

非線形動的解析における応答せん断力の評価と 粘性減衰の影響

堺淳一¹・運上茂樹²

¹正会員 博(工) 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム 研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

²正会員 工博 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム 上席研究員(同上)

1. はじめに

道路橋示方書¹⁾では、地震時の挙動が複雑な橋梁に対しては非線形動的解析により地震応答を求め、この結果を用いて設計照査をすることとされており、橋の非線形動的解析は設計照査の一環として一般的に行われている。非線形地震応答解析では、解析対象構造物を適切にモデル化することはもちろんのこと、解析に用いる材料非線形の履歴モデルや減衰特性、数値計算上のパラメータ等の動的解析の条件を適切に設定することが重要である。

粘性減衰に関しては、モード減衰と等価な減衰行列やRayleigh減衰によりモデル化される場合が多い。しかし、減衰を発生させる原因については、部材の内部減衰や部材間の摩擦、地盤の逸散減衰等があり、これらのメカニズムについては十分解明されておらず、実験や観測等をおおむね再現できる経験的な手法が用いられているのが現状である。非線形動的解析に用いる粘性減衰のモデル化の影響に関しては、室野ら²⁾、矢部^{3),4)}、松田ら^{5),6)}、小倉・運上⁷⁾、宇野ら⁸⁾による研究が行われており、解析に用いる粘性減衰モデルの設定により推定される応答変位や部材に生じる断面力が変わるため、解析に用いる材料非線形の履歴モデルとともに粘性減衰の解析結果への影響について十分理解しておくことが重要と考えられる。

本研究では、非線形動的解析に及ぼす粘性減衰の設定の影響を特に慣性力及び応答せん断力に着目して分析を行った。本文は、この結果を報告するものである。

2. 非線形応答スペクトルに基づく分析

運動方程式は一般に次式で与えられる。

$$F_I + F_D + F_R = 0 \quad (1)$$

ここで、 F_I 、 F_D 、 F_R はそれぞれ慣性力、減衰力、復元力である。ここで、 F_D は速度依存型の粘性減衰モデルによる減衰力を想定している。

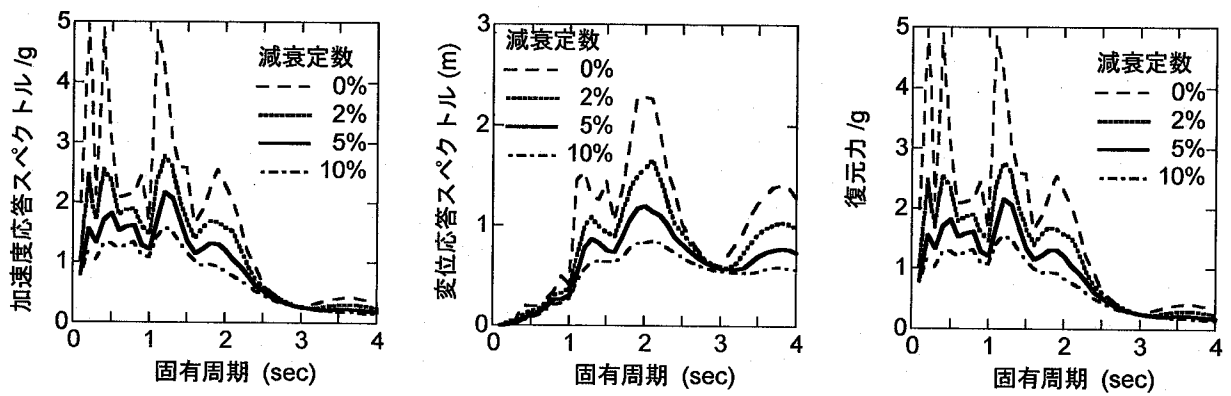
復元力に弾完全塑性型の骨格曲線を仮定し、この降伏耐力を F_y とすると降伏後の運動方程式は次式のようになる。

$$F_I + F_D + F_y = 0 \quad (2)$$

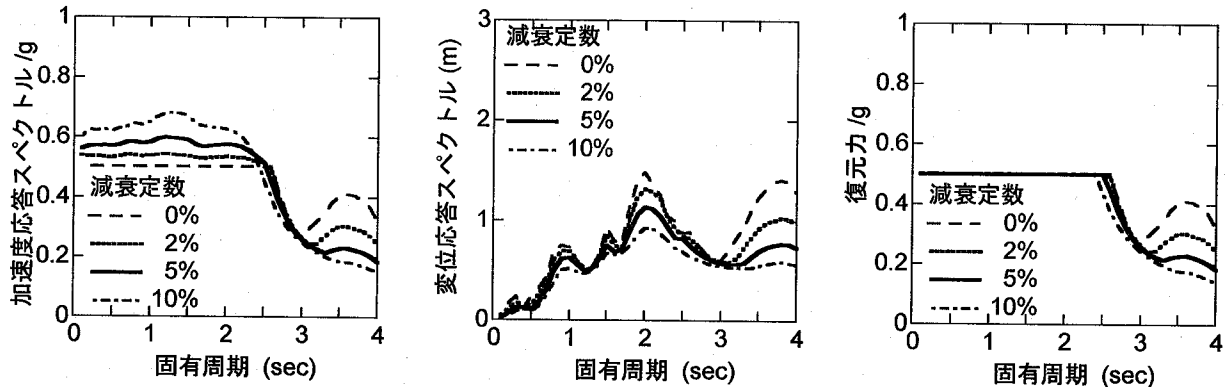
ここで、減衰力 F_D が0であれば慣性力と復元力は一致するが、粘性減衰モデルを仮定する場合にはこれが0ではないため、降伏耐力 F_y より大きな慣性力が構造系に作用することとなる³⁾。

こうした点を定量的に示すため、非線形応答スペクトルを求めることとした。1自由度系の復元力特性は弾完全塑性型の骨格曲線とし、履歴特性にはバイリニアモデルを用いた。降伏耐力 F_y は降伏震度で0.2, 0.5, 1とし、比較のために線形系に対する解析も行った。減衰定数には0%, 2%, 5%, 10%を仮定した。入力地震動には、1995年兵庫県南部地震でJR鷹取駅の地盤上で観測されたNS成分記録⁹⁾(JR鷹取NS記録)と、これをベースとして道路橋示方書の設計スペクトルにフィッティングした標準波(タイプII-II-1)を用いた。解析にはBispec¹⁰⁾を用いた。

図-1は、線形とする場合と降伏震度を0.5とする場合の加速度応答スペクトル、変位応答スペクトル、復元力応答スペクトルに及ぼす減衰定数の影響を示した結果である。加速度と復元力に関しては、震度に換算して示している。基本的な傾向は同じであったため、ここではJR鷹取NS記録の結果を示している。これによれば、線形系であれば、当然ではあるが、減衰定数が大きくなれば加速度応答、変位応答、復元力応答はいずれも減少することが分かる。一方、非線形系では、変位応答は減衰定

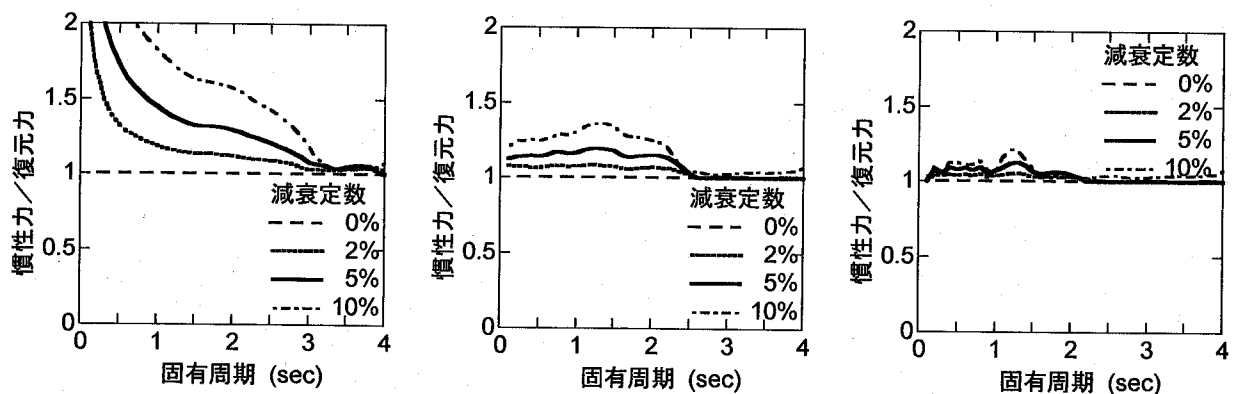


(a) 線形の場合



(b) 降伏震度を0.5とする場合

図-1 応答スペクトルに及ぼす粘性減衰の影響 (JR 鷹取 NS 記録を用いる場合)



(a) 降伏震度を0.2とする場合

(b) 降伏震度を0.5とする場合

(c) 降伏震度を1とする場合

図-2 粘性減衰による慣性力の増加

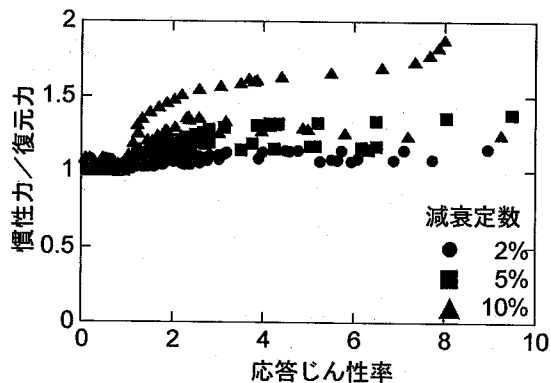


図-3 応答じん性率と慣性力の増加度

数の増大に伴い減少するが、加速度応答（すなわち慣性力）は反対に増大することが分かる。なお、復元力応答は降伏震度で一定となる。

ここで、復元力 F_R に対して慣性力 F_I がどの程度増大したかを示した結果が図-2である。これによれば、減衰定数が大きくなれば F_I/F_D が2倍以上大きくなる場合もあることが分かる。また、当然ではあるが、減衰を0とすれば F_I/F_D は1である。

図-2からは、降伏震度が小さいほど F_I/F_D は大きくなるため、塑性化の程度がこれに影響することが分かる。これを、構造物の塑性化の程度が減衰による慣性力の増

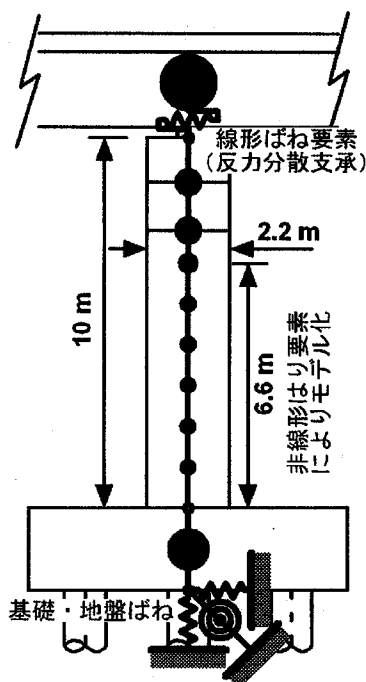


図-4 解析対象橋脚とそのモデル

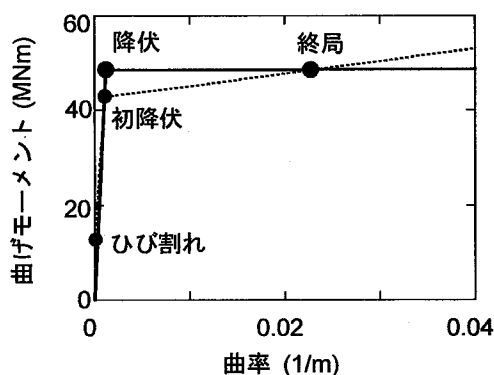


図-5 柱部の非線形要素の曲げモーメント～曲率の骨格曲線

加の程度 (F_I/F_D) に及ぼす影響として示した結果が図-3である。これによれば、応答じん性率が大きくなると F_I/F_D が大きくなる傾向にあることが分かる。また、これは減衰定数が大きいほど大きい。

復元力 F_R に対して慣性力 F_I が大きくなるのは、慣性力 F_I が復元力 F_R と減衰力 F_D の和によって求められているためである。また、 F_D を速度に比例する項として与える場合、構造物の塑性化によって応答変位が増大すると、これに伴い応答速度が増加するため、 F_D は大きくなる。これが応答じん性率が大きくなると、 F_I/F_D が大きくなる原因である。こうした慣性力の増大は、粘性減衰モデルを仮定したことによるものであり、鉄筋コンクリート橋脚のように部材の塑性化による非線形履歴応答が支配的となるような場合には、粘性減衰モデルによる減衰力によって、数値解析で求められる慣性力が実

際に作用する慣性力から乖離してくることが考えられるため、後述のように、非線形動的解析から求められる作用力を評価する際には注意が必要である。

3. 単柱式 RC 橋脚に対する応答解析

(1) 解析対象橋脚とモデル化

2章に示した傾向が、実際の橋の解析ではどのようなかを調べるため、図-4に示す反力分散支承を有する単柱式 RC 橋脚¹¹⁾に対して非線形プッシュオーバー解析および非線形動的解析を行った。柱部は、図-5に示すように骨格曲線を降伏点・終局点を通る弾完全塑性のバイリニア型とし、Takeda 型の履歴特性を有する非線形ばね要素によってモデル化した。なお、図中には比較のために、ひび割れ点・初降伏点・終局点を通るトリリニア型の骨格曲線でモデル化する場合を点線で示している。要素長は、塑性ヒンジ長と同じとすることとし、解析方向に対する断面寸法の半分 (= 1.1 m) とした。

橋脚の梁部とフーチングは線形ばね要素でモデル化した。支承、基礎・地盤の剛性は線形ばね要素によりモデル化した。解析には TDAPIII を用いた。

RC 橋脚の曲げ終局耐力は 5.14 MN である。上部構造の慣性質量は 643 ton であり、橋脚の梁部および躯体の慣性質量はあわせて 331 ton である。

(2) 静的プッシュオーバー解析

プッシュオーバー解析では、まず、橋脚に作用する水平震度を一様に漸増させた。ここでは、橋脚の梁部および躯体の慣性質量を考慮する場合と考慮しない場合に対して解析を行った。表-1に、プッシュオーバー解析から得られた降伏震度、柱基部の最大応答せん断力、支承の最大応答せん断力を示す。なお、ここには、後述の非線形動的解析で得られた加速度ベクトルによるプッシュオーバー解析の結果もあわせて示している。

これによれば、柱基部に生じるせん断力は、橋脚の梁部および躯体の慣性質量を考慮しない場合、5.14 MN と終局曲げ耐力と同じとなる。この時の水平震度は 0.82 である。一方、橋脚の梁部および躯体の慣性質量を考慮するとこれらの慣性力による曲げモーメントが柱基部に作用するため、これらを考慮しない場合に比べて小さな水平震度 (= 0.63) で柱基部が曲げ降伏する。また、橋脚の梁部および躯体の慣性質量による慣性力が作用せん断力に加わるため、柱基部の応答せん断力は 16%増加し、5.99 MN となる。

支承に生じるせん断力は、橋脚の梁部および躯体の慣性質量を考慮しない場合には柱基部の応答せん断力と同じになるが、これらを考慮すると、降伏時に作用する震

表-1 単柱式RC橋脚に対する静的プッシュオーバー解析結果

	橋脚質量	载荷方法	降伏震度	柱基部の最大せん断力 (MN)	支承の最大せん断力 (MN)
PO-1	非考慮	一様震度漸増	0.816	5.14	5.14
PO-2			0.628	5.99	3.95
PO-3a	考慮	DY-1cにおいて上部構造の加速度最大時(2.5秒)の加速度ベクトルに基づく震度を漸増	0.880	5.17	5.54
PO-3b		DY-1cにおいて柱基部のせん断力最大時付近(4.94秒)の加速度ベクトルに基づく震度を漸増	0.617	6.05	3.89
PO-4a		DY-3において上部構造の加速度最大時(4.32秒)の加速度ベクトルに基づく震度を漸増	0.858	4.76	5.41
PO-4b		DY-3において柱基部のせん断力最大時付近(4.93秒)の加速度ベクトルに基づく震度を漸増	0.659	5.75	4.15

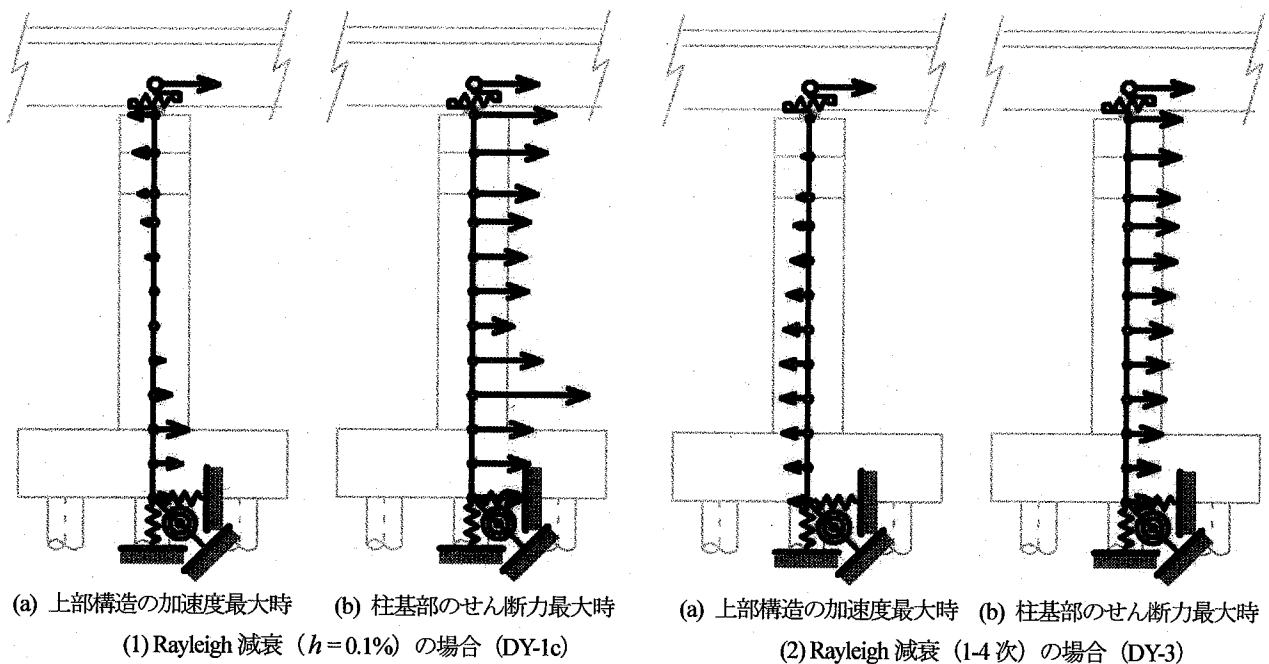


図-6 単柱式RC橋脚の非線形動的解析による応答加速度ベクトル

度が小さいため 3.95 MN となる。

ただし、ここで仮定した一様震度は実際の動的な応答における加速度分布とは異なる。そこで、実際の動的解析における加速度ベクトルを用いた静的プッシュオーバー解析も行った。この際、後述の動的解析における以下の2ケースにおいて上部構造の応答加速度が最大となる時刻と柱基部の応答せん断力が最大となる時刻の応答加速度ベクトルを用いた。ひとつが減衰をほぼ0とする場合を想定した $f=1$ 、50 Hz に対して $h=0.1\%$ とした Rayleigh 減衰を用い、積分時間間隔を 1/100,000 秒としたケース (DY-1c) であり、もう1ケースが1次と4次モードに対する Rayleigh 減衰を用いたケース (DY-3) である。これらの応答加速度ベクトルを図-6に示す。ここでは、各節点の応答加速度を上部構造の応答加速度に対し

て正規化している。これによれば、柱基部の応答せん断力が最大となる時刻の応答加速度ベクトルは一様震度とは大差はないが、上部構造の応答加速度が最大となる時刻では上部構造の応答加速度に対して、柱部では反対方向に応答加速度が生じていることが分かる。これより、上部構造の応答加速度が最大となる時刻では、表-1に示すように支承には一様震度によるプッシュオーバー解析で得られたせん断力 (= 4 MN) よりも 40%程度大きい 5.5 MN の力が作用する。一方、柱基部の応答せん断力が最大となる時刻の応答加速度ベクトルは、一様震度の場合と大差はないため、一様震度によるプッシュオーバー解析で得られたせん断力とおおむね同じせん断力が柱基部に生じる。

表-2 単柱式RC橋脚に対する非線形動的解析結果

	橋脚質量	減衰	積分時間間隔 (sec)	上部構造の最大応答変位 (m)	橋脚天端の最大応答変位 (m)	柱基部の最大せん断力 (MN)	PO-2のせん断力との比	支承の最大せん断力 (MN)
DY-1a	考慮	Rayleigh減衰 1, 50 Hz $h=0.1\%$	0.001	0.823	0.634	6.65	1.11	5.55
DY-1b			0.0001	0.833	0.638	11.32	1.89	5.55
DY-1c			0.00001	0.825	0.633	7.50	1.25	5.55
DY-2a		モード減衰 と等価	0.001	0.679	0.494	8.15	1.36	5.65
DY-2b			0.0001	0.677	0.493	5.93	0.99	5.67
DY-2c			0.00001	0.677	0.493	5.74	0.96	5.67
DY-3		Rayleigh 1-4次	0.001	0.637	0.448	7.40	1.23	6.11
DY-4		剛性比例減衰	0.001	0.683	0.415	9.45	1.58	8.40

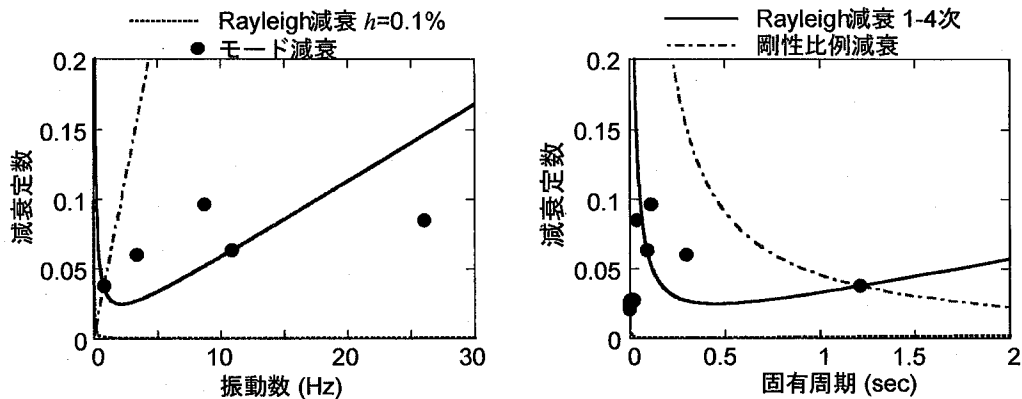


図-7 単柱式RC橋脚の減衰の仮定

(3) 非線形動的解析

非線形動的解析では、積分時間間隔を 1/1,000 秒とし、Newmark の β 法による直接積分を行った。なお、後述のように粘性減衰を小さくすることによって数値計算上、高振動数のノイズが含まれる場合があるが、この場合にはこれを小さくするために積分時間間隔を 1/100,000 秒にまで小さくしている。入力地震動としては、JR 鷹取 NS 記録を用いた。

図-7 には固有値解析から求めた固有振動数 f とひずみエネルギー比例減衰法に基づく各モードの減衰定数 h を示す。ここで、各部材の減衰としては、支承、橋脚梁部、橋脚柱部、フーチング、基礎・地盤ばねに対してそれぞれ 3%, 5%, 2%, 5%, 10%を与えている。これによれば、1次、4次モードが卓越しており、これらのモードの固有振動数と減衰定数 h はそれぞれ 1.21 秒に対して 3.8%, 0.09 秒に対して 6.3%である。

本解析では、減衰としては以下の4ケースを考慮した。

DY-1: Rayleigh 減衰 ($f=1, 50$ Hz に対して $h=0.1\%$)

DY-2: モード減衰と等価な減衰行列

DY-3: Rayleigh 減衰 (1, 4 次モードの f, h を用いる)

DY-4: 1 次モードに対する剛性比例減衰

ここで、 $f=1, 50$ Hz に対して $h=0.1\%$ とした Rayleigh 減衰 (DY-1) は粘性減衰をほぼ 0 とする場合を想定しているが、数値計算上の安定性を確保するために、こうした小さな減衰を与えたものである。また、モード減衰と等価な減衰行列 (DY-2) と主要モードをカバーするように卓越する 1, 4 次モードを用いた Rayleigh 減衰 (DY-3) は道路橋示方書¹⁾において推奨される減衰である。なお、1 次モードに対する剛性比例減衰 (DY-4) は 1 次モードの減衰特性しか考慮できないため一般には用いられないが、ここでは減衰が大きい場合の一例として用いたものである。

図-8 は上部構造の応答変位と柱基部に生じる応答せん断力への粘性減衰の影響を示した結果である。表-2 は解析条件と最大応答変位、最大応答せん断力をまとめた結果である。これらによれば、 $f=1, 50$ Hz に対して $h=0.1\%$ とした Rayleigh 減衰が最も小さな減衰を与えるため、これによる応答変位が最も大きく 0.83 m であり、これに対してモード減衰と等価な減衰行列を用いる場合、1, 4 次モードに対する Rayleigh 減衰では最大応答変位はそれぞれ 0.68 m, 0.64 m と 19%, 23%減少する。剛性比例減衰を用いる場合には、最も大きな減衰を仮定することになるがこの場合にはモード減衰と等価な減衰行列を用いる場合、1, 4 次モードに対する Rayleigh 減衰よりも応答

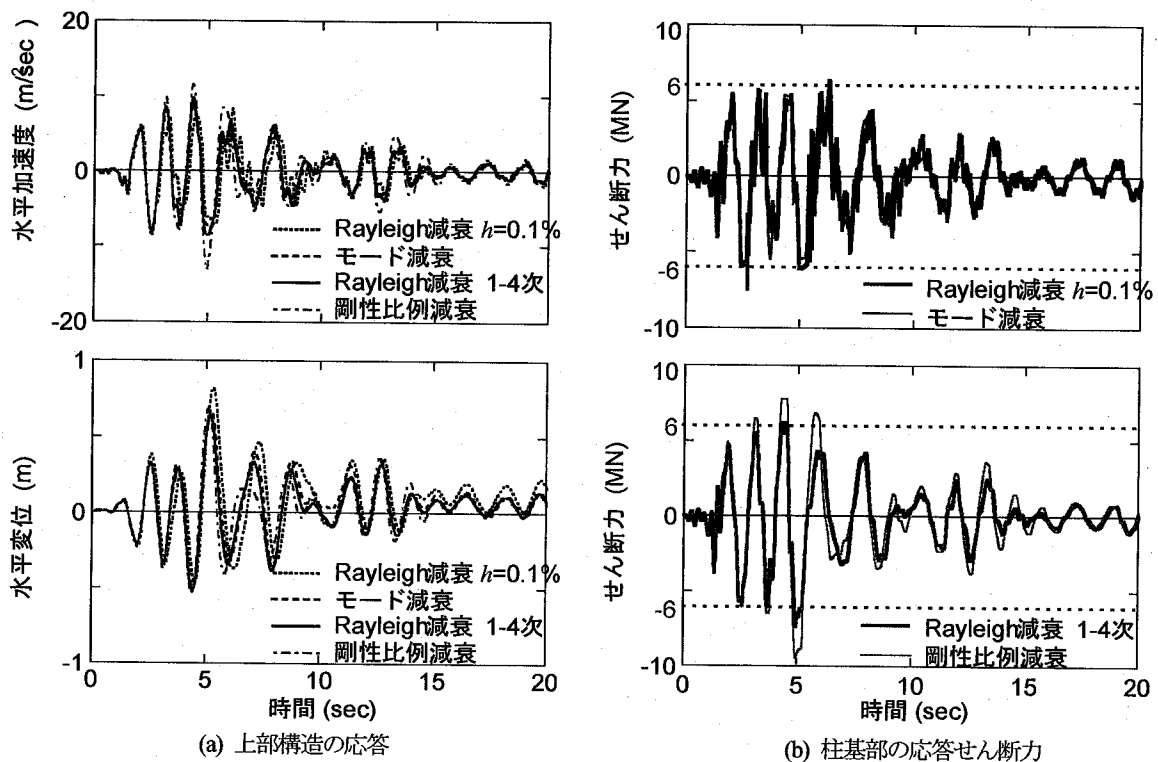


図-8 単柱式RC橋脚の応答と減衰の影響

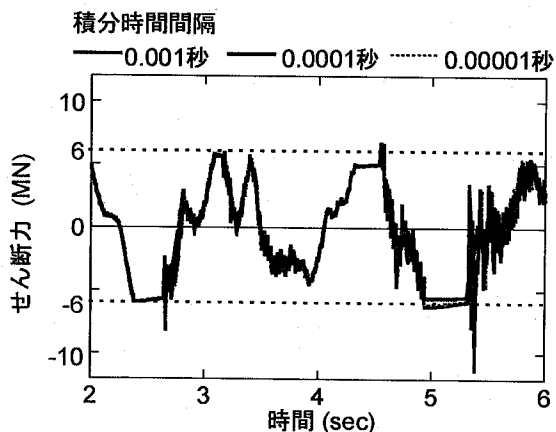


図-9 Rayleigh 減衰 ($h=0.1\%$) の場合の高振動数のノイズ

変位は大きくなる。これは、後述のように数値計算上に生じた減衰力により柱基部だけでなく、その上の3つの要素も塑性化したためである。

応答せん断力は図-8(b)に示すように、 $f=1, 50\text{ Hz}$ に対して $h=0.1\%$ とした Rayleigh 減衰の場合では減衰力が小さいため、静的プッシュオーバー解析で得られたせん断力とほぼ同等の応答せん断力が生じる。また、モード減衰と等価な減衰行列を用いる場合にも静的解析で得られたせん断力とほぼ同等の応答せん断力が生じる。一方、1,4次モードに対する Rayleigh 減衰では23%大きくなり、剛性比例減衰を仮定する場合には58%大きくなる。モード減衰と等価な減衰行列を用いる場合と1,4次モードに

対する Rayleigh 減衰を用いる場合では応答変位は同程度であったが、応答せん断力は後者の方が大きくなる。これは、1, 4 次モードに対する Rayleigh 減衰では高振動数領域の減衰が大きく与えられており、こうした点が影響したためと考えられる。

減衰が小さくなると図-9 に示すように応答に高振動数のノイズが含まれてしまう結果が得られる場合があるため、表-2 に示すように解析で得られた最大応答せん断力として示すと、減衰が小さいケースにおいても静的解析で得られたせん断力よりも大幅に大きくなる場合も生じている。これは、積分時間間隔を小さくすることによって一般に小さくなる傾向がある。これについては、動的解析から求められる応答波形を確認することが重要である。

図-10 は、柱基部とその一つ上の要素の曲げモーメント～曲率の履歴を示した結果である。これによれば、粘性減衰モデルの設定に起因する減衰力が小さい場合には、柱基部の要素しか塑性化しないが、減衰力が大きいケースでは柱基部とその一つ上の要素も塑性化することが分かる。これは、減衰力により、基部の一つ上の要素に作用する曲げモーメントが増加したためである。剛性比例減衰を用いる場合のように減衰が大きい場合には、柱基部から3つ上の要素まで塑性化したしたが、この結果、上部構造の応答変位は同程度の場合にも、柱基部の応答曲率が他のケースに比較して50%程度以下になる。塑性ヒンジ区間を事前に推定することが出来ないような橋梁では、

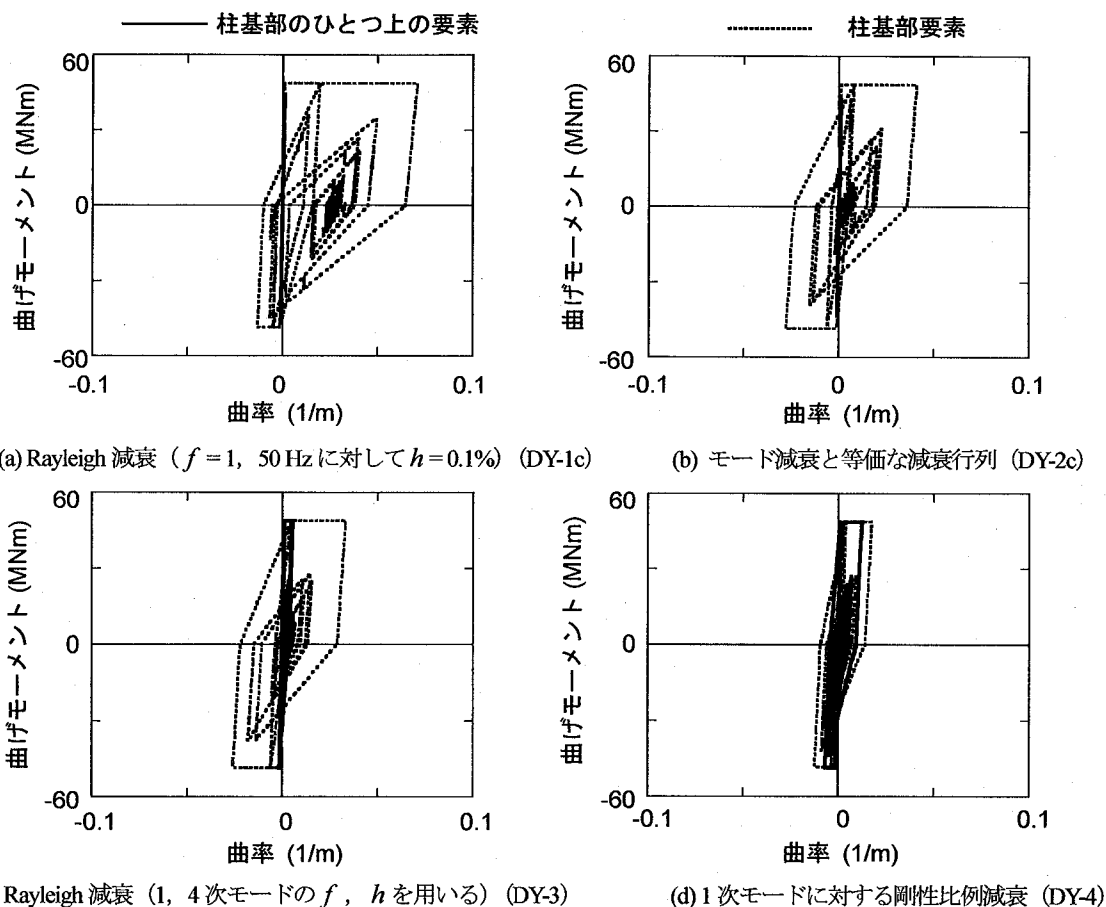


図-10 単柱式RC橋脚の応答と減衰の影響

部材の応答曲率を用いて設計照査が行われる場合もあるが、減衰力に起因する想定外の部材の塑性化により構造的に最も塑性化が集中するはずの部材の応答曲率が低下する場合があるので、こうした場合には動的解析により求められる断面力分布を確認するとともに、解析モデルで想定した箇所以外に塑性化が生じていないことを確認することが重要である¹²⁾。

支承に生じた応答せん断力は表-2に示すように、減衰力が小さい場合にも 5.5 MN 程度と、静的な一様震度漸増解析から得られたせん断力 (= 4.0 MN) よりも 40% 大きい。図-6に示した上部構造の応答加速度が最大となる時刻の加速度ベクトルを用いたプッシュオーバー解析により得られた応答せん断力とおおむね一致する。一方、例えば、1 次と 4 次モードに対する Rayleigh 減衰を用いたケースでは、支承の最大せん断力は 6.1 MN と静的解析で得られたせん断力 (= 5.5 MN) よりも約 10% 大きく、この差が減衰力の影響によるものである。

ここに示したような減衰力に起因する部材の応答せん断力、応答曲げモーメントの増加は数値計算上の粘性減衰モデルの仮定に起因して生じるものであり、部材の塑性化による非線形履歴応答が支配的となるような構造系に対しては、応答断面力において解析と実現現象に乖離が

生じる場合があるので、動的解析で得られた応答断面力を評価する際に注意が必要である。

ここに示した結果は、数値計算上の粘性減衰の仮定の違いに関する分析にとどまっているため、今後は実験や実地観測に基づくデータ等により、実現現象における種々の減衰のメカニズムを解明し、これを数値計算上考慮するためにはどのような減衰の設定が合理的かに関する研究が必要である。

4. 結論

本研究では、非線形動的解析に及ぼす粘性減衰の設定の影響を特に慣性力及び応答せん断力に着目して分析を行った。本研究で得られた結論は以下の通りである。

- (1) 塑性化による非線形履歴応答が支配的となるような非線形系に粘性減衰モデルを仮定する場合には、減衰定数が大きくなれば数値解析上に生じる減衰力により慣性力が大きくなる。構造物の塑性化が大きい場合には、これに伴い慣性力が大きくなる傾向にある。
- (2) 単柱式 RC 橋脚に対する解析より、非線形動的解析から得られる柱基部の応答せん断力および支承部に作用するせん断力等の応答断面力は減衰力が大きくなると大き

くることが分かった。

(3) 静的プッシュオーバー解析では、一樣震度による解析では非線形地震応答時の応答加速度ベクトルを表現できないために、部材に生じる断面力を正しく評価できない場合がある。非線形地震応答解析で得られた応答加速度ベクトルを用いれば、部材に生じる断面力を静的プッシュオーバー解析により評価できる。

(4) 数値計算における粘性減衰モデルを合理的に設定するためには、実現象の減衰メカニズムの解明が必要であり、今後、実験や実地観測に基づく検証データの蓄積が必要である。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.
- 2) 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，第 4 回地震時保有水平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.
- 3) 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 回地震時保有水平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.
- 4) 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），第 6 回地震時保有水平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. 421-432, 2003.
- 5) 松田泰治，大塚久哲，山田純司：ゴム支承を用いた反力分散構造の減衰設定に関する一考察，第 6 回地震時保有水平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. 411-416, 2003.
- 6) 松田泰治，大塚久哲，宇野州彦：PC 連続ラーメン橋の減衰性評価に関する一考察，第 7 回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，pp. 143-148, 2004.
- 7) 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，第 7 回地震時保有水平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. 155-162, 2004.
- 8) 宇野州彦，松田泰治，大塚久哲：ゴム支承を用いた反力分散構造の減衰性評価に関する一考察，第 8 回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，pp. 61-68, 2004.
- 9) Nakamura, Y.: Waveform and its analysis of the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake, *JR Earthquake Information No. 23c*, Railway Technical Research Institute, Japan, 1995.
- 10) Hachem, M. M. (2000). "BiSpec help manual."
<<http://www.ce.berkeley.edu/~hachem/bispec/>>
- 11) (社) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，2. 鉄筋コンクリート橋脚を用いた場合の設計計算例，1997.
- 12) (社) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料－PC ラーメン橋・RC アーチ橋・PC 斜張橋・地中連続壁構造・深礎基礎等の耐震設計計算例一，1998.