾がなさ れている。しかし、レーリー型の減衰マトリックスを 適用する場合には、着目振動モードやその減衰定数の 設定において、経験的な知識や試行錯誤が必要な面も ある。また、この減衰マトリックスは実構造の減衰特 性を必ずしも正しく表していない場合もある。

著者らは簡易な橋梁模型を用いた振動実験を行い,また,その橋軸方向振動挙動を数値解析により再現するために,特に減衰特性のモデル化に着目して検討してきている²⁰⁾.本研究では,同様の簡易な高架橋模型を対象として,これを振動台により強制加振した場合の動的挙動を時刻歴応答解析により再現することを試みている.ここでは,高架橋模型の橋脚が一部塑性化する場合および橋軸に加えて橋軸直角方向へ振動する場



図-2 高架橋模型 2

図-3 支承の詳細

合をも対象とし、特に減衰特性のモデル化に着目して 検討している.

2. 振動実験

2.1 実験の概要

本研究では、2本の橋脚部材、固定支承および可動支 承,上部構造部材から構成される2種類の高架橋模型 を対象として振動実験に用いた. その模型は, 橋脚高 さが約 490mm, 上部構造のスパンが 1500mm である. 1つの模型は、図-1に示すように、一方の橋脚が平鋼 (図の左側),他方の橋脚がH形鋼(図の右側)から成 るもので、平鋼の橋脚断面の一部が塑性化する場合を 含むが、橋軸方向挙動のみを検討する模型である.こ れを高架橋模型1と呼ぶ.これに対して、もう1つの 模型は、図-2に示すように右側の橋脚も左側と同じ平 鋼から成るもので,橋軸方向に加えて,橋軸直角方向 の挙動も検討する模型であり、これを高架橋模型2と 呼ぶ. それぞれの図には橋脚の断面寸法, ひずみゲー ジおよびレーザー変位計の計測位置を示している.ま た,上部構造にも 37.47×15.62mm の長方形断面を有 する平鋼を用いている.

なお、どちらの模型においても、図-3に示すような、 すべり軸受を用いた2本のシャフトを有する直動型の 可動部と、ボールベアリングを用いた回転部を有する 支承を、可動支承および固定支承として用いた.もち ろん、固定支承の場合には、直動部は動かないように 固定して用いている.

以上のような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うが、実験に 際しては、図-1、図-2に示すように、橋脚基部付近の ひずみをひずみゲージにより計測し、可動支承部の橋 軸方向相対水平変位をレーザー変位計により計測した.

振動実験で用いた高架橋模型の固有振動数あるいは 減衰特性を,数値解析モデルにより再現するためには, まず,模型各部材の諸元や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,橋脚部材および上部構造部材に用 いた平鋼の引張試験を実施して弾性係数を求めた.ま た,塑性化を考慮する橋脚の平鋼部材については,降 伏応力と対応する降伏ひずみを求めた.その結果,降伏 応力は304.5N/mm²,降伏ひずみは1460×10⁻⁶となっ た.なお,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計測した.橋脚部材の上鋼板, 下鋼板のおよその寸法は,それぞれ125×100×9mm, 300×300×12mmである.

2.2 要素試験

高架橋模型の振動実験に先立ち,橋脚部材,上部構 造部材の減衰特性を把握するために,橋脚部材および 上部構造部材と同じ断面寸法,材料特性を有する平鋼 を片持ち柱として自由振動実験を行い,片持ち柱基部 付近のひずみを計測した.この場合,橋脚の振動に伴 う下鋼板の変形が極力起こらないように平鋼を溶接し た下鋼板を万力で強固に固定した.

一例として,橋脚と同じ断面寸法をもつ平鋼の弱軸 回りの自由振動実験から得られた片持ち柱基部のひず



部材	方向	固有振動数	減衰定数
		(Hz)	
橋脚部材	弱軸	43.46	1.225×10^{-3}
	強軸	71.66	0.943×10^{-3}
上部構造部材	弱軸	51.51	2.692×10^{-3}
	強軸	99.12	4.239×10^{-3}

表-1 構成部材の減衰定数

みの振動波形を図−4に、そのひずみ振幅と振動波数の 関係を図−5に示す.図−5の縦軸は自由振動波形の各 サイクルのひずみ振幅を対数で、横軸は振動波数を表 している.ひずみ振幅を振動波数の関係には振動波数 の増加に伴って傾きが減少する振幅依存性の影響が認 められる.この理由は片持ち柱基部の固定度が必ずし も完全ではないため、振幅が大きいときには片持ち柱 を固定した鋼板部でのエネルギー損失が避けられない ためと考えられる.しかし、その影響はあまり大きく はないので、この関係の片振幅のひずみ100×10⁻⁶ 付 近の傾きより、橋脚部材の弱軸回りに対して減衰定数 の参照値を求めた.

橋脚部材および上部構造部材は、同じ断面寸法、材 料特性を有する平鋼を、高架橋模型1および高架橋模 型2の両方に用いている.それぞれの弱軸および強軸 回りの同様の自由振動実験から得られた平鋼部材の減 衰定数を**表-1**にまとめる.

また、可動支承部の動摩擦係数を求めるために、図 -6のように上部構造からの支点反力に相当する重りを 載せた可動支承の要素試験も行った.この試験では、重 りを載せた可動支承を振動台に固定し、重りに加える 水平力を小型ロードセルで、支承部の相対水平変位を レーザー変位計で計測して、その履歴ループを描いて 摩擦力を求めた.なお、高架橋模型1および高架橋模



図-7 動摩擦試験で得られた摩擦力と変位の関係

型2には、材質の異なるシャフトを有する可動支承を用 いている.高架橋模型2の可動支承の要素試験から得 られた履歴ループの例を図-7に示すが、履歴ループの 変位がゼロにおける摩擦力の平均値を上載重量で除し て動摩擦係数を求めた.高架橋模型1および高架橋模 型2に用いた可動支承の動摩擦係数は、それぞれ0.107 および0.160と算定された.

3. 数值解析

3.1 概要

本研究では、高架橋模型を振動台上で加振した場合 の挙動を時刻歴応答解析により再現することを目的と している.そのため高架橋模型の剛性や質量に加えて 減衰特性もできるだけ精緻なモデル化を試みているが、 減衰のモデル化の方法については後述する.

まず,橋脚部材の塑性化を含む橋軸方向の挙動を検 討する高架橋模型1の時刻歴応答解析に当たっては,橋 脚と上部構造を1節点3自由度の平面骨組要素とし,支 承部や橋脚基部に平面内の水平,鉛直,回転のばね要 素を考慮した複合非線形解析法を用いた.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.

一方,橋軸直角方向の挙動をも検討する高架橋模型 2の時刻歴応答解析に当たっては,橋脚および上部構造 を,それぞれ1節点6自由度の立体骨組要素とし,支 承部や橋脚基部に3方向並進,3方向軸回り回転のば ね要素を考慮した複合非線形解析法を用いた.ただし, この解析では,橋脚部材の挙動は弾性範囲に留まって いる. なお、どちらの解析モデルにおいても、幾何学的非 線形性、せん断変形の影響に加えて、上部構造の張り 出し部分の影響、溶接の影響なども考慮し、剛性およ び質量のモデル化の適切さは、自由振動実験と固有振 動解析によって得られる1次固有振動数を比較して確 認している.

また、時刻歴応答解析の数値積分には、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 高架橋模型1の解析モデル

高架橋模型1は図-8に示すように、橋脚部材および 上部構造部材を平面骨組要素でモデル化し、支承部の ヒンジ部および可動部を水平、鉛直、回転のばね要素 で、支承のその他の部分をオフセット部材でモデル化 した.それぞれの境界条件を満たすように、固定条件 に対しては十分に大きいばね定数の値を設定し、自由 の条件に対してはばね定数をゼロとした.ただし、可 動部の水平ばねに対しては完全弾塑性型の復元力特性 を仮定して、摩擦減衰の影響を考慮した.また、後述 するような理由から、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 て橋脚基部における減衰の影響を考慮する.なお、橋 脚部材の応力-ひずみ関係は移動硬化バイリニア型と し、2次勾配を弾性係数の1%とした.

3.3 高架橋模型2の解析モデル

高架橋模型2の解析モデルは、図-8に示す高架橋模型1の右側の橋脚にも左側の橋脚と同じ骨組要素を配置し、それらの橋脚部材および上部構造部材を立体骨組要素でモデル化した.支承部のヒンジ部および可動部には、3方向並進ばねと3方向軸回りの回転ばねの計6つのばねを配置し、支承のその他の部分をオフセット部材でモデル化した.それぞれのばねには、境界条件に合わせて高架橋模型1と同様適切なばね定数を設定している.また、両側の橋脚基部に相当する節点には水平2方向軸回りの回転ばねと回転ダッシュポットを考慮し、橋脚基部の減衰の影響を考慮している.

3.4 減衰のモデル化

本研究では、高架橋模型の減衰特性のモデル化に際 して、鋼材の材料内部減衰に起因する粘性減衰、橋脚 基部でのエネルギー損失による減衰、可動支承部の摩 擦減衰の影響を考慮する.なお、ここで用いた高架橋 モデルでは、振動台への橋脚の固定部および支承部以 外の接合部はないので、その他の接合部に関する減衰 の影響は考慮していない.

鋼材の材料内部減衰に起因する減衰は,図-5に示す ように片持ち柱の振動実験からほぼ粘性的であること がわかる.また,振動次数が高くなるほど材料内部減



図-8 高架橋模型の解析モデル

衰による減衰定数が大きくなるという知見を得た既往の研究²¹⁾を参考にすれば、剛性比例型として以下のような方法で減衰マトリックスを作成すればよいと考えられる.

例えば、高架橋模型1を対象とすると、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 、固有振動数 f_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.

$$\boldsymbol{C}_p = \frac{h_p}{\pi f_p} \boldsymbol{K}_p \tag{1}$$

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 ,固有振動数 f_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.

$$C_s = \frac{h_s}{\pi f_s} K_s \tag{2}$$

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.

$$\boldsymbol{C}_{g} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{C}_{s} & 0 & 0 & 0\\ 0 & \boldsymbol{C}_{b} & 0 & 0\\ 0 & 0 & \boldsymbol{C}_{p} & 0\\ 0 & 0 & 0 & \boldsymbol{C}_{f} \end{bmatrix}$$
(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 摩擦減衰以外のオフセット部材を含む支承部分の粘性 減衰はほとんどないものとして無視している.なお、式 (3) では、部材ごとの減衰マトリックスの共有節点での 連成項の表記は省略している.

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摩擦力を考慮するために,可動部 の橋軸方向水平ばねに完全弾塑性型の復元力特性を組 込んでいる.さらに,図-8に示したように橋脚基部に 回転ばねと回転ダッシュポットを配置し,基部におけ



図-9 橋脚模型の自由振動試験

るエネルギー損失による減衰の影響を考慮する.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.

立体骨組要素を用いる高架橋模型 2 の減衰特性をモ デル化する場合には、同じ部材の強軸および弱軸回り について減衰に関する情報が得られる.しかし、材料 内部減衰は部材の材料自身がもつ減衰であり、加振方 向に関わらず一定と考えられる.そこで、 \mathbf{x} -1に示す 部材ごとに得られた強軸、弱軸回りの係数 ($h/\pi f$)の 平均値を剛性マトリックスに乗じて剛性比例型の減衰 マトリックスを構成するものとする.

4. 振動実験結果と解析結果の比較

4.1 橋脚模型の自由振動実験

高架橋模型を振動台上に固定する場合には、M10の ボルト4本で固定しており,固定度が幾分低下するた め橋脚基部でのエネルギー損失に伴う減衰が生じる可 能性がある.そこで、図-9に示すように、高架橋模型 の橋脚部分のみを用いて、上部構造に対応する重りを 載せた橋脚模型の自由振動実験を行った.そして、数 値解析においては、前述のように橋脚基部に回転ばね、 回転ダッシュポットを配置することにより対応する減 衰特性を考慮する. 高架橋模型1の橋脚模型に対して は平鋼の弱軸方向のみ,高架橋模型2の橋脚模型に対 しては, 平鋼の強軸, 弱軸の両方向に振動させる場合 の基部の回転ばね定数と回転ダッシュポットの減衰係 数を同定する. なお, 平鋼の弱軸回りは高架橋として は橋軸方向に振動させる場合に対応するので、橋脚部 材の上には上部構造の全重量に相当する重りを載せる. これに対して、平鋼の強軸回りは高架橋としては橋軸 直角方向に振動させる場合に対応するので, 橋脚部材の 上には上部構造の1/2の重量に相当する重りを載せる.

一例として、図-10に、重りを載せた橋脚模型の弱 軸回りの自由振動実験および材料内部減衰のみを考慮 した対応する数値解析から得られた橋脚基部のひずみ 振幅と振動波数の関係を赤線および黒線で示している.

表−2 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の同定値

模型	方向	ばね定数	減衰係数
		(kNm/rad)	kNms
橋脚模型1	橋軸	24.0	0.10
橋脚模型2	橋軸	196.0	0.196
	橋軸直角	412.0	6.37



図-10 橋脚模型基部のひずみ振幅と振動波数の関係



図-11 ひずみの自由振動波形(高架橋模型1)

材料内部減衰のみを考慮した数値解析結果では,実験 結果に比較して明らかにひずみ振幅と振動波数の関係 を表す直線の傾きは小さく減衰が小さいことがわかる. 実験結果と前述の数値解析結果との差分は,橋脚基部 でのエネルギー損失による減衰によるものと考えられ る.そこで,図-10に青線で示したように解析結果が 実験結果に一致するように橋脚基部の回転ダッシュポッ トの減衰係数を同定した.なお,回転ばね定数は実験 および固有振動解析で得られる1次固有振動数が一致 するように同定している.

以上のように同定した橋脚基部に配置する回転ばね のばね定数および回転ダッシュポットの減衰係数の値 を表-2にまとめる.表では,高架橋模型1および高架 橋模型2に用いた橋脚模型をそれぞれ橋脚模型1,橋 脚模型2と表記している.振動台上への橋脚部の設置



図-12 可動支承側橋脚基部のひずみの自由振動波形 (高架橋模型2の橋軸方向)



図-13 可動支承の橋軸方向相対変位の自由振動波形 (高架橋模型2)

に際しては、ボルトの締付け力などのバラツキが避け られないため、橋脚模型の振動実験の後に、続けて高 架橋模型を組上げて振動実験を実施している.しかし、 両者の高架橋模型は、異なる日程、担当者で実験を実 施していることから、**表-2**に示すように同定値は必ず しも一致していない.

4.2 高架橋模型の自由振動実験

前述の要素試験や橋脚模型の振動実験で同定した部 材の粘性減衰,可動支承の摩擦減衰,橋脚基部のエネル ギー損失に伴う減衰などを時刻歴応答解析に考慮した 場合の再現性を確認するために,高架橋模型の自由振 動実験を行った.高架橋模型1では,橋軸方向のみの自 由振動挙動を,高架橋模型2では,橋軸方向および橋軸 直角方向の両方向の自由振動挙動を確認した.高架橋 模型の橋軸方向の自由振動挙動を再現する場合,時刻 歴応答解析においては,可動支承の可動部を表す水平 ばねには動摩擦試験から得た摩擦力を考慮した,完全 弾塑性型の復元力特性を有する非線形ばねを用い,そ



図-15 高架橋模型2の橋軸直角方向自由振動時の可動 支承の橋軸方向相対変位

れ以外のばねには弾性ばねを仮定した.

図-11は、高架橋模型1の橋軸方向自由振動実験で 得られた橋脚基部のひずみ振動波形(上図)および対応 する数値解析で得られたひずみ振動波形(下図)を示し ており、横軸が時間を、縦軸がひずみを表している.数 値解析では、共振状態から外力を取り除いて自由振動 状態を再現している.この図から、高架橋模型1の自 由振動挙動は特に摩擦減衰の影響を強く受け、ひずみ 振幅は直線的に減衰しているが、その影響をも考慮し た数値解析結果がその挙動を精度良く再現しているこ とがわかる.

高架橋模型2の橋軸方向自由振動の実験結果と解析 結果の比較として、可動支承側橋脚のひずみ振動波形 を図-12の上下に示す.実験結果の最初の2サイクル には、ひずみ振幅は大きく、また、急激に減衰し、そ の後ひずみ振幅が小さくなって粘性的な減衰特性を示 していることがわかる.これは、最初の2サイクルに おいてのみ、可動支承の移動が生じるが、その後可動 支承の移動は起こらず上部構造と橋脚が一体となって 振動していることを表している.解析結果のひずみ振幅は実験結果よりも小さいが,このような可動支承の動きを定性的には再現できている.図-13には,可動支承の橋軸方向相対変位の振動波形を示すが,やはり最初の2サイクル程度においてのみ可動支承の移動が生じていることが確認できる.

一方,図-14は、高架橋模型2の橋軸直角方向自由 振動実験で得られた橋脚基部のひずみ振動波形 (上図) およびその対応する数値解析で得られたひずみ振動波 形(中図)を示している。高架橋模型2の橋軸直角方向 振動時には,基本的に可動支承は移動しないはずであ るが、自由振動実験で得られた振動波形は直線的に減 衰しており、顕著な摩擦減衰の影響が認められる.こ れに対して,部材の粘性減衰および橋脚基部での減衰 を考慮した解析では粘性的な減衰挙動が認められ、両 者で明らかに挙動が異なっている.この理由は、可動側 橋脚上にはレーザー変位計を設置しており、橋軸直角 方向自由振動時において,両橋脚の振動挙動が必ずし も一致しないなど、構造のもつ不整によって可動支承 が僅かに移動しているためと考えられる.実際に、図 -15に示すように可動支承が橋軸方向に僅かに振動し ていることがわかる.

そこで、可動支承部に配置した橋軸直角方向の水平 ばねにもバイリニア型の復元力特性を有する非線形ば ねを考慮した.その復元力特性は試行錯誤により決定 した結果,得られた橋軸直角方向の自由振動の解析結 果を図-14(下図)に示すが、摩擦減衰が支配的な実験 結果の挙動を再現できていることがわかる.

4.3 高架橋模型の強制振動実験

これまでの検討から,高架橋模型の構成要素の検討 を踏まえて,高架橋模型の強制振動挙動を再現する解 析モデルが構築された.そこで,橋脚の一部が塑性化 するように加振する強制振動実験および橋軸方向に加 えて橋軸直角方向にも加振する強制振動実験の結果を, 数値解析によって再現することができるかを確認する.

強制振動実験時に入力データとして用いた地震波は、 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の2波 である.これらの実験時に振動台上で加速度計により 計測した加速度波形を時刻歴応答解析時の入力地震波 として用いている.なお、実験結果と解析結果の比較 においては、2つの地震波による傾向に大きな差異は ないので、以下ではJMA神戸記録波を用いた場合の みを説明する.高架橋模型2の強制振動実験で用いた JMA神戸記録波(最大加速度8.35m/s²)を図-16に 示す.高架橋模型1の強制振動実験では、この地震波 に係数を乗じて最大加速度11.33m/s²として用いた.

参考のために実験に用いた振動台の性能を表-3にま

表-3 振動台の基本性能		
項目	性能	
加振方向	1 方向	
振動台寸法	$2.0 \text{m} \times 2.0 \text{m}$	
周波数範囲	0.1~100Hz	
最大搭載質量	4000kg	
最大振幅	$150 \mathrm{mm}$	
最大速度	$80 \mathrm{cm/s}$	
無付加時最大加速度	1.2G	



図-16 入力地震に用いた JMA 神戸記録の調整波

とめる.

高架橋模型1の強制振動実験

図-17は、JMA神戸記録波によって高架橋模型を橋軸方向に加振した場合に得られた橋脚基部のひずみ振動波形(上図)およびその数値解析結果(下図)を示している.また、その両者のスペクトル解析結果を図-18に示している.ひずみ振動波形の実験結果と解析結果を比較すると、約15秒までのひずみの大きさが1000×10⁻⁶ 以下の弾性挙動はもちろん、ひずみが2000×10⁻⁶程度となる非線形挙動も含めて解析結果が実験結果を比較的良く再現していることがわかる.さらに、図-18に示すスペクトル解析結果からも両者のスペクトルの形状はほぼ一致していることがわかる.

なお,ここでの時刻歴応答解析においては,材料内 部減衰に起因する減衰マトリックスは,初期剛性に基 づいて算定している.

一方,図-19はこの場合の可動支承部の橋軸方向相 対変位振動波形の実験結果(上図)と解析結果(下図)を 示している.15秒以降の実験結果の正側において,振 幅が30mm程度に達しているが,これは、レーザー変 位計の最大測定範囲(片側約20mm)を超えたためであ り、その部分の値については解析結果と比較をするこ とができない.また,解析結果では、図-7のような可 動支承部の復元力特性を最大摩擦力で降伏する単純な 完全弾塑性型にモデル化しているために、実験結果を 必ずしも定量的には再現できていないが、定性的には 再現できていると言える.

(2) 高架橋模型2の強制振動実験

次に、高架橋模型2を用いた場合の結果を比較する.



図-18 ひずみ波形のスペクトル解析結果(高架橋模型 1)



図-19 可動支承の橋軸方向相対変位の強制振動波形 (高架橋模型1)

JMA 神戸記録波で橋軸方向に加振した場合の可動支 承側,固定支承側橋脚基部のひずみ振動波形を図-20, 図-21 に,可動支承の相対変位振動波形を図-22 に,対 応する数値解析結果とともに示している.実験結果の 約15~20 秒の時刻において,図-20 に示す可動支承側



図-20 可動支承側橋脚基部のひずみの強制振動波形 (高架橋模型2の橋軸方向)



図-21 固定支承側橋脚基部のひずみの強制振動波形 (高架橋模型2の橋軸方向)



図-22 可動支承の橋軸方向相対変位の強制振動波形 (高架橋模型 2)

橋脚のひずみ振幅に比べて、図−21に示す固定支承側 橋脚のひずみ振幅は大きい.この理由は、可動支承が 移動する場合には、上部構造から可動支承側橋脚へ伝 達される水平力の最大値は摩擦力で制限されるからで あり、実際に、図−22から、対応する時刻において可



図-23 固定支承側橋脚基部のひずみ波形のスペクトル 解析結果(高架橋模型2の橋軸方向)

動支承の橋軸方向相対変位が生じていることがわかる. このような可動支承側,固定支承側橋脚基部のひずみ 振動波形および可動支承の相対変位振動波形の実験結 果をそれぞれの図の下側に示す数値解析結果が良好に 再現していることがわかる.なお,固定支承側橋脚基 部のひずみ振動波形のスペクトル解析結果を図-23 に 示すが,スペクトルピーク値の振動数はもちろん,そ の他の振動数範囲においても,実験結果と解析結果が よく一致していることがわかる.

一方,図-24は、JMA神戸記録波で橋軸直角方向に 加振した場合の固定支承側橋脚基部のひずみ振動波形 とその数値解析結果を示している.実験結果に比べて 解析結果のひずみ振幅は幾分大きいが,解析結果の時刻 歴は実験結果のそれを比較的良好に再現していると言 える.また,その両者のスペクトル解析結果を図-25に 示すが,解析結果におけるスペクトルピークが実験結 果の値よりも2倍程度大きい.これは,解析結果の減 衰の大きさが実験結果のそれに比べてやや小さく,全 体的に卓越振動数の振幅が大きいためであるが,その 他の振動数範囲のスペクトルの形状は両者で良く一致 しており,ある程度の再現性は確認できる.なお,結 果は示さないが,橋軸直角方向に加振した場合,可動 支承側橋脚も固定支承側橋脚とほぼ同じ振動挙動を示 している.

5. 減衰のモデル化のまとめ

本研究では、簡易な高架橋模型を対象とし、これを 振動台により強制加振して得られる振動挙動を、時刻 歴応答解析法により、特に、減衰のモデル化に着目し て再現することを試みた.ここで用いた高架橋模型の おもな減衰要因は、橋脚部材および上部構造部材の材 料内部減衰、橋脚基部を振動台に固定した部分でのエ ネルギー損失による減衰、可動支承部の摩擦減衰であ



図-24 ひずみの強制振動波形(高架橋模型2の橋軸直 角方向)



2-25 いりみ彼形のスペクトル脾析結果(高架樯模型 2の橋軸直角方向)

ると考えられる.そこで,高架橋模型を構成するそれ ぞれの要素の減衰要因とそのモデル化の方法および特 徴などを以下にまとめる.

5.1 橋脚および上部構造部材の材料内部減衰

橋脚部材あるいは上部構造部材の材料内部減衰は,既 往の研究²¹⁾に基づき,部材ごとに初期剛性に基づく剛 性比例型の減衰マトリックスにモデル化している.要 素試験より,図-5に示したように,これら部材の材料 内部減衰はほぼ粘性的であることが確認される.した がって,このように設定された減衰は,結果的に部材 内に存在すると見なされるダッシュポットの減衰係数 を定めていることに対応する.

また,橋脚部材および上部構造部材を立体骨組要素 にモデル化すれば,骨組要素の剛性マトリックスに基 づく剛性比例型の減衰マトリックスにより部材の強軸, 弱軸回りの両方向に一意に減衰を設定することができ る.そのため,レーリー減衰マトリックスを構成する 場合のように,橋軸方向および橋軸直角方向の減衰マ トリックスを分離して設定する必要はない. なお、橋脚部材に用いた鋼材の応力-ひずみ関係を、 材料試験に基づいて移動硬化バイリニア型とし、橋脚 部材の塑性化による減衰は履歴減衰として別途考慮し ている.

5.2 橋脚基部におけるエネルギー損失による減衰

橋脚基部を振動台に固定した部分でのエネルギー損 失による減衰は,解析モデルの橋脚基部に設けた回転 ダッシュポットにより考慮している.重りを載せた橋脚 部材の自由振動実験時の減衰定数と上述の部材の材料 内部減衰のみを考慮した場合の減衰定数の差分として, 橋脚基部に設けた回転ばねのばね定数とともに,回転 ダッシュポットの減衰係数を同定している.

基礎地盤の影響を橋脚基部の集約ばねや集約ダッシュ ポットとしてモデル化するのは一般的であり,ここで 用いた方法は実構造への適用性もあると考えられる.

5.3 可動支承部の摩擦減衰

可動支承部の橋軸方向への移動に伴う摩擦減衰は,解 析モデルの同位置に配置した橋軸方向水平ばねに完全 弾塑性型の復元力特性を組込んで考慮し,その摩擦力 の大きさは可動支承の動摩擦試験により同定している. ただし,橋軸直角方向の振動実験時に,模型の構造的 不整により生じる可動支承部の摩擦的な減衰を考慮す るために,橋軸直角方向水平ばねにやはりバイリニア 型の復元力特性を組込み,その復元力特性は高架橋模 型の自由振動実験により同定している.

実構造の支承部においても避けられない構造的不整 やガタが減衰要因となる場合も考えられ、上述と同様 に支承部をばねおよびダッシュポットによりモデル化 すること、あるいは、実挙動に即したより精緻な解析 モデルを構築することによって、このような減衰要因 がある場合にも対応可能であると考えられる.

6. おわりに

本研究では、まず鋼製部材の橋脚と上部構造および 可動・固定支承で構成された簡易な高架橋模型を対象 として、これを振動台上に設置し、橋軸および橋軸直 角方向に加振する強制振動実験を行った.また、実験 時の振動挙動を再現するために、特に、高架橋模型に 存在する減衰特性のモデル化に着目して、解析モデル を構築し時刻歴応答解析を行った.

本研究を通して得られた主な結果をまとめると以下 のようになる.

 ここで用いた高架橋模型では、橋脚および上部構 造部材の材料内部減衰、橋脚基部固定部でのエネ ルギー損失による減衰、可動支承部での摩擦減衰 がおもな減衰要因であると考えられる。

- 部材の材料内部減衰は、部材ごとの剛性比例型減 衰マトリックスとしてモデル化した.この方法で は、部材の強軸および弱軸回りの両方向の振動時 に対して一意に減衰マトリックスを構築すること ができる.
- 橋脚基部のエネルギー損失による減衰は解析モデルの橋脚基部に配置した回転ばね、回転ダッシュポットとして、可動支承部の摩擦減衰は同位置に配置した水平ばねの復元力特性によって解析モデルに組込み考慮した.なお、橋脚基部や支承部に集約ばねとダッシュポットを配置することによって種々の減衰要因を考慮することが可能である.
- これらの減衰要因のモデル化に当たっては、部材や可動支承部あるいは対応する構造系の要素試験や自由振動実験を行って、必要な値を同定した.
- 5. 橋脚部材の弾塑性挙動を含む橋軸方向の強制振動 挙動,あるいは,弾性範囲における橋軸直角方向 の強制振動挙動を,構築した解析モデルを用いた 時刻歴応答解析によって比較的良好に再現できる ことが確認された.

実際の高架橋においても、部材の材料内部減衰、あ るいは可動支承部の摩擦減衰などや橋脚基礎地盤部の 減衰を集約ばねおよびダッシュポットでモデル化した 場合の減衰に関する必要なデータが収集されれば、本 研究で用いた減衰の設定法は適用性があると考えられ る. なお、部材の材料内部減衰は、単純な支持条件で の自由振動実験を重ねることによってデータ収集が可 能になると考えている.また、そのような部材のデー タを踏まえた上で、地盤部の減衰は、部材と地盤の影 響が卓越する独立橋脚や対応する模型での実験などを 重ねることによってデータ収集が可能になると考えて いる.

参考文献

- 川谷充郎,小松定夫,佐々木孝:走行自動車荷重を 受けるプレートガーダー橋の動的応答特性に関する 研究,土木学会論文集,No.392/I-9,pp.351-358, 1988.4.
- 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.
- 深田宰史,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.
- 4) 林秀侃,梶川康男,深田宰史,本正信,浜博和,19
 径間連続立体免震橋の振動実験に基づく動的解析, 土木学会論文集,No.605/I-45, pp.49-60, 1998.10.
- 5) 立神久雄, 須合孝雄, 蛯名貴之, 梶川康男, 深田宰 史, 福嶋幸治: 波形鋼板ウェブを有する5径間連続

PC 箱桁橋の振動特性,構造工学論文集 Vol.45A, pp.649-657, 1999.3.

- 6) 金治英貞,鈴木直人:長大カンチレバートラス橋の地震応答に関する観測結果と解析的検証,構造工学論文集 Vol.53A, pp.277-286, 2007.3.
- 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.
- 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.
- 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.
- 10) 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.
- 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.
- 12) 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.
- 13) 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, No.334, pp.43-51, 1983.6.
- 14) 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.
- 15) 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.

- 16) 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.
- 17)横川英彰,竹ノ内勇,宇野裕惠: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.
- 18)小倉祐介,運上茂樹:非線形動的解析における粘 性減衰のモデル化に関する一考察,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.155-162,2004.1.
- 19) 大越靖広,藤田亮一,森敦:減衰の設定方法と橋梁の形式が非線形動的解析結果に及ぼす影響,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.11, pp.197-202, 2008.1.
- 20) 横川英彰,中島章典,緒方友一,青戸清剛,笠松正 樹,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,構造工学論文集,Vol.54A, pp.209-217, 2008.3.
- 21) 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.49A, pp.319-328, 2002.3.

(2008年9月18日受付)