

# 鋼製橋脚—地盤間の連成効果を考慮した連続高架橋の地震時挙動

葛西昭\*, 宇佐美勉\*\*, 河村康文\*\*\*

\*正会員 工修 名古屋大学 助手 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

\*\*フェロー会員 D.Sc. 工博 名古屋大学 教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

\*\*\*正会員 日本鋼管株式会社 (〒514-0393 三重県津市雲出鋼管町 1)

本研究は、鋼製橋脚を橋梁システムとしてとらえた観点から、その応答性状を把握しようとしたものである。システムとしてとらえるためには、各橋脚間の相互作用、そして、地盤との相互作用を考慮すべきである。各相互作用を考慮した場合としない場合の解析結果から、それぞれの相互作用が及ぼす影響を解析的に検討した。結果として、応答変位、加速度分布を比較することにより、橋脚間で得られる加速度には周辺と比べて増幅効果があることを確認した。また、各橋脚下における地盤のN値の違いによって、同様に加速度分布を比較したところ、様々な分布を示すが、このような不整形地盤においても、両橋脚間の地盤部における加速度は、それぞれの橋脚下で得られる加速度に比べて、増幅されていることを確認した。

**Key Words** : Steel bridge pier, Soil-structure interaction, Equi-linearized technique, Elastoplastic seismic response analysis

## 1. 緒言

土木構造物の耐震設計は、今後、終局限界状態を考慮した性能照査型設計法へと変遷を遂げていくものと考えられる。鋼橋に関しては、文献1)で耐震設計の現状紹介、および、数多くの研究課題をまとめている。その中には、橋梁システムの耐震設計法に対する課題も挙げられており、橋梁全体の耐震性能を総合的に判断する手法が必要であるとされている。

本研究は、橋梁システムとして上部構造—下部構造—基礎を一体でとらえた際の鋼製橋脚に生ずる応答値に着目するものである。これは、耐震設計での要求性能を求める過程に相当する。鋼製橋脚の要求性能を求める手法は、文献1)にまとめられている。本研究では、この手法の内、局部座屈を考慮しない弾塑性地震応答解析による方法に、上部構造—下部構造—基礎の動的相互作用を考慮し、要求性能を判断する上で連成効果が及ぼす影響を明らかにすることを目標にとらえている。

文献2)には、橋梁システムの耐震性を評価する際に必要となる動的解析法などがまとめられており、また、地盤との連成を考慮する橋梁システムに対する動的解析法のここ最近の現状を把握することができる。

地盤や基礎の影響を考慮する際には、その簡便性から一般的にスウェーロッキングモデル(以下、SRモデル)を使用する例が多い。例えば、文献3),4)では、SRモデルを用いて、非線形の応答スペクトルをまとめている。このモデルは、地震動を1点で入力するモデルであるが、多点入力モデルとしては、Penzienモデル<sup>5)</sup>

があげられる。文献6)のような複数の地盤ばねでモデル化し、解析を行うような場合である。それに対して、文献7)では、地盤部分を有限要素分割したFEMモデルとして、基礎の減衰定数に関する検討を行っている。著者らもSRモデルとFEMモデル、そして地盤特性を考慮しないモデルとの比較<sup>8)</sup>によって、特にシステムの固有周期に着目した検討を行っている。

本研究では具体的に、文献8)を受けて、さらに橋脚が2基存在する橋梁システムに対して弾塑性地震応答解析を行ったものである。鋼製橋脚を対象とし、杭基礎を有する橋脚を想定している。FEMモデルによる解析によって、周辺地盤の加速度分布性状を確認し、特に両橋脚直下の地盤性状が異なる場合の検討を行うことを主体としている。

## 2. 弾塑性地震応答解析手法に関する諸元

### 2.1 解析モデルの概要

本研究は、構造物—地盤の連成効果を取り込んだ形で、橋梁の耐震性能を評価する方法として下記の3つの解析モデルを用いる。以下で、その解析モデルの特徴をまとめておく。

#### a) 地盤固定モデル

図-1(a)は、上部構造および橋脚のみを解析対象とした場合に用いられる解析モデルで、ここでは地盤固

定モデルと称しておく。ここで、 $p$ =上部構造の単位長さあたりの重量、 $K_{P1}$ 、 $K_{P2}$ =橋脚の剛性である。

本研究で解析対象とした構造形式は、鋼製橋脚2基からなる3径間連続橋である。図-1(a)では、上部構造部分と鋼製橋脚部分のみからなっており、上部構造両端部は移動支承で、橋脚と上部構造の接合部は鋼製支承を仮定している。鋼製橋脚に使用される鋼材はSM490材のみとし、断面形状は正方形補剛箱形断面である。橋脚部には弾塑性状態を表す構成則として、名古屋大学で開発されている修正2曲面モデル<sup>9)</sup>を用いる。具体的な構造パラメータについては、表-1を参照されたい。なお、上部構造にもこの構成モデルを適用した。

本モデルは、橋脚-基礎-地盤間の連成作用を全く考慮しないモデルであり、入力地震動が橋脚基部に直接作用することになる。このモデルの利点は、以下のようにまとめられる。

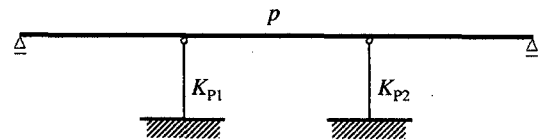
- ① 解析が非常に簡単である。
- ② 基部に直接、地震動を入力するため、地表面での地震波形をそのまま適用することができる。
- ③ 橋脚基部への直接入力により、地盤への逸散減衰が考慮されないため、橋脚へはより厳しい条件で地震動が入力されることになり、このモデルでの耐震性能評価は、一般的には安全側を呈す。

ただし、実現象とは異なる故に問題点もいくつかあげられる。特に、本研究で取り扱うような2基以上の橋脚を持つシステムの耐震評価を行う場合には、各橋脚に入力する地震動が異なった場合の評価は難しい。また、③に関しては文献<sup>8)</sup>で指摘しているように、システムの固有周期と地震動の卓越周期との関係によっては注意を払う必要がある。

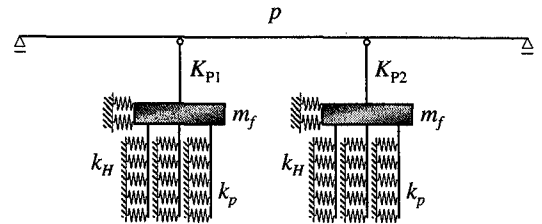
## b) 地盤ばねモデル

図-1(b)に示すモデルは、上部構造および橋脚は地盤固定モデルと同様とし、地盤の効果を簡易に表現するために地盤ばねを設置したモデルである。道路橋示方書<sup>V<sup>10)</sup></sup>によれば、フーチング底面に基礎および地盤の効果を模擬した集約ばねを導入するモデル(SRモデル)と杭周辺に地盤反力度等を考慮したいくつかの動的地盤ばねを導入するモデル(多点入力モデル)が考えられる。本報告では、このモデルによる詳細は述べていないが、ここでは、その特徴をまとめておく。なお、このモデルを地盤ばねモデルと称すことにしておく。ここに、 $m_f$ =フーチングの質量、 $k_p$ =杭の剛性、 $k_H$ =地盤ばね定数である。

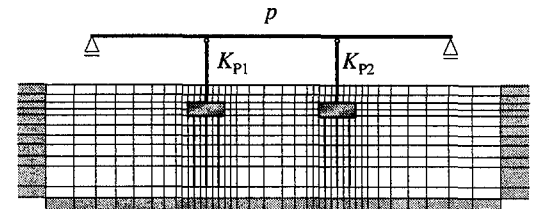
このモデルの利点としては、



(a) 地盤固定モデル



(b) 地盤ばねモデル



(c) 地盤一体型モデル

図-1 解析モデル

- ① 地盤連成を考慮する解析方法としては、比較的容易に解析が可能である。
- ② 周辺地盤にあわせて、地盤ばね定数を定めるため、2基以上の橋脚を持つシステムに対しても評価は可能である。
- ③ 橋脚の耐震安全性を評価すると同時に杭の評価も行うことが可能である。

このモデルでは、地盤への逸散効果を必ずしも考慮しているとは言えず、また、地震動を地盤の深度にあわせて作成しておく必要があるなどの煩雑さも残る。この地震動作成には、一般的にSHAKE<sup>11)</sup>を用いるなどして、等価線形手法によって地盤の非線形性を考慮して行うことが可能になっており、最近では、SHAKEによる軟弱地盤での問題点を解消したFDEL<sup>12)</sup>が使われている。

## c) 地盤一体型モデル

図-1(c)に示すモデルは、地盤ばねモデルに対して、地盤ばね部分を有限要素分割によって模擬した地盤部分をもつ解析モデルである。このモデルを地盤一体型モデルと呼ぶことにする。地盤一体型モデルでは、地盤要素に平面ひずみ要素を用い、側面および底面にはABAQUS<sup>13)</sup>に準備されている無限要素で無限性を模擬した。地盤は、表-2に示す表層地盤と基盤の2層地盤を仮定し、表層地盤はN値=1,5,10,15を仮定して地

表-1 橋脚パラメータ

地盤種	II種地盤
使用鋼種	SM490
ヤング率 $E(\text{GPa})$	206
ポアソン比 $\nu$	0.30
降伏応力 $\sigma_y(\text{MPa})$	314
断面形状	正方形補剛箱形
設計水平震度 $k_{h0}$	0.25
フランジ幅 $b(=d)(\text{m})$	1.46
板厚 $t(\text{mm})$	21
補剛材長さ $b_s(\text{m})$	0.16
補剛材板厚 $t_s(\text{mm})$	20
幅厚比パラメータ $R_f$	0.35
細長比パラメータ $\lambda$	0.45
アスペクト比 $l_d/b$	1.0
橋脚高さ $h(\text{m})$	10.48
降伏荷重 $H_y(\text{MN})$	1.69
降伏変位 $\delta_y(\text{mm})$	71.4

盤物性値を算出し、材料非線形として Mohr-Coulomb 則を適用した。基盤は砂層とし、材料非線形性は考慮しなかった。また、本研究では、各橋脚直下の地盤の物性が異なった場合の応答性状を見るために、各橋脚が支持する地盤の N 値が 5, 10 あるいは 5, 15 の組み合わせとなる不整形地盤も準備した。具体的には、モデル中央を境界として、右側と左側の表層地盤の N 値を変えている。

本モデルの特徴は、解析に要す時間はかかるものの、杭基礎およびその周辺地盤の変形は同時に解析が可能であり、上記 (a)(b) のモデルに比べて、実現象に忠実なことである。ただし、地盤物性値や減衰定数の不確実性や、どの弾塑性構成モデルを利用すべきかという点など、数多くの課題が残っている。例えば、土構造物（盛土等）に関しては、文献 14) に弾塑性 FEM 解析を動的問題に適用する際の長所および短所がまとめられている。

## 2.2 数値解析方法

地震応答解析を行う際には、汎用構造解析用プログラム ABAQUS<sup>13)</sup> を用いた。直接時間積分法で線形加速度法を適用し、時間間隔は初期時間増分を 0.001 秒とし、自動時間増分制御により、最大時間増分 0.01 秒以内で解析を行った。

減衰定数は、橋脚および桁部分などの上部構造には 0.05 とし、杭基礎部分は 0.10、地盤部分は 0.02 とした。減衰マトリクスについては、Rayleigh 減衰とし、1 次、2 次の固有周期をもとに作成した。その際に必要となるモード比例型減衰定数は、各要素で減衰定数が異なっているため、複合モーダル減衰として、運動エネルギーに比例するように求めた。

表-2 地盤パラメータ

層番号	1				2
地盤の種類	粘性土				砂質土
層厚 $H_s(\text{m})$	18.0				2.0
単位体積重量 $\gamma_s(\text{kN/m}^3)$	17.6				19.6
ポアソン比 $\nu_s$	0.47				0.47
減衰定数 $h_s$	0.02				0.02
平均 N 値	5	10	15	20	50
せん断波速度 $V_s(\text{m/s})$	171	215	247	271	300
せん断弾性係数 $G_s(\text{MPa})$	52.6	83.2	109	132	320
粘着力 $c(\text{kPa})$	29.4	58.8	88.3	118	0
せん断抵抗角 $\phi(\text{度})$	0				30.0

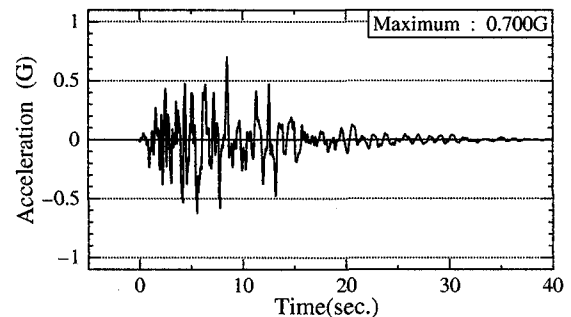
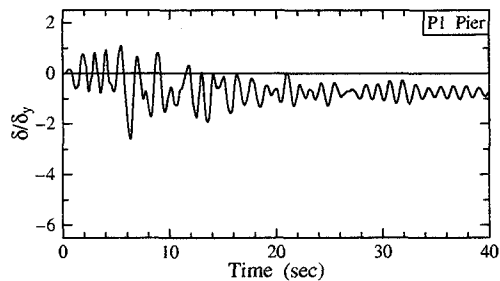


図-2 入力地震動（地盤固定モデル）

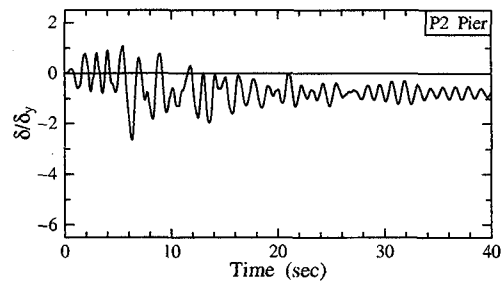
入力地震動はレベル 2 タイプ II 地震動のうち、JRT-NS-M（波形は図-2 を参照）を用いた。ただし、入力地震動についても、各解析モデルによって与え方を変えており、地盤固定モデルとの比較検討を行うために、各モデルで必要とする地震動を自由地盤の地表面で同一となるようにした。すなわち、地盤固定モデルでは、そのままの波形を用いることとし、地盤ばねモデルでは、FDEL<sup>12)</sup> を用いて、自由地盤の地表面で原波形が得られるよう各深度における加速度波形を求めている。地盤一体型モデルでは、モデル最下端に地盤ばねモデルの際と同様の手法で求められた波形を入力している。なお、等価線形化法では、せん断剛性および減衰定数にひずみ依存特性を必要とするが、これらは、文献 15) を参考にした。

## 3. N 値の違いによる各橋脚の応答の違い

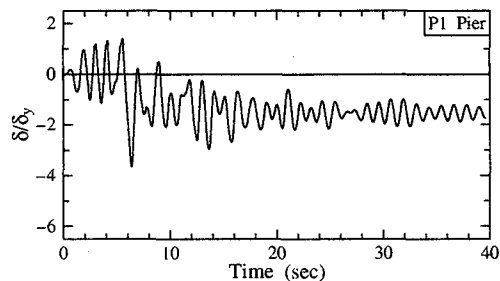
本研究では、地盤物性の違いを N 値でとらえた。道路橋示方書<sup>10)</sup> によると N 値の違いによって S 波速度を推定し、それに伴って弾性係数等を定めることで物性値を求めている。本研究もそれに従い、同一の地盤種（II 種地盤）においても地盤の堅さの異なる地盤例を作成し、パラメトリックに解析を行った。



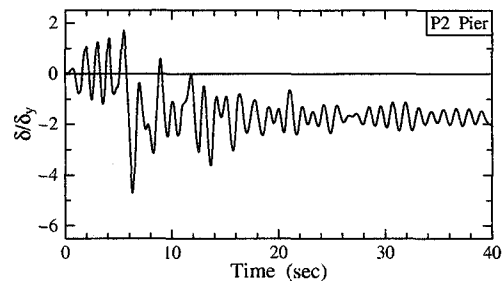
(a) 時刻歴 (パターン 1, P1)



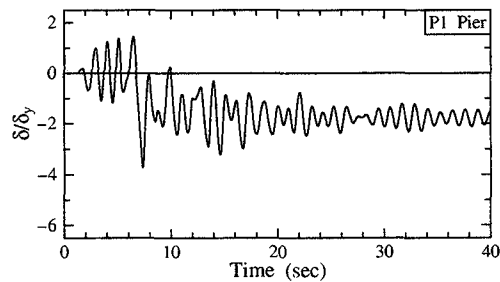
(b) 時刻歴 (パターン 1, P2)



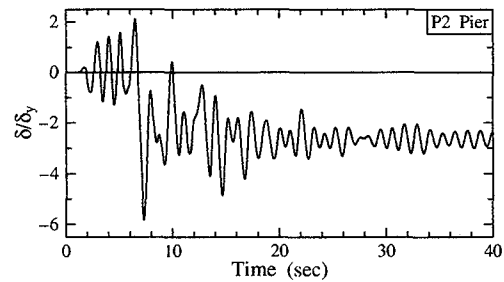
(c) 時刻歴 (パターン 2, P1)



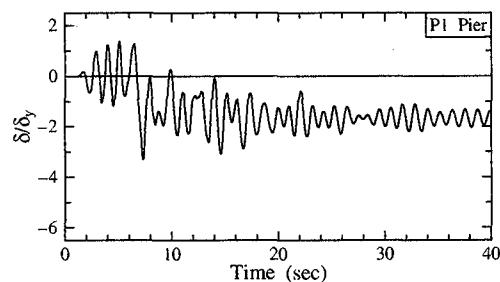
(d) 時刻歴 (パターン 2, P2)



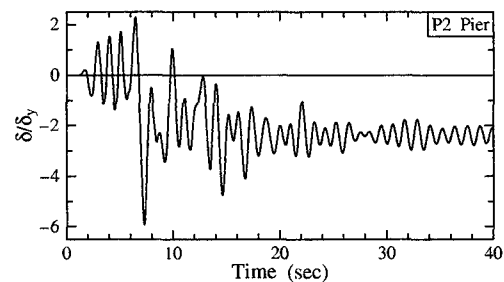
(e) 時刻歴 (パターン 3, P1)



(f) 時刻歴 (パターン 3, P2)



(g) 時刻歴 (パターン 4, P1)



(h) 時刻歴 (パターン 4, P2)

図-3 N 値の変化に伴う応答時刻歴の変化 (II 種地盤)

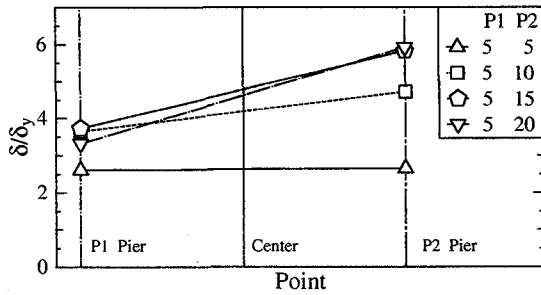
### 3.1 不整形地盤における橋脚の最大応答変位

図-3は、地盤条件を解析領域の右と左でN値に変化を与えた際の解析結果のうち、橋脚頂部における水平応答変位時刻歴を示したものである。ここで、解析領域における地盤条件の違いを以下のように分類しておく。

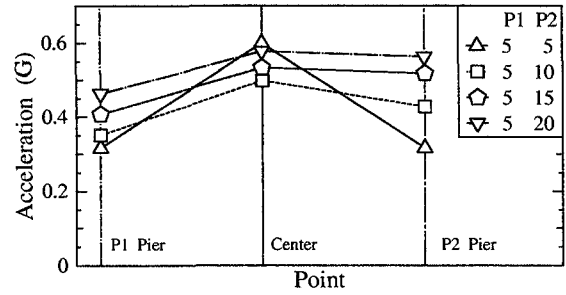
- パターン1：解析領域の左側をN値=5，右側をN値=5
- パターン2：左側をN値=5，右側をN値=10

- パターン3：左側をN値=5，右側をN値=15
- パターン4：左側をN値=5，右側をN値=20
- パターン5：左側をN値=10，右側をN値=10

なお、縦軸は降伏変位  $\delta_y$  によって無次元化されている。また、上から順にパターン別にまとめてあり、左側 ((a)(c)(e)(g)) が P1 橋脚の応答変位時刻歴，右側 ((b)(d)(f)(h)) が P2 橋脚の応答変位時刻歴を示している。この図より、右側地盤のN値が増大するに連れて、P1, P2ともに最大応答変位は大きくなる傾向を持っていることが分かる。



(a) 最大応答変位



(d) 最大加速度

図-4 不整形地盤における最大応答分布 (II種地盤)

表-3 最大応答変位  $\delta_{max}/\delta_y$

モデル	橋脚	地盤の N 値				
		5	10	5,10	5,15	5,20
地盤固定モデル	P1	7.41				
	P2	7.41				
地盤ばねモデル	P1	6.43	6.79	6.55		
	P2	6.43	6.79	6.81		
地盤一体型モデル	P1	2.61	4.72	3.65	3.73	3.32
	P2	2.65	4.72	4.72	5.83	5.92

表-4 最大加速度の比較

参照地点パターン	P1(左側) 橋脚基部付近	橋脚間中央部	P2(右側) 橋脚基部付近
N 値=5	0.316	0.600	0.316
N 値=10	0.473	0.603	0.459
N 値=5,10	0.351	0.498	0.428
N 値=5,15	0.407	0.534	0.518
N 値=5,20	0.463	0.578	0.563
地盤固定	0.700		

図-4は、パターン1～4において得られた橋脚頂部の最大応答変位および橋脚基部および両橋脚基部中間点における水平方向最大応答加速度をまとめたものである。(a)が最大応答変位に関してで、縦軸が最大応答変位を表し、横軸は水平方向の位置を表している。(b)は、最大応答加速度に関してであり、縦軸に最大加速度としており、横軸には、(a)と同様水平方向位置を示すことになるが、両橋脚間の中間点でも加速度をまとめている。図-4(a)により、右側地盤のN値が大きくなるに連れて、各橋脚の最大応答変位も大きくなっており、N値の差が大きいほど、両橋脚の最大応答変位に差がついている。図-4(b)によると、両橋脚基部間の中央での最大加速度は、各橋脚基部の値を上回っている。これは、どのパターンにおいても確認できており、N値が大きくなるに連れて、中央部と右側橋脚基部の加速度が近接する。以上をまとめると、

- ① 中央部に応答加速度の大きな部分が存在する。
- ② 右側地盤のN値が大きくなるに連れて、中央部とP2(右側)橋脚基部の加速度が近接するようになる。
- ③ 結果として、N値に差がつくほどP2橋脚の最大応答変位はP1に比べて大きくなる。

となる。中央部における応答加速度の大きな領域は、本研究のような2次元解析においては、杭部分が奥行き方向に関して完全にモデル化されていないため、3次元解析を行った上で正確な評価を下すべきであるので、ここでは、今後の課題としたい。また、3次元解析では、例えば、文献18)で有効応力を考慮の上、解析例

があげられている。この中でも柱間に大きな加速度が発生していることを指摘している。ただし、ここでは数値解析上のノイズとしてまとめられている。

#### 4. 結言

本研究は、多径間連続橋の地震時挙動を見る際に、地盤および基礎の効果を考慮することによる影響を調べるため、地盤固定モデル、地盤ばねモデル、地盤一体型モデルを用いて検討したものである。以下に結果をまとめる。

- ① 各橋脚を支持する地盤のN値が異なる不整形地盤の場合、橋脚の応答は比較的堅い地盤の応答に依存し、それによる慣性力および基盤より伝わる地震力の相互作用により、応答変位が大きくなる。
- ② 橋脚基礎間の地盤には加速度の増幅効果がある。

#### 本研究の問題点および今後の課題

本論文において、定量的な評価のできない理由として、以下のようなことが考えられる。すなわち、橋梁システム全体として、地震時挙動を推定した場合、本論文のような橋脚の応答値(ここでは、最大応答変位)の推定値は、地盤部分の取り扱いの方法によって異なってくる。本論文では、特に地盤部分の非線形性としてMohr-Coulomb則を適用したが、構成則の違いによってさらに橋脚の応答値は変化することが予想できる。従って、構成則の違いによる影響および橋梁部分の固有周

期に関するパラメトリックスタディを必要とする。

また、本研究では地盤部分を2次元でとらえた解析を行っている。地盤内に発生する加速度分布は、3次元解析によってより精緻な解が得られるので、3次元解析による本研究の精度向上が必要である。

## 参考文献

- 1) 宇佐美勉・織田博孝：鋼構造物の耐震解析法および耐震照査法に関する研究展望，土木学会論文集，No.668/I-54，pp.1-16，2001.1.
- 2) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会：橋梁システムの動的解析と耐震性，2000.4.
- 3) 山下典彦，原田隆典：基礎-地盤-構造物系の非線形動的相互作用を考慮した応答スペクトルに関する研究，土木学会構造工学論文集，Vol.47A，pp.591-598，2001.3.
- 4) 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.
- 5) Penzien, J.: Soil-Pile Foundation Interaction, Earthquake Engineering, Chapter 14, ed. R.I. Wiegel, Prentice-Hall, pp.349-381, 1970.
- 6) 福山則行，荒巻博志，中野聡：2次元骨組み解析による杭基礎の連成解析と地震時保有耐力法の比較，第3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.27-32，1999.12.
- 7) 大塚久哲，高野道直，小山保郎，川野亮：道路橋橋脚の動的解析における基礎の減衰定数に関する考察，土木学会構造工学論文集，Vol.46A，pp.729-736，2000.3.
- 8) 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.
- 9) 坂野茂，宇佐美勉，水野英二：修正二曲面モデルによる板要素の繰り返し圧縮・引張弾塑性有限変位解析，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.1-15，1995.
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編)，丸善，1996.12.
- 11) Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B.: SHAKE a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No. EERC 72-12, University of California Berkeley, 1972.
- 12) 杉戸真太，合田尚義，増田民夫：周波数特性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する一考察，土木学会論文集，No.493/III-27，pp.49-58，1994.
- 13) Habbitt, Karlsson & Sorensen, Inc.: ABAQUS User's Manual, Version 5.8, Vol.I~III, 1998.
- 14) 土木学会地震工学委員会・高地震力に対する土構造物の耐震設計法に関する研究小委員会：高地震力に対する土構造物の耐震設計法に関する研究報告，2000.9.
- 15) 建設省土木研究所地震防災部振動研究室：地盤の地震時応答特性の数値解析法- SHAKE:DESRA - (土研資料第1778号)，1982.
- 16) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG(主査：宇佐美勉)：鋼橋の耐震設計指針と耐震設計のための新技術，1996.7.
- 17) Kondner, R.L.: Hyperbolic Stress-strain Response; Cohesive Soils, Proc. of ASCE, SM1, pp.115-143, 1963.2.
- 18) 岩田秀治，村田清満，家村浩和，石井拓一：鉄道高架橋の有効応力を考慮した3次元非線形動的解析，第4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.399-407，2000.12.

(2001年12月7日受付)

## SEISMIC BEHAVIOR OF MULT-SPAN CONTINUOUS BRIDGES WITH STEEL PIERS CONSIDERING SOIL-STRUCTURE INTERACTION

Akira KASAI, Tsutomu USAMI and Yasufumi KAWAMURA

In this study, two models such as soil-fixed model and all-in-one model divided with finite elements considering soil nonlinearity are constructed for multi-span continuous bridges. Seismic responses and acceleration distributions from the seismic response analysis employing the two models are compared to investigate the necessity of considering soil. As a result, it is shown from the analysis with the all-in-one model that when earthquake is input in the longitudinal direction, the acceleration amplification is large in the soil between two piers. Besides, if  $N$  value is varied, responses of piers are different even in the same type of ground.