

地盤と構造物の非線形相互作用を考慮した解析手法の 違いに関する一検討

近藤香¹・堺淳一²

¹ 正会員 大日本コンサルタント株式会社 構造事業部 東京特殊構造技術室
(〒343-0851 埼玉県越谷市七左町 5-1)

² 正会員 博（工） 独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ
主任研究員 (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

1. はじめに

地盤と構造物の動的相互作用に関して、これまで様々な研究が行われているが、こうした相互作用の影響を耐震設計へ取り込むには、特に、レベル2地震動クラスの大規模地震の作用下における地盤と構造物の挙動に関して、まだ十分な知見が得られていないのが現状である。

実際の挙動がまだ解明されていない段階ではあるが、実務設計においてこの影響を考慮するための努力が各所で行われている。例えば、参考文献1)では、1質点系の簡易な線形モデルを用いて動的相互作用の影響検討を実施しており、地盤の固有周期に対して構造物の固有周期が短いほど動的相互作用の影響が顕著であるという結果が得られている。笠井らは、鉄道高架橋の橋脚に対してSR(Sway-Rocking)モデルと一体モデル(基礎と地盤は多質点系モデルの地盤バネで接合)の非線形動的解析による比較検討を行い、橋脚の応答値が一体モデルよりもSRモデルの方が大きくなるという知見を得ている²⁾。また、二井らは、実務設計に用いられるような簡便なモデル(Sway-Rocking)と基礎構造物—地盤間の非線形動的相互作用を考慮した詳細なモデルに関して比較検討を行い、一次近似の簡易計算として簡便なモデルの妥当性を検証している³⁾。こうした検討は、これらの解析モデルの特性を把握する上で重要であり、実務設計において解析手法を選択する参考になると考えられる。そこで、本研究では、非線形モデル間の特性を分析することを目的として以下の3つの手法を対象に、比較検討を行った。

- ・ Sway-Rocking モデル (SR モデル)
- ・ 橋梁と地盤の分離モデル
- ・ 橋梁と地盤の一体モデル

1 つ目は、一般的な耐震設計で用いられる基礎構造物—地盤系を Sway-Rocking の線形バネでモデル化した手

法である。SR モデルでは、そのバネに基礎構造物—地盤間の逸散減衰効果や地盤の履歴減衰効果等を考慮するために等価減衰定数を与え、また、地震時に地盤に生じる変形に相当する地盤の剛性を考慮することにより、簡易に構造物と地盤の非線形相互作用を考慮している。また、3 つ目は構造物と地盤を一体の FEM モデルとして、基礎構造物—地盤間の力学的特性を詳細にモデル化したものである。これにより動的相互作用の影響が自動的に考慮されることになるが、解析規模が大きくなり解析時間がかかる等の理由により、実務設計には取り入れにくく、一般的には用いられていないのが現状である。そこで、一体モデルよりは簡便であるが、SR モデルに比較して動的相互作用をより忠実に考慮することができる動的サブストラクチャー法も検討対象に加えることとした。動的サブストラクチャー法では、基礎構造物と地盤を FEM モデルとしてモデル化し、これによってフーチングより上の構造モデル (SR モデル) に対する入力地震動を作成し、この入力地震動を用いて SR モデルに対する解析を行う。フーチングより下部と上部の構造物に分離して考えるため、ここでは分離モデルと呼ぶこととした。

対象構造物は、比較的シンプルな構造条件を有する一般的なけた橋であり、地盤と基礎構造物の固有周期の違いが応答結果に及ぼす影響に着目し、Ⅱ種地盤のケースとこれより地盤条件が良好なケースに対して検討を行った。

2. 解析対象橋梁と基盤地震波

(1) 対象橋梁

解析対象橋梁を図-1 に示す。ここには後述する SR モデルもあわせて示している。下部構造は杭基礎、支承条件は中央の橋脚を固定、両端の橋台がフリーとなる2径

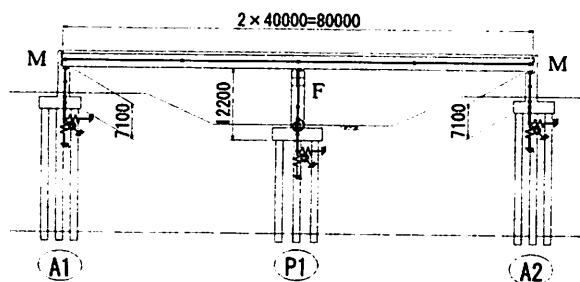


図-1 橋梁および解析モデル

表-1 地盤モデル A の土層構成と地盤定数

調査資料(2) 地盤調査結果									
	地層の種類	層厚		上面深度 (GL-m)	単位体積重量		N値	せん断弾性波速度 Vs(m/s)	動的γ比
		(m)			(t/m ³)	(kN/m ³)			
1	砂質土	2.70	1.35	0.00	1.70	16.67	5	136.8	0.45
2			1.35	1.35					
3	粘性土	2.50	2.50	2.70	1.70	16.67	5	171.0	0.50
4	砂質土	4.00	2.00	5.20	1.70	16.67	10	172.4	0.50
5			2.00	7.20					
6	粘性土	3.50	1.75	9.20	1.70	16.67	5	171.0	0.50
7			1.75	10.95					
8	砂質土	3.50	1.75	12.70	1.90	18.63	15	197.3	0.50
9			1.75	14.45					
10	砂質土	18.40	1.40	16.20	1.90	18.63	50	294.7	0.50
11			3.00	17.60					
12			4.00	20.60					
13			5.00	24.60					
14			5.00	29.60					
15			—	34.60					

表-2 各部材の減衰定数

部材	減衰定数
主桁 (弾性部材)	2%
梁 (剛部材)	0%
柱 (弾性部材)	5%
橋脚基部 (バネ部材)	2%
フーチング (剛部材)	0%
仮想部材 (剛部材)	0%
基礎 (バネ部材)	20%

間連続鋼桁橋とし、この橋軸方向の応答を対象とした。ここで、各橋脚、基礎の諸元および地盤条件については、参考文献4)の橋梁モデルの条件を用いることとした。また、解析条件を簡単にするため、中間橋脚位置の地表面を耐震設計上の地盤面とすることとした。

(2) 地盤

地盤は、参考文献4)に示される土層構成と地盤定数をそのまま用いた地盤条件を地盤モデル A とした。これを表-1 に示す。更に、地盤モデル A のせん断弾性波速度 Vs を2倍とした地盤モデル B を設定した。一般的な橋では、このような Vs を有する地盤が分布する良好な地盤に対して杭基礎が採用されることはないが、本検討では動的相互作用の影響検討を目的とするため、このように設定したものである。

(3) 基盤波

基盤波としては、I 種地盤を基盤相当の堅固な地盤とす

ることとして道路橋示方書V耐震設計編⁹⁾に示されているレベル2 地震動タイプIIの標準波 (I 種地盤の地表面波) の3波形を用いた。

3. 各手法におけるモデル化

(1) SR モデル

(a) 解析モデルと解析条件

解析モデルは図-1 に示したとおりである。橋脚の非線形性を考慮するため、橋脚基部には塑性ヒンジばねを設けた。基礎底面には水平・鉛直および回転方向の基礎の抵抗を表すばねを設け、これにより簡易に地盤と基礎構造の動的相互作用を評価することとした。ここで、ばね定数は、地盤モデル A に対しては参考文献4)に示される値を用いた。これらのばね定数は、道路橋示方書に準拠しており、地盤ひずみの大きさに基づく補正係数として0.8 を乗じた Vs から求めている。なお、地盤モデル B に対しては、橋脚に対しては本検討で仮定した地盤条件をもとにばね定数を求めたが、橋台については参考文献4)に詳細な情報が掲載されていないこと、橋台の応答は本解析結果に影響しないことから、地盤モデル A と同じばね定数を使うこととした。

各部材の減衰定数を表-2 に示す。基礎の抵抗を表すばねには基礎構造物—地盤間の逸散減衰効果や地盤の履歴減衰効果を考慮するために、20%の減衰定数を与えた。非線形性を考慮した橋脚基部には履歴減衰以外の減衰を考慮するために2%の減衰を与えた。また、柱部の塑性ヒンジ以外の弾性部材には5%の減衰を与えた。その他、主げたには2%の減衰を考慮した。

SR モデルに対する解析は、時刻歴の地震応答解析法 (ニューマークβ法) を用い、積分時間間隔は0.002 秒とした。解析には Soil Plus 2008 を用いた。

(b) 固有値解析および粘性減衰モデル

SR モデルの固有値解析結果を表-3 に、固有値解析により得られた主要な振動モードを図-2 に示す。ここで、モード減衰についてはひずみエネルギー比例減衰法により求めている。これらによれば、地盤モデル A における橋脚の水平方向の応答には、1 次モード、7 次モードが寄与している。一方、地盤モデル B のケースでは、橋脚の水平方向の応答には、1 次モード、9 次モードが寄与している。これらのモードの周期は、地盤モデル A よりも小さい。

Rayleigh 減衰は、こうした特性を踏まえて橋脚の水平方向のモードが卓越するモードの振動数、減衰定数から設定することとし、図-3 に示すように地盤モデル A に対しては1 次と7 次モードを、地盤モデル B に対しては1 次と9 次モードを用いてそれぞれ設定した。

表-3 SR モデルの固有値解析結果

(a)地盤モデル A

モード	固有周期 T (sec)	振動数 f (Hz)	減衰 定数 hi	有効質量(%)			
				水平方向		鉛直方向	
				比率	累積	比率	累積
1	0.855	1.169	0.116	44%	44%	0%	0%
2	0.407	2.456	0.021	0%	44%	0%	0%
3	0.276	3.619	0.030	0%	44%	22%	22%
4	0.151	6.604	0.198	43%	87%	0%	22%
5	0.151	6.604	0.198	0%	87%	0%	22%
6	0.102	9.834	0.186	0%	87%	23%	45%
7	0.097	10.278	0.147	10%	97%	0%	45%
8	0.082	12.226	0.198	0%	97%	0%	45%
9	0.082	12.231	0.198	0%	97%	55%	100%
10	0.059	16.950	0.020	0%	97%	0%	100%

(b)地盤モデル B

モード	固有周期 T (sec)	振動数 f (Hz)	減衰 定数 hi	有効質量(%)			
				水平方向		鉛直方向	
				比率	累積	比率	累積
1	0.797	1.254	0.103	43%	43%	0%	0%
2	0.407	2.456	0.021	0%	43%	0%	0%
3	0.276	3.621	0.030	0%	43%	22%	22%
4	0.151	6.604	0.198	43%	86%	0%	22%
5	0.151	6.604	0.198	0%	86%	0%	22%
6	0.101	9.922	0.186	0%	86%	23%	45%
7	0.082	12.226	0.198	0%	86%	0%	45%
8	0.082	12.231	0.198	0%	86%	55%	100%
9	0.063	15.396	0.134	9%	95%	0%	100%
10	0.059	16.950	0.020	0%	95%	0%	100%

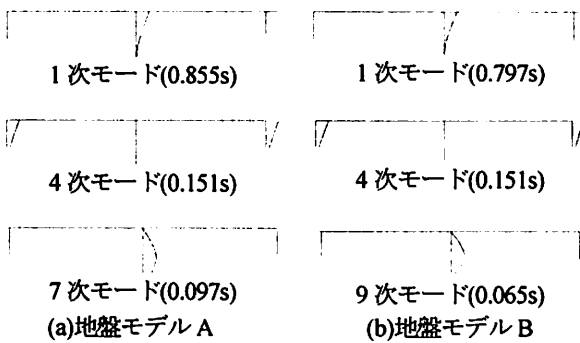


図-2 SR モデルの固有振動モード

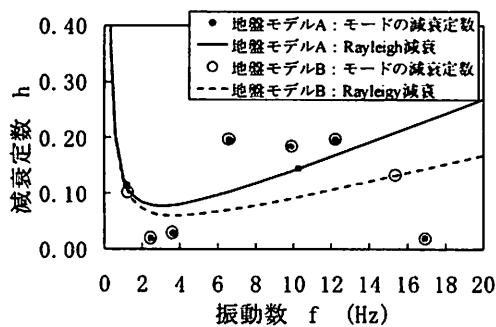


図-3 SR モデルの Rayleigh 減衰の設定

(c) 入力地震動の考え方

SR モデルによる道路橋に対する一般的な動的解析では、耐震設計上の地盤面を地震動の入力位置として、その位置に道路橋示方書 V 耐震設計編に示される標準波が入力される。しかし、本検討では解析手法およびモデル化の違いに着目しているため、対象とする 3 つの解析モデルに作用させる基盤波を一致させることとし、SR モデルでは一次元の自由地盤モデルの底面位置に基盤波を入

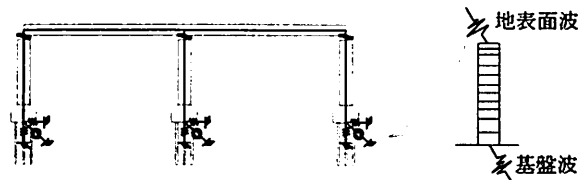
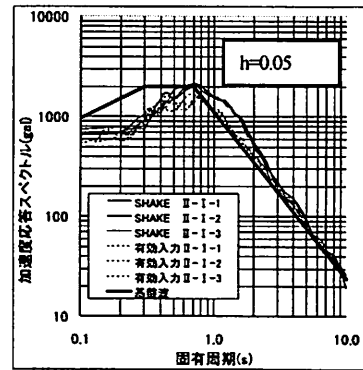
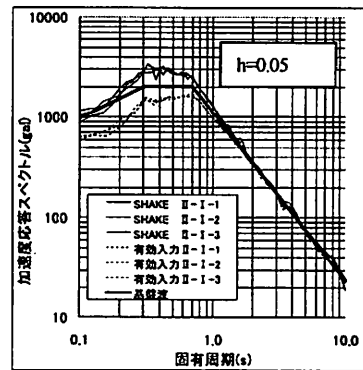


図-4 SR モデルの入力地震動の考え方



(a)地盤モデル A



(b)地盤モデル B

図-5 地表面位置の加速度応答スペクトル図 (2E)

力した地震応答解析 (以下、SHAKE) により耐震設計上の地盤面位置まで引き上げた加速度応答波形を作成し、これを SR モデルの基部へ入力することとした (図-4 参照)。ここで、耐震設計上の地盤面における入力地震動を求めるために、地盤の水平方向の地震応答解析を行うこととし、SHAKE により等価線形の複素応答解析を行った。SHAKE では地盤の非線形性を評価するために各層でひずみ依存特性を設定した。本検討では、参考文献 6) をもとにひずみ依存特性を設定した。

SHAKE により、地盤モデル A と地盤モデル B に対して算出した地表面位置加速度応答スペクトルを図-5 に示す。ここには後述する分離モデルの地盤部のモデルに対する解析から求めた有効入力地震動も合わせて示している。これより、地表面位置では地盤の固有周期付近で増幅するため、地盤モデル A よりも硬質となる地盤モデル B の方が短い周期帯で増幅傾向となることがわかる。

表-4 地盤インピーダンスによるバネ定数と減衰定数

(a)地盤モデル A

		II-I-1	II-I-2	II-I-3
並進	バネ定数(kN/m)	1.995E+5	2.133E+5	2.338E+5
	減衰定数	0.448	0.426	0.414
回転	バネ定数(kN・m/rad)	4.694E+7	4.650E+7	4.470E+7
	減衰定数	0.129	0.130	0.137
連成	バネ定数(kN/rad)	4.965E+5	4.639E+5	4.750E+5
	減衰定数	0.077	0.061	0.086
鉛直	バネ定数(kN/m)	3.004E+6	2.975E+6	2.591E+6
	減衰定数	0.176	0.176	0.197

(b)地盤モデル B

		II-I-1	II-I-2	II-I-3
並進	バネ定数(kN/m)	2.099E+6	2.048E+6	2.024E+6
	減衰定数	0.176	0.174	0.177
回転	バネ定数(kN・m/rad)	1.765E+8	1.752E+8	1.738E+8
	減衰定数	0.100	0.098	0.099
連成	バネ定数(kN/rad)	-6.678E+5	-6.374E+5	-6.204E+5
	減衰定数	0.332	0.340	0.347
鉛直	バネ定数(kN/m)	1.204E+7	1.250E+7	1.230E+7
	減衰定数	0.110	0.102	0.104

(2) 分離モデル

(a) 解析モデルと解析条件

分離モデルにおける橋梁部のモデルは SR モデルと同様であるが、動的相互作用の影響を考慮する目的で、地震時におけるばね定数と減衰定数を評価するために基礎底面を周波数領域で点加振することにより地盤インピーダンスを算出し、周波数に依存した地盤ばねと減衰定数を設定することとした。減衰定数は、実部 K^I および虚部 K^R を用いて式(1)より算出した。

$$h = \sin \left(\frac{1}{2} \arctan \left(\frac{K^I}{K^R} \right) \right) \quad (1)$$

ばね定数、減衰定数ともに周波数が増加すると値が変化するが、解析モデルへ入力するばね定数と減衰定数は、SR モデルの固有値解析結果から得られた橋脚の水平方向の振動が卓越している 1 次モードのばね定数と減衰定数を各入力地震動に対して求め、これをそれぞれの解析に用いることとした。入力地震動ごとのばね定数を表-4 に示す。なお、ここには参考までに減衰定数を示しているが、後述するように分離モデルにおける粘性減衰モデルとしては SR モデルの解析に用いた Rayleigh 減衰を用いたため、これらは解析には用いてない。SR モデルの基礎ばねで算出された並進方向のばね定数 (2.711×10^6) と比較すると、地盤モデル A に対しては 1 割以下、地盤モデル B に対しては 7~8 割程度となっている。また、減衰定数については、地盤モデル A の並進方向で 40% を超えており、発生するひずみの大きさを示している。

分離モデルの橋梁部のモデルに対する解析では、SR モデルの解析と同様に、時刻歴の地震応答解析法 (ニューマーク β 法) を用い、積分時間間隔は 0.002 秒とした。解析には Soil Plus 2008 を用いた。

表-5 固有値解析結果

(a)地盤モデル A

モード	固有周期 T (sec)	振動数 f (Hz)	減衰 定数 hi	有効質量(%)			
				水平方向		鉛直方向	
				比率	累積	比率	累積
1	0.968	1.033	0.138	49%	49%	0%	0%
2	0.407	2.456	0.021	0%	49%	0%	0%
3	0.279	3.589	0.034	0%	49%	23%	23%
4	0.235	4.260	0.136	4%	54%	0%	23%
5	0.151	6.604	0.198	0%	54%	0%	23%
6	0.151	6.604	0.198	43%	97%	0%	23%
7	0.115	8.696	0.183	0%	97%	22%	45%
8	0.082	12.226	0.198	0%	97%	0%	45%
9	0.082	12.230	0.198	0%	97%	55%	100%
10	0.059	16.950	0.020	0%	97%	0%	100%

(b)地盤モデル B

モード	固有周期 T (sec)	振動数 f (Hz)	減衰 定数 hi	有効質量(%)			
				水平方向		鉛直方向	
				比率	累積	比率	累積
1	0.674	1.484	0.064	43%	43%	0%	0%
2	0.407	2.456	0.021	0%	43%	0%	0%
3	0.272	3.679	0.023	0%	43%	19%	19%
4	0.151	6.604	0.198	16%	59%	0%	19%
5	0.151	6.604	0.198	27%	86%	0%	19%
6	0.098	10.198	0.177	11%	97%	0%	19%
7	0.082	12.226	0.198	0%	97%	0%	19%
8	0.082	12.229	0.198	0%	97%	53%	72%
9	0.061	16.454	0.185	0%	97%	28%	100%
10	0.059	16.950	0.020	0%	97%	0%	100%

(b) 固有値解析および粘性減衰モデル

分離モデルの橋梁部のモデルに対する固有値解析結果を表-5 に示す。なお、ここでは標準波 (II-I-1) に対する結果を例として示している。

動的解析における粘性減衰のモデル化においては、異なる減衰モデルを用いるとこれによる影響が支配的になることが予測されたため、ここでは SR モデルと同じ粘性減衰を用いることとして、SR モデルと分離モデルによる地盤インピーダンスの考慮によるばね定数の違いと入力地震動における入力損失の効果に着目した分析が出来るようにした。ここに示す結果は、SR モデルと分離モデルにおける橋梁部のモデルの振動特性の違いを評価するために行った固有値解析の結果である。固有周期を比較すると、分離モデルでは等価剛性による基礎のばね定数が入力されているため、地盤モデル A の固有周期 (0.95~0.97 秒) は SR モデルの固有周期 (0.86 秒) と比べて 1 割程度大きくなった。また、硬質な地盤モデル B の固有周期 (0.67~0.68 秒) は、地盤モデル A の固有周期と比べて 3 割程度短くなった。

(c) 入力地震動の考え方

分離モデルでは、図-6 に示すような二次元の地盤モデルを作成し、動的相互作用の影響を考慮するために有効入力地震動 (無質量の基礎の地震応答値) を算出し、これを橋梁部のモデル (SR モデル) の基部へ入力することとした。有効入力地震動は、基礎と地盤の剛性差による拘束効果の影響により、基礎へ入射する地震動が自由地盤の地震動と比べて低減される入力損失効果が考慮されたものとなる。地盤部のモデルは、地盤とフーチングを平面ひずみ要素、杭を線形梁要素とし、奥行きをフーチ

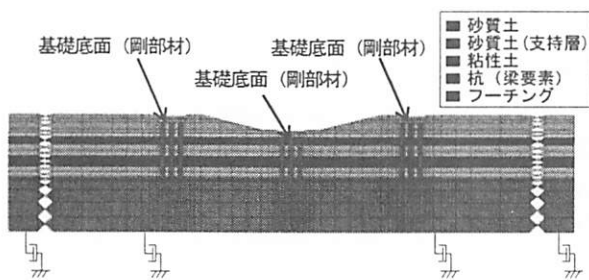


図-6 有効入力地震動算出用の地盤モデル

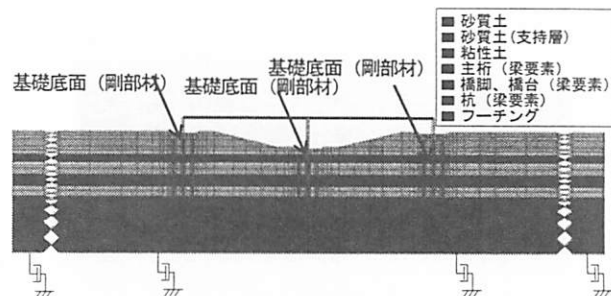


図-7 橋梁と地盤一体モデル

ング寸法 (8.6m) とした。地盤モデルにおけるフーチングの剛性は考慮するが、重量は橋梁部のモデルで考慮するため無質量とした。側方は自由地盤をモデル化し、底面は基盤波 (2E) より粘性境界とするため、水平方向にダンパーを配置した。また、基礎底面には剛の梁要素を配置した。杭基礎と地盤の境界は節点を共有している。

地盤の物性値は、SHAKE で算出した中間橋脚位置での等価剛性、等価減衰である。橋台周辺は橋脚周辺よりも地表面が高くなっているが、橋脚周辺の地盤よりも高い位置にある地盤の物性値については SHAKE による算出値がないため、橋脚位置で算出した最上部の物性値を用いることとした。

地盤部のモデルに対しては、複素応答解析を用いた。

こうして得られた地震動の応答スペクトルは図-5 に示したとおりである。上述のように、有効入力地震動には、入力損失効果が期待できるが、これは地盤の固有周期付近 (地盤モデル A、地盤モデル B に対してそれぞれ 1.1 秒、0.4 秒程度) で最も大きいことが分かる。

分離モデルの SR モデルに対する入力としては、水平成分だけでなく回転成分を考慮することも考えられるが、ここでは、一般に設計に用いられる条件を想定して、水平成分の加速度のみを入力することとした。このため、分離モデルと一体モデルの解析結果の比較においては、分離モデルにおいて回転成分の入力を考慮しなかった影響も含まれることとなる。

(3) 一体モデル

(a) 解析モデルと解析条件

一体モデルは図-7 に示したように、橋梁部 (フーチングより上) のモデルは SR モデル、地盤部 (フーチングを含む) のモデルは分離モデルと同一であり、杭基礎と地盤の境界は節点を共有して一体モデルとした。

(b) 固有値解析および粘性減衰モデル

地盤モデルや入力波形ごとに地盤物性値が異なるが、地盤モデル A に対して入力地震動に II-I-I を考慮する場合を例として一体モデルの固有周期結果を表-6 に、固有値解析により得られた主要な振動モードを図-8 に示

す。ここで、モード減衰定数については、ひずみエネルギー比例減衰法により求めている。地盤の水平方向に卓越する振動モードは、地盤モデル A では 1 次モード、4 次モード、6 次モード、9 次モード、地盤モデル B では 1 次モード、2 次モード、8 次モード、9 次モードである。図-8 から分かるように、いずれのケースも地盤の応答、橋脚の応答が生じているが、1 次モード、9 次モードでは地盤の応答が支配的となっていること、4 次モードでは橋脚の応答が支配的となっていることが推測される。

Rayleigh 減衰は、こうした特性を踏まえて図-9 に示すように橋梁部と地盤部をわけて要素別に設定した。地盤部に対しては、上述のように地盤の水平方向の振動が卓越したと推定される 2 つのモードを用いることとした。一方、橋梁部のモデルに対しては、橋脚の応答が支配的である 2 つのモードの振動数と減衰定数を用いることとした。この結果、橋梁部のモデルの Rayleigh 減衰は、地盤モデル A では SR モデルの Rayleigh 減衰の方が小さく、地盤モデル B では SR モデルの Rayleigh 減衰とおおむね同様となっている。

表-6 地盤モデル A に対する一体モデルの固有値解析結果 (II-I-I の場合)

モード	固有周期 T (sec)	振動数 f (Hz)	減衰 定数 hi	有効質量(%)			
				水平方向		鉛直方向	
				比率	累積	比率	累積
1	1.440	0.694	0.200	55%	55%	0%	0%
2	1.227	0.815	0.201	0%	55%	1%	1%
3	0.909	1.100	0.144	1%	56%	0%	1%
4	0.701	1.427	0.176	6%	62%	0%	1%
5	0.677	1.476	0.218	0%	62%	0%	1%
6	0.578	1.729	0.202	9%	70%	0%	1%
7	0.575	1.739	0.202	0%	70%	8%	9%
8	0.543	1.843	0.166	3%	73%	0%	9%
9	0.490	2.041	0.207	12%	85%	0%	9%
10	0.483	2.069	0.213	0%	85%	0%	9%
11	0.440	2.274	0.231	0%	85%	0%	9%
12	0.435	2.299	0.234	0%	85%	0%	9%
13	0.410	2.438	0.059	0%	86%	0%	9%
14	0.409	2.442	0.222	0%	86%	0%	9%
15	0.402	2.490	0.197	2%	87%	0%	9%
16	0.389	2.571	0.201	0%	87%	3%	12%
17	0.379	2.639	0.210	2%	89%	0%	12%
18	0.376	2.660	0.218	0%	89%	3%	15%
19	0.369	2.709	0.189	0%	89%	0%	15%
20	0.346	2.892	0.191	3%	92%	0%	15%

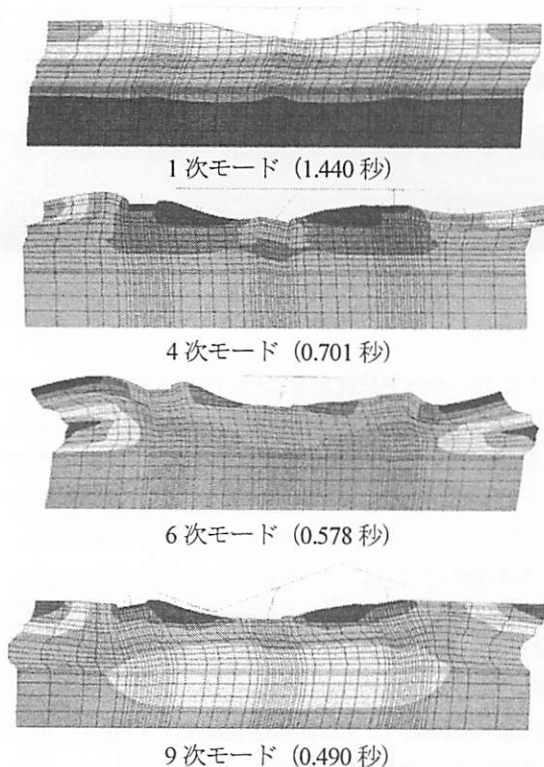


図-8 地盤モデル A に対する一体モデルの固有振動モード (II-I-1 の場合)

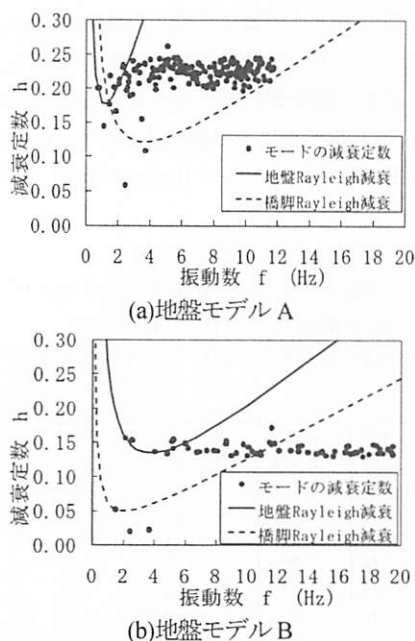


図-9 一体モデルの Rayleigh 減衰の設定

(c) 入力地震動の考え方

一体モデルでは、地盤部のモデルの底面に基盤波を入力して時刻歴応答解析を行った。ここでは、SR モデルと同様に、時刻歴の地震応答解析法 (ニューマーク β 法) を用い、積分時間間隔は 0.002 秒とした。解析は Soil Plus 2008 を用いた。

4. 解析結果

橋脚天端における応答変位を各モデル間で比較した結果を図-10 に示す。また、表-7 は橋脚天端の最大・最小応答変位をまとめた結果である。なお、表-7 には後述する、基礎の回転と並進成分による橋脚天端の応答変位とその寄与率もあわせて示している。

地盤モデル A の場合には、橋脚天端の応答変位は SR モデルが最も大きく、分離モデルと一体モデルではおおむね同程度となっている。ここで、SR モデルの応答が最も大きくなったのは、分離モデルは有効入力地震動を SR モデルの基部へ与え、一体モデルはモデル自体に入力損失効果が含まれるのに対して、SR モデルは SHAKE によって作成した動的相互作用の影響を考慮しない耐震設計上の地盤面における入力地震動を SR モデルの基部へ与えているために、SR モデルでは入力損失の効果を考えていないことが一因であると考えられる。地盤モデル B の場合も同様な条件で検討しているが、橋脚天端の応答変位に関しては各モデル間の応答がほぼ等しくなった。これは、地盤モデル B の場合には、図-5 に示したように構造物の固有周期においては入力損失効果の影響が大きくなかったためと考えられる。

続いて、入力損失効果としては同程度である分離モデルと一体モデルの結果の比較により、橋脚天端の応答変位に対する橋脚の応答や基礎の応答の寄与率について検討することとした。基礎の応答による橋脚天端の応答変位を示した結果が図-11、表-7 であり、橋脚の非線形履歴を示した結果が図-12 である。なお、これらには参考として SR モデルの結果も示している。これによれば、地盤モデル A の場合には分離モデルと一体モデルでは傾向に大きな差があることが分かる。すなわち、基礎の応答の寄与分については、一体モデルは分離モデルの応答の 2 倍程度の応答となっており、一体モデルにおいては基礎の応答の寄与率が 75% 以上と大きい。この結果、一体モデルでは橋脚基部の塑性化の程度が小さく抑えられている。これは分離モデルにおいて回転成分の入力を考慮しなかったためであり、こうしたモデル化の違いにより主として変形が生じる箇所が変わったといえる。これは、地盤モデル A では地盤の応答により杭基礎が大きく変形したためと考えられる。なお、地盤モデル B では地盤モデル A よりも良好な地盤を対象としたため、このような傾向は見られない。

なお、本検討では、杭基礎を線形要素でモデル化しているため、検討の対象としなかったが、このように地盤の応答により基礎の変形が大きく生じる場合には、杭基礎に生じる断面力や塑性化が橋梁の耐震性能に及ぼす影響等についても十分精査する必要がある。

表-7 橋脚天端の最大変位応答値

		SRモデル						分離モデル						一体モデル					
		地盤モデルA			地盤モデルB			地盤モデルA			地盤モデルB			地盤モデルA			地盤モデルB		
		変位(mm)		寄与率 b/a	変位(mm)		寄与率 b/a	変位(mm)		寄与率 b/a	変位(mm)		寄与率 b/a	変位(mm)		寄与率 b/a	変位(mm)		寄与率 b/a
		a.橋脚 天端	b.基礎の 寄与分		a.橋脚 天端	b.基礎の 寄与分		a.橋脚 天端	b.基礎の 寄与分		a.橋脚 天端	b.基礎の 寄与分		a.橋脚 天端	b.基礎の 寄与分		a.橋脚 天端	b.基礎の 寄与分	
Ⅱ-I-1	最大値	202	41	0.20	187	34	0.18	149	46	0.31	160	39	0.24	129	97	0.75	181	32	0.18
	最小値	-190	-40	0.21	-117	-31	0.26	-163	-45	0.28	-76	-53	0.69	-162	-135	0.83	-147	-75	0.51
Ⅱ-I-2	最大値	239	40	0.17	216	42	0.20	182	40	0.22	138	79	0.55	140	126	0.90	205	76	0.37
	最小値	-134	-43	0.32	-100	-26	0.25	-122	-52	0.43	-102	-12	0.12	-162	-148	0.92	-129	-60	0.47
Ⅱ-I-3	最大値	145	42	0.29	140	29	0.20	137	47	0.34	117	38	0.32	154	144	0.93	138	65	0.47
	最小値	-254	-41	0.16	-179	-42	0.25	-183	-43	0.23	-129	-53	0.39	-174	-161	0.92	-218	-80	0.37

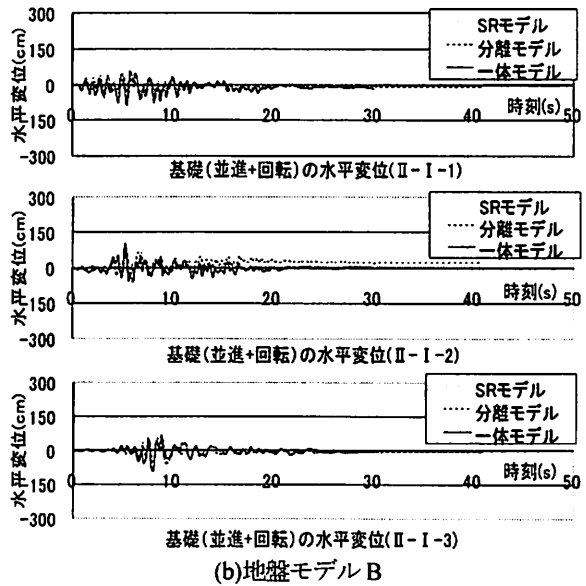
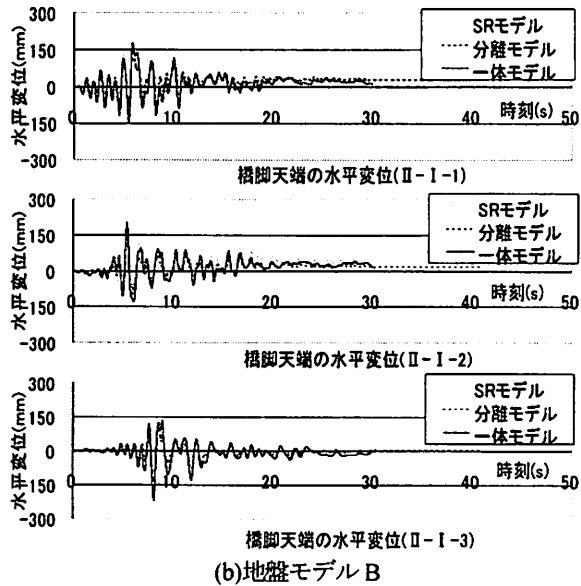
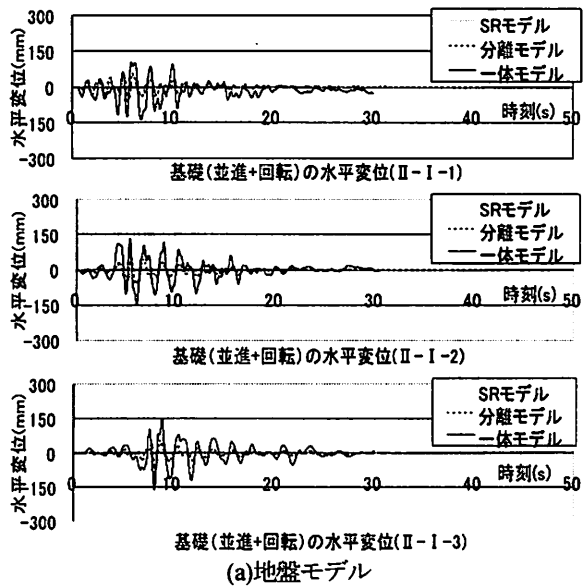
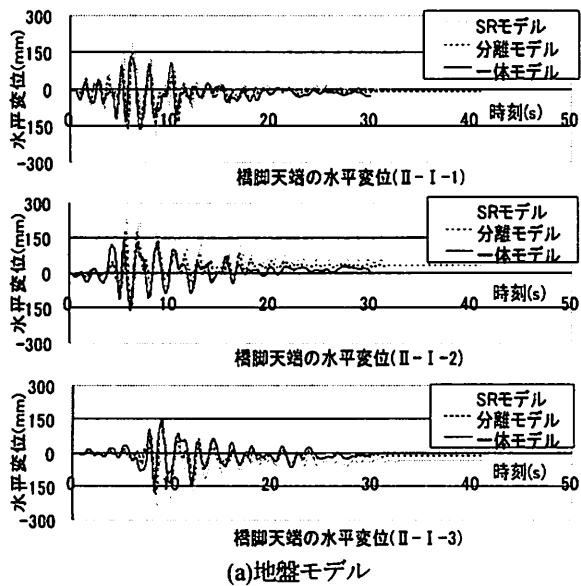


図-10 橋脚天端における応答変位

図-11 基礎の並進+回転による橋脚天端の応答変位

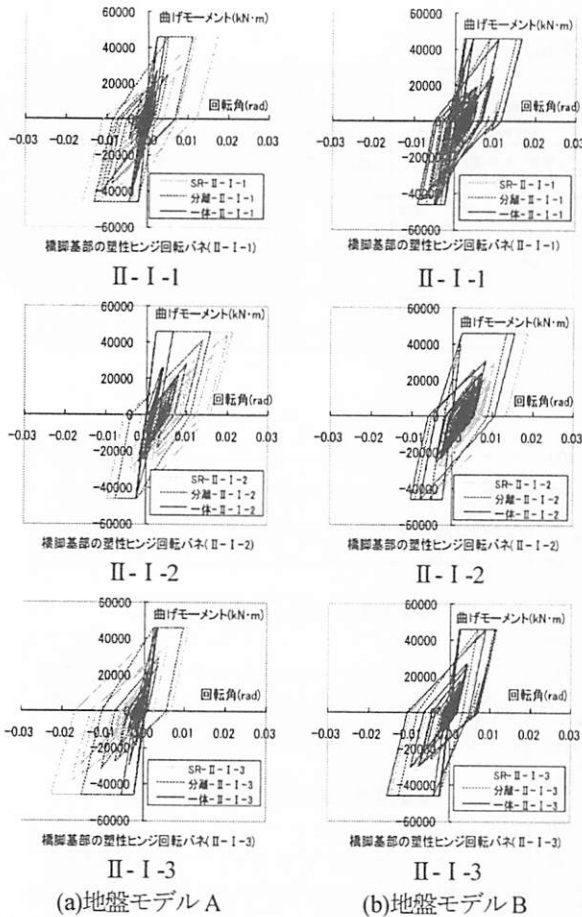


図-12 橋脚基部の塑性ヒンジ部の
曲げモーメント～回転角の履歴

5. 結論

本研究で得られた結論は以下の通りである。

- ・地盤の入力損失効果が顕著に表れる地盤の周期帯と橋梁の周期帯が近い場合には、入力損失効果を考慮しないSRモデルでは、これを考慮する分離モデルや一体モデルに比べて橋梁の地震応答を大きめに評価する。
- ・一体モデルでは、SRモデルや分離モデルでは考慮されない地盤の応答により杭基礎が変形することが考慮されるため、これにより橋脚基部の塑性化の程度が小さめに評価される。この結果、主たる変形が生じる箇所が橋脚基部から基礎へ移行する場合もある。

なお、本研究は、解析モデル間の特性の違いを把握するために行ったものである。これより、地盤条件によっては、一体モデルにより入力損失効果や地盤の応答による杭基礎の変形により、橋脚の塑性ヒンジ部の応答が小さくなることが明らかにされたが、こうした影響を実務設計に取り入れるには、1. においても述べたように、

地盤と構造物の地震時挙動に関して得られている知見がまだ十分ではないことを認識しておく必要がある。このため、今後も様々な観点からの研究の蓄積が必要である。

謝辞

本研究は、地震時保有耐力法に基づく耐震設計法研究小委員会の構造物の非線形地震時挙動の評価法ワーキンググループ（主査は第二著者）の活動の一環として行ったものである。本研究を行うにあたり、ワーキンググループの委員各位から貴重なご助言を頂いた。ここに記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 土木学会耐震工学委員会 動的相互作用小委員会：基礎・地盤・構造物系の動的相互作用－相互作用効果の耐震設計への導入－，1992.9
- 2) 笠井尚樹，渡邊忠朋，谷村幸裕，佐藤勉：耐震性能照査に用いる構造解析モデルの検討，土木学会第57回年次学術講演会，2002.9
- 3) 二井伸一，運上茂樹，遠藤和男：直接基礎の地震応答解析に用いるSRモデルに関する一考察，第8回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2005
- 4) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.3
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V 耐震設計編），2002.3
- 6) 建設省土木研究所：土研資料第1778号「地盤の地震時応答特性の数値解析法」，1982.