

19. 既設橋梁の簡易地震応答解析手法の液状化地盤への適用性

Applications of Simplified Dynamic Response Analysis for Existing Road Bridges in Liquefaction Ground

地象部 岡田 佳久、小川 好、廣島 実

1. はじめに

地震時における地盤の液状化による橋梁の被害は、古くは 1964 年新潟地震でみられ、兵庫県南部地震では阪神高速道路 5 号湾岸線で数多くの被害が確認された。東京のような埋立て地盤やゆるい砂層が厚く堆積した軟弱地盤では、レベル 2 地震動のような大きな地震動が発生すれば広いエリアで液状化が起こる可能性がある。

現在、東京都建設局が管理する橋梁は約 1200 橋ある。これらの橋の架設年代は関東大震災後の震災復興期、第 2 次大戦後の復興期、高度経済成長期の 3 つの時代に分けられる¹⁾。このため、設計基準の違いにより各橋梁の耐震性能は大きく異なっている。そこで、各橋梁の耐震性能を簡易に評価する方法として、東京都土木技術研究所では 2 質点 3 自由度モデル（以下 SR モデル）による簡易な地震応答解析プログラムを開発中である^{2),3),4)}。

SR モデルは、入力地震動の設定や地盤と基礎の相互作用の効果をモデル化するバネ(以下集約バネ)の設定が難しく、SR モデルにおける入力地震動と集約バネの設定に確立された手法はない。構造物の耐震性能を適切に評価するためには、これらが非常に重要な問題となる。

以上のことから、本論文では液状化の可能性の高い地盤に位置する既設橋梁 2 橋を対象とし、液状化地盤における SR モデルの簡易地震応答解析手法を提案し、その解析手法の適用性について検討する。検討方法としては、2 次元有限要素法(以下 2 次元 FEM)による有効応力解析を真値として、SR モデル

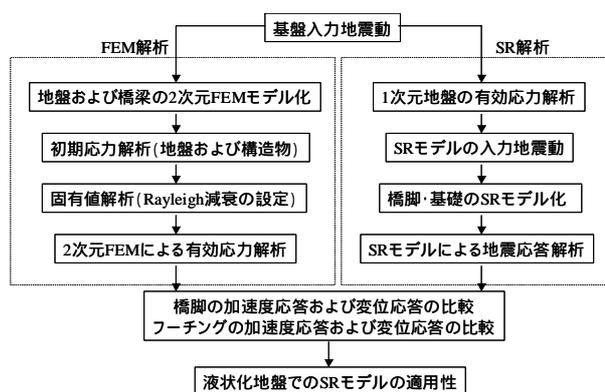


図-1 検討フロー

の集約バネを 3 パターン設定し、図-1 に示すフローにしたがい実行する。

2. 2 次元 FEM による有効応力解析

(1) 解析対象橋梁

解析対象橋梁はレベル 2 地震動時に液状化の可能性が高いと考えられる実橋梁 2 橋とする。

A 橋は昭和 55 年道路橋示方書⁵⁾を適用して設計された橋梁である。上部工は中央径間 2 径間、アプローチ部が左岸と右岸合わせて 11 径間で構成されている。本橋梁は右岸側と比較して左岸側の方が全般的に N 値は低く、左岸で最も液状化の影響を受けると考えられる橋脚を検討対象とする。解析対象とする橋脚は RC 壁式橋脚であり、基礎は場所打ちコンクリート杭 1200×12 本、杭長が 52m である。

B 橋は昭和 39 年鋼道路橋示方書⁶⁾を適用して設計された橋梁である。上部工は河川堤防内が 10 径間、取り付け部が左岸と右岸合わせて 5 径間で構成されている。解析対象とする橋脚は RC 壁式橋脚であり、

表-1 A橋の地盤物性値

土質名	層厚(m)	N値	ρ (kN/m ³)	V_s (m/sec)	修正R-Oモデル			おわんモデル							
					G_0	α	h_{max}	A	B	C	D	Cs/(1+e0)	χ		
層土	0.7	4	16.5	127	27100	0.00005	0.24								
層土	2.845	4	16.5	127	27100	0.00005	0.24	-1.0	1.4	3.0	40.0	0.006	0.11		
細砂	1.5	5	19.5	137	37300	0.00005	0.24	-1.0	1.4	3.0	40.0	0.006	0.11		
細砂	1.4	14	19.5	193	75200	0.00005	0.24	-2.0	1.4	7.0	40.0	0.006	0.20		
シルト質細砂	3.3	4	18.5	127	30400	0.00005	0.24	-1.0	1.4	3.0	40.0	0.006	0.11		
砂質シルト	2.5	2	18.5	126	29900	0.00008	0.22								
シルト質細砂	3.5	4	18.5	127	30400	0.00005	0.24	-1.0	1.4	3.0	40.0	0.006	0.11		
シルト質細砂	6.7	4	18.5	127	30400	0.00005	0.24	-1.0	1.4	3.0	40.0	0.006	0.11		
細砂	4.8	17	19.0	206	82200	0.00005	0.24	-2.0	1.4	7.0	40.0	0.006	0.20		
砂質シルト	5.9	5	17.0	171	50700	0.00008	0.22								
シルト質細砂	8.1	25	18.0	234	103500	0.00005	0.24	-3.0	1.4	10.0	40.0	0.006	0.25		
粘土	7.775	10	17.0	215	80100	0.00020	0.20								
砂	1.2	50	20.0	295	177400	0.00005	0.24								

表-2 B橋の地盤物性値

土質名	層厚(m)	N値	ρ (kN/m ³)	V_s (m/sec)	修正R-Oモデル			おわんモデル							
					G_0	α	h_{max}	A	B	C	D	Cs/(1+e0)	χ		
層土	0.7	6	18.0	182	60800	0.00020	0.20								
層土	0.811	6	18.0	182	60800	0.00020	0.20								
細砂	1.434	2	19.0	101	19800	0.00005	0.24	-1.0	1.4	3.0	40.0	0.006	0.11		
細砂	2.5	2	19.0	101	19800	0.00005	0.24	-1.0	1.4	3.0	40.0	0.006	0.11		
細砂	1.666	2	19.0	101	19800	0.00005	0.24	-1.0	1.4	3.0	40.0	0.006	0.11		
粘土	14.2	2	14.0	126	22700	0.00020	0.20								
細砂	2.9	7	19.0	153	45400	0.00005	0.24	-1.5	1.4	5.0	40.0	0.006	0.22		
粘土	3.9	10	17.0	215	80200	0.00020	0.20								
中砂	7.8	30	20.0	249	126500	0.00005	0.24	-4.0	1.4	12.0	50.0	0.006	0.30		
粘土	5.4	15	17.0	247	169800	0.00020	0.20								
砂	4.13	50	20.0	295	177600	0.00004	0.22								

表-3 A橋とB橋の橋脚物性値

橋梁	要素NO	断面積(m ²)	断面2次モーメント(m ⁴)	単位体積重量(kN/m ³)	ヤング係数(kN/m ²)
A橋	1	69.7	67.144	25	2.35E+07
	2	56.1	54.043		
	3	42.5	40.941		
	4	42.5	40.941		
	5	42.5	40.941		
	6	42.5	40.941		
	7	42.5	40.941		
	8	42.5	40.941		
	9	42.5	40.941		
B橋	1	16.653	6.654		
	2	18.134	6.852		
	3	18.955	7.736		
	4	19.990	8.838		
	5	21.000	10.045		
	6	21.989	11.314		
	7	23.029	12.745		
	8	24.121	14.354		
	9	25.190	16.040		
	10	26.003	17.392		
	11	26.686	18.578		
	12	27.513	20.076		

表-4 A橋とB橋の杭物性値

	GL区間(m)	配筋	断面積(m ²)	断面2次モーメント(m ⁴)	ヤング係数(kN/m ²)
A橋	-4.22 ~ -11.9	D29-30本	1.131	0.1018	2.651E+07
	-11.9 ~ -20.8	D29-20本			2.551E+07
	-20.8 ~ -29.8	D25-20本			2.508E+07
	-29.8以深	D22-20本			2.471E+07
B橋	全区間	-	0.0219	7.90E-04	2.100E+08

基礎は鋼管杭 610×14 本、杭長 40m である。

(2) 解析方法

2次元 FEM による有効応力解析は図-1 に示すとおり、初めに地盤と橋梁を 2次元 FEM でモデル化し、地盤と構造物は別々に静的な自重解析をおこない初期応力を求める。次に、橋梁と地盤全体系の固有値解析を実行し、有効質量比が 90%程度になるように、2つの固有振動数を選択し、Rayleigh 減衰が 0.05 になるように α と β を設定した。

以上の値を初期値として、2次元 FEM による有効応力解析をおこなう。解析には解析コード「DINAS」を用いる⁷⁾。

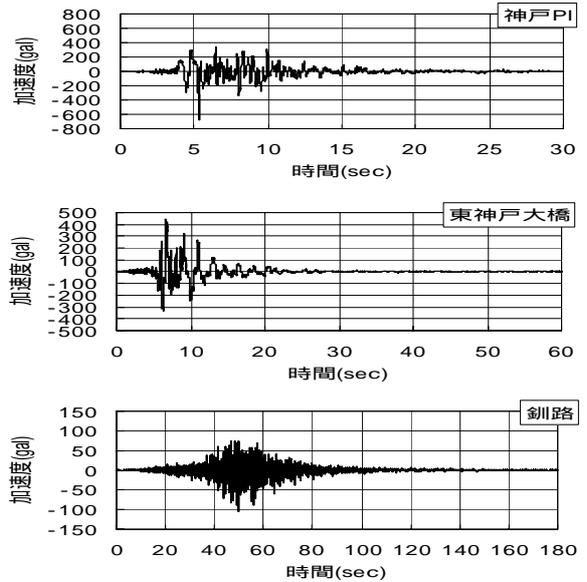


図-2 入力地震動

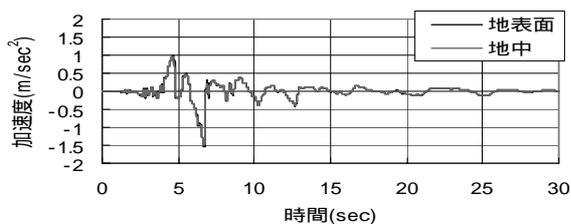
(3) 有効応力解析のモデル化

1) 地盤のモデル化

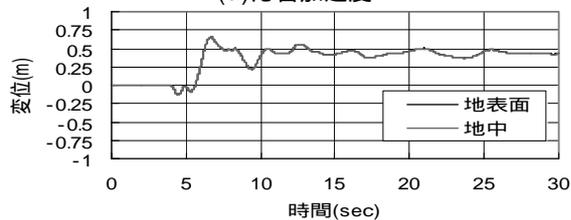
地盤は 4 節点平面ひずみ要素でモデル化する。地盤の応力 - ひずみ関係、およびせん断弾性係数と減衰定数のひずみ依存性については、修正 Ramberg-Osgood モデル(以下修正 R-O モデル)を適用する。また、ダイレイタンス特性にはおわんモデル⁸⁾を用いる。本来ならばこれらのモデルに用いるパラメータについては要素試験等をおこない設定する必要があるが、本論の目的が液状化地盤における SR モデルによる地震応答解析の適用性にあるので、ここでは解析コード「DINAS」のマニュアル⁷⁾に示される標準値を用いる。表-1、2 に A、B 橋の地盤の物性値を示す。また、地下水位については A、B 橋ともに現地盤高さより -0.7m に設定した。

2) 構造物のモデル化

フーチングは 4 節点平面ひずみ要素でモデル化し、橋脚および杭基礎は梁要素でモデル化する。橋脚の復元力モデルには修正武田モデル⁷⁾を用いる。修正武田モデルの除化時剛性低下指数については、平成 14 年道路橋示方書⁹⁾では 0.5、鉄道構造物等設計標準¹⁰⁾では 0.4 を推奨している。鉄道構造物等設計標準のほうが非線形計算を安定しておこなえる範囲が道路橋示方書より広いため、本解析では 0.4 に設定した。表-3 に A、B 橋の橋脚の物性値を示す。A、B 橋ともに橋脚高さにより断面性状が変化するため、



(a) 応答加速度



(b) 応答変位

図-3 地表面と地中での応答の比較(A 橋)

A 橋は 9 要素、B 橋は 12 要素に分割した。

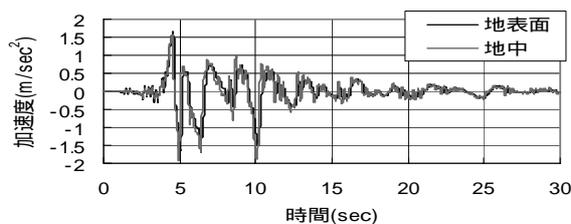
杭基礎については杭の変動によって軸力が変化することが考えられるため、軸力変動を考慮した復元力モデルとし、場所打ち杭の A 橋については修正武田モデル、鋼管杭の B 橋については完全弾塑性モデルを用いる。表-4 に A、B 橋の杭基礎の物性値を示す。表に示されるとおり A 橋の杭の断面特性は地盤の深さにより変化するため、断面が変化するとともに軸力変動に伴うモーメントと曲率の関係を求め、解析に利用した。

3) 解析対象範囲および境界条件

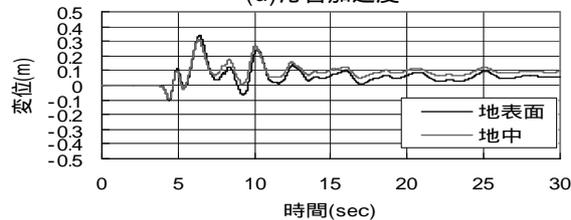
A 橋のフーチン幅が 7.5m、B 橋のフーチング幅が 8.0m であるため、地盤の解析対象範囲は A、B 橋ともにフーチング幅の 10 倍以上として左右それぞれ 90m、奥行きをフーチング幅に設定した。また、側方は水平ローラーでモデル化し、下方は固定境界とした。

(4) 入力地震動

入力地震動は、これまでに地中で観測された大きな加速度波形である兵庫県南部地震の神戸ポートアイランド(図中には神戸 PI と表記)の地中-83m の記録と東神戸大橋の地中-35m の記録¹¹⁾、および 1994 年北海道東方沖地震の釧路の地中-77.45m で観測された 3 波形を用いた。入力地震動 3 波形の時刻歴波形を図-2 に示す。



(a) 応答加速度



(b) 応答変位

図-4 地表面と地中での応答の比較(B 橋)

3. SR モデルによる地震応答解析

(1) 1次元有効応力解析

SR モデルへの入力地震動を算出するために 1 次元地盤における有効応力解析をおこなう。解析は前述の 2 次元 FEM の有効応力解析と同様に、地盤は 4 節点平面ひずみ要素でモデル化し、表-1、2 に示した物性値を用いて自重解析で初期応力を求める。次に、固有値解析を実行し、有効質量比が 90%程度になるように 2 つの固有振動数を選択して、Rayleigh 減衰が 0.05 になるように α と β 値を設定した。

以上の値を初期値として、図-2 に示した入力地震動による 1 次元地盤の有効応力解析をおこなう。本解析においても解析コード「DINAS」⁷⁾を用いる。

(2) SR モデルの入力地震動の評価

SR モデルによる地震応答解析手法の入力地震動として、1 次元地盤の有効応力解析結果の地表面で得られた応答値と、フーチング中心位置での地中の応答値について検討をおこなった。神戸ポートアイランドを入力地震動とした解析結果を図-3、4 に示す。

A 橋については応答加速度および応答変位どちらもほとんど一致した。それに対して、B 橋は地表面と地中において若干異なる傾向が認められた。他の 2 波形においても同様な傾向を示した。このため、本解析では 1 次元地盤の有効応力解析結果のフーチング中心位置での地中で得られた応答加速度を SR モデルによる地震応答解析の入力波形とする。

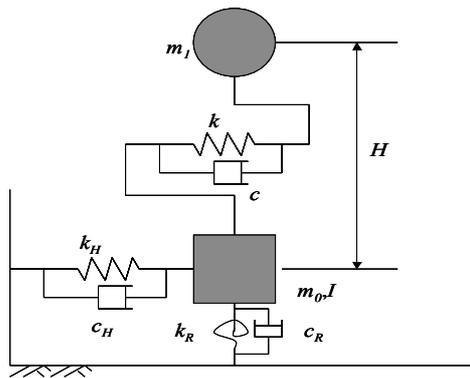


図-5 SRモデル
表-5 A橋とB橋のSRモデル構造

	A橋	B橋
m_1	1.42E+03	8.58E+02
m_0	1.05E+03	6.81E+02
I	7.70E+03	5.08E+03
H	1.13E+01	1.48E+01
k	2.94E+06	2.25E+05

(3) SRモデルの運動方程式の定式化

SRモデルは、図-5に示すような上部構造についてはスウェイ運動(以下並進運動)のみ自由、基礎については並進運動とロッキング運動(以下回転運動)が自由な2質点3自由度モデルである。ここで、 m_1 、 m_0 は上部構造および基礎の質量(t)、 I は基礎の重心に関する回転慣性モーメント($t \cdot m^2$)、 H は2質点間の距離(m)、 k は橋脚のバネ定数(kN/m)、 c は橋脚の減衰係数($kN \cdot sec/m$)、 k_H は地盤と基礎間の並進集約バネ定数(kN/m)、 c_H は地盤と基礎間の並進減衰係数($kN \cdot sec/m$)、 k_R は地盤と基礎間の回転集約バネ定数($kN \cdot m/rad$)、 c_R は地盤と基礎間の回転減衰係数($kN \cdot m \cdot sec/rad$)を表している。

本解析は杭基礎を対象としているため、フーチングの埋め込み深さがその平面規模に比べて浅い。そのため、並進運動と回転運動の連性作用については考慮していない(例えば¹²⁾。したがって、この系の運動方程式は、式(1)のように定式化される(例えば¹³⁾。

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_0 & 0 \\ 0 & 0 & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{Y} \\ \ddot{y} \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c & -c & cH \\ -c & c+c_H & -cH \\ cH & -cH & c_R+cH^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{Y} \\ \dot{y} \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k & -k & kH \\ -k & k_H+k & -k \\ kH & -k & k_R+kH^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Y \\ y \\ \theta \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_0 & 0 \\ 0 & 0 & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{z} \quad (1)$$

ここで、 Y は応答変位(m)、 \ddot{z} は入力加速度(m/sec^2)

である。

(4) 構造物のSRモデル化

A、B橋の上部構造の質量 m_1 は橋脚にかかる上部載荷と橋脚梁部の質量、および橋脚梁部を除いた橋脚の半分の質量を加算したものとする。基礎の質量 m_0 は、橋脚梁部を除いた橋脚の半分の質量とフーチングを付加した値とする。回転慣性モーメント I は、フーチング重心位置でのフーチングと橋脚下側半分の回転慣性モーメントを加えた値とする。また、2質点間の距離 H は、橋脚天端とフーチングの重心位置との距離とする。

橋脚のバネ定数 k および復元力特性は道路橋示方書⁹⁾の地震時保有水平耐力法に準じて水平耐力と水平変位の関係を算出し、完全弾塑性モデルとする。橋脚の減衰係数 c については、両橋梁ともにRC壁式橋脚であることから、道路橋示方書⁹⁾を参考に減衰定数 h を0.1として、後述する集約バネを算定後、固有値解析をおこない剛性比例型として算出する。

以上のことをまとめ、A、B橋の構造物の物性値を表-5に示す。

(5) 集約バネと減衰係数のモデル化

SRモデルでは集約バネのモデル化と減衰係数の値が解析結果に大きな影響を与えることから、本論文では集約バネのモデル化について、3つの設定をおこなう。

第一に、道路橋示方書⁹⁾で固有周期を算定する際に用いる線形の集約バネで設定する。第二には、本解析がレベル2地震動相当を対象としているため、集約バネが非線形性を示すことが予想される。この集約バネの非線形特性が橋脚の地震応答に大きく影響するため、プッシュオーバー解析を実施して、集約バネの非線形復元力のモデル化をおこなう。第三は、地盤の液状化を考慮したプッシュオーバー解析を実施し、集約バネの非線形復元力のモデル化をおこなう。

1) プッシュオーバー解析

解析はフーチングの重心位置に水平力と回転モーメントをそれぞれ載荷して、フーチング重心位置の水平変位または回転角と載荷力の関係を求める。た

だし、フーチングの重心位置に水平力を載荷する時には回転しないよう拘束し、回転モーメントを載荷する時にはフーチングの水平変位を拘束して、フーチングの重心位置に回転モーメントを作用させる。基礎の地震動による応答を考えた場合には、水平力と回転モーメントが同時に作用させた方が好ましいが、水平力と回転モーメントの組み合わせは無数にあることから、土岐ら¹⁴⁾はSRモデルによる解析では多少の精度の低下は許容の範囲としている。そこで本解析でも、水平力と回転モーメントは別々に載荷することにする。それぞれの載荷は、2次元FEMの有効応力解析より求めた変位以上に達するまでおこなう。また、載荷荷重の増分は総載荷ステップ1000回となるように増分を細分化する。

2) 杭のモデル化

杭は梁要素でモデル化する。フーチングは剛体梁要素とし、フーチング側面の地盤の影響は無視する。杭頭はフーチングの剛体梁要素に剛結されているものと考え、杭の復元力特性については2次元FEMと同様に軸力変動を考慮した。また、杭の物性値については前述の表-4に示した値を用いる。

3) 地盤のモデル化

地盤の影響は全てバネに置き換えてモデル化する。杭側面の地盤は水平方向地盤バネで表現する。鉛直方向については周面摩擦を考慮せず、杭先端に鉛直方向地盤バネを設定する。杭先端は堅固な支持地盤に達しているため鉛直方向の変位は小さく、弾性範囲内にあると考えてこのバネは線形モデルとする。これらのバネの剛性と支持力は、道路橋示方書に準じて設定する。しかし、本論文は地盤が液状化したときを対象としている。そのため、地盤の影響をモデル化したバネ剛性は逐次時間により大きく変化している。このことをプッシュオーバー解析に取り込むことは非常に難しい。そこで、液状化の影響を解析に取り込むため、1次元地盤の有効応力解析結果から求めた各地層の最大せん断ひずみをもとにせん断弾性係数の剛性低下率を算出して、その値を地盤健全時のバネ定数に乗算し集約バネの復元力特性を求めた。

SRモデルによる動的解析は、ここで求めた水平力

と水平変位、およびモーメントと回転角を骨格曲線とし、履歴はMasing則にしたがうように、解析コード「DINAS」⁷⁾に一部機能追加して実行した。

4) 地盤と基礎間の減衰係数のモデル化

基礎の減衰係数については、道路橋示方書で基礎の等価減衰定数 h が線形時で0.1~0.3、非線形時で0.2~0.4となっている。そこで、ここでは国土交通省の講習会のテキスト¹⁵⁾に掲載されている式(2)および式(3)から減衰係数に換算する。その際、減衰定数は0.3を用いて減衰係数を算出している。

$$c_H = \frac{2hk_H}{\omega_0} \quad (2)$$

$$c_R = \frac{2hk_R}{\omega_0} \quad (3)$$

ここで、 ω_0 は図-5に示したSRモデルの固有値解析から求めた1次固有円振動数(rad/sec)を表す。

4. 液状化地盤でのSRモデルの適用性

(1) 基礎の応答の比較

図-6,7に神戸ポートアイランドを入力地震動としたA, B橋の基礎の応答加速度を示す。図中に表示している道示、地盤健全時および液状化時とあるのは、集約バネのモデル化の違いを示している。道示は道路橋示方書を参考に線形の集約バネを算定したもの、地盤健全時はプッシュオーバー解析から得られた復元力特性を集約バネに設定したもの、液状化時はプッシュオーバー解析の際に液状化を考慮して得られた復元力特性を集約バネに設定し、SRモデルによる動的解析を実施したものを示している。

応答加速度については両橋梁ともに、集約バネのモデル化によらず、最大値は若干異なるものの2次元FEMの時刻歴波形をほぼ再現できている。

応答変位についてはSRモデルから算出される応答が地盤からの相対変位であることから、1次元有効応力解析結果の基礎中心位置での地盤変位を加算した値と比較する。

神戸ポートアイランドを入力地震動とした応答変位は、図-8,9に示すとおり、最大値については集約

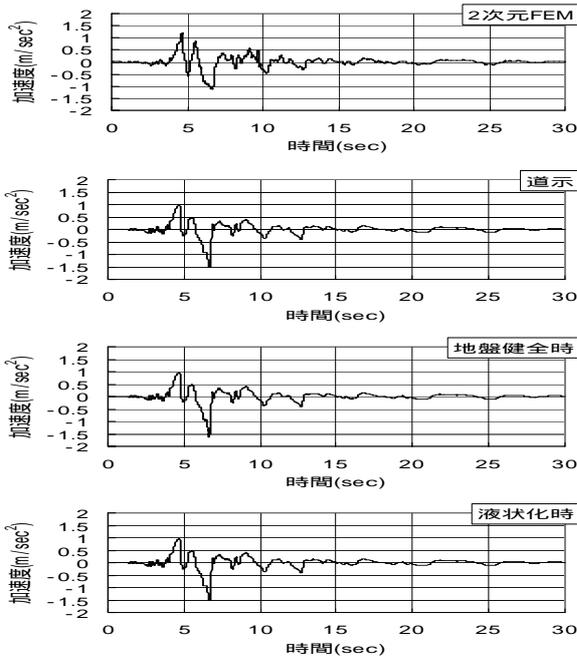


図-6 基礎の応答加速度の比較(A橋)

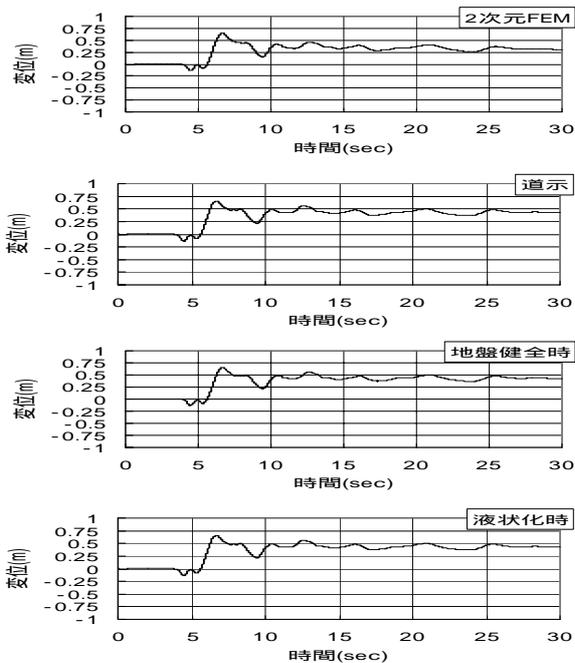


図-8 基礎の応答変位の比較(A橋)

バネのモデル化によらず A 橋がほぼ一致しているのに対して、B 橋では SR モデルのほうが 2 次元 FEM の結果よりも若干大きな値を示すが、残留変位については B 橋がほぼ一致しているのに対して、A 橋では SR モデルのほうが 2 次元 FEM の結果よりも若干大きな値を示している。全体的には、両橋梁とも 2 次元 FEM の時刻歴波形は良く再現できている。これらの傾向は他の 2 波形について同様であった。

(2) 橋脚の応答の比較

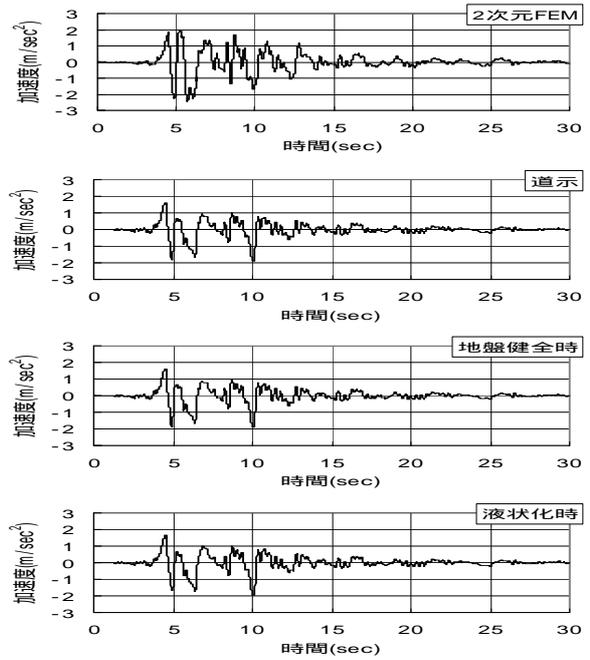


図-7 基礎の応答加速度の比較(B橋)

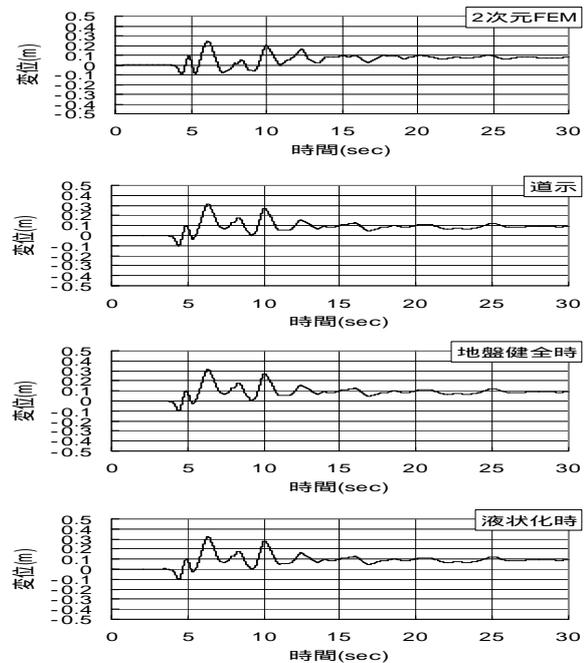


図-9 基礎の応答変位の比較(B橋)

図-10、11 に神戸ポートアイランドを入力地震動とした A、B 橋の橋脚の応答加速度を示す。基礎と同様に両橋梁とも集約バネのモデル化によらず 2 次元 FEM の結果をほぼ再現できている。ただし、減衰機構の違いからか、SR モデルによる動的解析結果よりも 2 次元 FEM の解析結果のほうが、時刻歴波形に高振動成分が認められる。

応答変位については基礎同様に、1 次元有効応力解析結果の基礎中心位置での地盤変位を加算した値

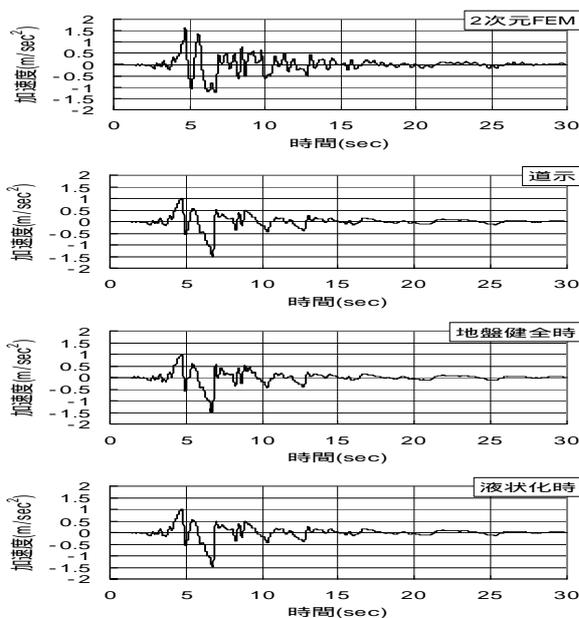


図-10 橋脚の応答加速度の比較 (A橋)

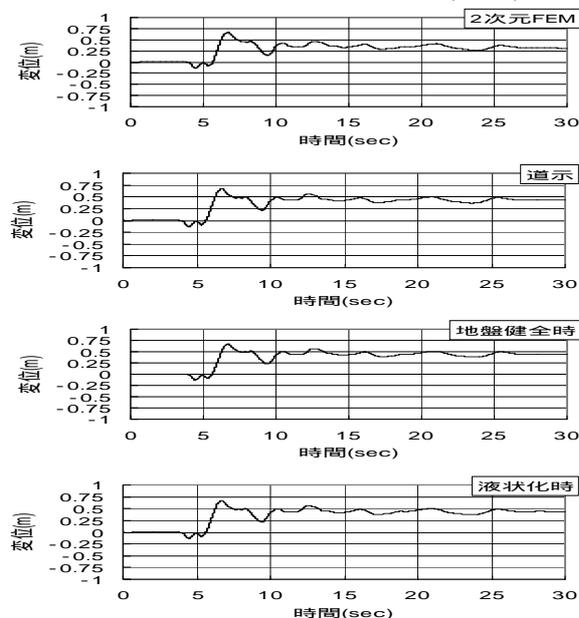


図-12 橋脚の応答変位の比較 (A橋)

で比較している。

神戸ポートアイランドを入力地震動とした応答変位は、図-12、13 に示すとおり、基礎同様に集約バネのモデル化によらない。最大応答変位についてはA橋がほぼ一致しているのに対して、B橋ではSRモデルのほうが2次元FEMの結果よりも若干大きな値を示すが、残留変位についてはB橋がほぼ一致しているのに対して、A橋ではSRモデルのほうが2次元FEMの結果よりも若干大きな値を示している。全体的には、両橋梁とも2次元FEMの時刻歴波形を良く再現できている。これらの傾向は、他の2波形につ

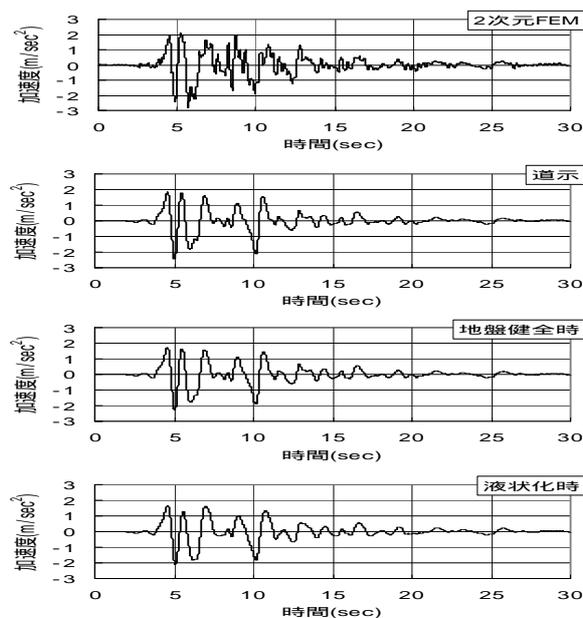


図-11 橋脚の応答加速度の比較 (B橋)

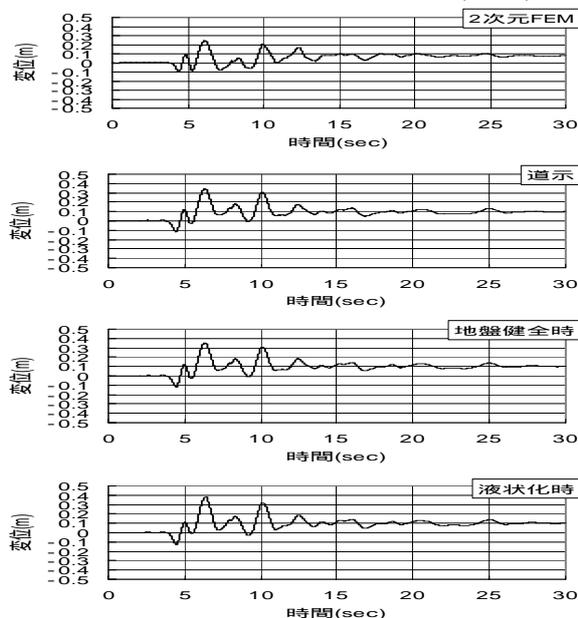


図-13 橋脚の応答変位の比較 (B橋)

いて同様であった。

(3) 橋脚と基礎の応答の比較

ここで再度、図-6～図-13を橋梁ごとに橋脚と基礎を比較する。橋脚と基礎の応答はほとんど同じ挙動をしていることがわかる。これは、図-3、4のSRモデルの入力地震動で示したように、地盤が液状化することによって地盤の変位が卓越し、橋脚に入力される慣性力が小さくなっているためである。したがってこのことが、集約バネのモデル化の違いによる橋脚の応答に顕著に影響しなかったものと考えられる。

以上の解析結果から、1次元地盤の有効応力解析によりSRモデルの入力地震動および地盤変位を求めて、道路橋示方書を参考に橋脚および集約バネをモデル化すれば、SRモデルによる地震応答解析で液状化地盤における橋脚と基礎の挙動が概ね予測できることがわかった。

5. まとめ

本論文ではレベル2地震動時に液状化の可能性の高い地盤に位置する既設橋梁2橋を対象とし、2次元FEMによる有効応力解析を真値として、SRモデルによる地震応答解析手法の適用性について、集約バネを3パターン設定し、影響を比較検討した。

その結果、橋脚や基礎の応答は集約バネのモデル化の違いによる影響は小さく、どのモデルにおいてもSRモデルによる動的解析は2次元FEMの有効応力解析の結果を概ね再現できた。これは、地盤が液状化するため地盤変位が卓越し、SRモデルに入力する地震動が小さくなっていったためである。このこ

とから、1次元有効応力解析によりSRモデルの入力地震動および地盤変位を求めて、道路橋示方書を参考に橋脚および集約バネをモデル化すれば、液状化地盤におけるSRモデルによる地震応答解析手法の適用性は十分にあると考える。

今後はさらに解析事例を増やし、SRモデルによる地震応答解析手法の妥当性の検証をおこなうとともに、東京都の既設橋梁の耐震性能を簡易に判定する指標を作成する予定である。

謝辞

今回動的解析で用いた橋梁の詳細なデータは、東京都建設局の各建設事務所の方々に御協力を頂き、竣工図等の資料を借用させていただきました。また、北海道東方沖の強震記録については独立行政法人港湾空港技術研究所の港湾地域強震観測のデータを使用させていただきました。ここに厚く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 東京都建設局(2004): 東京都の橋
- 2) 岡田佳久・中村正明・小川好(2002): 簡易モデルを用いた構造物の地震応答の検討、平14都土木技研年報、263-272
- 3) 岡田佳久・中村正明・小川好(2003): SRモデルにおける地盤バネ定数と減衰係数の検討、平15都土木技研年報、199-208
- 4) 岡田佳久・小川好・中村正明(2004): ケーソン基礎を対象とした地盤バネ定数と減衰係数の検討、平16都土木技研年報、259-262
- 5) 社団法人 日本道路協会(1980): 道路橋示方書・同解説 耐震設計編(昭和55年5月)
- 6) 社団法人 日本道路協会(1964): 鋼道路橋設計示方書(昭和39年)
- 7) 株式会社CRCソリューションズ: DINAS 使用説明書 Ver.7.0
- 8) 福武毅芳(1997): 土の多方向繰返しせん断特性を考慮した地盤・構造物系の三次元液状化解析に関する研究、名古屋工業大学博士論文
- 9) 社団法人 日本道路協会(2002): 道路橋示方書・同解説 耐震設計編(平成14年3月)
- 10) 運輸省鉄道局監修(1999): 鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計、丸善株式会社
- 11) 財団法人震災予防協会(1998): 強震動アレー観測 NO.3
- 12) 日本建築学会(1996): 入門・建物と地盤との動的相互作用、丸善株式会社
- 13) 柴田明德(1999): 最新耐震構造解析、森北出版
- 14) 土岐憲三・清野純史・小野祐輔・古川愛子(2002): 杭基礎 - 地盤系における非弾性挙動を考慮した相互作用ばねのモデル化について、土木学会論文集 No.710/I-60、235-245
- 15) 2001年版限界耐力の計算例とその解説(2001): 工学図書株式会社