

橋脚—基礎地盤系の地震時における減衰性状について

Damping characteristics of pier-foundation-soil system during earthquake excitation

中島章典¹・金丸和稔²・土岐浩之³

Akinori Nakajima, Kazutoshi Kanamaru and Hiroyuki Doki

¹正会員 工博 宇都宮大学助教授 工学部建設学科建設工学コース (〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)²学生会員 宇都宮大学大学院 工学研究科建設学専攻 (〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)³学生会員 宇都宮大学大学院 工学研究科建設学専攻 (〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

In this paper, damping characteristics of a pier-foundation-soil system is investigated paying attention to material damping of the pier and an energy radiation from foundation to subground. An effect of each factor of damping on the whole structural damping is analyzed by a complex eigenvalue analysis, and an energy response absorbed by each factor of damping is analyzed by a linear and nonlinear earthquake response analysis employing a rigid-body spring model.

As a result, it is revealed that for the pier-foundation-soil system, material damping of the pier itself is a dominant factor in the factors of damping and that an energy absorption at the foundation-soil interface during earthquake excitations is not large.

Key Words : damping characteristics, pier-foundation-soil system, material damping, rigid-body spring model, complex eigenvalue analysis

1. はじめに

構造物の動的問題においては、その減衰性状が重要な役割を果たすことから、構造物の動的問題を考えるに際しては、減衰の影響を適切に考慮することの必要性は指摘されながらも、構造物の減衰に関する研究は必ずしも十分になされてきたとは言えない。その中で、伊藤、片山は橋梁上部構造の減衰に影響する要因を整理し、その減衰性状を検討した¹⁾。また、川島らは斜張橋の耐震設計に際して、その減衰要因をエネルギー的に整理し、特に可動支承部の減衰の影響が大きいことを指摘した^{2),3)}。さらに、山口らは斜張橋を対象として、各減衰要因をエネルギー的に評価する減衰評価法を提案し、その妥当性を実橋の振動試験結果に適用して確認している^{4),5),6)}。著者らも、可動支承部の摩擦減衰、鋼桁あるいはコンクリート床版の内部減衰、コンクリート床版と鋼桁の界面における減衰要因を考慮して、桁橋の構造減衰特性を検討した⁷⁾。

以上のような研究を通して、構造物の減衰性状を明らかにするためには、その構造物の減衰性状に影響を及ぼす減衰要因を1つ1つ分離して考える必要があることが伺える。

例えば、兵庫県南部地震以後、その大地震時挙動の解明が急がれている図-1のような一般的な高架橋システムの減衰作用のおもな要因を考えると、橋脚を構成する材料の内部減衰、可動支承部における摩擦減衰、構造要素まわりの空気がもたらす空力減衰および基礎や地盤部のエネルギー散逸などによる減衰がある。した

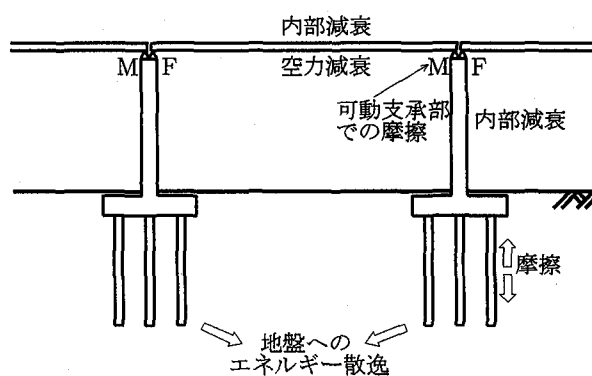


図-1 高架橋システム

がって、特に、高架橋システムの耐震設計では、これらの減衰要因がシステム全体の減衰性状に及ぼす影響を把握しておく必要がある。

このような観点から、原田らは、地盤—基礎—橋脚系の単純化したモデルに対して、等価ばねと等価入力という考え方を導入し、橋梁上部工の基本周期と減衰定数を推定している⁸⁾。また、同手法を連続高架橋に適用して、その基本周期と減衰定数を検討している⁹⁾。

本研究では、上述の高架橋システムのうち、橋脚—基礎地盤系を対象とし、橋脚の減衰要因として最も影響が大きいと考えられる材料の内部減衰に加えて、基礎や地盤部でのエネルギー散逸などによる減衰を考慮して、橋脚—基礎地盤系の基本的な減衰性状を検討することを目的とした。

まず、基礎や地盤の影響を考慮した鋼製単柱式橋脚を対象として、剛体ばねモデル解析を用いた複素固有

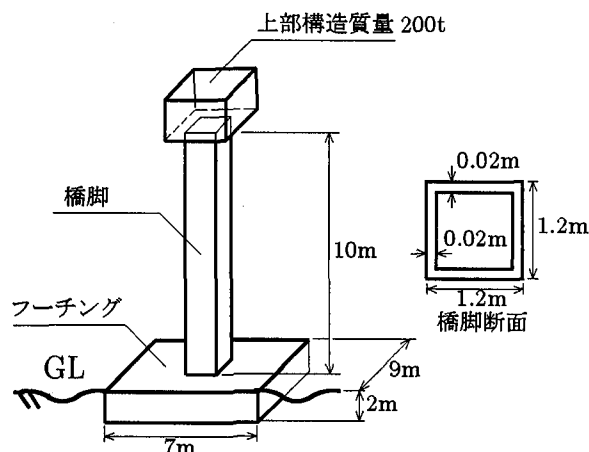


図-2 解析モデル

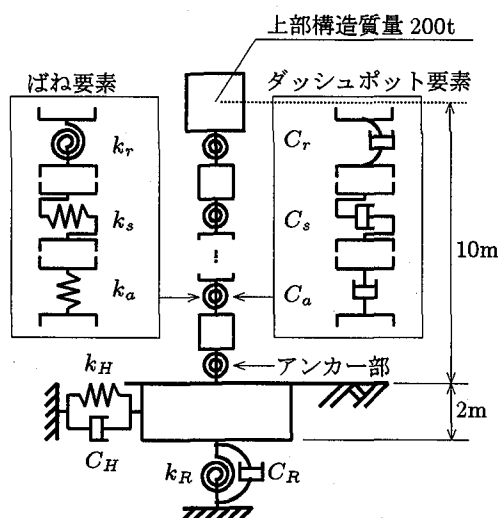


図-3 剛体間ばね要素およびダッシュポット要素

値解析を行い、橋脚部の内部減衰と基礎や地盤部での減衰を個別に考慮して、橋脚-基礎地盤系全体としての減衰性状を検討した。次に、対象構造系の線形地震応答解析を行い、標準的な地震力が作用した場合の橋脚あるいは基礎地盤部の各減衰要因が吸収する減衰エネルギーを求め、これらの大きさを比較検討した。最後に、対象としている橋脚-基礎地盤系の橋脚を構成する鋼材の弾塑性を考慮した地震応答解析を実施し、求められた時刻歴変位応答のパワースペクトルに対して、振動数領域の非線形最小2乗法を適用し等価な振動数および減衰比を有する線形1自由度系を同定することによって、橋脚が非線形挙動を示す場合の履歴減衰を等価なモード減衰として評価する1つの試みを行った。

2. 解析モデルおよび解析方法

本研究では、図-2のような鋼製単柱式橋脚の下部にフーチングとその周りの地盤を考慮した橋脚-基礎地盤系を対象とした。フーチング上面からの橋脚高さ10m、断面は一辺が1.2m、板厚0.02mの正方形箱形鋼断面とし、橋脚頂部には上部構造分の集中質量200tを

表-1 地盤ばね定数

	水平ばね定数	回転ばね定数
堅固な地盤	2.176GN/m	44.00GNm
軟弱な地盤	217.6MN/m	4.400GNm

考慮した。フーチング（以下、基礎と呼ぶ）は幅9m、奥行き7m、高さ2mの鉄筋コンクリート製とした。また、基礎を含めた地盤の影響は水平および回転のばね、ダッシュポットとして考慮した^{10),11)}。

複素固有値解析および地震応答解析に際しては、図-2の対象構造物の橋脚部分を、図-3のように剛体要素とそれぞれを結合する長さおよび質量を無視できるばねからなる剛体ばねモデルにモデル化した。つまり、橋脚部の各剛体は軸、せん断および回転ばねと軸、せん断および回転ダッシュポットにより連結されており、1つの平面内の鉛直、水平および回転運動のみを考慮している。

剛体ばねモデル解析における質量、剛性、減衰マトリックスの誘導方法の詳細については、文献7), 12)にゆづりここでは省略する。

解析に際しては、橋脚部を13個の剛体要素に分割し、そのうち基礎と橋脚との間の要素をアンカー部とし、そのばねのばね定数およびダッシュポットの減衰係数を橋脚部の2倍とした。また、基礎を含めた地盤の影響は、図-3に示すような水平および回転のばね、ダッシュポットとしてモデル化している。ただし、以下の解析に際しては、堅固な地盤と軟弱な地盤を想定して、それぞれ表-1に示すような2種類の地盤ばね定数を仮定した。

3. 複素固有値解析の結果および考察

はじめに、解析モデルに取り入れた各ダッシュポットの減衰係数と構造全体系としての減衰性状との関係を把握するために、橋脚部、基礎地盤部の水平方向あるいは回転方向のダッシュポットの減衰係数と各振動モードの減衰比との関係を以下に調べる。

まず、堅固な地盤および軟弱な地盤を有する橋脚-基礎地盤系の非減衰時の固有値解析を行い、固有振動数と対応する振動モードを調べた。それぞれの非減衰時の固有振動数を表-2に示す。縦振動を除けば、低次より橋脚の曲げ1次振動モード、基礎の水平運動が卓越する振動モード、基礎の回転運動が卓越する振動モード、橋脚の曲げ2次、3次振動モードが現れた。また、軟弱な地盤を想定した場合の橋脚の曲げ1次振動モード、基礎の水平および回転が卓越する振動モードの固有振動数は、堅固な地盤を想定した場合の固有振動数よりもやはり小さい値になっている。以下では、これらの5つの振動モードに着目して検討することとする。

表-2 非減衰時の固有振動数 (Hz)

	堅固な地盤	軟弱な地盤
曲げ 1 次振動モード	1.2631	1.0747
基礎の水平卓越モード	13.190	4.2489
基礎の回転卓越モード	22.583	8.2489
曲げ 2 次振動モード	55.920	55.859
曲げ 3 次振動モード	159.25	159.25

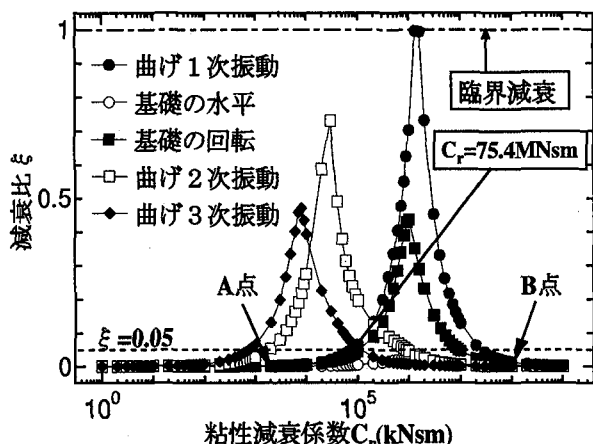


図-4-a 粘性減衰係数 C_r と減衰比の関係 (堅固な地盤)

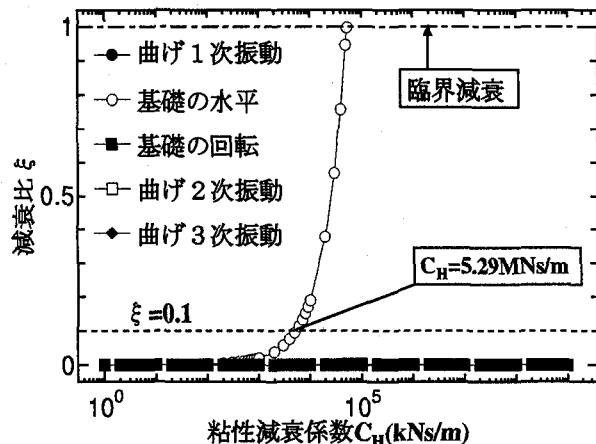


図-4-b 粘性減衰係数 C_H と減衰比の関係 (堅固な地盤)

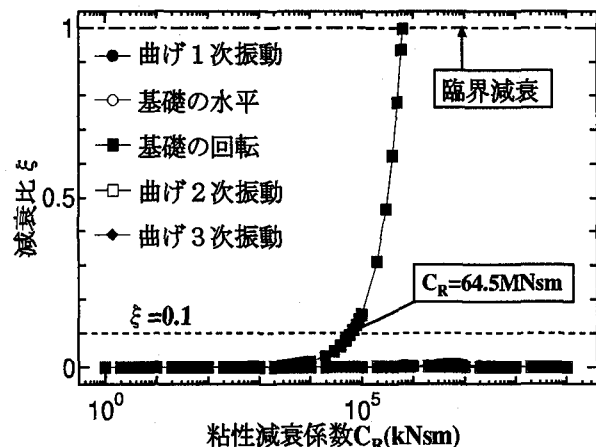


図-4-c 粘性減衰係数 C_R と減衰比の関係 (堅固な地盤)

図-4 粘性減衰係数と減衰比の関係 (堅固な地盤)

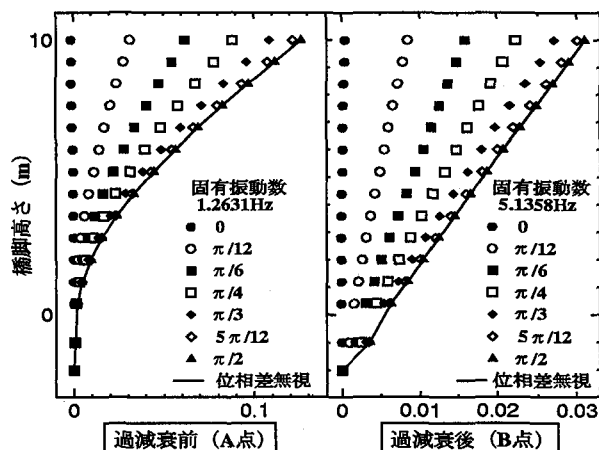


図-5 過減衰前 (A 点) と過減衰後 (B 点) 橋脚の曲げ 1 次振動モード (堅固な地盤)

3.1 堅固な地盤におけるモード減衰性状

対象構造系が堅固な地盤を有する場合について、複素固有値解析を行なった結果を図-4に示す。図-4-aは、橋脚の減衰要因として最も影響が大きいと考えられる、橋脚およびアンカー部の回転ダッシュポットのみに粘性減衰係数 C_r (アンカー部は橋脚部の2倍)を考慮して複素固有値解析を行なった結果であり、他のダッシュポットの減衰係数はゼロとしている。縦軸は各振動モードにおける減衰比を、横軸は1つの回転ダッシュポットの粘性減衰係数の大きさを表している。図中の各マークはそれぞれの振動モードに対応しており、一点鎖線は臨界減衰を表している。この図から、減衰比の最大値は、橋脚の曲げ1次、2次、3次振動モードの順に大きくなっており、基礎の回転運動が卓越する振動モードにおいても、橋脚部の回転ダッシュポットの影響を受けてある程度減衰比が変化していることがわかる。橋脚の曲げ1次振動モードでは、減衰比が非常に大きくなり過減衰となっている部分もあるが、ここでは過減衰領域については考慮しないものとする。

次に、図-4-bは、基礎の水平ダッシュポットのみに粘性減衰係数 C_H を考えた場合の複素固有値解析の結果である。この図から、基礎の水平ダッシュポットの粘性減衰係数が大きくなるにつれて、対応する基礎の水平運動が卓越する振動モードにおいてのみ減衰比が急激に大きくなっており、他の振動モードの減衰比はほとんど変化しないことがわかる。

また、図-4-cは、基礎の回転ダッシュポットのみに粘性減衰係数 C_R を考えた場合の複素固有値解析の結果であるが、基礎の水平の場合と同様に、この場合は基礎の回転運動が卓越する振動モードにおいてのみ減衰比が急激に大きくなっていることがわかる。

以上のことから、橋脚部の回転ダッシュポットのみに粘性減衰を与えた場合には、基礎の回転運動が卓越する振動モードの減衰性状に影響を及ぼすが、基礎のダッシュポットのみに粘性減衰を与えた場合には、橋

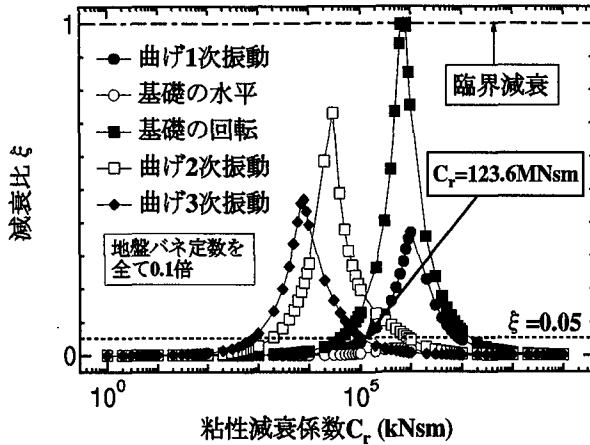


図-6 粘性減衰係数 C_r と減衰比の関係 (軟弱な地盤)

脚の曲げ振動モードの減衰性状にはほとんど影響を及ぼさないことがわかる。

ところで、図-4-aにおいて、過減衰前のA点における橋脚の曲げ1次振動モードと過減衰後のB点におけるその振動モードを調べた。

A点では $C_r = 20 \text{ MNsm}$ であり、このときの橋脚の曲げ1次振動モードに対する減衰比は0.0133である。また、B点では $C_r = 100 \text{ GNsm}$ であり、このときの橋脚の曲げ1次振動モードに対する減衰比は0.0129である。図-5は、それぞれの点での曲げ1次振動モードを、位相差を考慮して示している。縦軸は橋脚の高さ方向の位置を、横軸は無次元変位である。また、図中の各マークは、位相差を0から $\pi/2$ まで変えた場合の振動モードを示している。この2つ点における橋脚の曲げ1次振動モードを比較してみると、A点では橋脚の曲げが卓越した振動モードであるのに対して、B点では剛棒が振動しているようなどちらかと言えば橋脚のせん断変形が卓越した振動モードになっており、横軸の無次元変位も後者のほうがかなり小さいことがわかる。これは、橋脚の回転ダッシュポットの値がかなり大きいために、橋脚の曲げ変形が起こりにくくなるためである。また、図中に示す両者の固有振動数を比較してみても、A点よりもB点のほうがその固有振動数がかなり大きくなっていることから、B点では、A点に比べて剛性が高くなったときと同じような状態になっていることがわかる。ただし、位相差が振動モードに及ぼす影響は顕著には認められない。

3.2 軟弱な地盤におけるモード減衰性状

上述と同様に、軟弱な地盤を想定した場合の複素固有値解析の結果を図-6に示す。この図は、橋脚およびアンカー部の回転ダッシュポットのみに粘性減衰係数 C_r を考えて複素固有値解析を行なった結果であるが、堅固な地盤の場合と異なり、減衰比の最大値は基礎の回転運動が卓越する振動モードにおいて現われ、橋脚の曲げ1次振動モードの最大値はあまり大きくならな

表-3 各部の粘性減衰係数

	堅固な地盤	軟弱な地盤
橋脚部回転 C_r	75.4MNsm	123.6MNsm
基礎水平 C_H	5.290MN/m	1.716MN/m
基礎回転 C_R	64.50MNsm	23.78MNsm

表-4 各振動モードに対する減衰比

	堅固な地盤	軟弱な地盤
橋脚曲げ1次	0.0503	0.0561
基礎水平卓越	0.1034	0.1095
基礎回転卓越	0.1342	0.2609

いことがわかる。これは、地盤ばね定数を小さくしたことにより、曲げ1次振動モードで橋脚が振動するに際して、基礎の回転運動が励起されるためであると考えられる。

ただし、ここには示さないが、基礎の水平ダッシュポットのみに粘性減衰係数 C_H を考えた場合および基礎の回転ダッシュポットのみに粘性減衰係数 C_R を考えた場合における複素固有値解析を行なった結果、やはりそれぞれ基礎の水平運動および回転運動が卓越する振動モードにおいてのみ減衰比が大きくなり、堅固な地盤を想定した場合と同様の傾向を示していることがわかった。

以上のことから、地盤ばね定数つまり地盤の固さにより、橋脚の曲げ1次振動モードと基礎の回転運動が卓越する振動モードの減衰性状は微妙に変化するとと言える。

3.3 橋脚-基礎地盤全体系のモード減衰性状の検討

通常、橋脚や基礎地盤部の減衰の大きさは、それぞれの部分の減衰比を用いて表され、耐震設計などに際しては、例えば、橋脚部に減衰比0.05、基礎地盤部に減衰比0.1というような値が設定される。この観点から、原田らは基本的な地盤-基礎-橋脚系に対して、上部構造と基礎の固有周期と減衰比に基づいて、構造物全体系の基本振動の減衰比の推定式を提案している⁸⁾。同様の観点から、ここでは、本研究で対象とした橋脚-基礎地盤系の解析モデルの各部に上述のような減衰比を適用した場合の全体系の減衰比を、実際に複素固有値解析を行って算出した。

複素固有値解析に際して、地盤が堅固な場合には、図-4-a中に示す橋脚の曲げ1次振動モードに対する減衰比 $\xi = 0.05$ に相当する粘性減衰係数 C_r を用いた。また、基礎の減衰比としては、それぞれ図-4-bおよび図-4-cより、基礎の水平および回転運動が卓越する振動モードにおける減衰比 $\xi = 0.1$ に相当する粘性減衰係

数 C_H および C_R を適用した。

一方、軟弱な地盤を有する場合においても同様の手順により、各部のダッシュポットの粘性減衰係数を算定して複素固有値解析に用いた。それぞれの地盤に対する各粘性減衰係数の値を表-3に示す。ただし、どちらの地盤においてもアンカー部の粘性減衰係数の値は橋脚部の2倍の値とした。

これらの粘性減衰係数を同時に考慮して複素固有値解析を行ない、各振動モードごとの減衰比を求めた結果を表-4に示す。堅固な地盤を有する場合には、橋脚の曲げ1次振動モードおよび基礎の水平運動が卓越する振動モードに対しては、それぞれほぼ想定した減衰比となっているが、基礎の回転運動が卓越する振動モードでは、想定した減衰比よりも30%程度減衰比が大きくなっていることがわかる。一方、軟弱な地盤を有する場合には、基礎の水平運動が卓越する振動モードでは、ほぼ想定した減衰比となっているが、橋脚の曲げ1次振動モードおよび基礎の回転運動が卓越する振動モードに対しては、想定した減衰比よりもそれぞれ約10%および250%以上も大きい値となっていることがわかる。特に、基礎の回転運動が卓越する振動モードにおいて、全体系での減衰比が大きくなる理由としては、橋脚の回転ダッシュポットの粘性減衰係数がある程度大きい値をもつ場合、上部構造の回転慣性が基礎の回転運動の卓越する振動モードに影響するからであると考えられる。

以上のように、橋脚-基礎地盤系の各部分がそれぞれの減衰比を有する場合、構造物全体系の橋脚の曲げ1次振動モードが卓越する振動モードに対する減衰比の変化の傾向は、原田らの提案した推定式からある程度説明できる結果となった。ただしここでは、さらに基礎地盤部の振動が卓越する振動モードの減衰比の変化の様子も明らかにすることができた。

4. 線形地震応答解析の結果および考察

上述のように、橋脚部の減衰比0.05に比較して、基礎地盤部にそれより大きな減衰比0.1を仮定した場合には、複素固有値解析結果においても、基礎の回転運動が卓越する振動モードの減衰比はさらに大きくなることがわかった。ここでは、橋脚-基礎地盤系の各振動モードが上述のような減衰比を有する場合、地震時には基礎地盤部がどの程度のエネルギーを吸収するのかを調べるために、各部のダッシュポットが表-3に示す粘性減衰係数をもつ場合について、線形地震応答解析を行い、各部の減衰によるエネルギー吸収性状を調べた。ただし、地震波としては、震度法レベルの修正開北橋記録を用いた。

図-7は、それぞれ堅固な地盤を有する橋脚-基礎地盤系が地震波を受けた場合の全入力エネルギーと全減

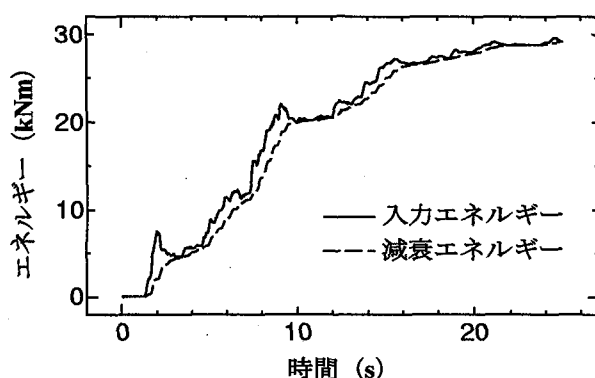


図-7-a 全入力および減衰エネルギー

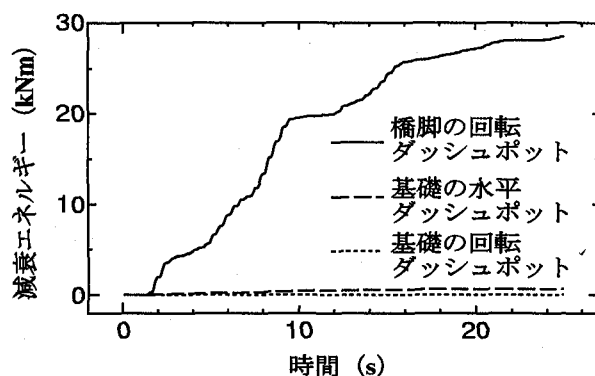


図-7-b 各部分での減衰エネルギー

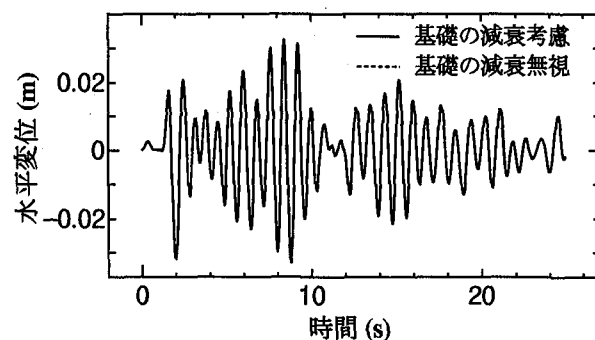


図-7-c 橋脚頂部の水平変位

図-7 線形地震応答解析の結果（堅固な地盤）

衰エネルギー、各減衰要素ごとの減衰エネルギーの累積時刻歴応答および橋脚頂部の水平変位の時刻歴応答を示している。また、図-7-cには、基礎地盤部の減衰を無視した場合の結果も示している。

図-7-bから、基礎の水平および回転運動が卓越する振動モードに対しては、橋脚の曲げ1次振動モードよりも大きな減衰比を考えているにもかかわらず、基礎地盤部で吸収される減衰エネルギーは非常に小さいことがわかる。また、図-7-cに示すように、基礎地盤部の減衰を考慮した場合と無視した場合で、橋脚頂部の水平変位の時刻歴応答はほとんど変わらないことから、堅固な地盤を有する場合、橋脚-基礎地盤系の基礎地盤部の減衰は橋脚頂部の水平変位応答にはほとんど影響しないことがわかる。

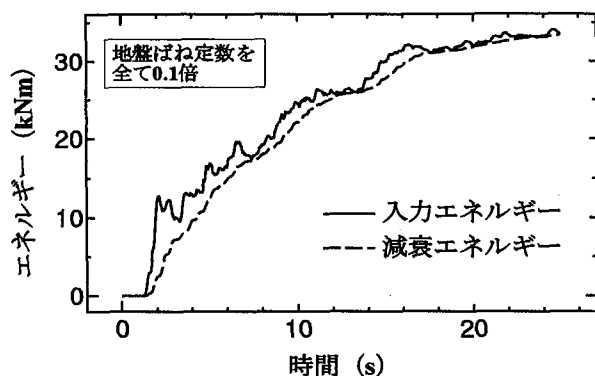


図-8-a 全入力および減衰エネルギー

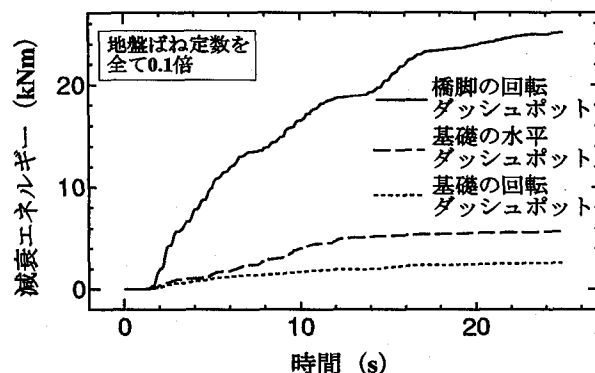


図-8-b 各部分での減衰エネルギー

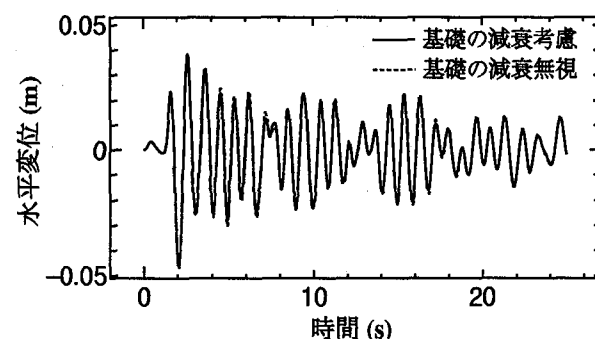


図-8-c 橋脚頂部の水平変位

図-8 線形地震応答解析の結果（軟弱な地盤）

一方、図-8は、それぞれ軟弱な地盤を有する場合の全入力エネルギーと全減衰エネルギー、各減衰要素ごとの減衰エネルギーの累積時刻歴応答および橋脚頂部の水平変位の時刻歴応答を示している。また、図-8-cには、同様に、基礎地盤部の減衰を無視した場合の結果も示している。

図-8-bに示すように、堅固な地盤を有する場合に比較して、基礎地盤部の減衰により吸収されるエネルギーは大きくなっているが、図-8-cに示すように、軟弱な地盤を有する場合においても、基礎地盤部の減衰は、橋脚頂部の水平変位の時刻歴応答にはほとんど影響を与えないことがわかる。

以上のことから、軟弱な地盤を有する場合においても、橋脚-基礎地盤系の橋脚の曲げ振動が支配的な場

合には、基礎地盤部の減衰は橋脚の曲げ振動が卓越するモードにはあまり影響しないと考えられる。

5. 弾塑性地震応答解析の結果および考察

本研究で対象とした橋脚-基礎地盤系が大地震を受けた場合には、橋脚の基部などが塑性変形して履歴減衰によりエネルギー吸収が生じる。したがって、大地震時の橋脚部の履歴減衰による減衰要因が線形振動における減衰としては、どの程度の値に相当するのかを調べるために、図-2の解析モデルの弾塑性地震応答解析を行った。そして、求められた時刻歴変位応答のパワースペクトルに対して振動数領域の非線形最小2乗法を適用し、橋脚-基礎地盤系の1次振動モードと等価な振動数および減衰比を有する線形1自由度系を同定することによって、橋脚が非線形挙動を示す場合の履歴減衰を等価なモード減衰として評価することを試みた。

弾塑性地震応答解析に際しては、橋脚部は曲げ変形に対してのみ塑性化するものとし（基礎地盤部とアンカー部では塑性化を考えない）、橋脚部の回転ばねの復元力特性をバイリニア型とした。その降伏変位 $\theta_Y = 1.725 \times 10^{-3} \text{ rad/s}$ とし、回転ばね定数の1次勾配に対する2次勾配の比を0.03とした。入力地震波としては、地震時保有水平耐力法レベルの1種地盤用タイプ1（修正開北橋記録）およびタイプ2（神戸海洋気象台記録）の2種類の地震波を用いた。

5.1 非線形最小2乗法による同定法¹⁴⁾

まず、弾塑性地震応答解析によって得られた橋脚頂部水平方向変位応答のパワースペクトル $g(ip_j)$ に対して、線形1自由度系の応答変位のパワースペクトル $Y(\omega, \xi, ip_j)$ が近似するように、振動数領域において非線形最小2乗法を適用した。ただし、 ip_j は外力の対象としている円振動数成分（ $j = 1, \dots, N$ ）、 ω および ξ は、それぞれ橋脚-基礎地盤系の1次振動モードに対して同定された等価な線形1自由度系の固有円振動数および減衰比である。ここで、線形1自由度系の変位応答のパワースペクトル $Y(\omega, \xi, ip_j)$ は、外力のフーリエ変換 $F(ip_j)$ と変位伝達関数 $H(\omega, \xi, ip_j)$

$$H(\omega, \xi, ip_j) = \frac{1}{m(\omega^2 - p_j^2 + 2i\xi\omega p_j)} \quad (1)$$

によって次式で与えられる¹⁵⁾。

$$Y(\omega, \xi, ip_j) = |F(ip_j) \cdot H(\omega, \xi, ip_j)|^2 \quad (2)$$

ここに、 m は等価な線形1自由度系の質量である。

最小2乗近似に当たっては、次式で与えられる等価な線形1自由度系と橋脚-基礎地盤系の変位応答のパワースペクトルの差の2乗 $Q(\omega, \xi)$ を評価関数とした。

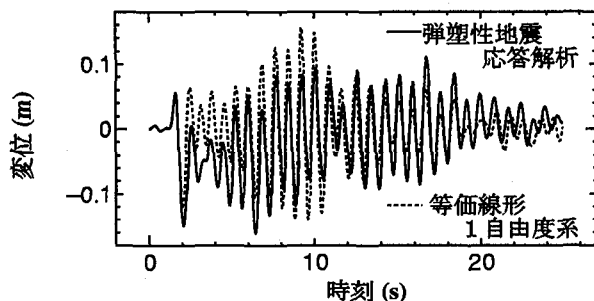


図-9 弾塑性地震応答解析と線形1自由度系の橋脚頂部水平変位の時刻歴の比較

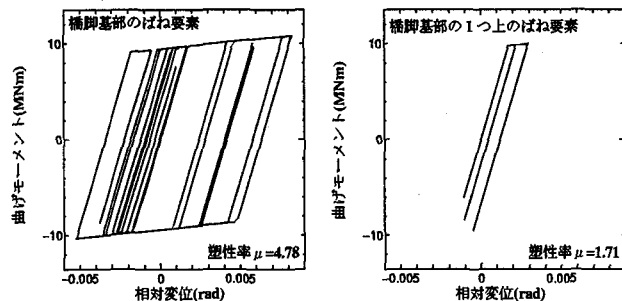


図-10-a 橋脚基部

図-10-b 橋脚基部の1つ上

図-10 塑性化した回転ばね要素の履歴ループ

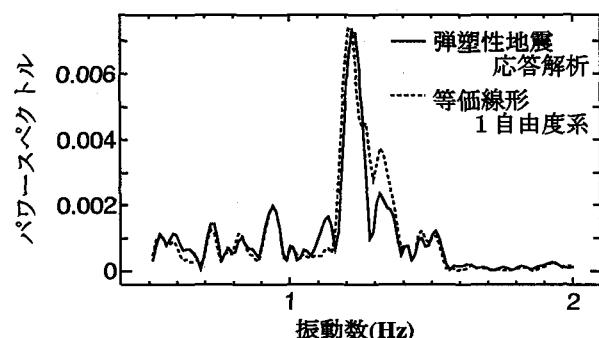


図-11 振動数とパワースペクトルの関係

つまり、

$$Q(\omega, \xi) = \sum_{j=1}^N \{Y(\omega, \xi, ip_j) - g(ip_j)\}^2 \quad (3)$$

が最小となるような $f(= \omega/2\pi)$ と ξ の組み合わせを非線形最小2乗法により求めた。

5.2 弾塑性地震応答解析とその減衰比の同定結果

一例として、図-9には、弾塑性地震応答解析によって得られた修正開北橋記録に対する橋脚頂部の水平変位の時刻歴応答を実線で示している。この場合、表-1に示す堅固な地盤に相当する地盤ばねを仮定し、基礎地盤部には減衰を考慮していない。また、図-10はこのときの塑性化している橋脚基部付近の回転ばねの履歴ループを示している。橋脚基部とその1つ上の要素の回転ばねのみが塑性化しており、橋脚基部では最大塑性率 $\mu_3 = 4.8$ 程度、その1つ上の要素では最大塑性率 $\mu_4 = 1.7$ 程度の履歴ループを描いている。この履歴減衰

表-5 同定された固有振動数と減衰比

修正開北橋記録	堅固な地盤	軟弱な地盤
基礎に減衰無視	$f=1.2557\text{Hz}$ $\xi=0.0204$	$f=1.0384\text{Hz}$ $\xi=0.0420$
基礎に減衰考慮	$f=1.2553\text{Hz}$ $\xi=0.0204$	$f=1.0489\text{Hz}$ $\xi=0.0231$
神戸海洋気象台記録	堅固な地盤	軟弱な地盤
基礎に減衰無視	$f=1.2683\text{Hz}$ $\xi=0.0884$	$f=1.0731\text{Hz}$ $\xi=0.1238$
基礎に減衰考慮	$f=1.2688\text{Hz}$ $\xi=0.0887$	$f=1.0535\text{Hz}$ $\xi=0.0729$

表-6 橋脚基部とその1つ上のばね要素の塑性率 μ_3, μ_4

修正開北橋記録	堅固な地盤	軟弱な地盤
基礎に減衰無視	$\mu_3=4.78$ $\mu_4=1.71$	$\mu_3=5.78$ $\mu_4=2.51$
基礎に減衰考慮	$\mu_3=4.88$ $\mu_4=1.61$	$\mu_3=5.55$ $\mu_4=2.20$
神戸海洋気象台記録	堅固な地盤	軟弱な地盤
基礎に減衰無視	$\mu_3=6.65$ $\mu_4=3.41$	$\mu_3=7.56$ $\mu_4=4.11$
基礎に減衰考慮	$\mu_3=6.75$ $\mu_4=3.29$	$\mu_3=6.62$ $\mu_4=3.13$

と等価な減衰性状を有する線形1自由度系を同定するために、上述の手順に従って、パワースペクトルの振動数領域での非線形最小2乗法を行った結果を図-11に示す。図の縦軸はパワースペクトル値を、横軸は振動数範囲であり、最小2乗近似を行う振動数領域は0.5～2.0Hzと仮定した。図中の実線は弾塑性地震応答解析による変位応答のパワースペクトルを、点線は同定された線形1自由度系のパワースペクトルを表しており、両者はよく一致していることがわかる。また、このときの線形1自由度系の時刻歴変位応答を図-9に点線で示している。以上の手順により求められた橋脚-基礎地盤系の1次振動モードに対して等価な固有振動数と減衰比を表-5に示している。その結果、固有振動数は表-2に示す値にほぼ一致しており、減衰比は約0.02となった。

さらに、地盤の種類、基礎の粘性減衰の有無の組み合わせに対して、修正開北橋記録と神戸海洋気象台記録の2つの地震波が作用した場合の弾塑性地震応答解析による弾塑性応答と等価な線形1自由度系の固有振動数および減衰比の同定結果を表-5に示している。地盤の種類としては、堅固な地盤と軟弱な地盤を、基礎の粘性減衰としては、表-4に示した減衰比0.1に相当する値を考慮し解析を行った。また、弾塑性解析における塑性化の程度を示す指標として、表-6には、橋脚

基部およびその1つ上の回転ばねの塑性率 μ_3 , μ_4 を示している。

以上、2つの表にまとめた結果から、基礎地盤部の粘性減衰を無視した場合、堅固な地盤を有する場合に比較して、軟弱な地盤を有する場合の方が同定される減衰比は大きく、対応する回転ばねの塑性率も大きい値となっている。しかし、基礎地盤部に粘性減衰を考慮した場合には、基礎地盤部のばね定数による減衰比の差異はほとんどない。これは、基礎地盤部に減衰を考慮することによって、橋脚の振動が幾分抑えられるためであると考えられる。また、修正開北橋記録よりも地震の規模が大きい神戸海洋気象台記録が作用した場合の方が、同定される減衰比はかなり大きく、対応する回転ばねの塑性率もかなり大きくなっていることがわかる。

今後はさらに種々の観点から、橋脚-基礎地盤系の弾塑性地震応答解析時の減衰の評価法などを検討する必要があると考えられる。

6. おわりに

本研究では、基礎や地盤の影響を考慮した鋼製単柱式橋脚を対象とし、その減衰要因として影響が大きいと考えられる、橋脚を構成する材料の内部減衰と基礎や地盤部でのエネルギー散逸などによる減衰を考慮した、橋脚-基礎地盤系の基本的な減衰性状を検討することを目的として、剛体ばねモデル解析を用いた複素固有値解析、線形地震応答解析および弾塑性地震応答解析を行った。

その結果得られたおもな結論をまとめると以下のようになる。

1. 橋脚-基礎地盤系の減衰要因としては、橋脚の材料的な内部減衰が支配的であり、その減衰が基礎の回転運動が卓越する振動モードの減衰にも影響を及ぼす。逆に、基礎地盤部の減衰要因は、低次の橋脚の曲げ振動モードにはほとんど影響を及ぼさない。
2. 橋脚-基礎地盤系の耐震設計において、一般に設定される基礎地盤部の減衰比は橋脚部よりも大きく、また、橋脚の曲げ変形に起因する減衰が大きくなると、基礎の回転運動が卓越する振動モードに対応した減衰比は大きくなるが、この場合においても、地震時に基礎地盤部の減衰によって吸収されるエネルギーはあまり大きくない。
3. 橋脚-基礎地盤系の大地震時における橋脚部の塑性化による履歴減衰を、振動数領域の非線形最小2乗法を適用し、等価な振動数と減衰比を有する線形1自由度系に同定して評価する1つの試みを実施した。

最後に、本研究の一部は(社)鋼材倶楽部からの補

助を受けたことを付記し、関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 伊藤学, 片山恒雄: 橋梁構造の振動減衰, 土木学会論文集, 第117号, pp.12-22, 1965.5.
- 2) Kawashima, K. and Unjou, S.: Damping characteristics of cable-stayed bridges associated with energy dissipation at movable supports, *Proceedings of JSCE*, No.404/I-11, pp.145-152, 1989.4.
- 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.
- 4) 山口宏樹, 伊藤学, 坂本邦宏, 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, 第1巻, pp.359-364, 1993.7.
- 5) 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.
- 6) 山口宏樹: 橋梁の減衰評価-斜張橋減衰のエネルギー的評価を例として-, 橋梁振動コロキウム'97 論文集, pp.55-62, 1997.10.
- 7) 中島章典・土岐浩之: 剛体ばねモデル解析を用いた桁橋の構造減衰特性に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.793-800, 1998.3.
- 8) 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.
- 9) 原田隆典, 坂梨和彦, ウィルソン 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.
- 10) 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.
- 11) 笹田修司・平尾潔・沢田勉・成行義文・三上卓: 基礎との相互作用が強震時のRC橋脚の所要降伏強度比に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.615-626, 1996.3.
- 12) 中島章典, 阿部英彦, 倉西茂: 合成桁橋のずれ止め剛度の変化およびその範囲が固有振動数に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.957-964, 1991.3.
- 13) 山口宏樹: 構造振動・制御, 共立出版, 1996.5.
- 14) 岩本正巳・阿部雅人: 損傷・同定理論, 橋梁振動コロキウム'97 論文集, pp.45-54, 1997.10.
- 15) 柴田明德: 最新耐震構造解析, 森北出版, 1981.6.

(1998年9月18日 受付)