応用力学論文集 Vol.12, pp.1037-1044 （2009 年 8 月） 土木学会

余震の影響を考慮した構造物－地盤系の耐震性能評価に関する基礎的研究

Seismic performance evaluations of soil-structure interaction system due to aftershocks

木村 至伸*, 久保 直哉**, 河野 健二*** , 市来 佐和子****
Yukinobu KIMURA, Naoya KUBO, Kenji KAWANO and Sawako ICHIKI

*博（工） 鹿児島大学大学院理工学研究科 助教 海洋土木工学科専攻 （〒890-0065 鹿児島市郡元 1 丁目 21-40）
** 修（工） 鹿児島市役所（〒892-8677 鹿児島市山下町 11-1）
***工博 鹿児島大学大学院理工学研究科 教授 海洋土木工学専攻 （〒890-0065 鹿児島市郡元 1 丁目 21-40）
****鹿児島大学大学院 理工学研究科 博士前期課程 海洋土木工学専攻（〒890-0065 鹿児島市郡元 1 丁目 21-40）

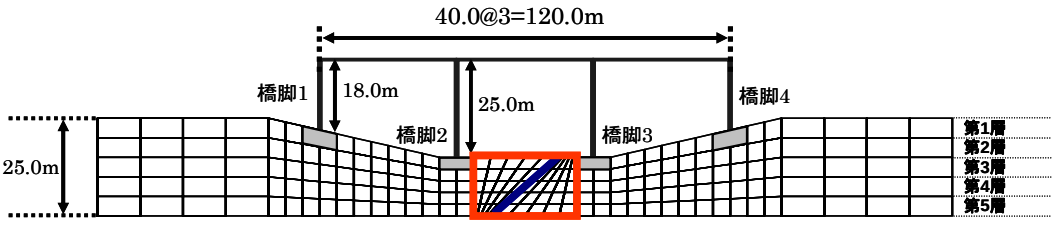
The nonlinear dynamic response behaviors give important roles on seismic performance evaluations for the soil-structure interaction system. Moreover, since the damage of structure is increased by the effect of the aftershock, it is necessary to clarify the accumulative damage on the performance-based design due to aftershock. In the present study, the nonlinear seismic response analyses are carried out for a steel-pier-girder system with soil-foundations represented by 2-dimensional FEM, and the seismic performance evaluation is examined with cumulative damage caused by aftershocks. It is shown that in order to perform the reliable evaluations on the structural performance on the soil-structure interaction system against severe earthquakes, it is very important not only to carry out the seismic response evaluations but also to estimate the effect of the aftershocks.

Key Words: *after shock, dynamic soil-structure interaction, seismic performance evaluation*
キーワード：余震、動的相互作用、耐震性能評価

1. はじめに

現行の道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編[1]は（以下、道示Ⅴ耐震設計編と略す）、対象とする設計地震動に対して地震時挙動が複雑な場合には動的解析による照査を行うこと、それ以外の場合には静的解析による照査を、それぞれの耐震性能に対して行うことを規定している[1]。また、動的解析法として時刻歴応答解析を行う場合の入力地震動に関しては、架橋地点で観測された地震動を用いるのが望ましいが、一般的にはこのような記録は得られていない。そのため、タイプⅡ地震動を対象とする際は、1995 年に発生した兵庫県南部地震において観測された各地盤種に対応する代表波を用いるのが望ましいとされている[1]。この方法は、単柱橋脚（架設地点）のみを対象に動的照査を行う際には有効であるが、橋梁全体系に対して動的照査を行う場合には、下部構造の架設位置によって地盤特性が異なる場合があるため、入力地震動は異なる振動特性を有すると考えられる。このような場合、道示Ⅴ耐震設計編では、各々の地盤種別に対する地震動を用いて動的解析を行い影響の大きい結果を用いて照査を行うのがよいと記されているが、同一波形に対する照査のため橋梁全体系の耐震性能を十分に把握しているとは言い難い。これは、入力地震動の振動特性が地盤特性に大きく依存することが知られているものの、架設地点における地盤特性別の相違等を耐震設計に反映する方法が不明確なためである。これらに対する検討として、例えば松尾らは[2] 山岳地形を跨ぐコンクリートラーメン橋を対象に、不整形地盤に架橋された橋梁全体系の地震時挙動について検討している。ここでは、橋脚の塑性応答は橋脚架設位置の入力地震動のみでは十分に推定できない可能性があり、構造物全体系の挙動から安全性の判断を行う必要があることを示している。葛西ら[3][4]は、鋼製橋脚の動的挙動に地盤の効果を付加し動的相互作用の影響度についての検討を行っている。また、著者ら[5]も地盤を 2 次元 FEM で表し、上部構造系と結合して表した一体化モデルを用いて構造物の耐震性能に及ぼす動的相互作用の影響について検討を加えた。これらの検討から、架設地点の地盤特性を考慮した検討は重要であることが分かる。

一方、2004 年 10 月に発生した新潟県中越地震では、本震発生後に多くの余震が発生した。この一連の地震動により、各地で発生した斜面崩壊等の地盤災害が拡大し、地盤の変形や土砂の移動に起因した構造物全体系としての被害が発生した。また、RC 橋脚の段落し部の損傷やラーメン高架橋のせん断破壊等の被害も認められたが、幸いにも道路橋に関しては支承部や伸縮継手の損傷等が発生した程度で、構造物としての機能を長期間失うような被害は認められなかった。一方、木造構造物について余震の影響により損傷が拡大したことが知られており、村田ら[6]は、地震動の累積が木造構造物の破壊に及ぼす影響について検討し、本震－余震の連続が木造構造物の損傷拡大に大きく影響することを示している。しかしながら、土木構造物に関するこれらの検討は非常に少なく、余震等の累積的に発生する地震動が構造物の損傷評価に及ぼす影響については不明確であると言える。そのため著者らは、動的相互作用系に対する余震の



図－1　基礎－地盤系を考慮した一体型モデル

影響についてSRモデル[7,8]を用いて検討しているが、このモデルでは上述した橋梁全体系の耐震性能評価や各橋脚下部の地盤条件が異なる場合の挙動については十分に議論できない。地震国であるわが国では活断層を跨ぐ橋梁が存在している可能性も想定されるので、地盤特性値が急変する場合の影響を検討しておくことも必要であると思われる。

そこで本研究では、上部構造物と基礎－地盤系との動的相互作用を考慮するために、地盤を2次元のFEMで表し、上部構造物系と結合して表した構造物－地盤系一体型モデルを用いて、余震が構造物の耐震性能評価に及ぼす影響について検討を行った。また、構造物全体系が活断層を跨ぐ場合を対象に、地盤モデル中央部に地盤特性値が急変する場合を設定し、各橋脚下部での地盤特性値が異なる場合の影響について検討を行った。

2. 非線形地震応答解析法

2.1 解析モデル

本研究で用いた解析モデルを図－1に示す。本研究では地盤の影響を考慮するために構造物－地盤系の一体型モデルを用いて検討を行った。上部構造物は要素数22、節点数23、支間長40m、全長120mの左右対称、梁要素モデルとして解析を行った。各支承条件は固定としている。各橋脚の高さについては第1および第4橋脚を18m、第2および第3橋脚を25mとしている。非線形特性については鋼製橋脚を対象としているのでバイリニア型曲げモーメント－曲率関係(M－φ関係)で与え、初期剛性に対する2次剛性の比を0.1としている。また橋脚部材については、外径2.5m、肉厚3.0cmの円形中空断面を用いている。なお、上部構造物のみの1次モードの固有周期は0.427secである。

地盤については、要素数210、節点数258、幅が250m、深さは第1橋脚下で22m、第2橋脚下で15mとした。また、地盤モデルは5層から成り、各層厚は深さ方向に5分割している。ここでは、アイソパラメトリック要素を用いて平面ひずみ状態として解析を行った。地盤モデルの境界については粘性境界としてモデル化を行い、地盤の非線形特性はHardin-Drnevichモデルを用いて考慮した。本研究では、新潟県中越地震を対象に検討を行うため、防災科学技術研究所の強震ネットワークK-NET[9]から得られる地盤データを参考に、地盤のせん断波速度を設定した。対象とした地盤モデルは、Ⅰ種地盤として小千谷市（K-NETの観測点：NIG019 小千谷）、Ⅲ種地盤として上越市の観測点（K-NETの観測点：NIG025 直江津）の地盤データを用い、これら2つの地盤モデルを用いて解析を行った。これら各地盤種に対する各層のせん断波速度を表－1(a)、(b)にCase1としてそれぞれ示す。また、表層地盤のせん断波速度を380m/secと堅固に改良した地盤モデルを作成し、表層地盤の特性による相違について検討を行う。この地盤モデルのせん断波速度は、表－1中にCase2として示している。次に地盤中央部で地盤特性値が急変する場合を想定した地盤モデルを作成した。これに関するせん断波速度は、表－1中にCase3として示した。この地盤モデルは、急変部より右部のせん断波速度をCase2と同値とし、左部については右部における各層のせん断波速度を1層分ずらした値を用いた。基礎に関しては、全てのケースにおいて各橋脚下に幅10.0m、1層分の厚さを有するフーチング基礎を設け、上部構造物－基礎－地盤の一体化を行っている。地盤のみの1次モードの固有周期はNIG019 小千谷の地盤モデルの場合Case1で0.263sec、Case2で0.233sec、Case3で0.255secである。同様に、NIG025 直江津の地盤モデルの場合Case1で0.672sec、Case2で0.605sec、Case3で0.691secである。

表－1(a)　地盤のせん断波速度（NIG019 小千谷）

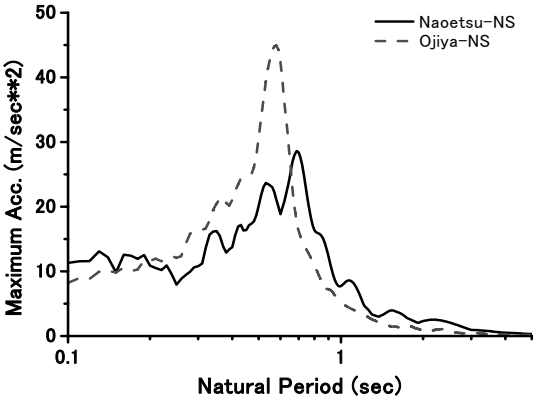
NIG019 小千谷	Case1 (K-NETより)	Case2 (改良型)	Case3(急変部考慮)	
			左部	右部
第1層	100	380	100	380
第2層	380	380	380	380
第3層	380	380	380	380
第4層	580	580	380	580
第5層	340	340	580	340
				(m/sec)

表－1(b)　地盤のせん断波速度（NIG025 直江津）

NIG025 直江津	Case1 (K-NETより)	Case2 (改良型)	Case3(急変部考慮)	
			左部	右部
第1層	110	380	100	380
第2層	110	110	380	110
第3層	110	110	110	110
第4層	140	140	110	140
第5層	250	250	140	250
				(m/sec)

2.2 余震の影響を考慮した模擬入力地震動

本研究では、本震－余震型の累積的な損傷について検討を行うため、本震後に発生する余震を考慮した模擬入力地震動を設定する。本震については、2004年10月23日に発生した新潟県中越地震で観測された地表面加速度データ[9]を用いて入力地震動を作成する。Ⅰ種地盤のNIG019 小千谷で観測された南北方向波（Ojiya-NS）、Ⅲ種地盤のNIG025 直江津で観測された南北方向波（Naoetsu-NS）を基に、重複反射理論による基盤面までの引き戻し計算、最大加速度の基準化を行うことで、各地盤種の深度25m地点における入力地震動を求めた。K-NETで観測されたOjiya-NSおよびNaoetsu-NSの最大加速度は、それぞれ1147.4galと189.9galであるが、ここでは基盤面での最大加速度を800galに基準化して検討を行った。図－2に、本研究で用いた入力地震動の振動特性を明確にするために加速度応答スペク



図−2　入力地震動の加速度応答スペクトル

トルを示す。この図は、K-NET から得られる地表面入力地震動の最大加速度を 800gal に基準化した結果である。この図より、本研究で用いた入力地震動は0.6 秒から0.8 秒付近で卓越周期を有していることが分かる。

余震については新潟県中越地震での発生状況を参考にする。新潟県中越地震ではM6 以上の余震が 1 時間以内に 3 回発生し、最大余震は、本震の最大加速度よりも大きな最大加速度を観測した地点が認められたが、本震と余震の震源地が離れていたこともあり、多くの地点では余震の最大加速度は本震の約 50%以下であった。ここでは、本震が発生した後に余震が 2 波発生するものとして検討を行った。さらに、本震と余震のスペクトル特性は同一とし、余震の最大加速度については本震に対する最大加速度の比として振幅調整を行い、余震の影響を考慮した模擬地震動を設定した。ここでは、本震の最大加速度を 30%にしたものを余震の 1 波目、本震の最大加速度を 50%にしたものを余震の 2 波目として模擬入力地震動を作成した。その一例として、図−3 に NIG019 小千谷で観測された地震動を基に作成した模擬入力地震動を示す。このように、本震後にある入力強度を有する余震が発生した場合の影響について検討を行った。

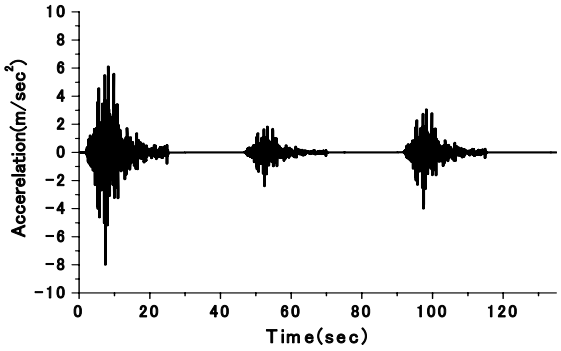
2.3　運動方程式の定式化

解析対象とする構造物は広がりを有しており、各橋脚基礎はそれぞれ異なった地盤上にある。このような場合の構造物と地盤の動的相互作用を考慮するためには、地盤を FEM で表すことが 1 つの方法として考えられる。図−1 に示すような地盤モデルに対して 2 次元 FEM を適用すると、その運動方程式は次式で表される。

$$[M_{bb}]\{\ddot{u}_b\}+[C_{bb}]\{\dot{u}_b\}+[K_{bb}]\{u_b\}=\{F_b\}\ddot{Z}_g \qquad (1)$$

ここで$[M_{bb}]$，$[C_{bb}]$，$[K_{bb}]$はそれぞれ質量マトリクス、減衰マトリクスおよび剛性マトリクスを表している。この場合の有限境界は粘性境界を用いている。$\{F_b\}$は地盤の最下層の境界線を地震波の入力点とした場合の影響マトリクスを表している。強震時における地盤の動的特性は非線形性を有するため、本研究では Hardin-Drnevich モデルを用いて、それを表している。式(1)を用いて地震応答解析を行うことにより、各橋脚基礎での入力地震動を求めることが可能となる。

また、上部構造物の運動方程式は 2 次元の骨組構造物に対する FEM を用いて求められ、次式のように表される。



図−3　余震の影響を考慮した模擬入力地震動

$$[M_{ss}]\{\ddot{u}_s\}+[C_{ss}]\{\dot{u}_s\}+[K_{ss}]\{u_s\}=\{F_s\} \qquad (2)$$

ここで$[M_{ss}]$,$[C_{ss}]$および$[K_{ss}]$ は、それぞれ質量マトリクス、減衰マトリクスおよび剛性マトリクスを表している。$\{F_s\}$は各基礎部における入力地震波による外力を表している。上部構造物系と基礎ー地盤系との境界面における変位の連続と節点力の釣合条件より、式 (1) で表した地盤系に対する運動方程式との結合によって求められる。

このように、地盤と構造物の動的相互作用を考慮した全体系の運動方程式は式 (1) と式 (2) を用いて表され、上部構造物と基礎ー地盤系は各橋脚基礎を通して一体化される。したがって、それぞれの対応する節点では変位の連続性と節点力の平衡条件を考慮することにより、全体系の運動方程式を求めることができ、次のように表される。

$$[M]\{\ddot{u}\}+[C]\{\dot{u}\}+[K]\{u\}=\{F\} \qquad (3)$$

ここで$[M]$, $[C]$および$[K]$は、それぞれ動的相互作用を表した全体系の質量、減衰および剛性マトリクスであり、$\{F\}$は、地震力による外力ベクトルである。一般的に変位ベクトル$\{u\}$は、3 次元の変位成分が含まれるが、境界条件により縮小され、着目する面内もしくは面外加振による 2 次元の応答成分に分けて表すことができる。また、構造物や地盤が非線形性を有する場合の解析法としては、時間領域での直接積分法が用いられる。そこで、Newmark の β 法 (β=0.25) を用いて時刻毎の応答を表し、剛性等の時間依存性を考慮すると次式に示すように増分法を用いて全体系の運動方程式が求められる。

$$[\widetilde{M}]\{\Delta\ddot{u}\}+[\widetilde{C}]\{\Delta\dot{u}\}+[K(t)]\{\Delta u\}=\{\Delta\widetilde{F}\} \qquad (4)$$

ここで$[\widetilde{M}]$および$[\widetilde{C}]$マトリクスは、それぞれ地盤と構造物の動的相互作用の影響を考慮した質量および減衰マトリクスである。また、$[K(t)]$は時間に依存した応答量の関数として表される剛性マトリクスである。式(4)に対して増分法を適応すると、応答の増分$\{\Delta u\}$に関して以下の式が得られる。

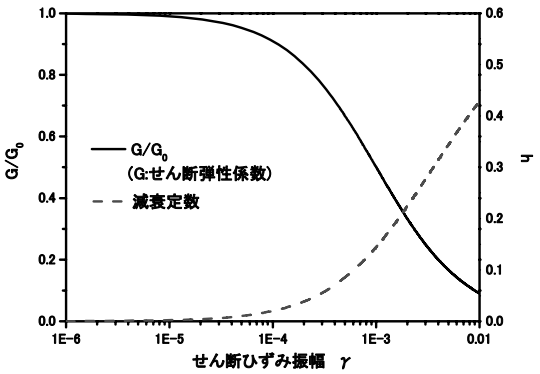
$$[\widetilde{K}(t)]\{\Delta u\}=\{\Delta\widetilde{F}\} \qquad (5)$$

ここで、

$$[\widetilde{K}(t)]=[K(t)]+(4/\Delta t^2)[\widetilde{M}]+(2/\Delta t)[\widetilde{C}] \qquad (6)$$

$$\{\Delta\widetilde{F}\}=\{\Delta F\}+[\widetilde{M}]\{(4/\Delta t^2)\dot{u}+2\ddot{u}\}+[\widetilde{C}](2\dot{u}\} \qquad (7)$$

これより、それぞれの時間増分に対しての応答量は、式(5)により求められる。以上の方法より得られる結果を用いて、各要



図−4 地盤のせん断ひずみ依存性

素の節点力に関しての評価を行う。時刻 $t+\Delta t$ における任意の要素の変位応答$\{u+\Delta u\}$より節点変位が$\{\Delta u_e\}$だけ増分すると、節点力$\{R_e\}$が$\{\Delta R_e\}$だけ増分する。すなわち、

$$\{R_e+\Delta R_e\}=[K_e(u)+\Delta K_e]\{u_e+\Delta u_e\} \tag{8}$$

となる。ここで、節点の増分量$\{\Delta R_e\}$は

$$\{\Delta R_e\}=[\Delta K_e]\{u_e\}+[K_e(u)]\{\Delta u_e\}+[\Delta K_e]\{\Delta u_e\} \tag{9}$$

のようになる。$\{\Delta R_e\}$と$\{\Delta u_e\}$は、それぞれ微小項を表している。ここでは、1 次の微小項のみに注目し、$[\Delta K_e]\{\Delta u_e\}$については 2 次の微小項となるため無視する。式(8)のように表された各時刻毎の応答の増分量は修正 Newton Raphson 法を用いて求めている。

2.4 地盤の非線形特性 [10)]

地盤の地震時挙動を合理的に推定するためには、広範囲のせん断ひずみ振幅に対する地盤の動的応力−ひずみ関係に関する非線形性を適切に評価しモデル化することが必要になる。地盤の動的応力−ひずみ関係は、Hardin-Drnevich モデルを用いた場合、せん断弾性係数および減衰定数の 2 つのパラメータにより表される。この場合、せん断弾性係数および減衰定数は以下のように表される。

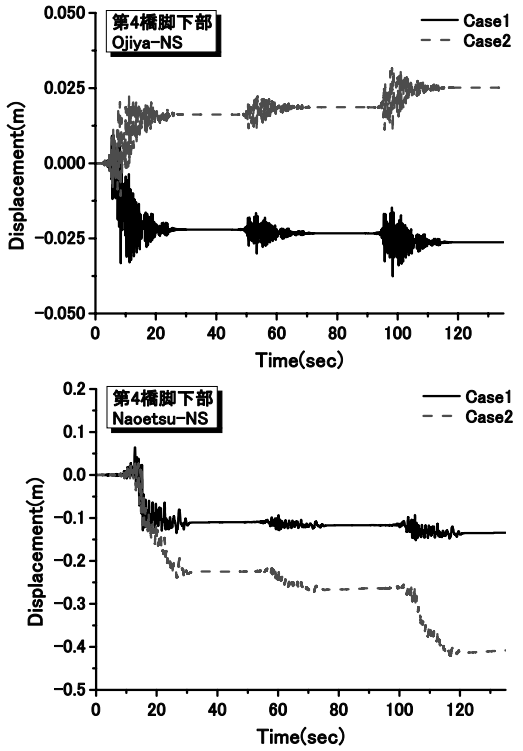
$$\frac{G}{G_0}=\frac{1}{1+\gamma/\gamma_r} \tag{10}$$

$$h=\frac{4}{\pi}\left[1+\frac{1}{\gamma/\gamma_r}\right]\left[1-\frac{\ln(1+\gamma/\gamma_r)}{\gamma/\gamma_r}\right]-\frac{2}{\pi} \tag{11}$$

ここで G_0は微小ひずみでのせん断弾性定数、γ はせん断ひずみ、γ_r は基準ひずみ（10^{-3} に相当）と呼ばれるパラメータである。任意のせん断ひずみ振幅に対して求められたせん断弾性係数 G および減衰定数 h はせん断ひずみ振幅 γ に依存し、図−4 に示すような G−γ 曲線と h−γ 曲線に従う関数として取り扱っている。これより、せん断ひずみ振幅の増加に伴い、せん断弾性係数は減少し、減衰定数は増加することが理解できる。運動方程式より得られる応答は変位で得られるため各要素の形状関数を用いて変位をひずみに変換する必要がある。各ステップ毎のひずみ増分を計算し、それに対応したせん断弾性係数および減衰定数を式(10)、(11)より求める。このひずみ増分により、地盤系の剛性および減衰マトリクスが変化する。これを式(4)で示した全体系の運動方程式中でステップ毎に評価し応答を求める。

表−2 許容損傷度の分類と機能保持限界 [11)]

記号	損傷内容及び復旧期間	橋脚限界値 δ_R/h
As	崩壊と見なされる程度の損傷 撤去・建替えが必要（崩壊）	1/100 以上
A	崩壊はしていないが機能を失う 復旧には2ヵ月以上を要する（大損傷）	1/100
B	最低限の機能を維持している程度 復旧には2週間～2ヶ月必要（中損傷）	1/150
C	補修しながら普通車両が通行可能 数日内の補修で復旧可能（小損傷）	1/300
D	目視点検後、すぐに通行可能 損傷がほとんど無い（無損傷）	1/1000



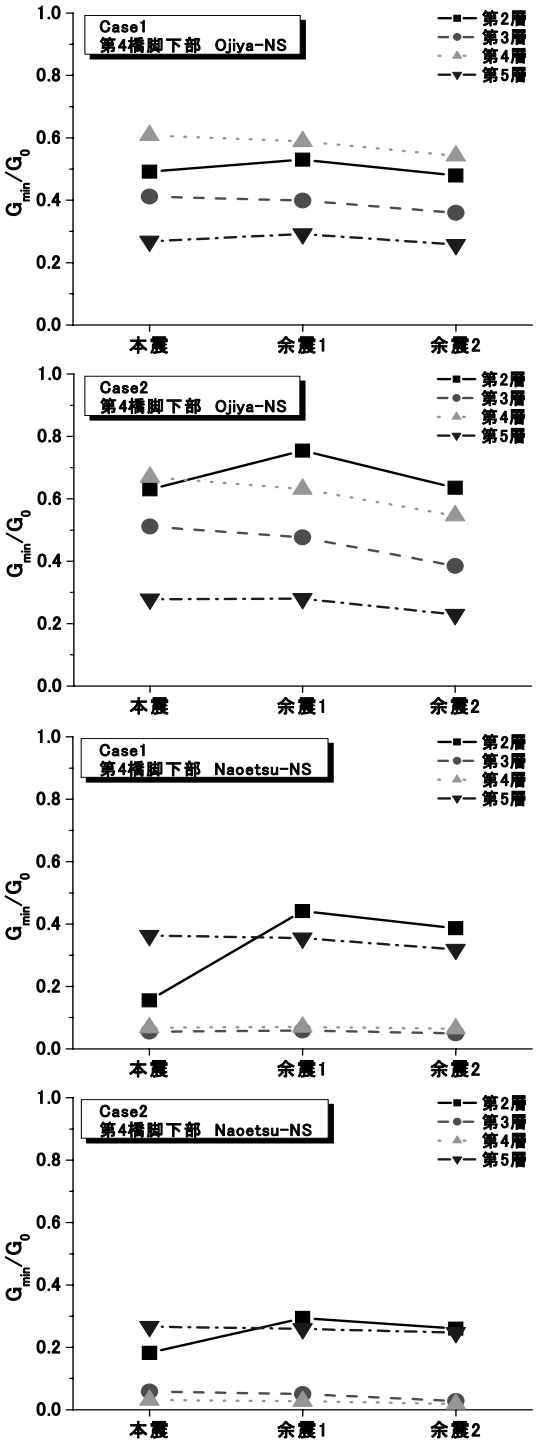
図−5 第 4 橋脚下部の表層地盤における時刻歴変位応答

3. 応答解析結果および考察

この節では、表層地盤の地盤特性値の相違による影響を把握するために、表−1 に示した Case1 と Case2 について比較検討を行う。次に、地盤特性値が急変する際の影響を把握するために、橋脚下で地盤特性値を変化させた Case3 について検討を行う。また、構造物の耐震性能評価には、地震後の使用性に対する検討も重要である。これには、表−2 に示すように橋脚高さに対する残留変位の限界値、つまり、橋脚限界値を用いて評価が行われている [11)]。本研究では、表−2 に示した耐震性能評価の 1 つである橋脚限界値に関連する指標として、残留変位を橋脚高さで除した値を残留応答比として定義し、これを用いて地震後の機能保持に対する検討を加える。

3.1 表層地盤のせん断波速度の相違に着目した検討

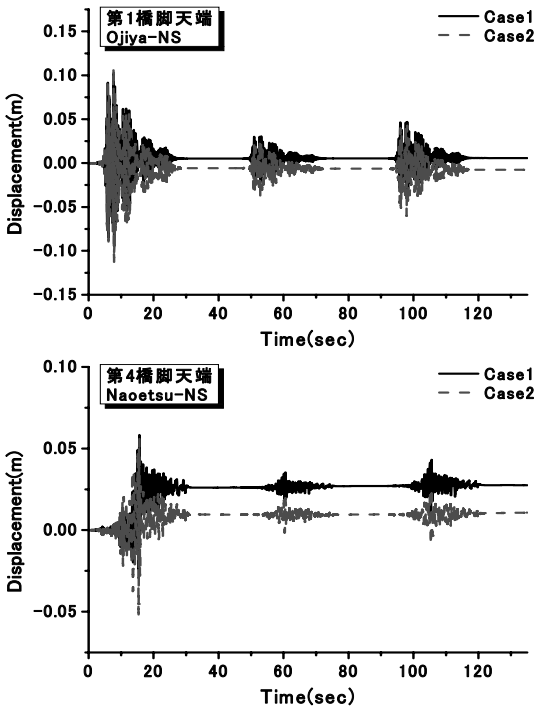
ここでは、表層地盤のせん断波速度の相違による影響についての検討を行う。図−5 に、本研究で用いた入力地震動に対する第 4 橋脚下部の表層地盤における時刻歴変位応答を示す。表−1 に示したように Case1 は K-NET から得られた地盤条件を、



図−6 各地盤層の非線形特性

Case2 は表層地盤が堅固な場合を想定している。この図より、Case1 および Case2 ともに Naoetsu-NS を作用させた場合の応答が大きいことが確認できる。これは上述したように NIG025 直江津における地盤が軟弱なため地盤の固有周期が長いことが要因として考えられる。また、この図より表層地盤のせん断波速度が異なる Case1 と Case2 の応答に顕著な相違が認められる。特に、Naoetsu-NS を作用させた場合の Case2 においては、表層地盤を堅固に改良したことにより応答が増大していることが分かる。このことより、表層地盤の地盤特性が構造物全体系の耐震性能評価を行う際に重要となることが分かる。

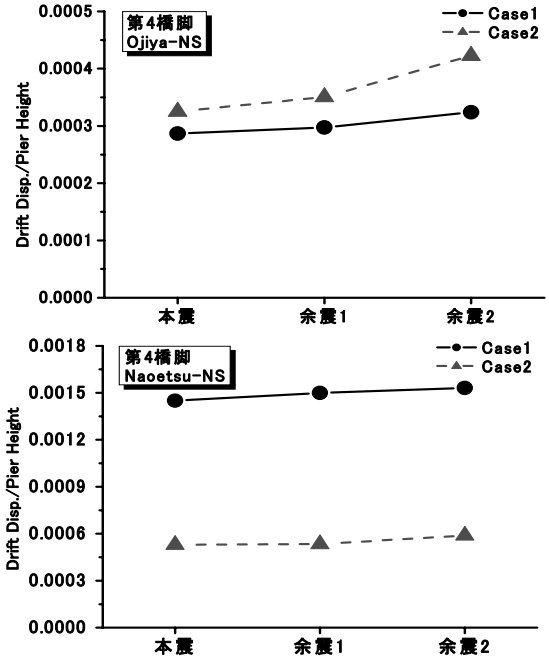
次に、余震が表層地盤の時刻歴変位応答に及ぼす影響について検討を行う。余震の影響により最大変位および残留変位が増大していることが分かる。Case2 では本震により 0.016m の残留変位が生じているが、余震が 2 波作用することにより 0.025m と増加していることが確認できる。Naoetsu-NS についても同様な傾向がみられ、残留変位に関しては Case2 で 0.225m と生じていたものが、余震が作用することで 0.409m と大幅な増加が確認できる。これらは地盤の非線形特性の影響が表れたものと考えられる。



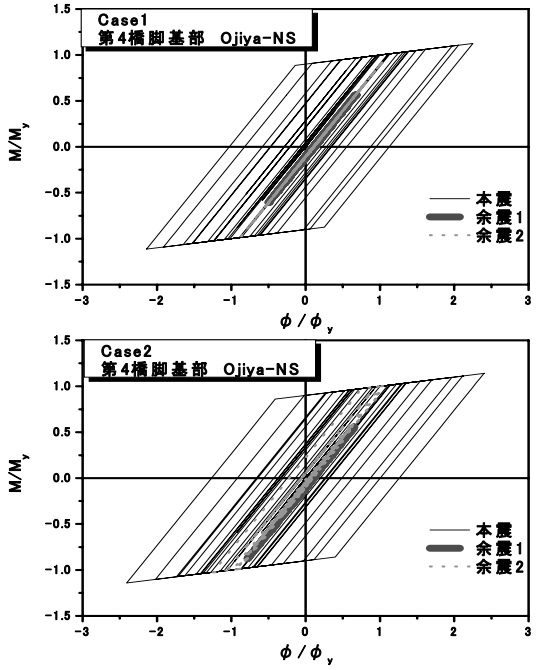
図−7 橋脚天端の時刻歴変位応答

このことを明らかにするために、図−6 に第 4 橋脚下部地盤についての非線形特性を示す。この図は、図−4 に示した地盤のせん断弾性係数の低下について、その最小値を初期せん断弾性係数の比として示している。Ojiya-NS と Naoetsu-NS とを用いた場合を比較するとほとんどの層で Naoetsu-NS の方が非線形特性の程度が大きいことが分かる。次に Ojiya-NS の Case1 および Case2 に着目すると本震により全層でせん断弾性係数の低下が確認され、地盤が非線形応答を示すことが分かる。他の層と比べるとせん断波速度が 340m/sec と小さい第 5 層においては Case1 および Case2 ともにせん断弾性係数が 70%近く低下していることが確認できる。他の層に関しては、Case1 の方が Case2 よりも低下の程度が大きいことが確認でき、表層地盤の影響が各層で生じていることが分かる。余震による影響としては、Case1 および Case2 ともに余震の 1 波目により本震時よりもせん断弾性係数の低下が生じている層があることが分かる。余震の 2 波目になると全ての層で余震の 1 波目時よりせん断弾性係数が低下している。この影響により、図−5 に示したような余震による変位応答の増加が生じたと考えられる。

次に、これら地盤応答が上部構造物の応答に及ぼす影響について検討を行う。図−7 に、Case1 および Case2 のそれぞれの場合における第 4 橋脚天端の時刻歴変位応答を示す。この図より、表層地盤の特性により応答に相違が認められる。Ojiya-NS について本震が作用した時の最大変位は Case1 で 0.101m、Case2 で



図－8　第4橋脚における残留応答比



図－9　上部構造物の非線形特性（Ojiya-NS）

0.113m であり、表層地盤を堅固にした Case2 とした場合でも応答に大きな差異は認められなかった。同様に、Naoetsu-NS に関しても Case1 で 0.058m、Case2 で 0.056m と表層地盤が軟弱な Case1 とした場合の応答が僅かに大きいものの、ほとんど相違は認められていない。また、どちらの入力地震動とも Case1 および Case2 ともに最大変位は本震が作用したときに現れており、余震が最大変位に影響を及ぼしていないことが分かる。それと同時に Case1 および Case2 ともに残留変位が生じていることも分かる。また、余震が作用することにより微量ながら残留変位が増加している。残留変位は、構造物の地震後の機能性等、損傷を評価する上で重要な値であり、一般的に残留変位を橋脚高さで除した橋脚限界値を用いて評価される。

以上のことより、本研究では橋脚限界値に関連する残留変位の応答値を橋脚高さで除した値を残留応答比と定義し、その値を図－8 に示す。残留応答比に用いる残留変位は構造物の応答が収束してから次の入力地震動が作用するまでの 5 秒間の平均変位としている。入力地震動として Ojiya-NS を作用させた場合は Case1 と Case2 ともに本震が作用しても残留応答比が 0.001 以下であり無損傷と判断される。しかしながら、余震が作用すると図－7 で示した残留変位の増加に伴い残留応答比が増加していることが分かる。損傷の程度としては、Case1 および Case2 ともに残留応答比が 0.001 以下であり余震による損傷拡大は小さいことが分かる。

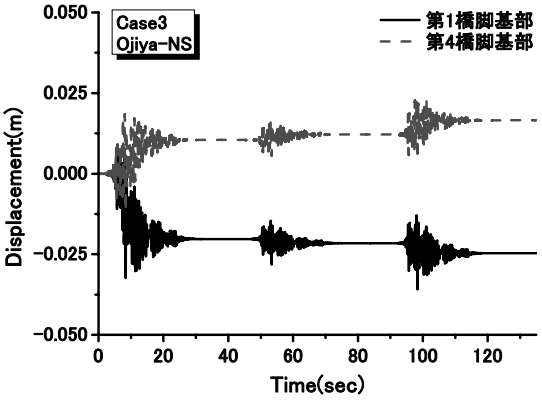
一方、入力地震動として Naoetsu-NS を作用させた場合には、Case1 において本震が作用することで残留応答比が 0.001 を超過し小損傷の状態にあることが確認できる。余震が作用すると、Case1 および Case2 ともに残留応答比が僅かながら増加しているが、大幅な損傷拡大は認められないことが分かる。しかしながら、Naoetsu-NS においては図－5 に示したように表層地盤の最大変位が著しく増加しているものの、この地盤変位の増大に伴う影響が残留応答比には反映されていない。このように、表層地盤変位が増加し、構造物全体系の地震時挙動がその応答に追従するような場合には、残留応答比による評価では不十分となる場合があり、構造物全体系の耐震性能を十分に評価していないと考えられる。

これら橋脚天端の応答相違や残留変位は構造物の非線形特性も関連するため、図－9 に入力地震動として Ojiya-NS を用いた際の第 4 橋脚基部の非線形特性を示す。この図より、いずれの Case においても本震により非線形応答が表れていることが確認できる。表層地盤の相違に関しては、$(\phi/\phi_y)_{max}$ に着目し表層地盤の相違について検討を行うと、Case1 で 2.250、Case2 で 2.409 と若干ながら Case2 の場合の非線形特性が大きく表れていることが分かる。これは図－5 に示したように Case1 の方が地表面の変位が大きいこと、また、地盤と構造物の 1 次モードの固有周期が比較的近いこととが関連していると考えられる。そのため、橋脚基部要素に生じる相対水平変位が小さくなり曲げモーメントが小さくなったと考えられる。余震の影響としては、余震の 1 波目では構造物は線形挙動を示していることが分かる。余震の 2 波目では、Case1 は非線形挙動を、Case2 に関しては線形挙動を示していることが分かる。履歴ループの面積は構造物が吸収したエネルギー量を示すため、履歴面積の増大は余震の発生によって履歴吸収エネルギーが増加したことを意味する。履歴吸収エネルギーは構造物の損傷評価と密接に関係しているため、余震発生によって履歴吸収エネルギーが増加したことは、構造物の損傷が拡大する可能性があることを示唆している。

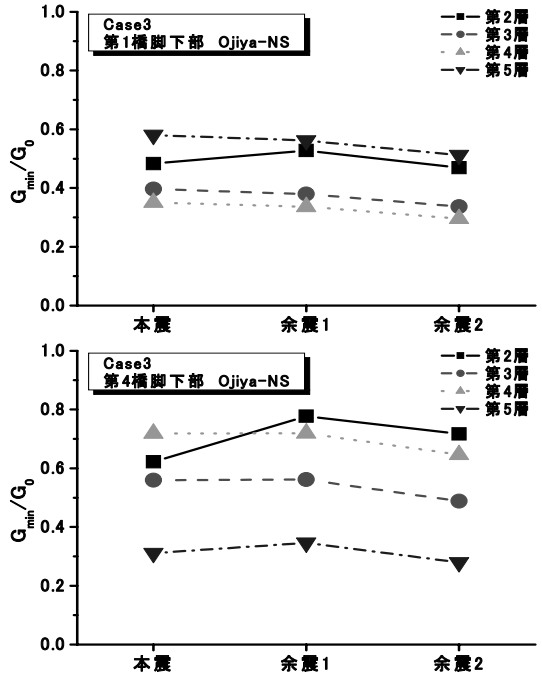
一方、図には示していないが、Naoetsu-NS を作用させた場合の $(\phi/\phi_y)_{max}$ は、Case1 で 1.237、Case2 で 1.245 とほぼ等しい値を示した。また、余震を作用させた場合の応答は、1 波目および 2 波目ともに線形応答を示しており、架設地点の地盤条件の相違により、構造物の地震時挙動へ及ぼす余震の影響は全く異なることが分かる。

3.2　各橋脚下部地盤の特性値の相違（Case3）に着目した検討

図－10 に第 1 および第 4 橋脚基部の時刻歴変位応答を示す。



図－10　橋脚基部の時刻歴変位応答

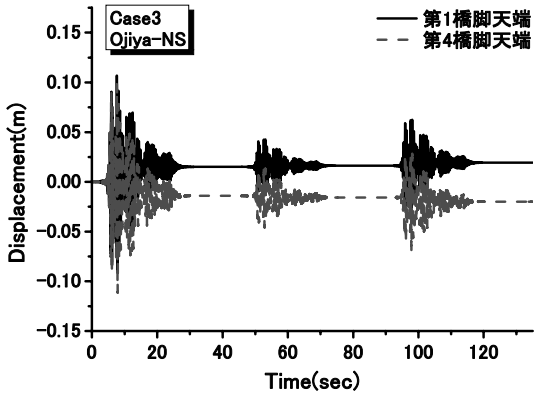


図－11　地盤の非線形特性

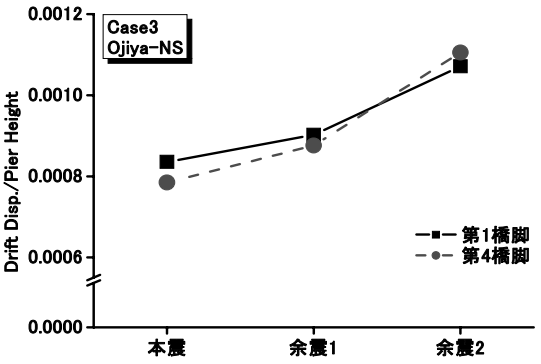
応答としては同じ振動を示しているが、残留変位は互いに地盤中央部から離れる方向に発生している。また、最大変位に関しては地盤が軟弱な第 1 橋脚基部の方が大きいことも確認できる。余震の影響としては、最大変位、残留変位が増大していることが確認できる。また、Case 3 は Case2 の地盤特性値を右部分としているので Case2 および Case3 ともに第 4 橋脚下部の地盤特性値は同じである。そこで図－5 の Case2 と比較すると第 4 橋脚の応答に相違が見られる。これは急変部より左部分の応答による影響が現れたためと考えられる。

図－11 に、第 1 および 4 橋脚下部地盤についての非線形特性を示す。第 1 および第 4 橋脚下部地盤の応答に相違が見られる。第 2 層および第 3 層に関しては、同じせん断波速度を有しているが、地盤が軟弱な第 1 橋脚下部地盤の方が非線形特性の程度が大きいことも確認できる。また Case2 と Case3 の第 4 橋脚下部を比較すると同じ傾向を示しているが、Case3 の場合の非線形特性が小さいことが分かる。

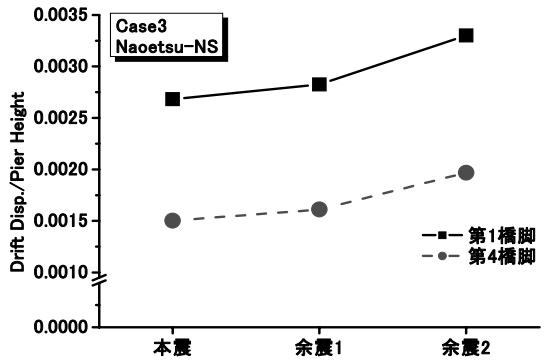
図－12 に、第 1 および第 4 橋脚天端の時刻歴変位応答を示す。この図より、それぞれの橋脚天端の応答には相違が認められる。また、Case2 および Case 3 ともに第 4 橋脚下部の地盤特性値は同設定あるが橋脚天端の応答には相違が認められる。これは、



図－12　橋脚天端の時刻歴変位応答



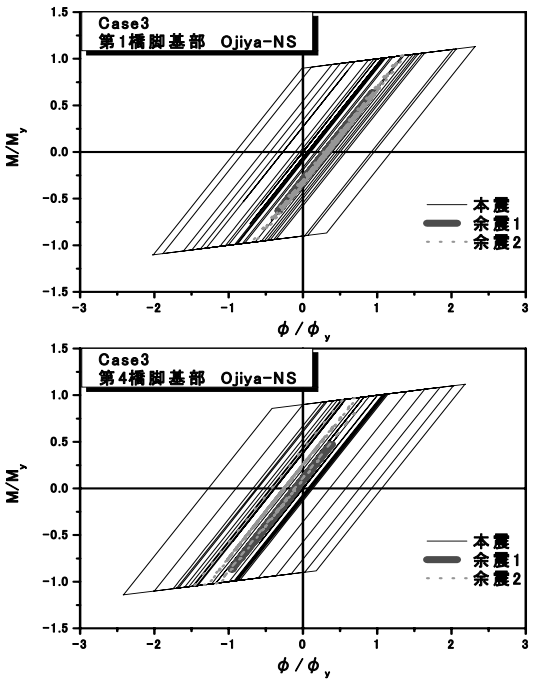
図－13(a)　第 1 および第 4 橋脚の残留応答比（Ojiya-NS）



図－13(b)　第 1 および第 4 橋脚の残留応答比（Naoetsu-NS）

急変部より左部分の地盤応答による影響、また、第 1 橋脚の応答が橋桁を通じて第 4 橋脚に影響を及ぼしたと考えられる。余震の影響としては、最大変位に影響を及ぼしていないことが確認できるが、若干ながら残留変位が増加していることが分かる。

図－13(a)、(b)に、それぞれの入力地震動を作用させた場合の各橋脚に対する残留応答比を示す。Ojiya-NS を作用させた場合の第 1 および第 4 橋脚に関しては、本震が作用した場合に無損傷と判断されたが、余震の影響を受けて残留応答比が増加し小損傷と判断される状態に至ることが分かる。また、各橋脚下部地盤の特性値が異なるが、ほぼ同様な損傷となっていることも分かる。また、図－8 に示した Case2 の結果と Case3 の第 4 橋脚の残留応答比に関する損傷を比較すると Case3 の方が約 2.5 倍程度大きいことが分かる。一方、Naoetsu-NS を作用させた場合には、各橋脚下部地盤の特性値の相違が明確に表れ、各橋脚の残留応答比に 2 倍程度の相違が認められる。また、図－8 に示した Case2 の結果と比較すると、第 4 橋脚の残留応答比には大きな相違は認められなかった。このように、同一地盤上にある



図－14 上部構造物の非線形特性

橋脚においても、構造物全体系として評価すると残留応答比は異なる値を示す場合があり、地盤の影響を含めた全体系で評価することの重要性を示している。

図－14 は、地盤条件として Case3 を用いた場合における上部構造物の非線形特性を示している。本震作用時の非線形特性は第 4 橋脚基部が若干大きいことが分かる。また、余震の 2 波目が作用することにより両橋脚とも非線形応答を示している。この影響についても第 4 橋脚が大きいことが分かる。また、Case2 および Case3 ともに第 4 橋脚下部の地盤特性値は同じであるが、応答に相違が見られる。これは、地盤の急変部より左部分と右部分の応答の相違によって生じたことが推察される。

4. 応答解析結果および考察

本研究では、橋梁構造物－基礎－地盤系の全体系モデルを用いて動的相互作用を考慮し、余震が構造物の耐震性能評価に及ぼす影響について検討した。また、地盤中央部に地盤特性値が急変する部分を設けて各橋脚下部で地盤特性値が異なることによる地震応答への影響についても検討を加えた。本研究から得られた結果を要約すると以下のようになる。

① 表層地盤の特性値が異なることで、橋梁構造物と基礎－地盤系の動的相互作用により地表面の応答には相違が生じる。特に、各層の動的特性の非線形化に伴う影響による影響が大きいことが分かる。このため、各橋脚近傍の地表面変位の相違による橋脚基部要素の断面力の影響を把握することが重要になる。

② 橋脚の損傷に関して、各橋脚下部地盤の特性値が異なることで残留応答比および履歴吸収エネルギーの相違が認められた。また、各橋脚下部の地盤特性値が同一な場合と比較すると地盤の急変部がある場合には損傷に大きな影響を及ぼしている。このため、構造物全体系の耐震性能評価を行う際には、各橋脚下部の地盤特性を把握することが重要である。

③ 余震の影響により地表面の最大変位応答および残留変位が増加することが分かる。これは、本震によって発生した地盤の非線形性が余震の影響を受けて更に増加するためである。このことより、余震の影響を考慮する際には累積する地盤の非線形性が上部構造物に及ぼす影響を把握しておくことが重要となる。

④ 本研究で用いた余震規模では橋脚天端の最大変位応答に及ぼす影響は僅かである。しかし、余震により残留変位が増加しそれに伴い残留応答比が増加すること、また、地盤が急変する場合は、構造物の損傷拡大に及ぼす余震の影響が大きいことが分かった。特に、余震により橋脚基部のひずみエネルギー増加と、橋脚基部の損傷拡大への影響を明らかにすることは重要である。

参考文献

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V 耐震設計編、丸善、2002.3
2) 松尾聡一郎、吉澤努、川神雅秀：不整形地盤におけるコンクリートラーメン橋の非線形地震応答挙動、土木学会、構造工学論文集 Vol.45A、pp.839-848、1999.3
3) 葛西昭、河村康文、宇佐美勉：鋼製橋脚－基礎－地盤連成系の大地震時挙動、土木学会、構造工学論文集 Vol.46A、pp.745-756、2000.3
4) 葛西昭、宇佐美勉、河村康文、羽生満広：鋼製橋脚を有する連続高架橋の橋脚間地盤における応答加速度に着目した解析的検討、第 5 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.95-98、2002.1
5) 木村至伸、安藤崇、河野健二：構造物－地盤系の耐震性能評価に及ぼす動的相互作用の影響、応用力学論文集 Vol.6、pp1237-1244、2003.8
6) 村田晶、北浦勝、宮島昌克：新潟県中越地震における余震が土木構造物の損傷拡大に及ぼした影響、土木学会第 60 回年次学術講演会、I-675、pp1347-1348、2005
7) 木村至伸、竹之内徹、河野健二、久保直哉：余震による累積的損傷を考慮した耐震性能評価に関する基礎的研究、応用力学論文集 Vol.10、pp1063-1070、2007.8
8) 木村至伸、中村ゆかり、河野健二、久保直哉：余震の影響を考慮した簡易推定損傷評価法に関する基礎的研究、応用力学論文集 Vol.11、pp1007-1014、2008.8
9) 防災科学技術研究所 強震ネットワーク K-NET HP (http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/)
10) 木村至伸、河野健二：非線形性を有する地盤－構造物系の地震応答解析に関する基礎的研究、土木学会、構造工学論文集 Vol.47A、pp.599-606、2001.3
11) 宇佐美勉、鈴木森昌、水越秀和：鋼製橋脚の要求性能と保有性能、橋脚と基礎 Vol.32、No.1、pp.45-49、1998.1

(2009 年 4 月 9 日 受付)