

基礎構造-周辺地盤系の影響を考慮した 入力地震動に関する検討

渡邊 学歩¹・矢部 正明²

¹正会員 博士（工）（株）長大 構造事業本部耐震技術部（〒305-0812茨城県つくば市東平塚730）

²正会員 博士（工）（株）長大 構造事業本部耐震技術部 部長（〒305-0812茨城県つくば市東平塚730）

1. はじめに

構造物に作用する地震動は、基礎構造-周辺地盤系の動的相互作用効果により、地表面上で観測される地震動に比べてその地震動強度が低下することが古くから知られている^{1), 2), 3)}。そのため、実際に構造物に作用する地震動を有効入力地震動、地震動強度が低下することを入力損失と呼ぶことがある。このような現象は、多くの構造物に甚大な被害をもたらした1995年兵庫県南部地震でも観測されている。安井・林・井口らは、中低層の建物を対象に、構造物基礎と地表面上で観測された地震動を比較し、構造物の基礎で観測された最大加速度は近傍の地表面で観測されたそれに比べて3割程度低下すること、1秒よりも短周期側で相互作用効果による入力地震動の低減が認められることなどを報告している^{4), 5)}。

三次元震動破壊実験施設（E-ディフェンス）を利用した構造物の実物大震動破壊実験が行われており、実構造物の地震時破壊メカニズムの解明に期待が高まっている。しかし、E-ディフェンスをもってしても、半無限地盤としての波動の逸散現象等を精度良くモデル化することはできないため、上述した入力地震動の低減効果を再現することは難しい。特に、対象とする構造物の模型が大きくなればなるほど、構造物と遠方地盤間の距離が短くなるため、半無限地盤としての挙動を模型によって実現することはより難しくなる。このような状況下では、E-ディフェンスの加震に用いる地震動（加震のための加速度波形）そのものに入力地震動の低減効果を考慮する必要がある。

ここでは、加震実験に用いる模型構造物を基礎固定とした場合に、加震台に作用させる地震動に相互

作用による低減効果をどの程度見込めばよいかの資料を得るために実施した検討について報告する。具体的には、1基の下部構造（RC橋脚・基礎構造）とそれが支持する上部構造重量を梁要素、周辺地盤を2次元平面ひずみ要素でモデル化し、地盤や橋脚の非線形化と相互作用を考慮した地震応答解析を行い、入力地震動の低減効果について検討を行った。

2. 対象とした地盤と橋梁構造物およびそのモデル化

基礎構造-周辺地盤系の相互作用効果は、対象とする地震動の特性によっても変化する。ここでは、E-ディフェンスで計画されている実大橋梁構造物震動破壊実験で用いられる、JR鷹取駅記録の水平2成分を検討対象とした。本記録は、最大加速度が0.65G（N-S）と0.68G（E-W）で、加速度応答スペクトルの応答レベルが周期1～2秒という比較的長周期領域でも大きくなっている記録である。1995年兵庫県南部地震の際に観測された地震動の中でも、屈指の破壊力を持つ地震動である。

（1）検討対象とした表層地盤と橋梁構造

観測地震動には、震源メカニズムの特性、震源から工学的基盤面までの伝播特性、および、工学的基盤面から地表面にかけての表層地盤の増幅特性の影響が複合した形で含まれている。上述したJR鷹取駅記録は、地表面上で観測された地震動なので、より表層地盤の増幅特性が色濃く反映されている。表層地盤の増幅特性はローカルサイトエフェクトと呼ばれ、観測地点毎に異なる。このような点を考慮して、

表-1 JR 鷹取駅記録観測地点地盤モデル¹⁾

No.	深度 (m)	層厚 (m)	土質名	せん断弾性波 速度(m/sec)	単位体積重量 (kN/m ³)
1	0	0.8	シルト質細砂	137	15.69
2	0.8	2.7	礫混り砂(粗砂)	202	19.61
3	3.5	0.4	粘土	267	16.67
4	3.9	2.3	粘土混り砂	197	17.65
5	6.2	1.9	礫混り砂(粗砂)	249	19.61
6	8.1	2.4	砂質粘土	231	17.65
7	10.5	1.2	粘土混り砂	193	17.65
8	11.7	0.9	礫混り砂(粗砂)	278	19.61
	12.6		工学的基盤	300	20.59

1) H12.2.16道路協会耐震設計分科会提出資料：基盤面におけるタイプⅡの地震動について(暫定提案)
(財)鉄道総合技術研究所：JR地震情報No.23d, 1995年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析(Ⅱ), pp.105~107, 1996.3.

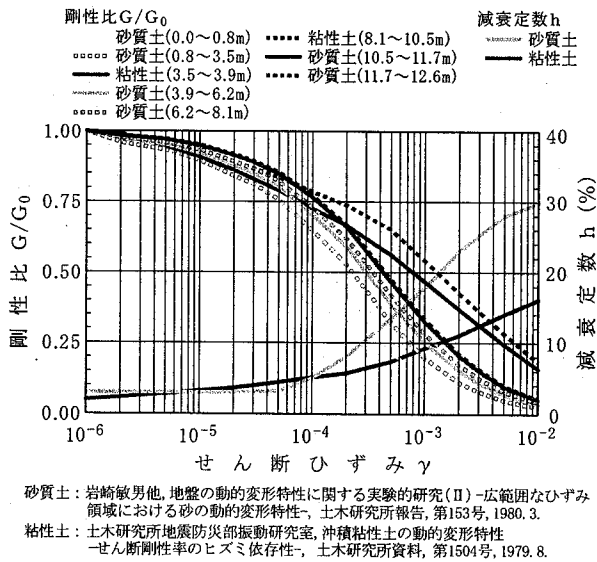


図-1 地盤の動的変形特性

対象とした表層地盤は、JR鷹取駅記録が観測された地盤⁶⁾とし、そこに、1995年兵庫県南部地震で被災した阪神高速道路3号神戸線の高架橋⁷⁾が建設されている場合を想定した。

(2) 重複反射理論(1次元等価線形化法)による工学的基盤面への入射波の推定

JR鷹取駅周辺の地盤調査結果⁹⁾を参考に、表層地盤を表-1に示す8層の成層構造とした⁸⁾。工学的基盤面は、地表面から深さ12.6m位置にせん断弾性波速度 $V_s=300\text{ m/s}$ の層が半無限に連続しているとした。JR鷹取駅周辺の地盤調査では、地盤の動的変形特性($G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係)は得られていないので、旧建設省土木研究所の研究成果^{9),10)}を参考に、図-1に示すようにモデル化した。

地盤の材料非線形性は、等価剛性と等価減衰定数で評価したが、それらを図-1に示した地盤の動的変形特性から求めるために必要な有効せん断ひずみ

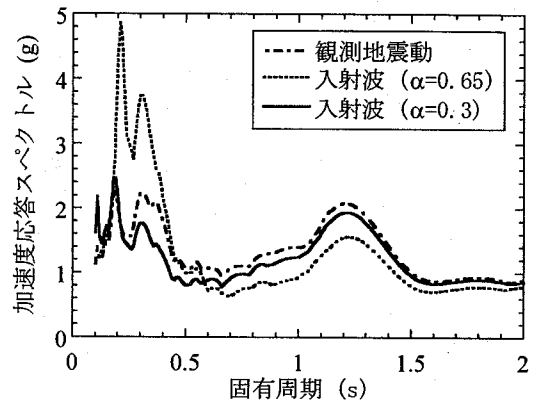


図-2 基盤入射波の加速度応答スペクトル

γ_{eff} は、式(1)によって求めた。

$$\gamma_{eff} = \alpha \cdot \gamma_{max}$$

(1)

ここで、

γ_{max} : 地盤に生じる最大応答せん断ひずみ

α : 等価線形化法において有効せん断ひずみを求める際の係数

解析では、地盤や構造物の地震応答に大きな影響を与えない高振動数成分(10Hz以上)はカットし、推定される入射波に観測地震動(地表面)にはみられない高振動数成分が現れないようにした。

式(1)に示した係数 α の値は、慣用的に0.65という値が用いられることが多いが、実際に観測された地震動がある場合には、その再現性が高い α を用いる必要がある。ここでは、 α を0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.65, 0.7と変化させて、工学的基盤面への入射波の加速度応答スペクトルに、地表面上で観測された地震動にはみられない周期特性が現れないようにした。

図-2は、式(1)において $\alpha=0.65$ と $\alpha=0.3$ とした場合の入射波の加速度応答スペクトル(2E表示)を比較したものである。図には、E-W成分の結果を示してある。また、観測地震動(地表面)の加速度応答スペクトルも併記してある。図より、従来良く用いられてきた $\alpha=0.65$ では、入射波の短周期成分に観測地震動(地表面)にはみられない強い成分が含まれていることがわかる。 $\alpha=0.3$ では、そのような短周期成分はみられず、地表面上と入射波という違いはあるが、解析結果と観測結果の加速度応答スペクトルの周期特性と応答スペクトルレベルの大小関係は整合していることがわかる。タイプⅠ地震動のように、振幅が大きく継続時間が長い地震動では $\alpha>0.65$ 、タイプⅡ地震動のように衝撃的で継続時間が短い地震動では $\alpha<0.65$ とすると良いという報告もあり¹¹⁾、ここでも同様な結果となった。

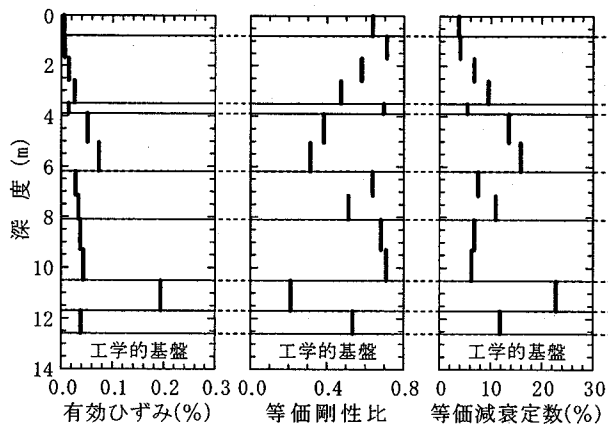


図-3 1次元重複反射理論により求めた各層の有効ひずみ，有効ひずみに相当する等価剛性と等価減衰定数

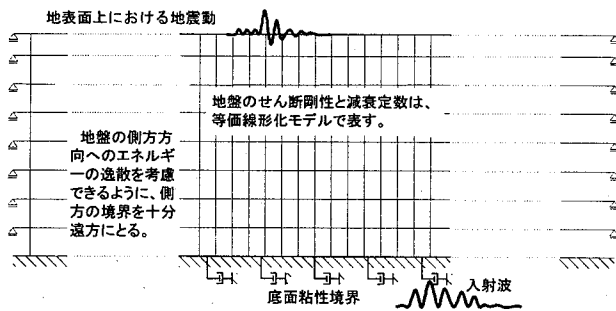


図-4 自由地盤系の解析モデル

図-3は，等価線形解析による繰り返し計算の最終値（収束値）より求めた各層の有効ひずみ，有効ひずみに相当する等価剛性（初期せん断剛性に対する比）と等価減衰定数を示してある。

(3) 2次元FEM解析による自由地盤上地震動の再現解析に用いる解析モデル

表層地盤を1次元モデルから2次元モデルに変更するために，地盤だけを平面ひずみ要素でモデル化した。図-4に解析モデルを示す。解析モデルの奥行き方向の幅は，後述する橋脚—基礎構造—周辺地盤系のモデルを考慮して，フーチング幅（9.5m）とした。淵本らは，地盤・杭・構造系の地震応答を2次元有限要素法解析と3次元有限要素法解析で求め，2次元モデルの地盤の奥行き方向の幅をフーチング幅程度とすることで，2次元の解析結果が3次元の解析結果に近似するとしている¹²⁾。

境界条件として，波動の逸散を考慮できるように底面粘性境界要素を工学的基盤面に設けた。底面粘性境界要素の粘性減衰定数 C_B は，式(2)に示すように，工学的基盤と見なした地盤の密度 ρ とせん断弾性波速度 V_S から物理的に決めることができる。

$$C_B = \rho \cdot V_S \quad (2)$$

側方にも波動の逸散を考慮できるように境界条件を設定する必要がある。側方境界は，底面粘性境界とは異なり，表面波の成分を含む波動を吸収させる必要があり，これに関しては様々な提案がある¹³⁾。ここでは，後述するように地盤や橋脚の非線形性をできるだけ忠実に追跡することを目的としているので，これ以降の解析を全て時間領域で行うことと，底面粘性境界のように物理的に解析モデルのパラメータを容易に決定することができない境界条件は用いないという方針の下，側方境界をローラーでモデル化した。このような古典的な境界条件でも，着目している構造物から側方境界が十分離れていれば側方への波動の逸散現象を適切にモデル化できることが知られており¹³⁾，図-4では，十分遠方（フーチング幅の約10倍の距離＝100m）に水平方向と回転方向は自由，鉛直方向は固定とするローラーを配置した。

表-2の(a)には，解析モデルに与えた地盤の剛性や減衰定数および非線形性の取り扱いについて示す。図-5は，図-4に示した解析モデルの固有値解析より得られた地盤の固有振動モードである。図-4の解析モデルに表-1に示す地盤に生じるひずみが， $\gamma \approx 10^{-6}$ 時のせん断剛性を与えた場合は1次の固有周期は $T_G = 0.23$ 秒，図-3に示す有効ひずみ γ_{eff} に相当する等価剛性を与えた場合は $T_G = 0.37$ 秒となる。初期剛性，等価剛性ともに，1次と2次の固有振動モード形は，図-5のようなモード形が得られている。

地震応答解析で用いる，減衰 $[C]$ は，次式に示すように要素剛性比例型減衰としてモデル化した。

$$[C] = \sum_{i=1}^e \frac{h_i}{\pi f_0} [K_i] \quad (3)$$

$$f_0 = \frac{1}{T_G} \quad (4)$$

ここで，

h_i ：要素 i の減衰定数

f_0 ：基準振動数でここでは，地盤の1次固有周期 T_G から求めた。

要素剛性比例型減衰を用いたのは，全体剛性マトリックスに比例する粘性減衰マトリックスを用いると本来，変形しない剛な部材に数値解析上僅かな変形が生じただけでもその変形が粘性減衰効果に寄与してしまうため，減衰効果が過大に評価されることがあるからである¹⁴⁾。

本論文の主題である入力地震動の低減が，粘性減

表-2 本解析で対象とする自由地盤系モデルおよび基礎構造系一地盤系モデルの解析条件

(a) 自由地盤系モデル

	等価線形モデル	非線形モデル
せん断弾性係数 ^{*1}	$G = G(\gamma_{eff})$	$G_0 = G(\gamma \cong 10^{-6})$
減衰定数 ^{*1}	$h = h(\gamma_{eff})$	$h_0 = h(\gamma_{eff})$
材料非線形モデル	—	双曲線モデル (H-D モデル) 規準ひずみ $\gamma_r : \gamma_{max}$
1次固有周期 T_1 (有効質量比)	0.369 (87 %)	0.226 (84%)
2次固有周期 T_2	0.354	0.0787
有効質量比	7 %	9 %
減衰のモデル化	要素剛性比例型減衰 (基準振動数 $f = 1/T_G$)	

(b) 基礎構造一周辺地盤系モデル

地盤		等価線形モデル		非線形モデル	
	せん断弾性係数*1	$G = G(\gamma_{eff})$		$G_0 = G(\gamma \cong 10^{-6})$	
	減衰定数 h_{SF} *1	$h = h(\gamma_{eff})$		$h_0 = h(\gamma \cong 10^{-6})$	
	材料非線形モデル	—		双曲線モデル (H-D モデル)	
橋脚	橋脚の非線形性	線形	非線形	線形	非線形
	減衰定数 h_p	2%	2%	2%	
	材料非線形モデル	—	Takeda	—	Takeda
基礎	減衰定数 h_F	フーチング 0%, 杭基礎構造 5%			
全体	橋脚系固有周期 T_p	0.44 (有効質量比 6%)		0.43 (有効質量比 4%)	
	全体系固有周期 T_s	0.35 (有効質量比 66%)		0.22 (有効質量比 65%)	
	減衰のモデル化	要素剛性比例型減衰 (基準振動数 $f = 1/T_s$)			

^{*1} 有効ひずみは γ_{eff} : 1次元重複反射理論に基づく等価線形解析で得た最大応答ひずみ γ_{max} から定めた値 ($\gamma_{eff} = 0.3 \times \gamma_{max}$)



(1) 水平1次モード (周期 T_1)



(2) 水平2次モード (周期 T_2)

図-5 自由地盤系の固有振動モード

衰力の過大評価によって生じないようにするために、全体剛性マトリックスに比例する粘性減衰マトリックスではなく、要素剛性比例型の粘性減衰マトリックスを用いた¹⁵⁾。

2次元モデルの地盤の動的変形特性 ($G \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係) は、1次元の等価線形化法から求めた等価剛性モデルと、骨格曲線を双曲線モデル (以後、H-Dモデルとする) で表し、除荷・再載荷の履歴を Masing則でモデル化した履歴モデルの2種類を用いて検討を行った。これは、地盤の非線形モデルが異なっても、前述した入射波を入力地震動として求め

た地表面上の加速度波形が観測地震動を再現できれば、ここで対象としている問題は地盤の非線形モデルの違いによって解が大きく変化するものではないことが確認でき、得られた解の信頼度が増すからである。

(4) 構造物に作用する地震動の推定に用いる解析モデル

図-6は、橋脚—基礎構造一周辺地盤系の解析モデルである。これは、図-4に示した自由地盤をモデル化した2次元FEMモデルに、橋脚とフーチング・杭基礎を表す梁要素を節点を共有する形で追加したモデルである。地盤の奥行き幅は、前述のとおりフーチング幅に等しい9.5mとした。解析モデルに与える地盤の剛性や減衰定数および非線形性の取り扱いについては、表-2の(b)に示した通りである。橋脚の構造減衰定数は2%を基本とした。これは、橋脚の線形域における減衰効果を表したものである。橋脚を

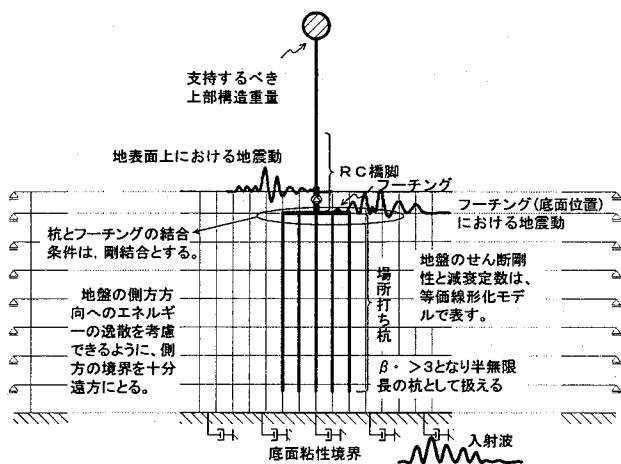


図-6 橋脚—基礎構造—周辺地盤系の解析モデル

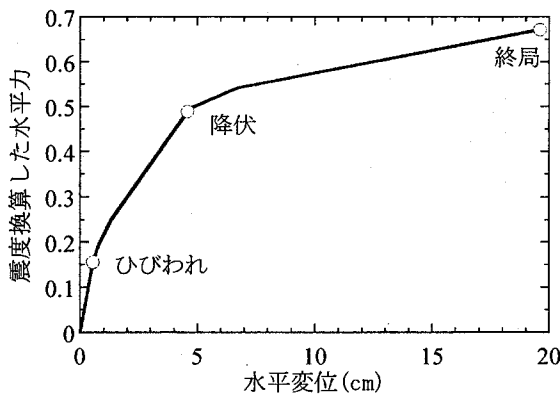


図-7 対象とした橋脚の水平力—水平変位関係



(1) 橋脚の振動が卓越するモード (周期 T_p)



(2) 地盤の振動が卓越するモード (周期 T_s)

図-8 橋脚—基礎構造—周辺地盤系の固有振動モード

線形梁要素でモデル化する場合には、等価減衰定数として5%が用いられることが多いが各解析ケース間の応答を比較しやすいように2%で統一した。線形梁要素でモデル化した杭基礎(杭体)の等価減衰定数は、5%とした。

橋脚は段落しを有するRC橋脚であり、軸方向鉄筋の変化に応じて曲げモーメント—曲率関係を変化させ、履歴特性をTakeda型モデルで表した⁷⁾。図-7は、非線形梁要素でモデル化したRC橋脚の上部構造慣性力作用位置で荷重を漸増载荷して得られた荷重—変位関係である。縦軸の水平力は、支持する上部構造重量で除してある。これより、水平震度が約0.5で、橋脚としての降伏に達している。

前述したように、JR鷹取駅記録が観測された表層地盤に、別の地点に建設されていた道路橋を持ってきたので、杭基礎が半無限長の杭として挙動するかをチェックした。地盤の剛性として微小ひずみ時の剛性を用いて求めた杭の特性値 β と杭長 l から求められる βl は、 $\beta l = 3.98 > 3$ となり、半無限長の杭として挙動することが確認できた。

固有振動モードは図-8に示すように、水平1次モード($T = T_p$ 、有効質量比約5%)では橋脚のみが振動し、水平2次モード($T = T_s$ 、有効質量比約65%)では橋脚—基礎構造—地盤が一体となり振動する。

粘性減衰マトリックスは、前述した要素剛性比例型減衰としてモデル化した。

3. 2次元FEM解析による地盤モデルの地震応答

(1) 等価線形化モデルを用いた地盤の地震応答解析

図-9は、表-2の(a)に示した等価線形モデルを用いて求めた地表面における地盤の地震応答を示す。図の(a)は、加速度波形を比較したものである。入射波は、10Hz以上の高振動数成分をカットして推定されているために、解析より求めた地表面上の加速度波形には、観測地震動の波形にみられる高振動数成分が混在していないが、両者の波形は良く近似していることがわかる。最大加速度が解析の方が小さいのも、10Hz以上の高振動数成分をカットして入射波を推定しているからである。

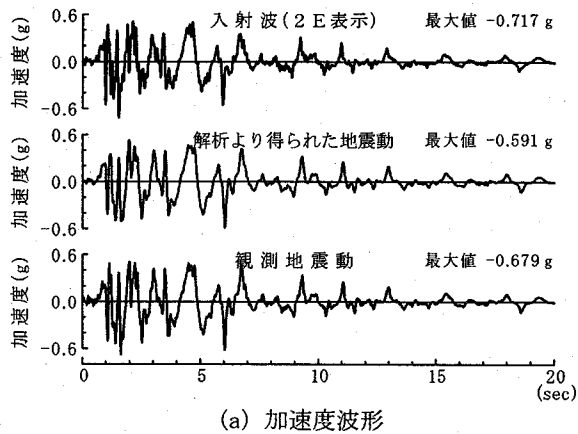
図の(b)は加速度応答スペクトルである。周期0.2秒よりも短周期側で、解析より得られた加速度応答スペクトルの応答レベルがわずかに小さくなっている点を除けば、周期特性と応答レベルとも良く近似していることがわかる。

図の(c)はフーリエスペクトルである。解析結果と観測結果は、良く近似していることがわかる。

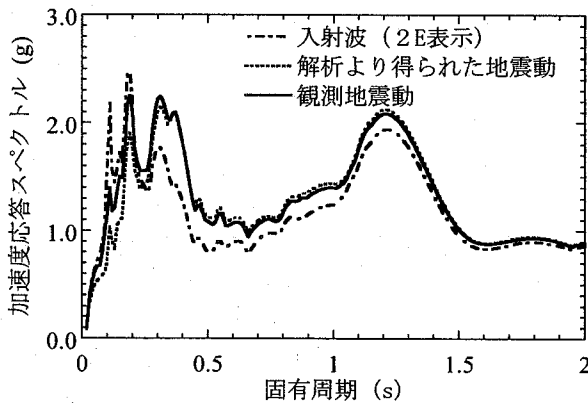
以上より、等価剛性と等価減衰定数を用いた2次元FEM解析モデルは、重複反射理論(1次元等価線形解析)と同程度の精度で観測地震動を求めることができるようにモデル化されていることがわかる。

(2) 履歴モデルを用いた地盤の地震応答解析

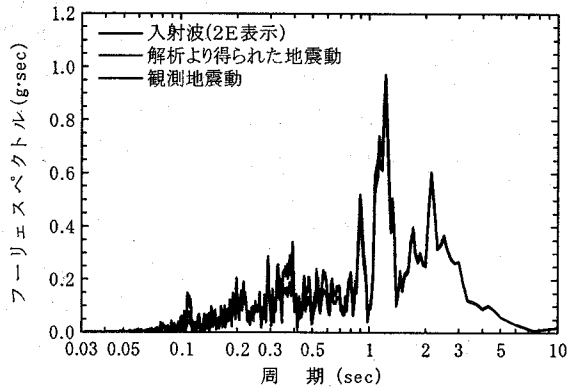
地盤材料の動的変形特性($G \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係)の変化を、時々刻々と考慮することができるH-Dモデルを用いた非線形動的解析を行った。H-Dモデルを作成する際の規準ひずみは、1次元等価線形解析より得られた応答せん断ひずみ $\gamma_{\max}$ を参考に、H-Dモデルが、その付近の動的変形特性を精度良く追跡できるように定めた。



(a) 加速度波形



(b) 加速度応答スペクトル

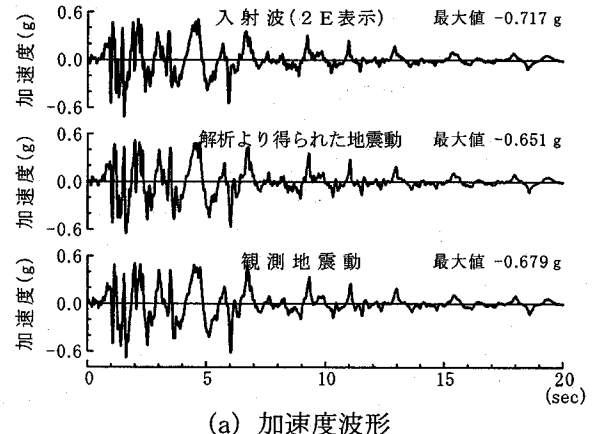


(c) フーリエスペクトル

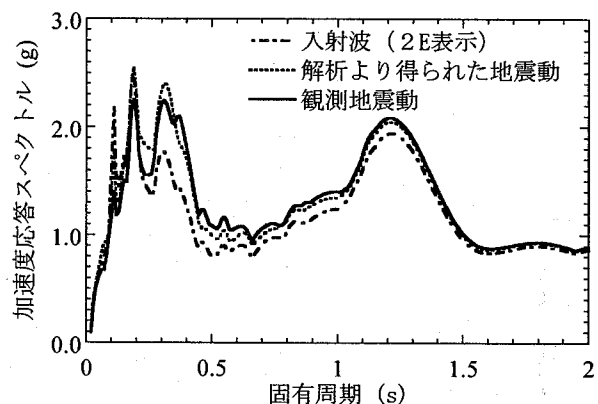
図-9 JR 鷹取駅構内地盤を対象とした2次元 FEM 解析による、自由地盤上の応答（等価線形化モデル）

図-10は、H-Dモデル（標準ひずみ γ_r を $\gamma_r = \gamma_{\max}$ ）を用いた場合の、地表面における地盤の地震応答である。図の(a)より、等価線形化モデルを用いた場合と同様に、解析より得られた地盤の加速度波形は観測波形をよく再現しており、加速度応答のピーク値も-0.65gとなり、等価線形化モデルを用いた場合よりも観測地震動に対する近似度が高くなっていることがわかる。

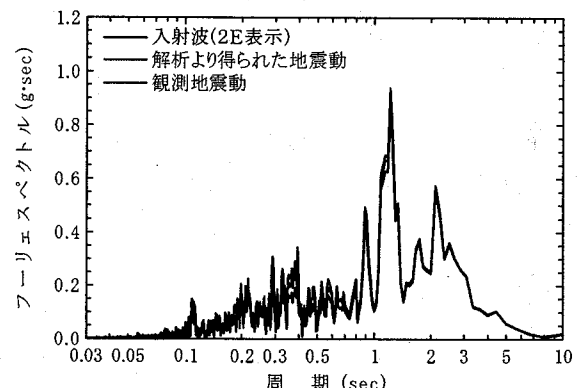
図の(b)に示す加速度応答スペクトルは、等価線形化モデルでは近似度が低かった周期0.2秒より短



(a) 加速度波形



(b) 加速度応答スペクトル



(c) フーリエスペクトル

図-10 JR 鷹取駅構内地盤を対象とした2次元 FEM 解析による、自由地盤上の応答（非線形モデル）

周期側で解析結果と観測結果の近似度が向上していることがわかる。しかし、等価線形化モデルでは良く近似していた0.4秒付近の加速度応答スペクトルの近似度は低下している。

周期0.2秒よりも短周期側の近似度が改善されたのは、地盤に生じるせん断ひずみが小さい領域では、H-Dモデルのせん断剛性 $G(\gamma)$ が等価線形モデルの等価せん断剛性 $G(\gamma_{\text{eff}})$ に比べて大きく、短周期成分が等価線形化モデルよりも強くでるモデルとなっているからである。

図の(c)に示すフーリエスペクトルは、等価線形化モデルと同様に解析結果と観測結果は良く近似していることがわかる。

以上より、地盤の非線形特性をH-Dモデルで表した2次元FEM解析モデルは、重複反射理論（1次元等価線形解析）によって推定された入射波を作用させても地表面上の加速度波形を精度良く求めることができるようにモデル化されていることがわかる。

4. 2次元FEM動的解析による橋脚—基礎構造—地盤系モデルによる相互作用効果の検討

(1) 地盤の非線形性を等価線形化モデルとした場合

図-11は地盤を等価線形モデルで表し、橋脚を線形梁要素でモデル化した場合の橋脚—基礎構造—周辺地盤系の地震応答を示す。応答加速度の着目点は、図-12に示すように、上部構造慣性力作用位置、橋脚基部、フーチング上の縁端、遠方地盤上である。

橋脚を線形構造物とした場合、上部構造慣性力作用位置での最大加速度応答 $-0.90g$ は、橋脚基部での最大加速度応答 $0.47g$ の概ね2倍となっている。橋脚基部（フーチング上中央）やフーチング上の縁端の最大応答加速度は、遠方地盤での最大応答加速度の約80%と小さくなっている。図の(b)に示す加速度応答スペクトルを橋脚基部と遠方地盤と比較すると周期1.0秒よりも短周期側で橋脚基部の応答レベルが小さくなっていることがわかる。

(2) 地盤の非線形性をH-Dモデルとした場合

図-13と図-14は、地盤の非線形性をH-Dモデルで表したときの橋脚—基礎構造—周辺地盤系の地震応答を示したものである。図-13は橋脚を線形梁要素、図-14は橋脚を非線形梁要素でモデルした場合の結果である。

両図の(a)を比較すると橋脚の非線形性を考慮した場合とその影響を無視した場合で上部構造慣性力作用位置の応答加速度が大きく異なっているにもかかわらず、橋脚基部や遠方地盤上の応答加速度には大きな差が生じていないことがわかる。

同様に、両図の(b)に示した加速度応答スペクトルも橋脚の非線形性の有無の影響はほとんど現れていないことがわかる。注目すべきは、図-10に示した地盤の非線形性を等価線形化モデルで表した場合よりも、橋脚基部の加速度応答スペクトルが遠方地盤のそれよりも小さくなる周期帯が、周期0.6秒よりも短周期側となっており、その範囲が狭くなっていることである。

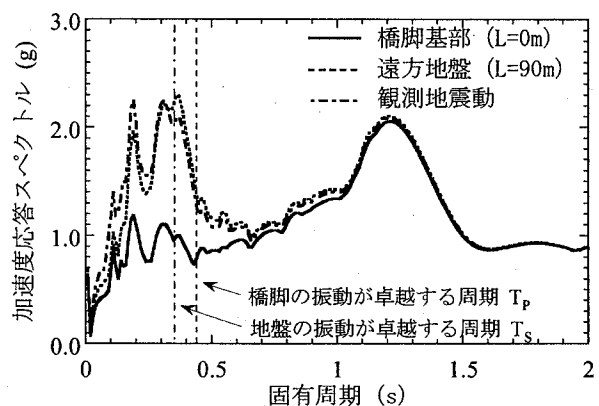
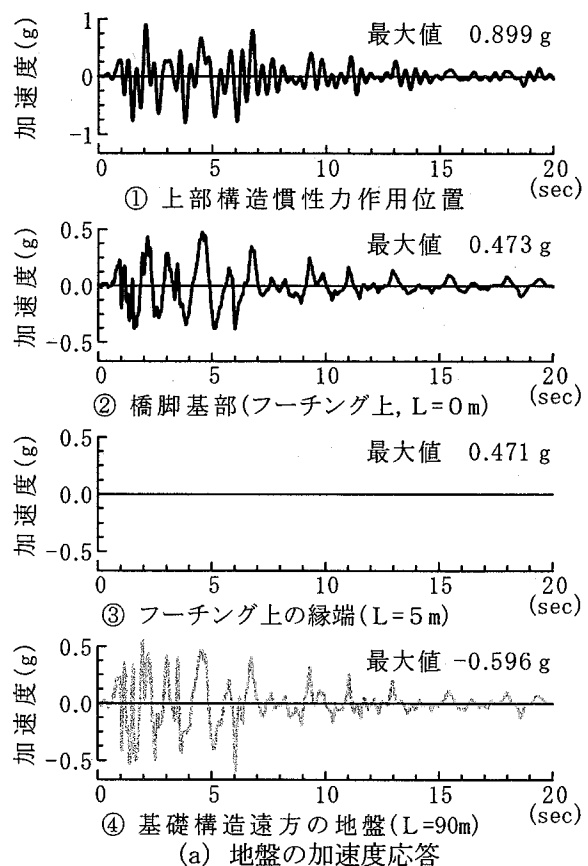


図-11 JR 鷹取駅構内地盤を対象とした2次元 FEM 解析による、橋脚—基礎構造—地盤系の応答（地盤：等価線形、橋脚：線形）

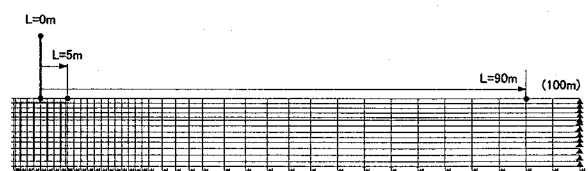


図-12 加速度波形（地震動）の着目地点

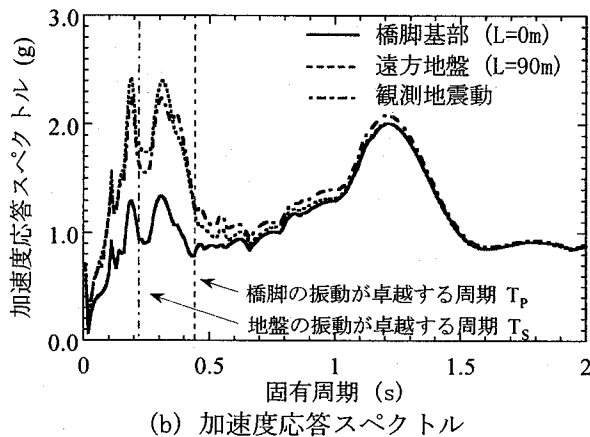
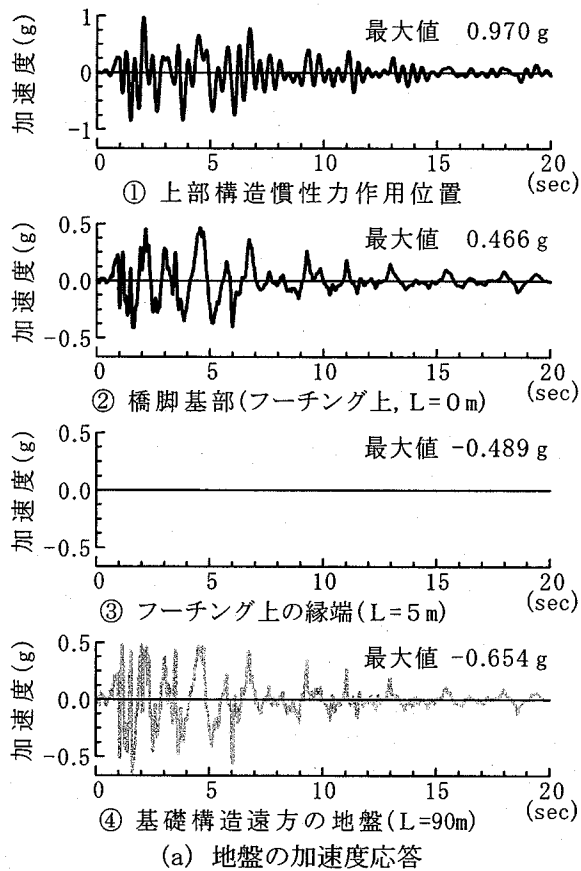


図-13 JR 鷹取駅構内地盤を対象とした2次元 FEM 解析による、橋脚-基礎構造-地盤系の応答 (地盤：非線形、橋脚：線形)

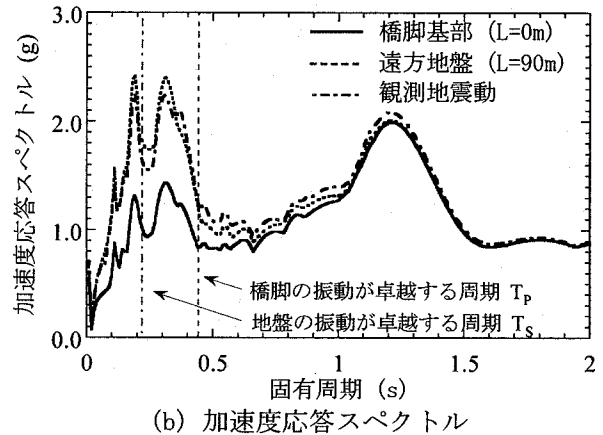
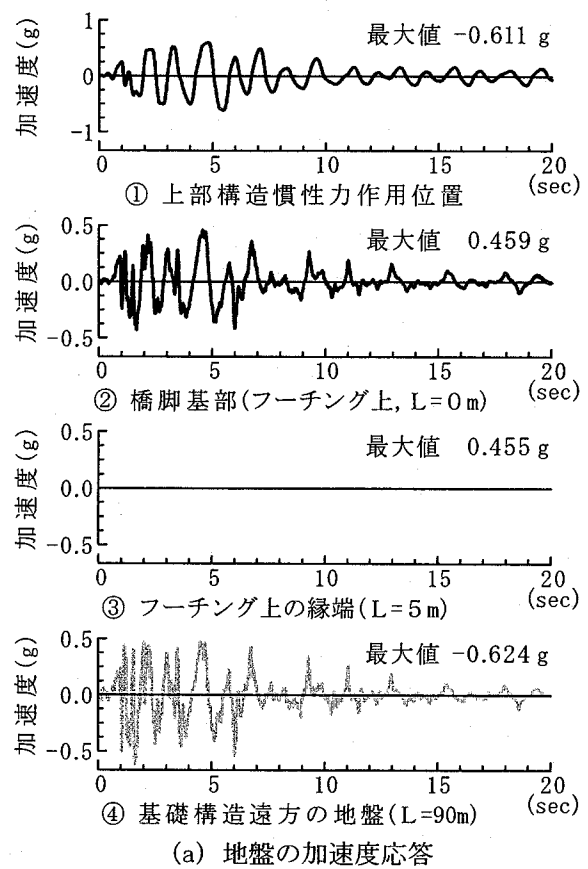


図-14 JR 鷹取駅構内地盤を対象とした2次元 FEM 解析による、橋脚-基礎構造-地盤系の応答 (地盤：非線形、橋脚：非線形)

5. 相互作用を考慮した入力地震動の低減効果

図-15は、図-11と図-13および図-14の(b)に示した橋脚基部と遠方地盤の加速度応答スペクトルの比を整理したものである。図の(1)は、地盤を等価線形化モデルとした場合とH-Dモデルを用いた場合の比較で、橋脚は線形梁要素でモデル化されている。図の(2)は、地盤はH-Dモデルを用い、橋脚を線形梁要素でモデル化した場合と非線形梁要素でモデル化した場合を比較したものである。図には、JR鷹取駅記録

のN-S成分とE-W成分に関する結果を示してある。地盤や橋脚のモデル化の違いに関係なく、低減率の最大値は、何れの場合も約50%である。

図の(1)より、地盤の非線形性を等価線形化モデルとした場合とH-Dモデルとした場合では、等価線形化モデルの方が僅かに低減率が大きく得られていることがわかる。注目すべきは、等価線形化モデル、H-Dモデルともに、橋脚の動きが卓越する固有振動モードの固有周期よりも長周期側では、入力地震動の低減率が急激に低下している点である。特に、H-

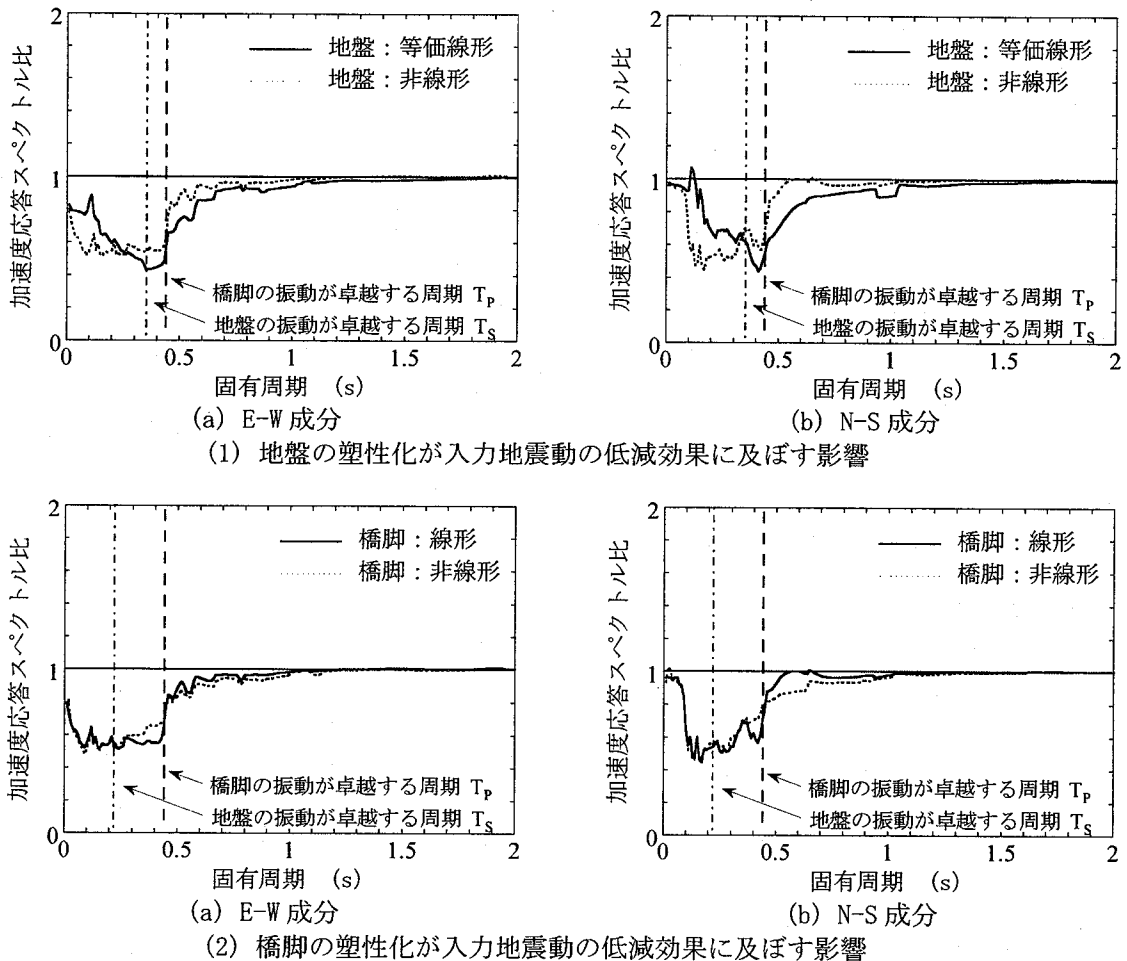


図-15 JR 鷹取駅構内地盤を対象とした地震応答解析による基礎構造－周辺地盤系の入力地震動の低減効果

Dモデルの低減率は急激に低下していることがわかる。

図の(2)より、橋脚の応答が非線形域に入ると、低減率が小さくなることがわかる。低減率の変化の様子も異なり、橋脚が線形域にある場合は、地盤の動きが卓越する固有振動モードの固有周期から橋脚の動きが卓越する固有振動モードの固有周期の間で低減率はほぼ一定である。しかし、橋脚の応答が非線形域に入ると、地盤の動きが卓越する固有振動モードの固有周期から徐々に低減率が低下していることがわかる。

橋脚の動きが卓越する固有振動モードの固有周期よりも長周期側で入力地震動の低減効果が小さくなるという事象は、平成12年6月に改められた建築基準法施行令の限界耐力計算法の中に導入された動的相互作用効果にも反映されている¹⁶⁾が、時々刻々と上部構造物の剛性（固有周期）が変化する問題に関しては、まだ多くの検討が必要となる。

地盤や橋脚の非線形モデルの違いにかかわらず、周期1.0秒よりも長周期側では、入力地震動の低減

効果をほとんど期待できないことがわかる。これに関しても、地盤や橋脚の動的特性だけでなく、入力地震動の特性も影響を与えている可能性があり、今後の検討課題である。

6. 結論

地盤を2次元平面ひずみ要素でモデル化し、1基の下部構造（RC橋脚－杭基礎系）とそれが支持する上部構造重量からなる構造系に作用する地震動が、動的相互作用によってどの程度低減するかを解析的に検討した。たった、1種類の地盤と構造物および地震動を対象とした検討なので普遍的なことは言えないが、次のような結果が得られた。

- 1) 入力地震動の低減効果は、最大で約50%と大きい。橋脚の動きが卓越する固有振動モードの固有周期よりも長周期の領域ではその効果が急激に低下し、周期1秒よりも長周期側では低減効果は期待できなくなる。

- 2) 地盤の非線形性を等価線形化モデルで表した場合よりも、H-Dモデルのような履歴モデルで表した場合の方が、低減効果は小さく、橋脚の動きが卓越する固有振動モードの固有周期よりも長周期の領域での低下も急激である。
- 3) 橋脚が線形地震応答する場合よりも非線形地震応答する場合の方が、低減効果が小さい。これは、橋脚が非線形応答する時の低減効果は、地盤の動きが卓越する固有振動モードの固有周期を起点として緩やかにその効果が低下し始めるからである。
- 7) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，p.146，1995。
- 8) (財)鉄道総合研究所：JR地震情報No.23d 1995年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析（II），pp.105-107，1996。
- 9) 岩崎敏夫，龍岡文夫：地盤の動的変形特性に関する実験的研究（II）－広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性－，土木研究報告，第153号，1980。
- 10) 土木研究所地震防災部震動研究室：沖積粘土の動的変形特性－せん断剛性率のひずみ依存性－，土木研究所資料，第1504号，1979。

参考文献

- 1) 山原浩：地震時の地震動と地震波の入力損失（第1報），日本建築学会構造系論文集，第165号，pp.61-66，1969。
- 2) 山原浩：地震時の地震動と地震波の入力損失（第2報），日本建築学会構造系論文集，第167号，pp.25-30，1970。
- 3) 石井清，山原浩：大型地下タンクの実測記録による地震波の入力損失の検討，第312号，pp.54-61，1982。
- 4) 安井譲，井口道雄，赤城久真，林康裕，中村充：1995年兵庫県南部地震における基礎有効入力動に関する考察，日本建築学会構造系論文集，第512号，pp.111-118，1998。
- 5) 林康裕，藤森健史，安井譲，井口道雄：1995年兵庫県南部地震における相互作用効果と建物応答，日本建築学会構造系論文集，第520号，pp.45-51，1999。
- 6) H12.2.16道路協会耐震設計分科会提出資料：基盤面におけるタイプIIの地震動について（暫定案）
- 11) 日本建築学会：地盤震動－現象と理論－，pp.272-278，1996。
- 12) 淵本正樹，田蔵隆：2次元有限要素法による地盤・杭・構造物系の地震応答解析における地盤の奥行き方向解析幅に関する一考察，清水建設研究報告，第73号，pp.35-46，2001。
- 13) (社)地盤工学会：地盤の動的解析－基礎理論から応用まで－，pp.87-88，2007。
- 14) 吉川博，並川賢治，溝口孝夫，山口宏樹，矢部 正明：短リンクを有する斜張橋の複合非線形応答に現れる飛び移り現象とその解決，土木学会地震工学論文集Vol.2（CD-ROM），2003。
- 15) 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等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.421-432，2000。
- 16) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計，pp.109，2006。