

橋脚－基礎地盤系の減衰特性に関する2, 3の検討

中島章典¹・金丸和稔²・斉木功³・津村直宜⁴

¹正会員 工博 宇都宮大学教授 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正会員 工修 栃木県宇都宮土木事務所（〒321-0974 宇都宮市竹林町 1030-2）

³正会員 博（工） 宇都宮大学助手 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）

⁴正会員 工修 NKK 橋梁建設部 開発技術室（〒230-8611 横浜市鶴見区末広町 2-1）

1. はじめに

単柱式橋脚あるいは高架橋システムなどの耐震設計に際して、動的応答解析を行う場合には、線形系はもちろん非線形系に対しても、減衰を適切に評価して取り入れる必要がある。例えば、図-1に示す一般的な高架橋システムの減衰に寄与する要因として、上部構造では、材料内部減衰、支承部での摩擦減衰、空力減衰などが考えられる。一方、橋脚では、材料内部減衰や部材結合部での減衰が、基礎地盤部では、杭の材料内部減衰、杭と周辺地盤の間の摩擦減衰、構造物から地盤に伝えられる逸散減衰、地盤材料の内部減衰などが考えられる。しかし、個々の減衰要因のメカニズムは非常に複雑であるため、動的応答解析に際しては、これらの減衰要因に即したモデル化が必ずしも行われるのではなく、一般には、減衰力は質点などの速度に比例して生じるとして取り扱われている。また、多自由度系の線形動的応答解析を行う場合には、モード解析法を用いる立場から、各種の比例減衰が適用されている。これまで、橋脚－基礎地盤系の動的応答解析に際して用いる減衰の設定法や減衰のタイプが動的応答性状に及ぼす影響に関する研究も数多くなされている^{1)~8)}。

本報では、基礎地盤の影響を簡易に考慮した単柱式鋼製橋脚からなる構造系を例として、まず、一般的に用いられている比例減衰に加えて、1つの非比例減衰の設定法を説明し、次に設定された減衰性能を減衰定数あるいは弾性および弾塑性地震応答解析時の最大応答値などの観点から比較する。

2. 比例減衰の設定法

多自由度系の線形動的応答解析を行う場合の運動方程式は、一般に、以下のように表される。

$$M\ddot{D} + C\dot{D} + KD = F \quad (1)$$

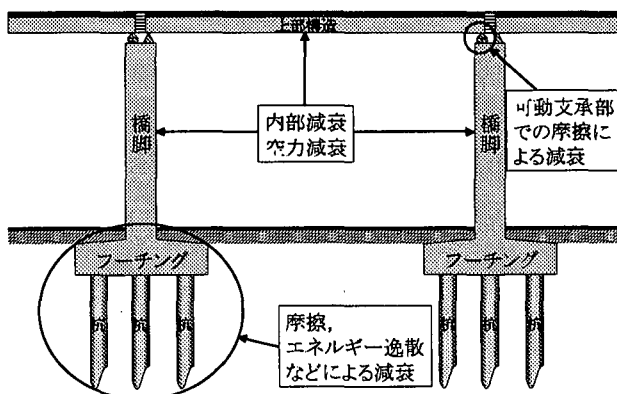


図-1 一般的な高架橋システムの減衰要因

ここに、 K は剛性マトリックス、 M は質量マトリックスであり、それぞれのマトリックスは対象としている構造系が連続体あるいはばね質点系に関わらず、有限要素法の手順、あるいは、ラグランジュの運動方程式などを適用して容易に求められる。また、 $\ddot{D}$ 、 $\dot{D}$ 、 D はそれぞれ加速度ベクトル、速度ベクトル、変位ベクトルであり、 F は外力ベクトルである。なお、減衰マトリックス C は、減衰力が速度に比例した形で、一般に式(1)の左辺第2項のように与えられる。この減衰マトリックスは、取扱いの容易さや動的応答解析に際してモード解析法を適用する立場から、質量比例型、剛性比例型あるいは両者に比例したレーリー型減衰マトリックスが用いられることが多い^{6),9)}。これらの減衰マトリックスは、それぞれ、

$$C = a_1 M \quad (2a)$$

$$C = a_2 K \quad (2b)$$

$$C = a_3 M + a_4 K \quad (2c)$$

という形で与えられる。質量比例型および剛性比例型の場合には、任意の1つの次数（通常は1次振動モード）の減衰定数を設定することによって、上式の係数

a_1 あるいは a_2 が決められる。また、レーリー型減衰の場合には、任意の 2 つの次数の減衰定数を設定することによって、係数 a_3 , a_4 が決められる。これらの係数は、

$$a_1 = 2h_i\omega_i \quad (3a)$$

$$a_2 = 2h_i/\omega_i \quad (3b)$$

$$a_3 = 2\omega_i\omega_j(h_i\omega_j - h_j\omega_i)/(\omega_j^2 - \omega_i^2) \quad (3c)$$

$$a_4 = 2(h_j\omega_j - h_i\omega_i)/(\omega_j^2 - \omega_i^2) \quad (3d)$$

と表される。ここに、 ω_i , ω_j , h_i , h_j はそれぞれ対象としている次数の固有円振動数、減衰定数であり、また、 $i < j$ である。以上のように各タイプの比例減衰マトリックスを構成した場合、その他の k 次の振動モード ($k \neq i, j$) の減衰定数はそれぞれの固有円振動数 ω_k に応じて自動的に規定される。

ところで、比例減衰マトリックスを構成する場合には、着目する振動モードの減衰定数 (式 (3) 中の h_i , h_j) を何らかの根拠に基づいて定める必要があるが、その方法の 1 つにひずみエネルギー比例減衰法がある^{6), 10)}。これは、構造物を構成する各構造要素ごとに減衰定数を仮定し、各振動モードの減衰定数をひずみエネルギーに比例させた形で与えるものである。つまり、

$$h_i = E_i/W_i \quad (4)$$

と表される。ここに、

$$E_i = \phi_i^T K_h \phi_i \quad (5a)$$

$$W_i = \phi_i^T K \phi_i \quad (5b)$$

である。ここで、 h_i は i 次振動モードの減衰定数、 ϕ_i は i 次振動モードベクトル、 K_h は剛性マトリックスを構成する各要素の成分にその構造要素の減衰定数を乗じて構成した剛性マトリックスを意味する。

なお、橋梁システムを構成する各構造要素の減衰定数の参考値が道路橋示方書・同解説、V 耐震設計編 (以下、道示 V と呼ぶ) に示されている¹¹⁾が、各構造要素の減衰定数の値は種々異なっている。したがって、高架橋システムに対して比例減衰マトリックスを用いて着目振動モードの減衰定数を決定するためには、上述のようにひずみエネルギー比例減衰法などを用いて着目する振動モードの減衰定数の値を決める必要がある。

3. 減衰性能の比較

3.1 解析モデル

ここでは、基礎や地盤の影響を簡易に考慮した単柱式鋼製橋脚を対象とし、上述のようにして構成される

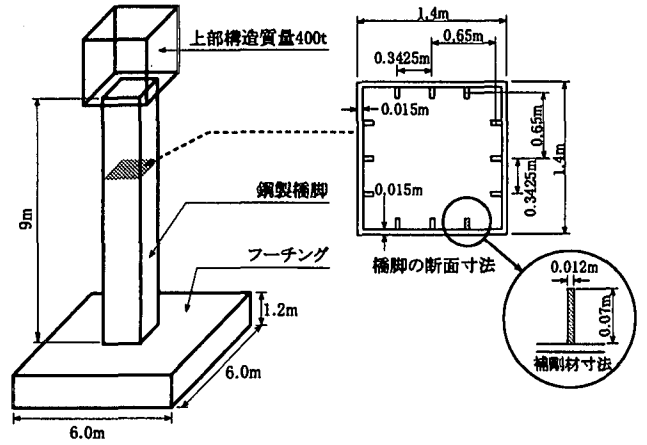


図-2 直接基礎 I 種モデル

各比例減衰マトリックスをもつ系の減衰性能を比較検討する。

解析に先立ち、現実的な諸元を有する橋脚-基礎地盤系を解析モデルとするために、道示 V に従い、震度法による耐震設計を行った¹¹⁾。基礎形状としては、堅固な地盤 (I 種地盤) 上に設置された直接基礎と軟弱な地盤 (III 種地盤) 上に設置された杭基礎の 2 種類を対象とした。I 種地盤は洪積砂質土層で形成され、支持層の深さ 2m, N 値 50 の地盤とした。III 種地盤は沖積砂質土層で形成され、支持層の深さ 30m, N 値 50 の地盤とした。いずれの地盤の場合にも、橋脚高さは 9m, 上部構造質量 400t とし、固有周期が 0.8 秒程度となるように許容応力度法を用いて橋脚断面を設計した。

図-2 に、I 種地盤上に直接基礎を有する橋脚-基礎地盤系モデル (以下、「直接基礎 I 種モデル」と呼ぶ) を示す。鋼製橋脚の断面は一辺が 1.4m, 板厚 0.015m の補剛材を有する正方形箱形断面として、補剛材寸法は長さ 0.07m, 厚さ 0.012m とし、一辺に等間隔で 3 枚配置した。フーチング寸法は幅、奥行きともに 6.0m, 厚さは 1.2m とした。

一方、図-3 に、III 種地盤上に杭基礎を有する橋脚-基礎地盤系モデル (以下、「杭基礎 III 種モデル」と呼ぶ) を示す。鋼製橋脚の断面は一辺が 1.075m, 板厚 0.035m の補剛材を有する正方形箱形断面として、補剛材寸法は長さ 0.17m, 厚さ 0.024m とし、一辺に等間隔で 2 枚配置した。フーチング寸法は幅、奥行きともに 6.5m, 厚さは 2.0m とした。杭は場所打ち杭 (杭径 0.9m, 杭長 28.0m) を考え、図-3 のように配置した。

これらの解析モデルを、図-4 のように剛体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要素からなる、剛体ばねモデルにモデル化した³⁾。フーチングの要素数は 1, 橋脚部の要素数は 19 とした。橋脚部の剛体間および橋脚とフーチングを結ぶアンカー部に軸、せん断および回転ばねを設けた。ただし、アンカー部

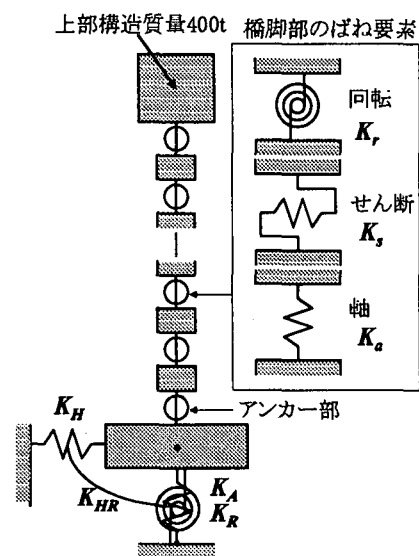
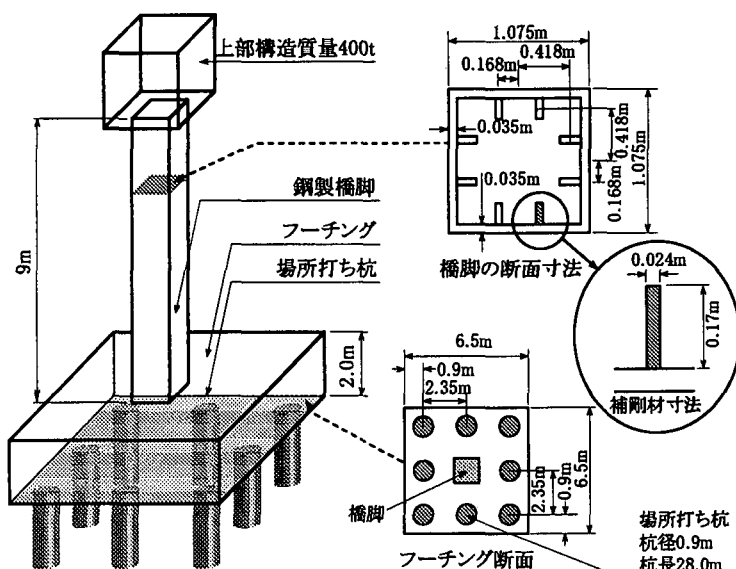


図-3 杭基礎Ⅲ種モデル

図-4 剛体ばねモデルにおけるばね要素の配置

表-1 地盤ばね定数

	直接基礎Ⅰ種	杭基礎Ⅲ種
水平ばね	1.364GN/m	1.250GN/m
回転ばね	12.27GNm	19.66GNm
連成ばね	なし	-1.701GN

表-2 解析モデルの固有振動数

振動モード	固有振動数	
	直接基礎Ⅰ種	杭基礎Ⅲ種
橋脚曲げ1次	1.132Hz	1.185Hz
基礎水平卓越	17.75Hz	11.17Hz
基礎回転卓越	32.12Hz	25.94Hz
橋脚曲げ2次	77.63Hz	59.92Hz
橋脚曲げ3次	208.8Hz	171.0Hz

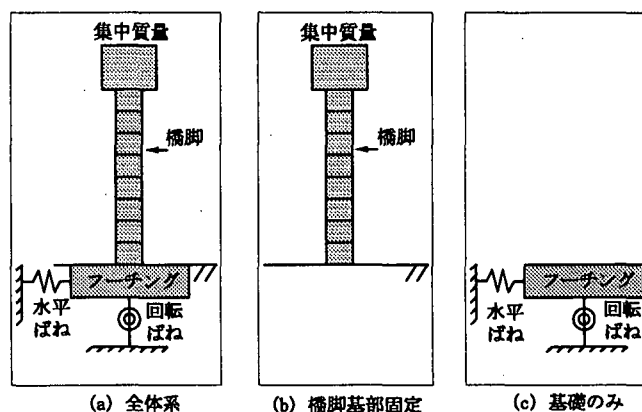


図-5 非比例減衰マトリックスの構成

のばね定数には比較的大きめの数値を考慮した。フーチングと地盤の間にはフーチングの水平運動と回転運動に対する地盤ばねを考慮した。また、杭基礎を有する場合には、水平、回転運動の連成ばねも考慮した。これらの解析モデルの地盤ばね定数は、基礎の寸法や基礎形式から決定されるものであり、道示Vに基づき算定した。それぞれの地盤条件に対して算定された地盤ばね定数を表-1に示す。

接基礎Ⅰ種モデルおよび杭基礎Ⅲ種モデルのどちらの解析モデルにおいても、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モード、基礎の回転運動が卓越するモード、橋脚の曲げ2、3次振動モードが現れた。

3.2 固有振動数

対象構造系の固有振動特性を把握するために、まず、非減衰系の固有値解析を行った結果を表-2に示す。直

3.3 非比例減衰の設定法

図-5(a)のような対象構造物のうち、フーチングおよび地盤ばね、ダッシュポットを取り除いた上部構造および橋脚部分のみのモデル(図-5(b))に対して、比例減衰マトリックス(質量比例型および剛性比例型)を構成し、基礎地盤部には水平方向および回転に対してそれぞれ1自由度系としての減衰定数を仮定する(図-5(c))。そして、両者の減衰系を加え合わせたものを図-5(a)の全体系の減衰マトリックスとする。この場合の減衰マトリックスは非比例減衰マトリックスとなるので、固

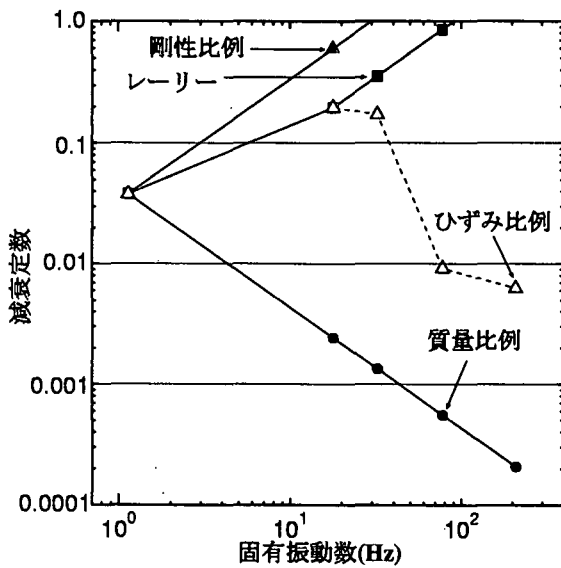


図-6-a 比例減衰を用いた場合

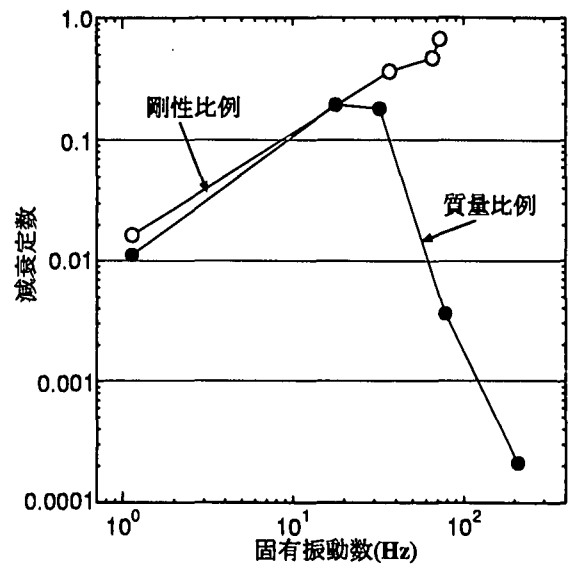


図-6-b 非比例減衰マトリックスを用いた場合

図-6 固有振動数と減衰定数の関係 (直接基礎Ⅰ種モデル)

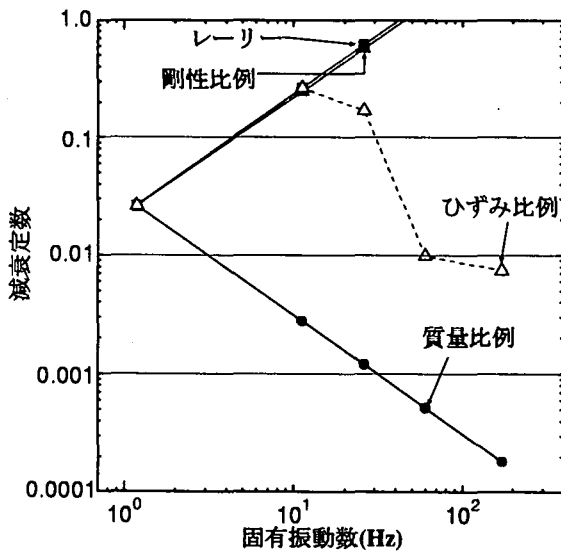


図-7-a 例減衰および非比例減衰マトリックスを用いた場合

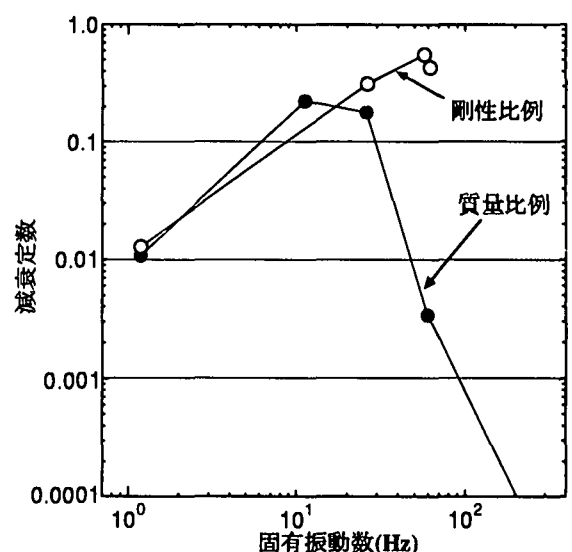


図-7-b 分離型減衰マトリックスを用いた場合

図-7 固有振動数と減衰定数の関係 (杭基礎Ⅲ種モデル)

有振動数および減衰定数を求めるためには複素固有値解析¹²⁾を行う必要がある。

3.4 減衰定数の比較

上述の手順により得られたそれぞれの減衰マトリックスを有する対象構造系の各振動モードごとの減衰定数の比較を以下に示す。比例減衰マトリックスを仮定する場合には、橋脚部に 0.01、基礎地盤部に 0.2 の要素減衰定数を仮定し、ひずみエネルギー比例減衰法により着目振動モードの減衰定数を決定した。一方、非比例減衰マトリックスを有する場合には、橋脚部分に対して減衰定数 0.01 の質量比例型あるいは剛性比例型減衰を仮定し、基礎地盤部には水平方向および回転に

対する 1 自由度系として減衰定数が 0.2 となるようなダッシュポットを仮定した。

直接基礎Ⅰ種モデルについての比較結果を図-6 に示す。縦軸は減衰定数を、横軸は固有振動数を表している。図-6-a より、質量比例型および剛性比例型の減衰マトリックスを用いた場合には、1 次振動モードの減衰定数のみが、ひずみエネルギー比例減衰法により定めた減衰定数に一致し、質量比例型では、高次になるほど減衰定数は小さくなり、剛性比例型では、高次になるほど減衰定数は大きくなるのがわかる。これに対して、レーリー型減衰マトリックスを用いた場合には、1 次および 2 次の振動モードの減衰定数はひずみエネルギー比例減衰法により定めた減衰定数に一致してい

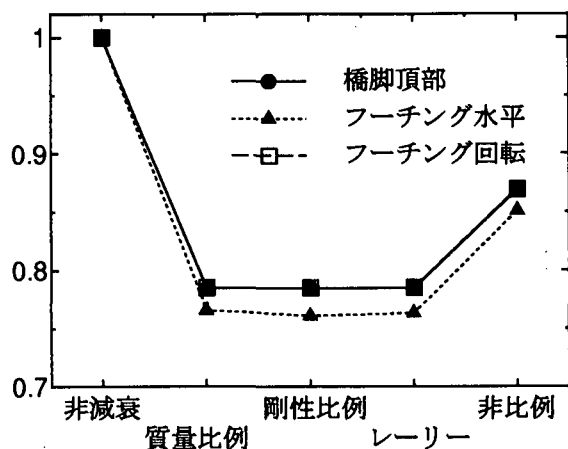


図-8-a 直接基礎Ⅰ種モデル

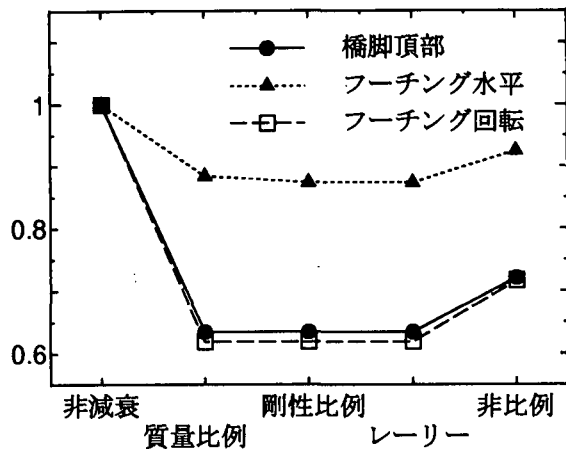


図-8-b 杭基礎Ⅲ種モデル

図-8 各減衰マトリックスを用いた場合の弾性最大変位の比較

るが、それより高次になるとその減衰定数は大きくなることが確認できる。なお、ひずみエネルギー比例減衰法により設定した1次振動モードの減衰定数は、仮定した橋脚部材要素の減衰定数0.01よりもかなり大きい0.04程度になっている。これは、基礎部の要素に仮定した減衰定数0.2によって1次振動モードの減衰定数が大きくなったものと考えられる。

これに対して、図-6-bに示すように、非比例減衰マトリックスを用いた場合、橋脚部分に質量比例型減衰マトリックスを仮定すると1次～3次振動モードの減衰定数は、振動モードの卓越する要素に仮定した減衰定数にほぼ一致する結果となっている。しかし、橋脚部分に剛性比例型減衰マトリックスを仮定すると、高次になるほどやはり減衰定数の値は大きくなり、また、基礎の水平運動が卓越する振動モードが低次には存在しなくなるなど、この非比例減衰マトリックスは不適切な減衰マトリックスであることが伺える。

なお、図-7に示すように、杭基礎Ⅲ種モデルの比較においてもほぼ同様の傾向が認められる。

3.5 弾性地震応答解析結果の比較

ここでは、前述のような減衰特性の各減衰マトリックスを有する解析モデルの弾性地震応答解析を行い、考慮する減衰マトリックスの差異が各部の最大応答変位に及ぼす影響を調べた。なお、直接基礎Ⅰ種モデルの応答解析には、Ⅰ種地盤レベル2タイプⅡの標準地震波3波を、杭基礎Ⅲ種モデルの応答解析には、Ⅲ種地盤レベル2タイプⅡの標準地震波3波を用いた。

まず、図-8には、各減衰マトリックスを考慮した場合の橋脚頂部、フーチング水平および回転の最大変位の比較を示す。縦軸は非減衰時の最大変位を1としたときの比で表し、横軸は減衰マトリックスのタイプを表している。なお、比較に際しては標準地震波3波に

より求められる結果の平均値を用いている。

図-8-aに示す直接基礎Ⅰ種モデルにおいては、比例減衰を考慮した場合の橋脚頂部、フーチング水平および回転の最大変位は、減衰マトリックスの差異によらず非減衰時の80%程度になっていることがわかる。しかし、非比例減衰を仮定した場合には、それよりも最大変位は幾分か大きい。この理由はフーチングの水平および回転変位に対しても、1次振動モードの減衰定数の影響が支配的であり、2次、3次の振動モードの減衰定数の影響は小さいからであると考えられる。

一方、図-8-bには、杭基礎Ⅲ種モデルの場合の結果を示している。フーチングの水平変位では、いずれの減衰マトリックスを用いた場合にも、非減衰の場合に対して10%程度小さい値となっている。これに対して、橋脚頂部およびフーチングの回転の最大変位では、比例減衰マトリックスを有する場合には40%程度、非比例減衰マトリックスを有する場合には30%程度と非減衰の場合よりも最大応答変位が大幅に小さくなっていることがわかる。

3.6 弾塑性地震応答解析結果の比較

ここで対象としている単柱式橋脚において、橋脚基部付近が塑性化する場合には、剛性マトリックスが変化するために仮定している減衰マトリックスの減衰性能が変化したり、塑性化による履歴減衰が粘性減衰にも影響を及ぼすことが予想される。そこで、橋脚の回転ばねに対してのみバイリニア型の弾塑性性を考慮した解析モデルに対して、弾塑性地震応答解析を実施し、各部の最大応答変位を比較した。回転ばねのバイリニア型の復元力特性の降伏回転変位および降伏曲げモーメントは、橋脚断面の諸元および仮定した鋼材の種類に基づいて実際的な値を設定し、また、復元力特性の2次勾配は1次勾配の3%とした。ここでは、橋脚の回転ば

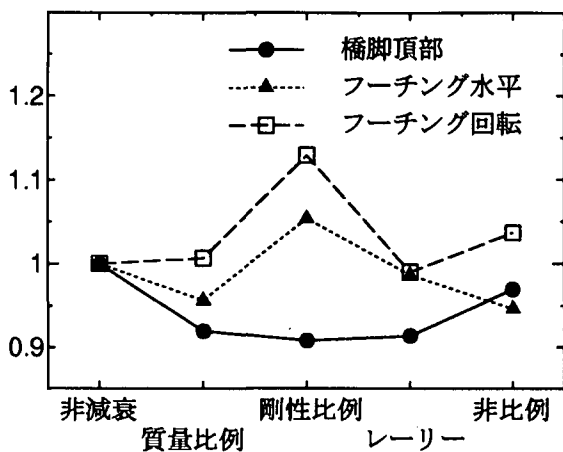


図-9-a 直接基礎Ⅰ種モデル

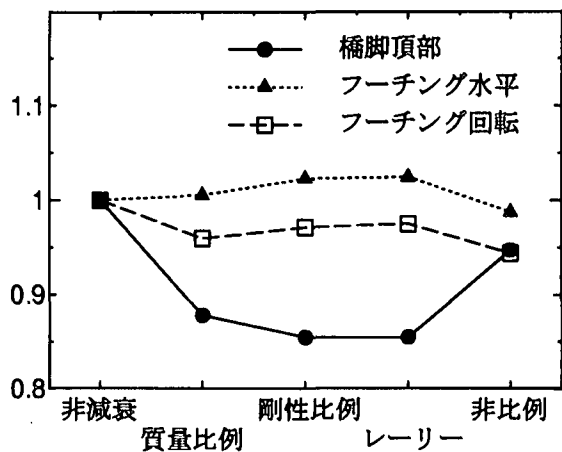


図-9-b 杭基礎Ⅲ種モデル

図-9 各減衰マトリックスを用いた場合の弾塑性最大変位の比較

ねに弾塑性の復元力特性を考慮したこと以外は、前述の弾性地震応答解析と同じ条件で弾塑性地震応答解析を実施した。

図-9には、上述の弾塑性地震応答解析時の橋脚頂部、フーチング水平方向および回転の最大変位と減衰マトリックスのタイプの関係を示している。図-9-a、図-9-bはそれぞれ直接基礎Ⅰ種モデル、杭基礎Ⅲ種モデルの結果である。特に、比例減衰マトリックスを仮定した場合、橋脚頂部の最大応答変位は非減衰の場合よりも小さくなる傾向が認められる。しかし、直接基礎Ⅰ種モデルで、剛性比例型減衰マトリックスを用いた場合のように、非減衰の場合よりも最大変位が大きくなるなど、減衰マトリックスが弾塑性最大応答変位に及ぼす影響は非常に複雑であることがわかる。

4. おわりに

本報では、まず、基礎地盤の相互作用を簡易に考慮した単柱式鋼製橋脚を対象とし、一般的な比例減衰および1つの非比例減衰の設定法について説明した。次に、実際的なプロポーシオンを有する構造系を対象として、各減衰マトリックスを有する系の減衰性能を、減衰定数や最大応答変位に着目して比較した。

比例減衰マトリックスを設定するためには、着目する振動モードの減衰定数を決定する必要がある。これに対して、橋脚-基礎地盤系では、橋脚と基礎地盤部で要素減衰定数が大きく異なるため、橋脚部と基礎地盤部のそれぞれの振動が卓越する2つの振動モードの減衰定数を設定することが望ましいと考えられる。以上の背景から、橋脚-基礎地盤系の減衰には、レーリー型比例減衰マトリックスが用いられる場合が多い。ただし、着目する振動モードの減衰定数を決定するために、ひずみエネルギー比例減衰法を用いた場合、基礎

地盤部要素の大きな減衰定数のために、橋脚の振動が卓越する振動モードの減衰定数の値も大きくなる点は注意が必要である。

最後に、本報に示した研究の一部は日本鋼構造協会、次世代土木鋼構造委員会の活動の一環として行われたことを付記し、関係各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 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, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.745-756, 2000.3.
- 6) 日本建築学会: 建築物の減衰, 日本建築学会, 2000.10.
- 7) 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, 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.109-114, 2000.12.
- 8) 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.
- 9) 柴田明徳: 最新耐震構造解析, 森北出版, 1981.6.
- 10) 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, 35-5, pp.62-67, 1993.
- 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) 山口宏樹: 構造振動・制御, 共立出版, 1996.5.