

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)

矢部正明

正会員 博 (工) 株式会社長大 構造事業部 構造防災室 (〒305-0821 茨城県つくば市東平塚 730)

1. はじめに

動的解析において、対象とする構造系の減衰特性のモデル化は、質量や剛性のモデル化に比べて不明確さと困難さをともなう。これは、材料の単位体積質量や応力-ひずみ関係に基づいてモデル化することができる質量や剛性と異なり、減衰は材料の減衰特性そのものがよくわかっていないことと、構造系全体の減衰特性が、材料のみならず部材接合部の摩擦や地盤および空気等の他の要因の影響を受けるからである¹⁾。線形、非線形を問わず動的解析に用いる減衰特性は、粘性減衰マトリックスで表されることが多い。しかし、上述したような理由から、減衰定数の値、粘性減衰マトリックスのモデル化に関して明確な規範はなく、技術者の個々の判断で決められているのが実状である。著者は、以前、全体剛性マトリックス $\mathbf{K}$ の初期剛性 $\mathbf{K}(t=0)$ と瞬間剛性 $\mathbf{K}(t)$ に比例する粘性減衰マトリックス $\mathbf{C}_K = \alpha \cdot \mathbf{K}$ (α は比例定数) を対象に、粘性減衰マトリックスの違いによって非線形応答がどのように変化するかを解析的に検討した。その結果、構造減衰定数が 1~2% と小さく、非線形化の度合いが小さい場合には、粘性減衰マトリックスの違いが非線形応答に与える影響は小さいこと、基礎構造~地盤系の逸散減衰効果等の影響を考慮して構造減衰定数を大きく設定する場合や、非線形要素の非線形化の度合いが大きい場合には、粘性減衰マトリックスのモデル化の違いが非線形応答に大きな差をもたらすことを明らかにした²⁾。今回は、構造系を構成する各要素が異なる構造減衰定数を有している場合、粘性減衰マトリックスのモデル化の違いによってそのような構造系の非線形応答がどのように変化するかを、解析的に検討した。

2. 構造系を構成する各要素毎に減衰定数が異なる場合の粘性減衰マトリックスのモデル化

構造系を構成する各要素が異なる構造減衰定数を有する場合に、非線形動的解析に用いる粘性減衰マトリックスをモデル化する方法には、次の2つがある。

1 つ目の方法は、道路橋の耐震設計でよく用いられている方法³⁾である。各要素に与えた構造減衰定数と構造系全体を対象とした無減衰の実固有値解析より得られる固有振動特性を用いて、式(1)で示すひずみエネルギー比例減衰法によって固有振動モード毎の減衰定数 h_i を求め、多数の固有振動モードの内、地震応答に寄与する主要な固有振動モードにおけるモード減衰定数と Rayleigh 型減衰マトリックスによる減衰効果が等価となるように、粘性減衰 (Rayleigh 型減衰) マトリックスを作成する方法である。

$$h_i = \frac{\sum_{j=1}^n h_j \{\phi_{ij}\}^T [K_{ij}] \{\phi_{ij}\}}{\{\phi_i\}^T [K] \{\phi_i\}} \quad (1)$$

ここに、 $\{\phi_{ij}\}$: i 次振動モードの要素 j のモードベクトル、 h_j : 要素 j の等価減衰定数、 $[K_j]$: 要素 j の等価剛性マトリックス、 $\{\phi_i\}$: i 次振動モードの構造全体のモードベクトル、 $[K]$: 構造全体の等価剛性マトリックス、 n : 要素数である。Rayleigh 型減衰マトリックス $\mathbf{C}_R$ の比例定数 α と β は、式(1)で得られるモード減衰定数と式(3)で表される Rayleigh 型減衰の減衰定数 h_i^R が地震応答に寄与する 2 つの固有振動モード i 次と j 次の固有周期 T_i 、 T_j において等しくなるように、式(4)によって求められる。

$$\mathbf{C}_R = \alpha \cdot \mathbf{M} + \beta \cdot \mathbf{K} \quad (2)$$

$$h_i^R = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta \cdot \omega_i}{2} \quad (3)$$

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = 2 \frac{\omega_i \omega_j}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \begin{bmatrix} \omega_j & -\omega_i \\ -1/\omega_j & 1/\omega_i \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} h_i \\ h_j \end{Bmatrix} \quad (4)$$

ここに、 h_i , h_j , ω_i , ω_j : i 次と j 次におけるモード減衰定数と固有値 (固有円振動数) である。

2 つ目の方法は、式(5)に示すように、 k 番目の構造要素の要素剛性マトリックス $\mathbf{k}_k$ に定数 γ_k をかけ、減衰マトリックス $\mathbf{C}_k$ を作成するというものである。

$$\mathbf{C}_k = \sum_{k=1}^{N_k} \gamma_k \cdot \mathbf{k}_k \quad (5)$$

ここに、 N_k は構造要素の総数である。定数 γ_k は、剛性比例型粘性減衰マトリックス $\mathbf{C}_K$ と同様に、次のような考えに基づいて定めることができる⁹⁾。今、減衰力 $\mathbf{F}_D$ が部材の歪み速度に比例すると考えると、

$$\mathbf{F}_D \propto \frac{d}{dt} \{\varepsilon\} \propto \frac{d}{dt} \mathbf{k} \cdot \{\delta\} \quad (6)$$

比例定数を γ と置くと、式(6)は次のように表される。

$$\mathbf{F}_D = \gamma \cdot \mathbf{k} \frac{d}{dt} \{\delta\} = \gamma \cdot \mathbf{k} \cdot \{\dot{\delta}\} \quad (7)$$

ここに、 $\{\delta\}$: 部材ひずみ ($\{\varepsilon\} \propto \mathbf{k} \cdot \{\delta\}$)、 $\mathbf{k}$: 部材剛性 (要素剛性マトリックス)、 $\{\delta\}$: 変位、 $\{\dot{\delta}\}$: 速度である。式(7)において $\gamma = 2h/\omega_i$ と置くと、式(7)は、剛性比例型減衰 $\mathbf{C}_K$ と同じ定義になる。減衰定数 h が部材毎に異なるとき、減衰力は次式で表される。

$$\mathbf{F}_D = \sum_{k=1}^{N_k} \gamma_k \cdot \mathbf{k}_k \cdot \{\dot{\delta}\} = \sum_{k=1}^{N_k} \frac{2h_k}{\omega_i} \cdot \mathbf{k}_k \cdot \{\dot{\delta}\} \quad (8)$$

式(8)に基づいて、式(5)を書き直すと次のようになる。

$$\mathbf{C}_k = \sum_{k=1}^{N_k} \gamma_k \cdot \mathbf{k}_k = \sum_{k=1}^{N_k} \frac{2h_k}{\omega_i} \cdot \mathbf{k}_k \quad (9)$$

式(9)で定義される減衰を、ここでは、要素別減衰マトリックスと呼ぶことにする。各構造要素の減衰定数 h_k がすべて等しい場合 ($h_k = h$)、すべてのモード次数においてモード減衰定数 h_i も等しくなる ($h_i = h$) ため、全体剛性マトリックス $\mathbf{K}$ を用いて作成した剛性比例型

減衰マトリックス $\mathbf{C}_K$ と、要素剛性マトリックス $\mathbf{k}$ を用いて作成した要素別減衰マトリックス $\mathbf{C}_k$ は等しくなる。要素別減衰マトリックス $\mathbf{C}_k$ は、Rayleigh 型減衰マトリックス $\mathbf{C}_R$ のような比例型減衰と異なり非比例型減衰となるため、直交条件が成立しない。このためモーダル解析を用いることはできない。しかし、線形動的解析と異なり、直接積分法を用いて振動方程式を解く非線形動的解析では、そのことは、粘性減衰マトリックスを選択する上での動機とはならない。

本報告では、式(2)と式(4)によって定義される Rayleigh 型減衰マトリックス $\mathbf{C}_R$ と、式(9)で定義される要素別減衰マトリックス $\mathbf{C}_k$ を対象に、粘性減衰マトリックスの違いが非線形応答に与える影響を検討する。同様な検討は、足立ら⁹⁾によっても行われている。足立らは、式(2)と同様に全体質量マトリックスと全体剛性マトリックスを用いて作成した Rayleigh 型減衰マトリックス $\mathbf{C}_R$ と部材毎に作成した Rayleigh 型減衰マトリックス⁹⁾を用いて求めた線形地震応答を詳細に分析し、部材毎に作成した Rayleigh 型減衰マトリックスの方が、各要素に与えた減衰特性 (減衰定数) を適切に反映しているとしている⁹⁾。本報告の目的も、足立らと同様に、全体剛性マトリックスを用いて作成した Rayleigh 型減衰マトリックス $\mathbf{C}_R$ では、減衰性能を有しない要素にも減衰性能を見込んでしまい⁹⁾、時には、そのことが対象とする構造系全体の非線形応答に大きな影響を与えることがあるという点を明らかにすることにある。

3. 解析対象橋梁とそのモデル化⁷⁾

解析対象橋梁を図-1に示す。上部構造は5径間連続鋼I桁橋であり、この上部構造を支持する支承を、固定支承 (ヒンジ支承)、積層ゴム支承、鉛プラグ入り積層ゴム支承、可動支承と変化させて、支承、橋脚、杭基礎を平成8年道路橋示方書に基づき試設計した⁸⁾。ここでは、固定支承を用いた橋梁を多点固定構造、積層ゴム支承を用いた橋梁を水平力分散構造、鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いた橋梁を免震支承構造、可動支承を用いた橋梁をオールフリー構造と呼ぶことにする。オールフリー構造の可動支承は、スライディングプレートにPTFE材 (フッ素樹脂板) を用いた可動支承とし、支承が自由に滑ることができるように、変位を制限するサイドブロックが

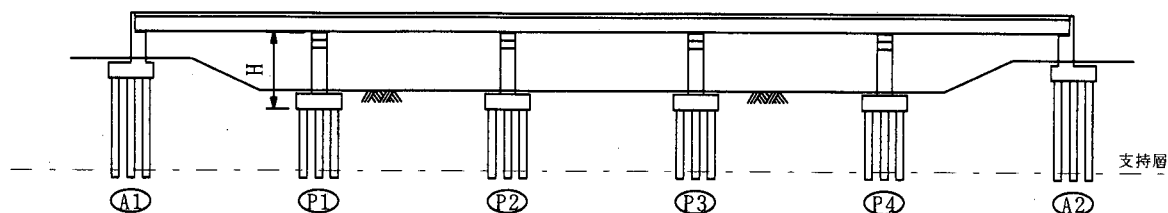


図-1 解析対象橋梁⁷⁾

表-1 対象とした橋梁の構造諸元と基本固有周期⁷⁾

橋梁	支承条件		橋 脚						フーチング			杭基礎	基本固有周期 (sec)
	橋台	橋脚	橋軸方向幅B (m)	降伏水平耐力 (MN)	軸方向鉄筋	軸方向鉄筋比 (%)	コンクリート強度 (Mpa)	鉄筋の降伏点強度 (Mpa)	橋軸方向幅B _{LG} (m)	直方向幅B _{TR} (m)	高さH _F (m)		
多点固定構造	可動支承	固定支承	2.2	6.45	D35×182本 1741cm ²	1.58	23.5	343	8.5	11.5	2.5	φ1.2m L=15m 11本	0.30
水平力分散構造	積層ゴム支承	積層ゴム支承	2.2	4.86	D32×182本 1446cm ²	1.31	20.6	294	8.5	8.5	2.2	φ1.2m L=15m 9本	1.17
免震支承構造	免震支承 (LRB)	免震支承 (LRB)	2.2	4.03	D32×144本 1144cm ²	1.04	20.6	294	8.5	8.5	2.0	φ1.2m L=15m 9本	0.80
オールフリー構造	可動支承	可動支承	2.0	3.03	D29×138本 887cm ²	0.89	20.6	294	8.5	8.5	2.2	φ1.2m L=15m 9本	1.50

無い支承を想定する。多点固定構造、水平力分散構造、免震支承構造は、支承、橋脚、杭基礎とも震度法と地震時保有水平耐力法によって耐震設計されている。

表-1 は、各構造形式毎の支承条件、橋脚の断面寸法と鉄筋量、フーチング、杭基礎の諸元を示したものである。多点固定構造では、橋脚の鉄筋量、フーチングの寸法、杭基礎の本数とも何れの構造よりも大きくなっている。橋脚の断面寸法と鉄筋量が最も少ないのは、オールフリー構造である。免震支承構造のフーチングの寸法が小さいのは、震度法に用いる設計水平震度が免震支承のエネルギー吸収効果によって低減されているからである。杭基礎は震度法の地震力によって杭に生じる押込み力や引抜き力によって杭径、杭本数、杭配置が決定されており、何れの杭基礎ともそれが支持する橋脚の降伏水平耐力の1.1 倍に相当する地震力が作用した場合にも、杭基礎としての降伏には達していない。

表中には、後述する解析モデルを用いた固有値解析より得られる橋軸方向の1 次固有振動モードの固有周期を示してある。免震支承構造の基本固有周期が水平力分散構造よりも短いのは、免震支承の初期剛性が積層ゴム支承の水平方向剛性よりも大きいからである。実際には、免震支承の降伏水平力は小さいため、免震支承は早い段

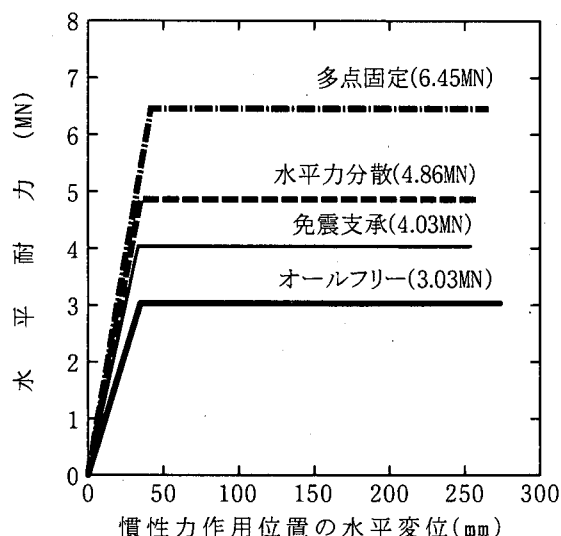


図-2 橋脚の水平力-水平変位関係⁷⁾

階で降伏に達し、表-1 に示した基本固有周期よりも長い周期で非線形応答することになる。オールフリー構造の基本固有周期は、可動支承の初期剛性を小さくして求めた値であり、対象とした構造系の中では最も長い基本固有周期となっている。

図-2 は橋脚の水平耐力と上部構造慣性力作用位置における水平変位の関係を示したものである。水平変位は、タイプⅡ地震動の終局変位までを示している。多点固定

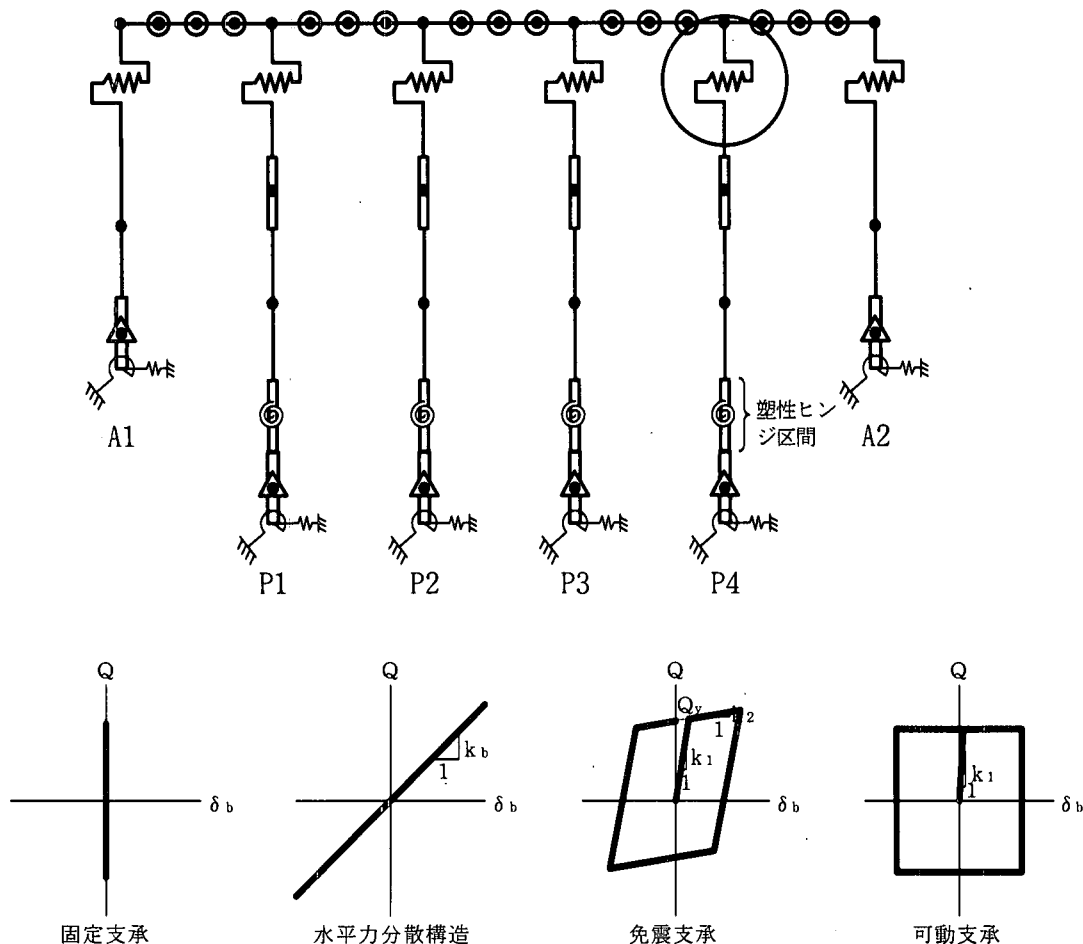


図-3 桁-支承-橋脚-基礎構造系解析モデル⁷⁾

構造、水平力分散構造、免震支承構造、オールフリー構

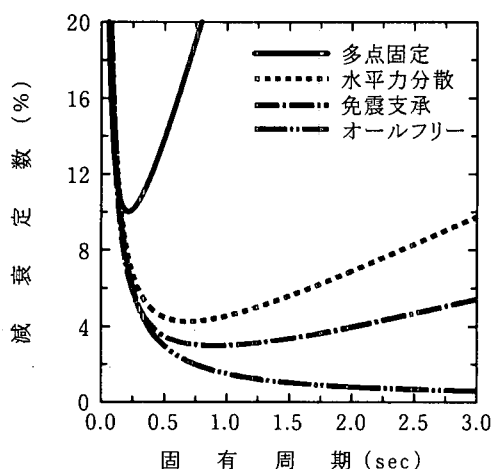


図-4 Rayleigh 型減衰マトリックスによる減衰効果⁷⁾

造の順に橋脚の降伏水平耐力が小さくなっている。

図-1 に示した橋梁全体系を図-3 に示すようにモデル化した。固定支承は剛な線形せん断バネ、積層ゴム支承は線形せん断バネ、鉛入り積層ゴム支承はバイリニア型の非線形せん断バネ、可動支承は初期剛性を無限大とし

た剛塑性型の非線形せん断バネ⁹⁾でモデル化した。剛塑性型の非線形せん断バネの剛性が初期剛性から変化する点は、せん断バネに生じる水平力が死荷重反力と動摩擦係数の積によって表される摩擦力に等しくなったときとする。ここでは、この摩擦力を可動支承の降伏水平力 Q_v とする。PTFE 材の摩擦係数に関しては、幾つかの実験的な研究が行われているが、ここでは、橋梁の支承を対象とした文献 10), 11), 12) の結果を参考に動摩擦係数を 0.1 とした。

橋脚躯体は、橋脚基部から塑性ヒンジ区間の間は曲げモーメントと回転角の関係を Takeda モデル¹³⁾で、これ以外の脚柱部は線形梁要素で、横梁部は剛体としてモデル化した。フーチングも剛体とし、橋軸方向の並進と橋軸直角軸回りの回転を有する 2 自由度系とした。杭基礎と周辺地盤は、杭頭バネによってモデル化した。

減衰定数は、桁で 2%、固定支承、免震支承、可動支承で 0%、積層ゴム支承で 4%、橋脚で 2%、基礎～地盤間バネは逸散減衰を見込んで 20% とした。橋脚の横梁部

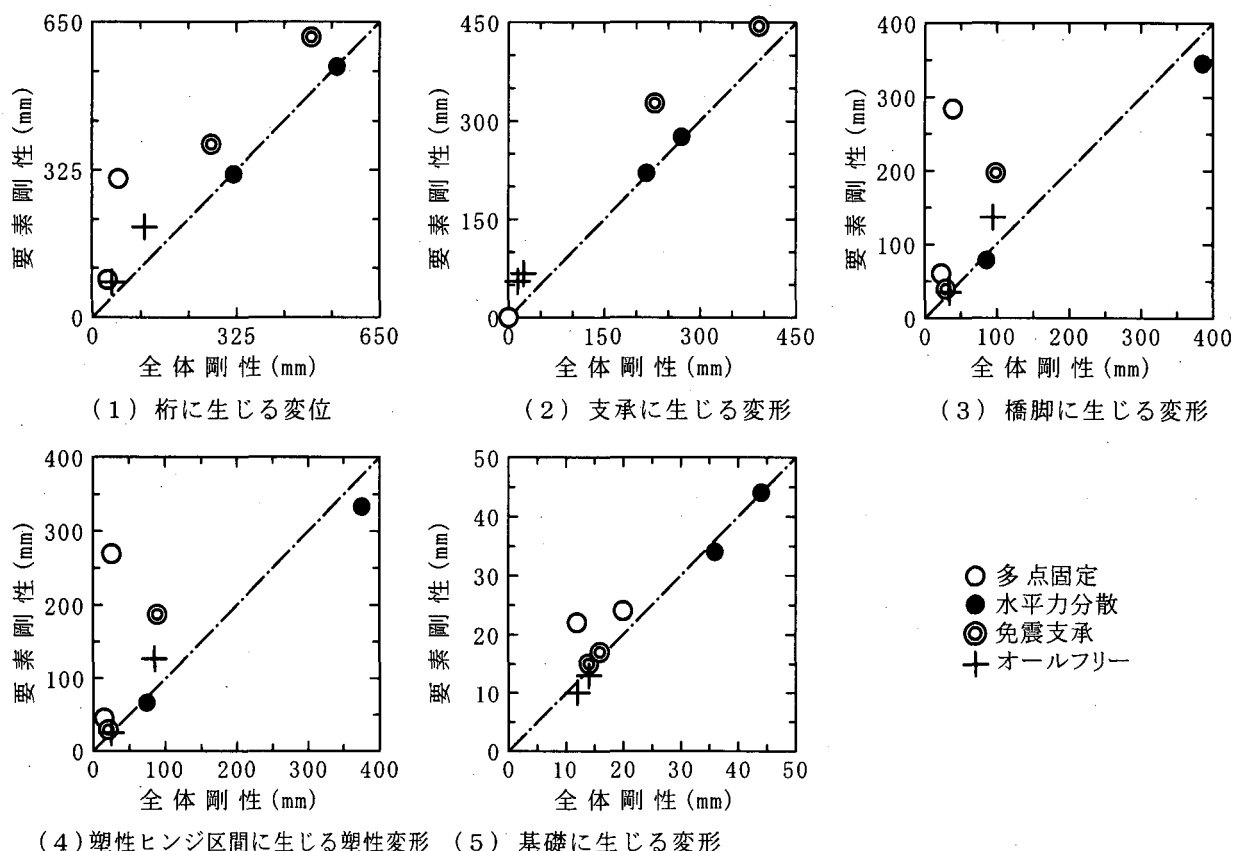


図-5 粘性減衰マトリックスの違いが非線形応答変位(変形)の最大値に与える影響

とフーチングは、剛体変形するとモデル化しているので、減衰定数を0とした。式(2)によって定義される Rayleigh 型減衰マトリックス $\mathbf{C}_R$ の比例定数 α と β は、これらの減衰定数からひずみエネルギー比例減衰定数法によりモード減衰定数を求め、モード減衰定数式(1)と Rayleigh 型減衰による減衰効果式(3)の誤差が最も小さくなるように定めた¹⁴⁾。図-4は、このようにして得られた Rayleigh 型減衰による減衰効果を示したものである。多点固定構造の減衰定数が大きいのは、橋軸方向の1次振動モードにおいて橋脚だけでなく基礎～地盤間バネも変形しているために、逸散減衰効果が他の構造形式に比較して大きいからである。

Rayleigh 型減衰マトリックス $\mathbf{C}_R$ の定義からわかるように、比例定数 α と β は全体質量マトリックス $\mathbf{M}$ と全体剛性マトリックス $\mathbf{K}$ に乗じられるため、構造減衰定数を0と定義した固定支承と免震支承および可動支承にも免震支承や可動支承が履歴を描くことによって生じる履歴減衰の他に、構造減衰が見込まれることになる。特に、図-3に示した解析モデルからわかるように、固定条件を保持するために非常に剛な線形せん断バネでモデル

化されている固定支承、摩擦の履歴を実用的なモデルで表すために剛塑性型の非線形せん断バネでモデル化されている可動支承においてその影響が大きいと予想される。これは、全体剛性マトリックス $\mathbf{K}$ (初期剛性) 中の要素の中で、固定支承や可動支承にかかわる要素の値が大きくなっているため、Rayleigh 型減衰マトリックス $\mathbf{C}_R$ 中の要素の値も大きくなるからである。免震支承の初期剛性 k_1 も積層ゴム支承の剛性 k_b よりも大きな値となっており、免震支承の減衰性能(履歴減衰)以外に構造減衰が見込まれるが、免震支承の履歴減衰効果の方が圧倒的に大きいと予想されるため、固定支承や可動支承に比較して構造減衰が見込まれることの影響は小さいと予想される。積層ゴム支承は、地震応答に寄与する固有振動モードに積層ゴム支承の変形が大きく寄与することと、式(1)によって求められるモード減衰定数に積層ゴム支承に与えた構造減衰の影響が卓越していることより、モード減衰定数と等価となるように作成された Rayleigh 型減衰マトリックス $\mathbf{C}_R$ であれば減衰性能を過度に見込むようなことはないと考えられる。

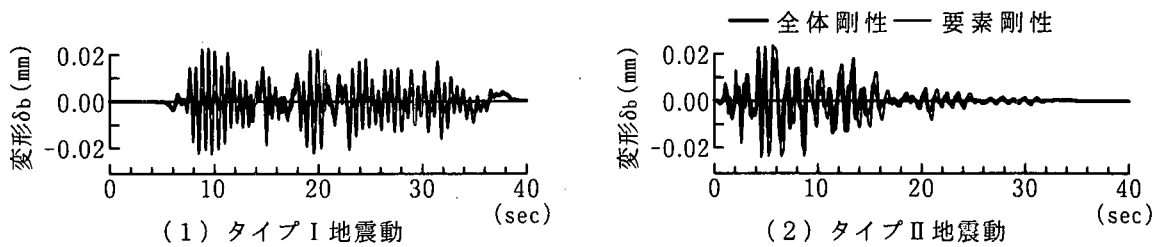


図-6 剛な線形せん断パネ要素でモデル化された固定支承に生じる変形

式(9)によって定義される要素別減衰マトリックス C_k を作成するためには、各要素の変形が卓越するときの最低次の固有振動モードを探し、その固有周期より分子の固有円振動数 ω_i を求める必要がある。ここで対象とした橋梁は、何れの支承構造においても上部構造が剛体変位することにより、支承、橋脚、基礎構造が変形する橋軸方向 Sway の固有振動モード形（全体系の 1 次固有振動モード）によって地震応答がきまることから、全ての要素に橋梁全体系の 1 次固有振動モードの固有円振動数 ω_1 を用いた。要素別減衰マトリックス C_k では、固定支承と可動支承および免震支承にかかわる要素は、0 となることから、構造減衰が見込まれることはない。また、積層ゴム支承に関しては、4%の構造減衰に相当する値が要素別減衰マトリックス C_k の要素としてセットされることになる。なお、オールフリー構造は、可動支承の構造減衰定数を 0 とすると数値計算上発散してしまうので、タイプ I 地震動に対しては 0.003、タイプ II 地震動に対しては 0.004 という非常に小さな減衰定数を数値計算を収束させるために与えている。

入力地震動は、道路橋示方書 V 耐震設計編のタイプ I 地震動、タイプ II 地震動の標準加速度応答スペクトルに応答スペクトル特性を適合させた標準加速度波形⁹⁾を用いることとし、II 種地盤用の標準加速度波形 I-II-1、II-II-1 を作用させた。

4. 粘性減衰マトリックスの違いが最大応答値に与える影響

図-5 は、全体質量マトリックス M と全体剛性マトリックス K に比例するとした Rayleigh 型減衰マトリックス C_R と要素別減衰マトリックス C_k を用いて得られた最大応答値を比較したものである。着目したのは、桁に生じる変位、支承に生じる変形、橋脚に生じる変形、

橋脚基部付近の塑性ヒンジ区間に生じる塑性変形、基礎構造の変形によって橋脚天端位置に生じる変位である。横軸の全体剛性は、全体質量マトリックス M と全体剛性マトリックス K に比例するとした Rayleigh 型減衰マトリックス C_R を用いた場合の結果、縦軸の要素剛性は、要素別減衰マトリックス C_k を用いた場合の結果を表している。各着目量とも、応答値が小さい領域に分布するものはタイプ I 地震動による応答、応答値が大きい領域に分布するものはタイプ II 地震動による応答である。

多点固定構造の最大応答値は、タイプ I 地震動、タイプ II 地震動とも、要素別減衰マトリックスの方が大きな値を示している。図-6 は、固定支承をモデル化した剛な線形せん断パネに生じる変形を表したものである。2/100 mm という実用上 0 とみなせるような小さな値であっても、固定支承によって連結された節点間にわずかな相対速度が生じる。Rayleigh 型減衰マトリックスの固定支承にかかわる要素の値は大きいので、これと相対速度の積によって表される減衰力は、実際よりも大きく評価されているのではないかと想像される。これが、要素別減衰マトリックスと Rayleigh 型減衰マトリックスの最大応答値の差となって現れている。

水平力分散構造の最大応答値は、何れの着目量とも、要素別減衰マトリックスと Rayleigh 型減衰マトリックスでほぼ等しい値が得られている。これは、当該橋梁の地震応答には、積層ゴム支承の変形が大きな影響を与えており、そのことが要素別減衰マトリックスと Rayleigh 型減衰マトリックスによってモデル化された減衰特性にも適切に反映されているからと考えられる。

免震支承構造とオールフリー構造の最大応答値は、ほぼ同じような傾向を示している。桁に生じる変位、支承に生じる変形は、タイプ I 地震動、タイプ II 地震動とも要素別減衰マトリックスによる値の方が大きい。橋脚に

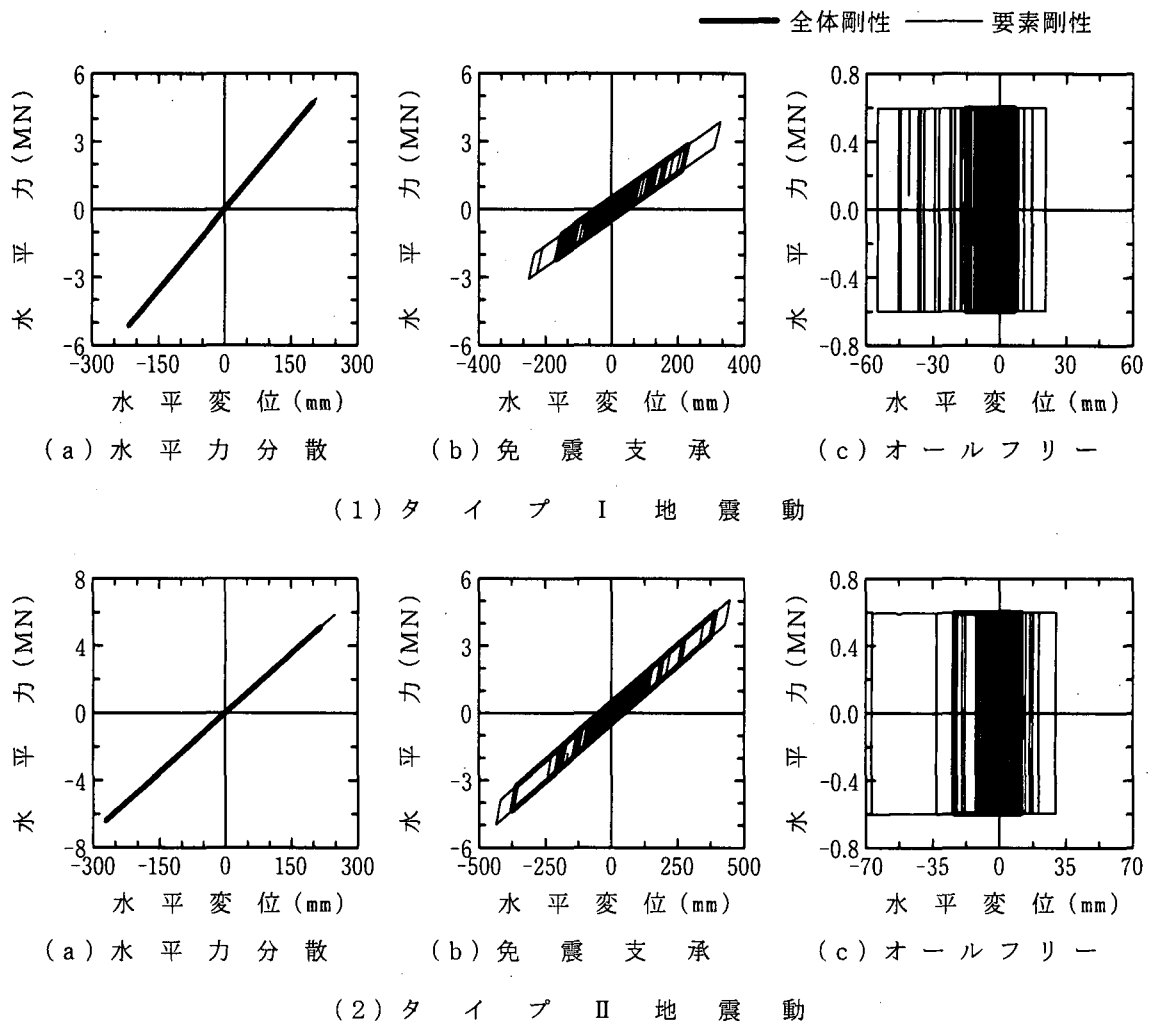


図-7 粘性減衰マトリックスの違いが支承に生じる変形に与える影響

生じる変形と塑性ヒンジ区間に生じる塑性変形はタイプ I 地震動では両減衰マトリックスによる値は等しく、タイプ II 地震動では、要素別減衰マトリックスによる値の方が大きい。免震支承構造とオールフリー構造が同様な傾向を示すのは、免震支承と可動支承の骨格曲線は異なるものの、その降伏水平力が小さいため早い段階から非線形化することと、履歴則が同じことによるものと思われる。

基礎構造に生じる変形は、多点固定構造でわずかに、要素別減衰マトリックスによる値の方が大きい点を除けば、両減衰マトリックスによる値は等しいことがわかる。これは、ここで対象とした橋梁が、主たる塑性化が橋脚や支承（免震支承、可動支承）に生じるように耐震設計されているからである。

5. 粘性減衰マトリックスの違いが支承に生じる変形に与える影響

図-7 は、支承に生じる変形を比較したものである。水平力分散構造は、タイプ I 地震動では要素別減衰マトリックスで 220mm、Rayleigh 型減衰マトリックスで 216mm、タイプ II 地震動では要素別減衰マトリックスで 275mm、Rayleigh 型減衰マトリックスで 271mm の変形が生じており、両減衰マトリックスではほぼ等しい値が得られている。

免震支承構造は、タイプ I 地震動では要素別減衰マトリックスで 327mm、Rayleigh 型減衰マトリックスで 229mm、タイプ II 地震動では要素別減衰マトリックスで 444mm、Rayleigh 型減衰マトリックスで 392mm の変形が生じている。Rayleigh 型減衰マトリックスによって得られる変形は、要素別減衰マトリックスによって得られる変形の概ね 70～88% の大きさである。

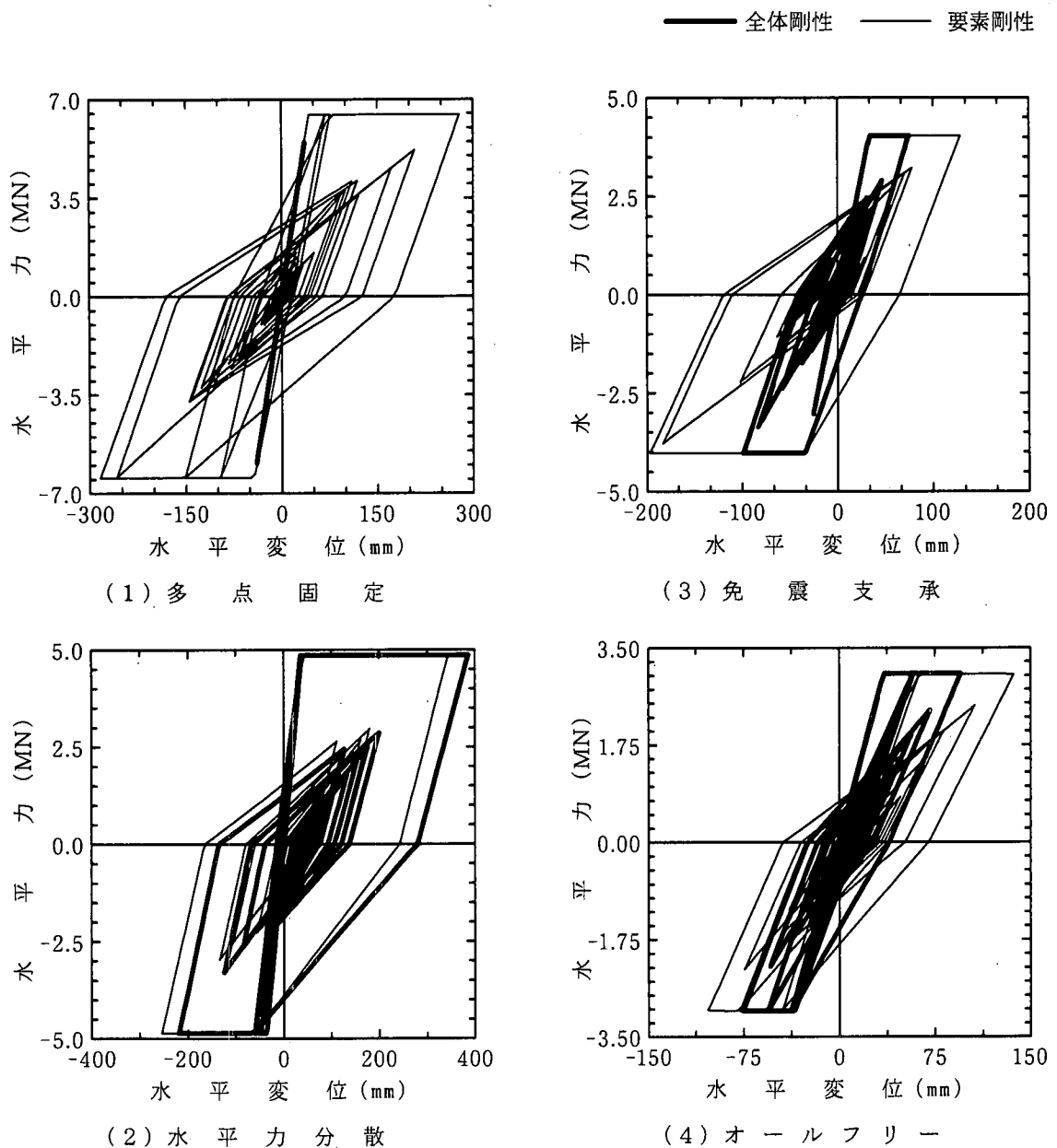


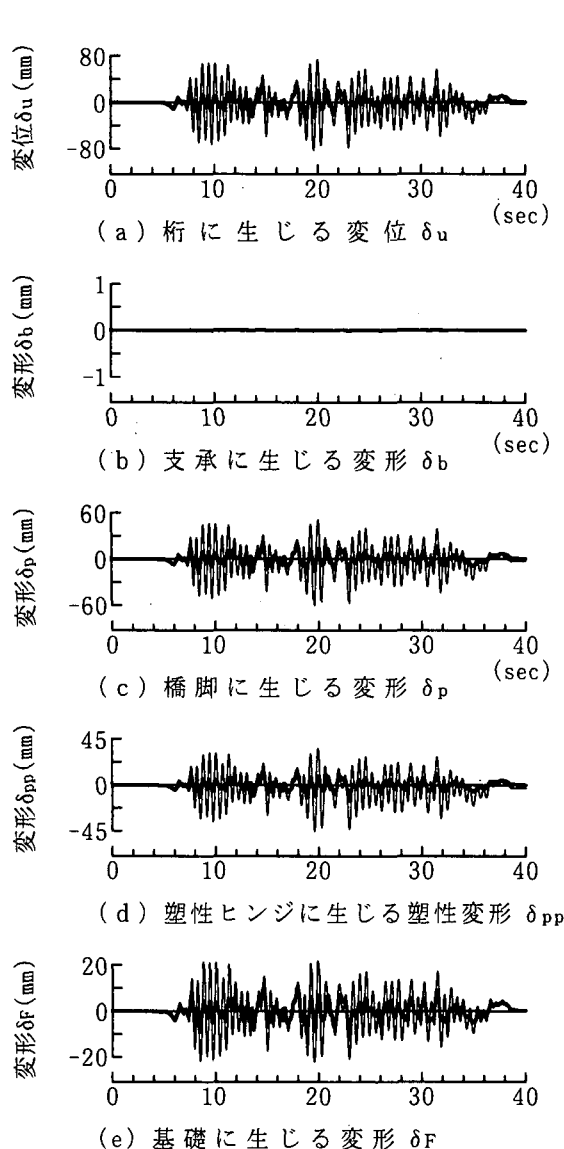
図-8 粘性減衰マトリックスの違いが橋脚の水平力-水平変位関係に与える影響 (タイプⅡ地震動)

オールフリー構造は、タイプⅠ地震動では要素別減衰マトリックスで 55mm, Rayleigh 型減衰マトリックスで 15mm, タイプⅡ地震動では要素別減衰マトリックスで 67mm, Rayleigh 型減衰マトリックスで 24mm の変形が生じている。Rayleigh 型減衰マトリックスによって得られる変形は、要素別減衰マトリックスによって得られる変形の概ね 27~36% と小さいことがわかる。

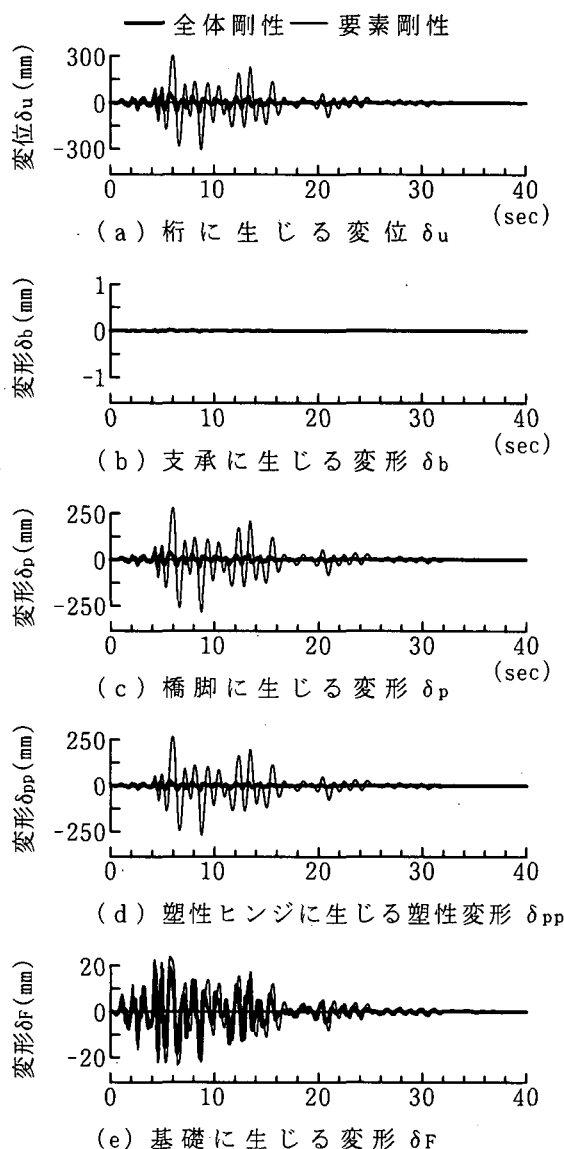
6. 粘性減衰マトリックスの違いが橋脚に生じる変形に与える影響

図-8 は、タイプⅡ地震動によって生じる橋脚天端における水平力-水平変位関係を比較したものである。多点固定構造は、要素別減衰マトリックスで 284mm, Rayleigh 型減衰マトリックスで 39mm の変形が生じている。注目すべきは、Rayleigh 型減衰マトリックスでは橋脚には塑性変形が生じていないのに対して、要素別減衰マトリックスでは大きな塑性変形が生じているという点である。

水平力分散構造は、要素別減衰マトリックスで 345mm, Rayleigh 型減衰マトリックスで 386mm の変形が生じて



(1) タイプI地震動



(2) タイプII地震動

図-9 粘性減衰マトリックスの違いが多点固定構造の非線形応答変位波形に与える影響

おり、両減衰マトリックスではほぼ同じ値が得られている。

免震支承構造は、要素別減衰マトリックスで 197mm、Rayleigh 型減衰マトリックスで 99mm の変形が生じている。Rayleigh 型減衰マトリックスによって得られる変形は、要素別減衰マトリックスによって得られる変形の約 48% と小さい。

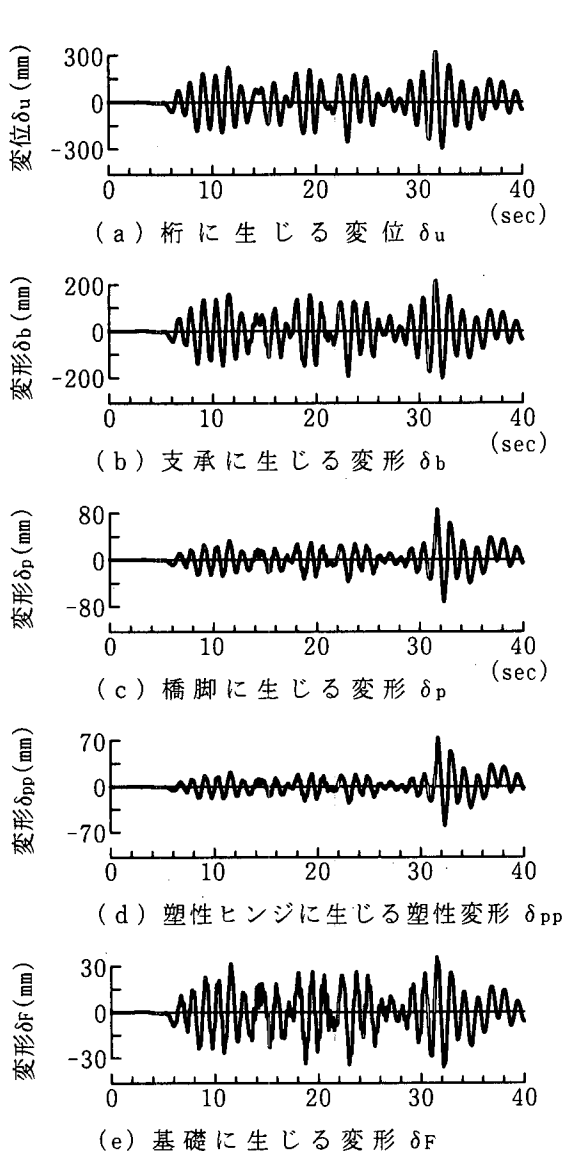
オールフリー構造は、要素別減衰マトリックスで 137mm、Rayleigh 型減衰マトリックスで 95mm の変形が生じている。Rayleigh 型減衰マトリックスによって得られる変形は、要素別減衰マトリックスによって得られる変形の約 67% の大きさである。

粘性減衰マトリックスの違いによって橋脚に生じる塑性変形は、大きく変化し、その変化の度合いは、多点

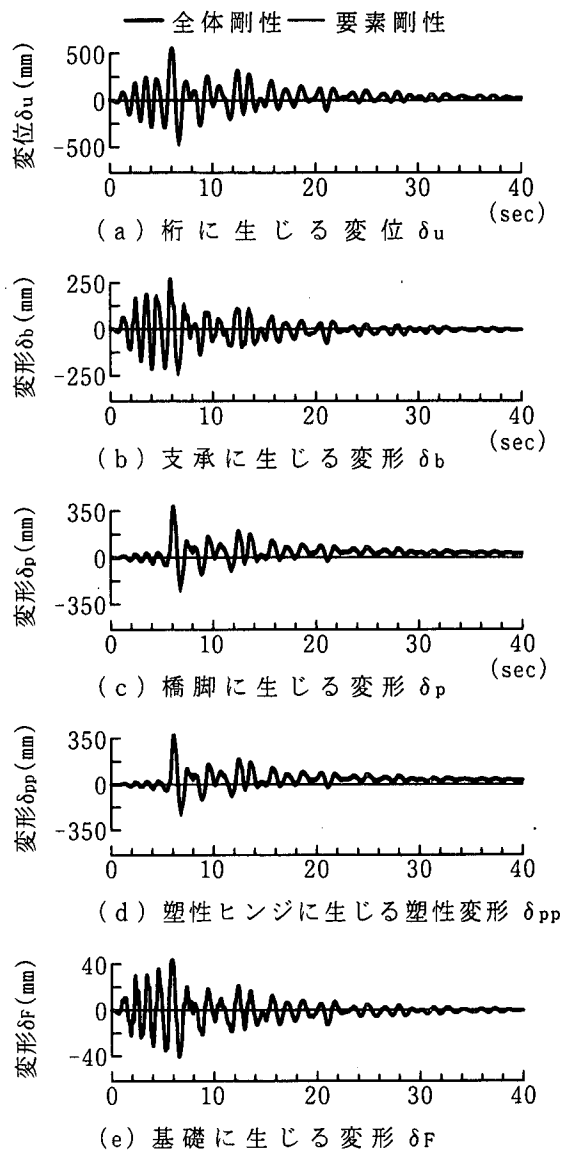
固定構造、免震支承構造、オールフリー構造の順に大きいことがわかる。なお、水平力分散構造は、粘性減衰マトリックスの違いによって生じる塑性変形の違いは小さく、実用上は無視できることがわかる。

7. 粘性減衰マトリックスの違いが非線形応答変位波形に与える影響

前章までの検討結果から、粘性減衰マトリックスの違いによって非線形応答が大きく異なる多点固定構造と、その影響をほとんど受けない水平力分散構造の応答変位波形を図-9 と図-10 に示す。図より、粘性減衰マトリックスの違いによって非線形応答が大きく異なる多点固定構造においても、要素別減衰マトリックスと Rayleigh 型



(1) タイプI地震動



(2) タイプII地震動

図-10 粘性減衰マトリックスの違いが水平力分散構造の非線形応答変位波形に与える影響

減衰マトリックスによる応答変位波形は、振幅の大きさが異なるだけで、その形状と周期特性とも良く一致していることがわかる。これより、多点固定構造の非線形応答に生じた違いは、用いた粘性減衰マトリックスの減衰効果の違いに起因していることがわかる。

水平力分散構造の応答変位波形は、粘性減衰マトリックスの影響をほとんど受けておらず、振幅の大きさや形状および周期特性とも良く一致している。

8. まとめ

橋梁を構成する各要素の構造減衰定数が異なる系を対象に、構造減衰定数の違いを考慮した粘性減衰マトリックスのモデル化の違いが橋梁の非線形応答に与える影響

を検討した。その結果、全体質量マトリックス $\mathbf{M}$ と全体剛性マトリックス $\mathbf{K}$ に比例する Rayleigh 型減衰マトリックス $\mathbf{C}_R$ を用いて求めた非線形応答は、要素剛性マトリックス $\mathbf{k}$ を用いて作成した要素別減衰マトリックス $\mathbf{C}_k$ を用いて求めた非線形応答よりも小さい応答を示すことが確認された。これは、Rayleigh 型減衰マトリックス $\mathbf{C}_R$ では、全体質量マトリックス $\mathbf{M}$ と全体剛性マトリックス $\mathbf{K}$ に比例するように減衰マトリックスを作成しているため、構造減衰定数を 0 と定義した固定支承と免震支承および可動支承にも免震支承や可動支承が履歴を描くことによって生じる履歴減衰の他に、構造減衰が見込まれるからである。なお、我が国の道路橋で数多く採用されている水平力分散構造に関しては、粘性減衰

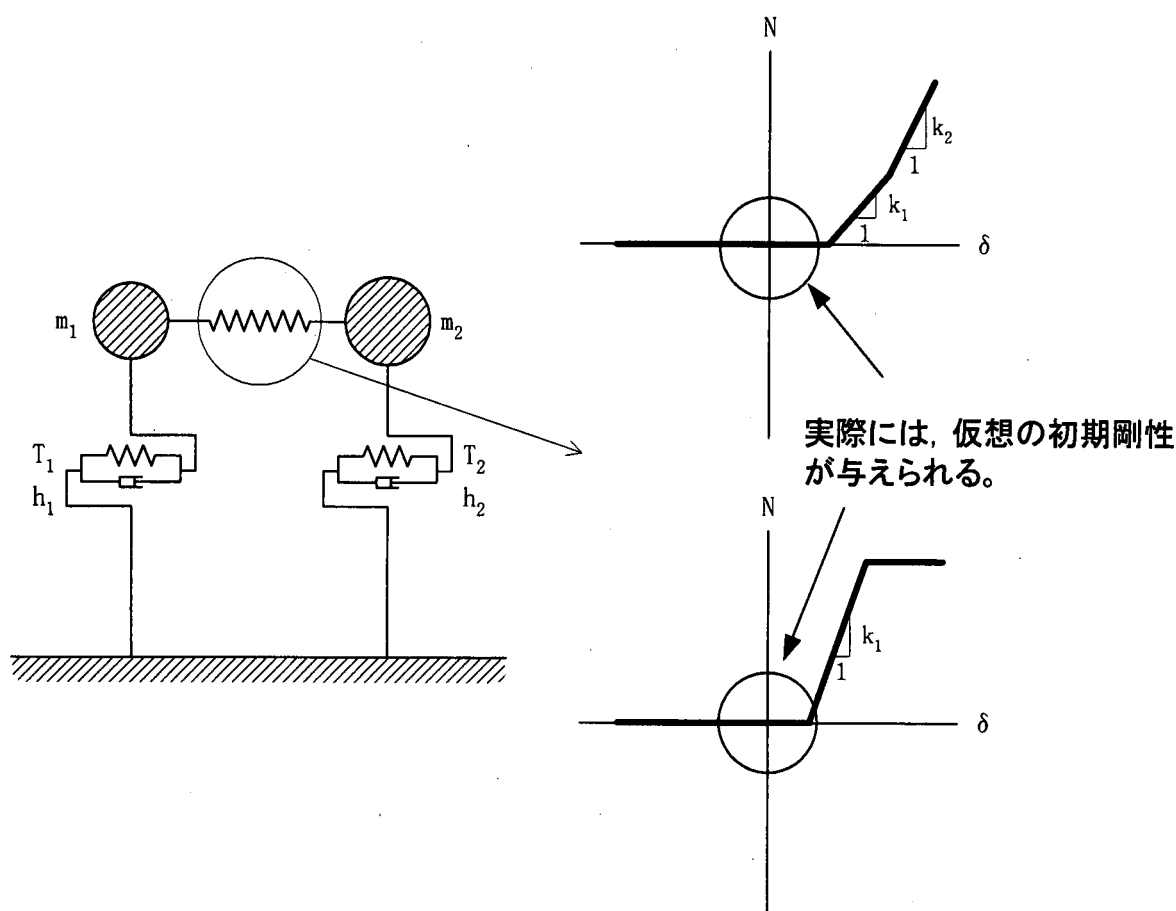


図-11 2つの橋梁を連結材で繋いだ構造系の非線形動的解析モデルの概念図

マトリックスの違いによって橋梁に生じる非線形応答が変化することはなかった。これは、当該橋梁の地震応答には、積層ゴム支承の変形が大きな影響を与えており、そのことが要素別減衰マトリックスと Rayleigh 型減衰マトリックスによってモデル化された減衰特性にも適切に反映されているからである。

今回の検討では、非線形域における粘性減衰特性として正しいモデル化はどうあるべきかという点に関しては何の知見も得られていない。しかし、対象とする構造系のモデル化によっては、粘性減衰マトリックスのモデル化の違いによって、非線形応答が大きく変化するということは確認することができた。

粘性減衰マトリックスのモデル化の違いが、非線形応答に与える影響について注意しなければならない事例を図-11に示す。図に示した事例は、2つの橋梁を連結材で繋ぐような系の非線形応答を求める問題である。連結材としてケーブルやチェーンのような部材を用いる場合、引張に抵抗し圧縮には抵抗しないように部材の軸方向剛性をモデル化する必要がある。図に示すように、解析上

原点を通る剛性を完全に0とすることはできないため、実際には、非常に小さな仮定の剛性 $k_0 (<< k_1)$ を初期剛性として与えることになる。ケーブルやチェーンのような部材には、構造減衰は期待できないので、粘性減衰マトリックスの違いによって生じる非線形応答が大きく異なる可能性を有している。

以上のように、非線形動的解析モデルに用いる粘性減衰マトリックスは、対象とする構造系の特性、解析目的、用いる解析モデルの特性を十分理解した上で、物理的に矛盾がないような解が得られるように適切にモデル化しなければならないことがわかる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：多次元入力地震動と構造物の応答，pp.181-190，1998.
- 2) 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，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.101-108，2000.

- 3) 矢部正明：動的照査法による耐震性能の照査方法，基礎工，Vol.30，No.6，pp.27-30，2002.
- 4) 北村春幸著：性能設計のための建築振動解析入門，彰国社，pp.111-128，2002.
- 5) 西森孝三，足立幸郎：部材減衰を考慮したレーレー減衰使用による動的解析，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.
- 6) Ray W. Clough， Joseph Penzien：DYNAMICS OF STRUCTURES Second Edition， McGraw-Hill International Editions， pp.234-245， 1993.
- 7) 友澤武昭，星谷勝，矢部正明：オールフリー支持形式の多径間連続高架橋への実用化に関する基礎的な検討，構造工学論文集，Vol.46A， pp.985-996，2000.
- 8) ㈲日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.
- 9) 矢部正明，武村浩志，川島一彦：直橋および斜橋の桁間衝突とその影響，構造工学論文集，土木学会，Vol.43A， pp.781-791，1997.
- 10) 岡本晋，藤井俊二，尾崎大輔，M.C.Constantinou，P.C.Tsopelas：すべり方式免震システムを有する橋梁の動的特性に関する実験的研究，土木学会論文集 No.507/I-30， pp.167-177，1995.
- 11) 伊津野和行，袴田文雄，佐藤大輔，中村一平：橋梁の機能分離型免震すべり支承に関する実験的研究，第10回日本地震工学シンポジウム，pp.2783-2788，1998.
- 12) GBondonet， A.Filiatrault：Frictional Response of PTFE Sliding Bearings at High Frequencies， *Journal of Bridge Engineering*， ASCE， Vol.2， No.4， pp.139-148， 1997.
- 13) Takeda,T.， Sozen,M.A. and Nielsen,N.M.：Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake， *Journal of the Structural Division*， ASCE， Vol.96.， No.ST12， pp.2557-2573， 1970.
- 14) 臺原直，大月哲，矢部正明：非線形動的解析に用いる Rayleigh 減衰のモデル化に関する考察，第2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，土木学会， pp.371-378，1998.
- 15) 江戸宏彰，武田寿一，表祐太郎：3層1スパン鉄筋コンクリート骨組の動的破壊実験（その2．実験結果の検討），日本建築学会関東支部，第44回（48年度）研究報告集，pp.45-48，1973.
- 16) 表祐太郎，武田寿一：鉄筋コンクリート造煙突の弾塑性応答に関する研究（その2．実大煙突の応答性状），日本建築学会論文報告集，第227号，pp.25-33，1975.
- 17) 小谷俊介：鉄筋コンクリート造骨組の震動破壊実験—動的非線形解析の資料—，日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），pp.1555-1556，1980.
- 18) 滝澤春男，関弘義：塑性履歴域で異なる粘性減衰性が梁崩壊型塑性架構の激震応答挙動に及ぼす影響，日本建築学会，構造工学論文集，Vol.33B，pp.103-110，1987.
- 19) Pierre Leger， Serge Dussault：Seismic-Energy Dissipation in MDOF Structures， ASCE， *Journal of Structural Engineering*， Vol.118， No.5， pp.1251-1269， 1992.
- 20) 松島豊：バイリニア型履歴系の地震応答に及ぼす減衰の影響，日本建築学会構造系論文報告集，第436号，pp.63-70，1992.
- 21) S.Soda：Role of Viscous Damping in Nonlinear Vibration of Buildings Exposed to Intense Ground Motion， *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*， 59， pp.247-264， 1996.
- 22) 室井一夫，稲田泰夫，長島俊雄，兼近稔，秋野金次：原子炉建屋耐震壁の動的復元力特性—塑性時の減衰性能と解析用履歴モデル—，日本建築学会構造系論文集，第501号，pp.65-72，1997.
- 23) 大崎順彦著：建築振動理論，彰国社，pp.299-319，1996.
- 24) 戸川隼人著：有限要素法による振動解析，サイエンス社，pp.23-27，1981.
- 25) 日本建築学会：建築物の減衰，2000.