

# 地盤と局部座屈の影響を考慮した 鋼製橋脚の地震時動的応答解析手法

奈良 敬\* , 村上茂之\*\* , 石田 剛\*\*\*

\*工博 岐阜大学教授 工学部土木工学科 (〒501-1193 岐阜市柳戸1番1)

\*\*博士(工学) 岐阜大学講師 工学部土木工学科 (〒501-1193 岐阜市柳戸1番1)  
(現在, ベルギー王国リエージュ大学研究員)

\*\*\*工修 高田機工(株) 東京設計部橋梁設計課 (〒103-0011 東京都中央区日本橋大伝馬町10番6号)

橋梁は、基礎を通じて地盤に支持されているため、地震力が加わった場合、橋脚の振動特性は、地盤の影響を受ける。また、鋼製橋脚は、通常補剛板構造になっており、補剛板要素の局部座屈が橋梁全体の耐震性能を左右する。そのため、橋梁の耐震性能を数値解析によって検討するには、局部座屈の影響、地盤が橋脚の振動特性に与える影響を考慮することが重要である。それに伴い、入力地震動は、建設予定地の地盤特性を反映させた地震動であることが、実橋脚の耐震性能を予測するには望ましい。本研究では、上記に述べた事柄を考慮して、橋梁と地盤の連成相互作用に着目して動的解析手法を構築した。さらに、単柱式鋼製橋脚を対象とした数値計算結果に基づき、橋脚と地盤の連成が橋脚の振動特性に与える影響について考察したので報告する。

Key words: Dynamic analysis, Ground effect, Local buckling, Steel pier

## 1. 緒言

構造物の地震時挙動は動力学的であるが、一方で、我が国の耐震設計法は、複雑な計算過程を省略するために静力学的手法、すなわち震度法あるいは修正震度法を用いることによって、地震の影響を設計に考慮してきた。しかし、震度法で動力学現象を説明するのは非常に困難であり、水平設計震度の概念も物理的に必ずしも明確ではない。そして、平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震をきっかけに、従来の耐震設計法は安全照査法としては不十分として、耐震設計法の再検討が余儀なくされた。その後の道路橋示方書の改定を機に、数多くの地震時動的解析に関する研究が成され、多くの成果が報告されている。そして、現在に至っては、地震時動的解析は、構造物の耐震性能照査における重要な手法として位置付けられている<sup>1)</sup>。

橋梁は多くの要素から成る複雑なシステムであり、Level2クラスの大規模地震が発生した場合の異常時には、それぞれの要素が相互に影響を与え、複雑な挙動を示す<sup>2), 3), 4)</sup>。特に、基礎地盤、および橋脚基部の補剛板構造に発生する局部座屈が橋脚の振動特性に与える影響は、他の要素間の相互関係に比べ、その関係性が大きい。しかしながら、この2つの相互関係を考慮した地震時動的解析に関する研究は少ない。

動的解析で最も重要な決定事項の一つとして、入力地震

動の選定が挙げられる。これまでに報告されてきた多くの研究では、兵庫県南部地震などの既往の強震記録、もしくはそれにスペクトル調整を施した地震動を用いている。しかしながら、入力地震動は、その強度や地震動が持つ固有の振動特性が数値計算結果に大きな影響を及ぼすため、建設予定地の振動特性、および震源特性を十分に考慮された地震動を用いることが望ましい。

そこで、本研究では、橋脚とそれを支える地盤の相互連成作用に着目した動的解析手法を開発すると共に、地盤データより作成した入力地震動を用いて、単柱式鋼製橋脚を対象とした数値計算を行った。そして、その数値計算結果に基づき、橋脚と地盤の連成と橋脚に発生する局所的な変形が橋脚の振動特性に与える影響について考察した結果を報告する。

## 2. 解析フローおよび入力地震動

図-1に動的解析手法の概略を示す。本研究では、地盤調査を基に、地盤ばね定数、入力地震動を決定する。地盤ばね定数は道路橋示方書・同解説下部構造編<sup>5)</sup>に従って決定する。

入力地震動は、重複反射理論より求まる増幅スペクトル<sup>6)</sup>と工学的基盤上で予測される地震動のフーリエスペクトルを掛け合わせ、それを逆フーリエ変換することによって

求める。ここで、対象地盤の工学的基盤に発生する地震波は、亀田・杉戸の方法<sup>7)</sup>を用いた地震動作成・処理システム(D-WAVE)を用いて予測する。

工学的基盤上の地震動、入力地震動を、図-3に示す。また、入力地震動の振動特性を把握するために図-4に示す加速度応答スペクトルを作成した。

地表面で得られる地震動の最大加速度は、工学的基盤面に発生するそれと比べ、約100gal程度大きな値を示している。

入力地震動の振動特性は、図-4より0.1から0.4秒辺りが卓越周期領域になっており、3000gal以上の最大応答加

速度を示していることがわかる。本研究が対象としている地盤は道路橋示方書の地盤区分では2種地盤に属するが道路橋示方書・同解説V耐震設計編<sup>8)</sup>に記載されている標準加速度応答スペクトルに比べ、振動成分が、多少短周期側に偏っている。

減衰マトリックスは質量マトリックスと剛性マトリックスの線形和で与えられるレーリー型を用いている。各マトリックスに掛かる係数 $\alpha$ 、 $\beta$ は、固有値解析より算定する。地盤部の $\alpha$ 、 $\beta$ は地盤調査より得られた地盤構成より地盤の増幅スペクトルより得られる1次、および2次の固有周期を基に算出する。

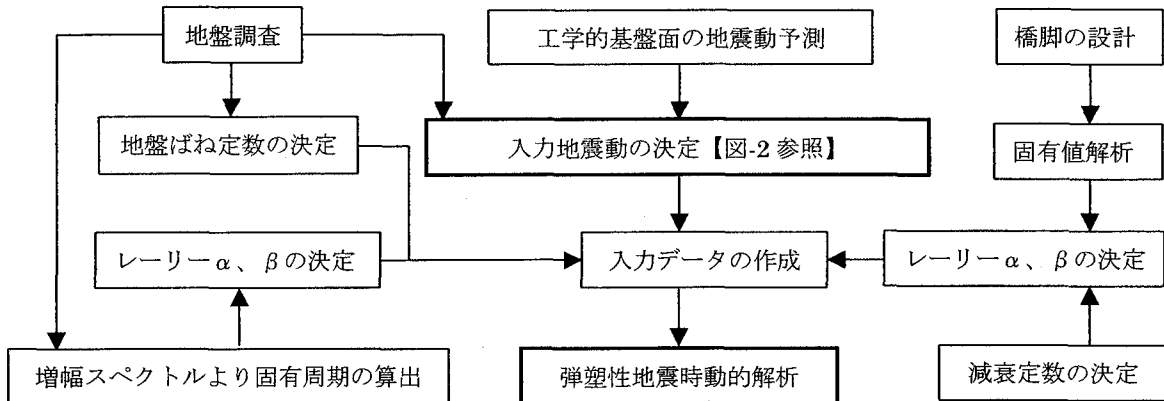


図-1 解析フロー

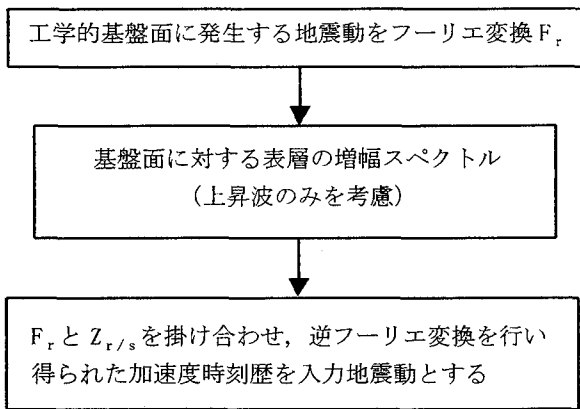


図-2 入力地震動

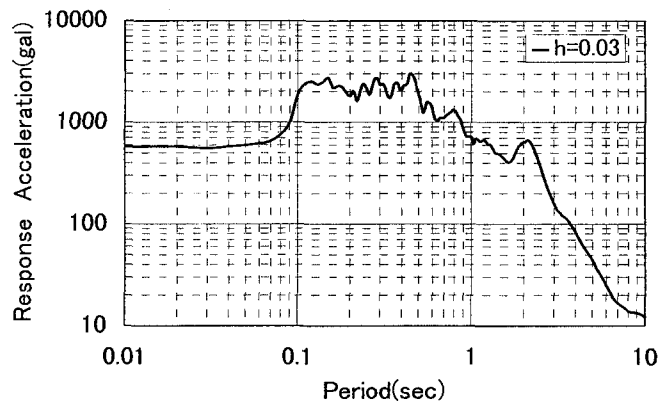
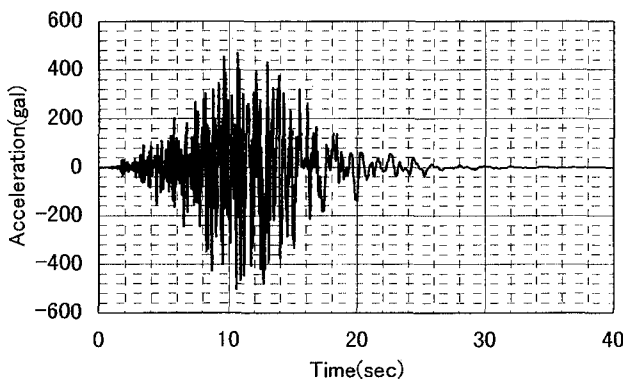
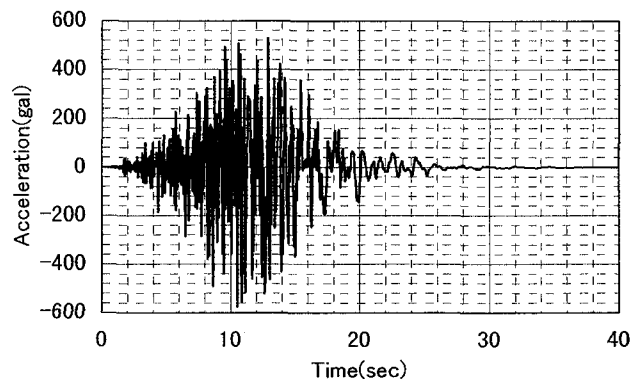


図-4 加速度応答スペクトル



(a) 工学的基盤面の地震動



(b) 入力地震動(地表面)

図-3 対象地盤に発生する地震動

### 3. 解析モデル

解析モデルを図-4 に示す。局部座屈の影響を考慮するために橋脚下部を 1 節点 3 自由度の平面骨組要素と 1 節点 6 自由度の三角形平板要素を、地盤を 1 節点 3 自由度のばね要素を用いてモデル化した。板要素部は縦補剛材間を 4 分割、長手方向を 5 分割とし、骨組要素部は 6 分割とした。なお、変形の対称性を考慮して Y 軸方向に対して、ハーフモデルを用いている。また、地盤の崩壊を考慮すると、入力される地震動のエネルギーは地盤に吸収され、解析対象独自の耐震性能を評価することができなくなるため、地盤ばねは弾性として仮定している。

#### 3.1 断面パラメータ

解析モデルは、幅厚比パラメータ  $\bar{\lambda}_p=0.5$ 、細長比パラメータ  $\bar{\lambda}=0.4$ (R5G3L4)を基本モデルとし、これより幅厚比パラメータを小さくした R3G3L4、細長比パラメータを大きくした R5G3L6、細長比パラメータを小さくした R5G3L6 を作成した。補剛材剛比  $\gamma$  は必要最小剛比  $\gamma^*$  の 3 倍とした。解析モデルを表-1 に示す。また、それらに解析モデルについて固有値解析を行った結果を表-2 に示す。

#### 3.2 初期不整

初期不整については、初期たわみと残留応力を同時に考慮した。

##### (1) 初期たわみ

柱の初期たわみ  $W_{c0}=L_0/1000$  については最大値の正弦波形( $L_0$ :橋脚高)とする。また、フランジおよび、ウェブの初期たわみについては、補剛板全体の初期たわみと縦補剛材間の板要素の局所的な初期たわみを重ねて導入した。こ

のときのフランジ、ウェブのそれぞれの初期たわみ波形と初期たわみの最大値を次式に示す。

フランジ

$$W(x, y) = \pm W_{0\max,p} \cos(3\pi x/a) \cos(\pi y/b_p) \mp W_{0\max,a} \cos(\pi x/a) \cos(\pi y/b_p) \quad (4.1)$$

$$W_{0\max,p} = b_p/150, W_{0\max,a} = a/1000$$

(複合同順)

ウェブ

$$V(x, z) = \pm V_{0\max,p} \cos(3\pi x/a) \cos(\pi z/d_p) \mp V_{0\max,a} \cos(\pi x/a) \cos(\pi z/d_p) \quad (4.2)$$

$$V_{0\max,p} = d_p/150, V_{0\max,a} = a/1000$$

(複合同順)

ここで、 $a$ : 横補剛材間隔、 $b$ : フランジ全幅、 $d$ : ウェブ全幅、 $b_p$ : フランジの縦補剛材間隔、 $d_p$ : ウェブの縦補剛材間隔である。

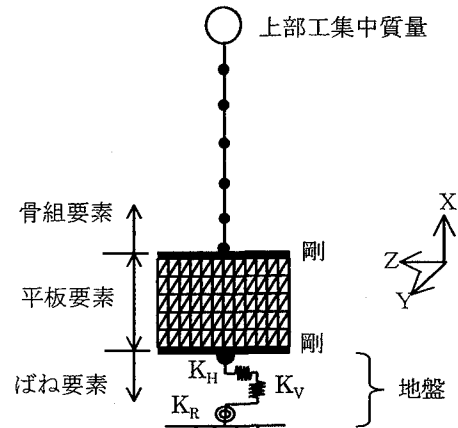


図-4 解析モデル

表-1 解析モデル

モデル名	$\bar{\lambda}_p$	$\bar{\lambda}$	b(mm)	$b_p$ (mm)	t(mm)	$h_r$ (mm)	$t_r$ (mm)	$L_0$ (mm)	P/Py	$K_H$ (MN/mm)	$K_V$ (MN/mm)	$K_\theta$ (GN·mm)
R3G3L4	0.3	0.4	2100	700	53	276	47	11955	0.138	1.966	1.854	66.07
R5G3L2		0.2			5910	0.246	1.611	1.260	16.94			
R5G3L4	0.5	0.4			11820	0.138	1.771	1.670	59.52			
R5G3L6		0.6			17730	0.100	1.585	1.904	125.0			

※  $\bar{\lambda}_p$ : 幅厚比パラメータ  $\left( = \frac{b_p}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \right)$ ,  $\bar{\lambda}$ : 細長比パラメータ  $\left( = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E} \cdot \frac{L_0}{2r}} \right)$ ,  $\sigma_Y$ : 降伏応力度 (= 388 MPa)

E: ヤング率 (= 206 GPa),  $\nu$ : ポアソン比 (= 0.3),  $L_0$ : 橋脚高さ, P/Py: 軸力比,

$K_H$ : 水平地盤ばね,  $K_V$ : 鉛直地盤ばね,  $K_\theta$ : 回転地盤ばね

表-2 固有値解析結果

モデル名	$T_1$ (sec)	$T_2$ (sec)	h	$\alpha$ ( $\times 10^{-5}$ )	$\beta$
R3G3L4	0.9380	0.014	0.043	18.50	0.5678
R5G3L2	0.4394	0.003	0.091	9.695	2.569
R5G3L4	0.9325	0.001	0.043	18.14	0.5664
R5G3L6	1.464	0.030	0.030	28.51	0.2523

※  $T_1$ : 一次固有周期,  $T_2$ : 二次固有周期, h: 減衰定数,  $\alpha$ ,  $\beta$ : 橋脚のレーリー減衰係数

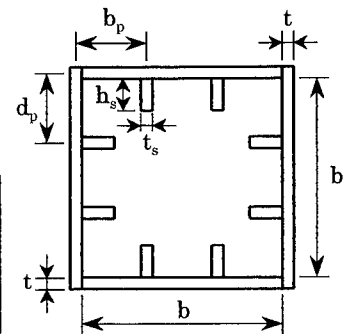


図-5 橋脚断面

## (2) 残留応力

文献9)に基づき、補剛材全体としてつり合いを保つように分布形と大きさを定める。分布形を図-6に示す。

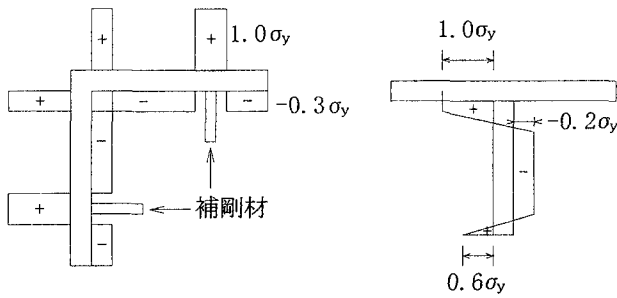


図-6 板および補剛材の残留応力分布

## 3.2 鋼材構成則

鋼材の繰返し構成則については、単調荷の応力ひずみ曲線に基づく混合硬化則<sup>10)</sup>に従った。

## 4. 解析結果・考察

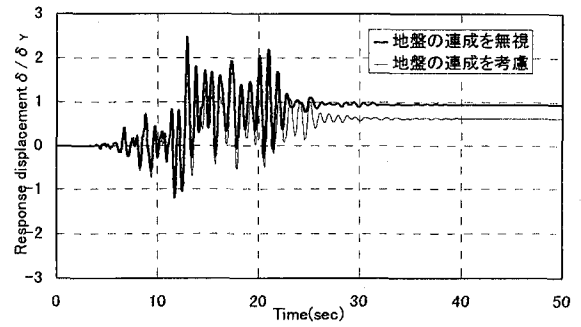
図-7において、R5G3L4、R3G3L4の頭頂部応答変位波形は、同じような履歴を示しているが、地盤の連成を考慮する場合としない場合の残留変位の差を見ると、R3G3L4の方が多少大きいことが確認できる。

R5G3L6のモデルは、入力地震動の卓越周期から大きく外れた固有周期を有しているため、大きな損傷を受けておらず、また、地盤を考慮する場合としない場合の応答履歴に大きな差がないことから地盤との連成の影響も小さいがわかる。

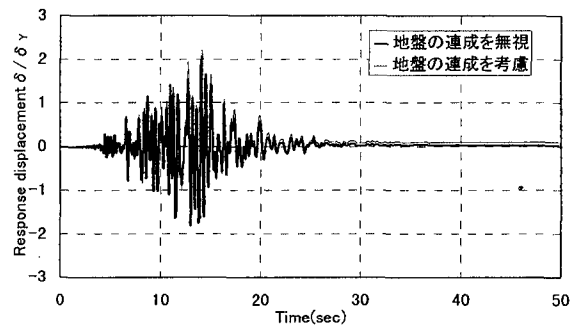
R5G3L2は、入力地震動の卓越周期に近い固有周期を持っているため弾性領域では共振作用を受け、全てのモデルの中では一番早い時間で降伏変位に達している。また、図-8(3)において、R5G3L2は、橋脚基部の補剛板に全体座屈の傾向が見られる。図-9(b)においても、R5G3L2は2次のモードで地震終了を迎えていることから、橋脚基部に配置されている板要素の局所的な変形が進行していることが伺える。これは、R3G3L2の軸力比が、他のモデルに比べ大きいことに起因していると考えられる。

R5G3L2の頭頂部応答変位は、最大応答変位を超えてから、収束していくのに対して、R3G3L4、R5G3L4のそれは、再び $2\delta_y$ を超える大きな振幅を続ける。その結果、R3G3L4、R5G3L4では地盤を考慮する場合としない場合の残留変位の差に大きな違いが見られる。これは、地震力によって損傷を受けた橋脚と地盤ばねの連成挙動が入力地震動の振動周期に近づいた結果であると考えられる。

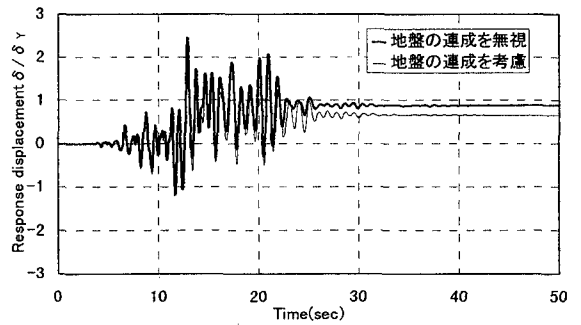
以上の検討の結果、地盤の影響は、鋼製橋脚の損傷レベル、変形形状に大きく影響されることがわかった。



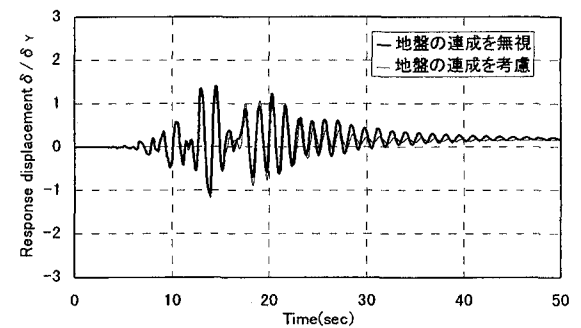
(a) R3G3L4



(b) R5G3L2



(c) R5G3L4



(d) R5G3L6

図-7 頭頂部応答変位

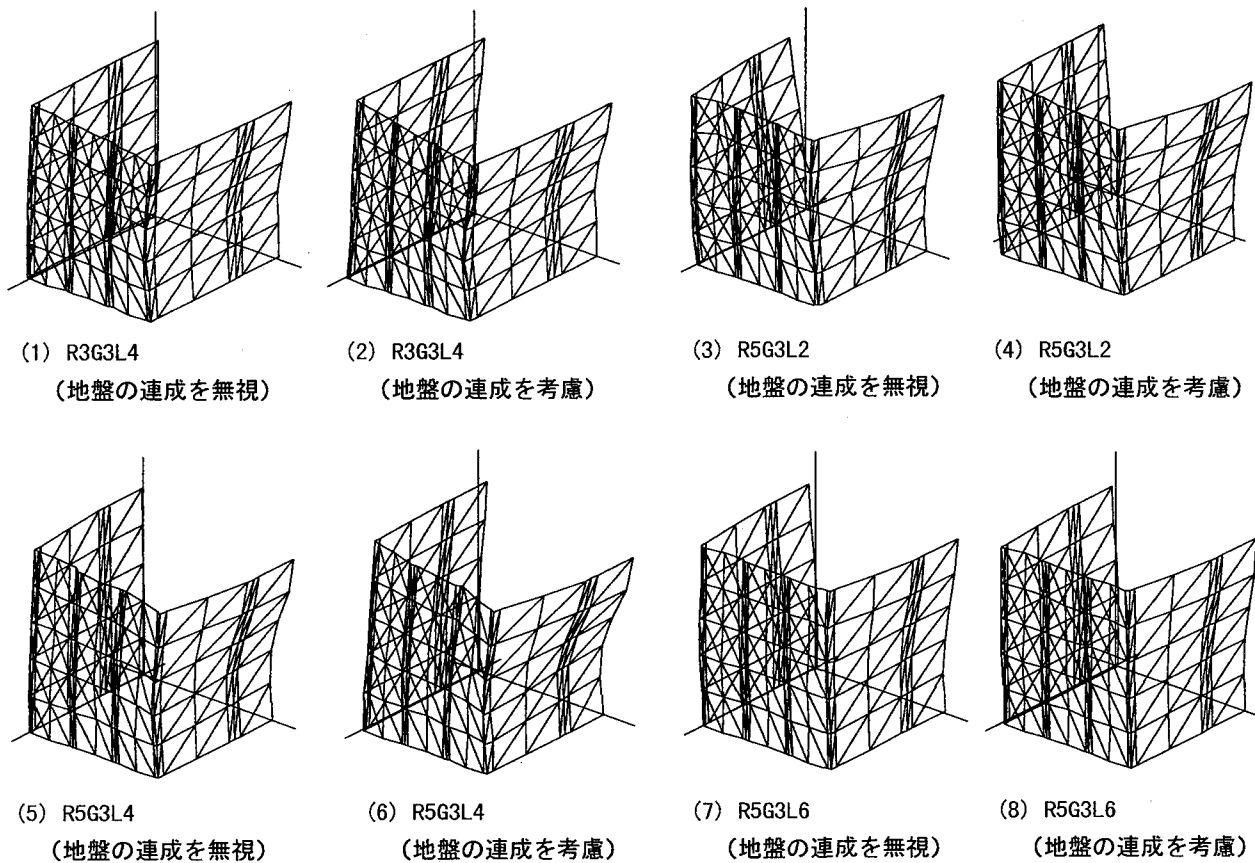
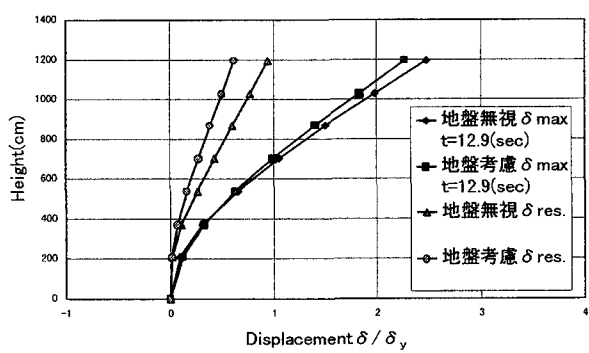
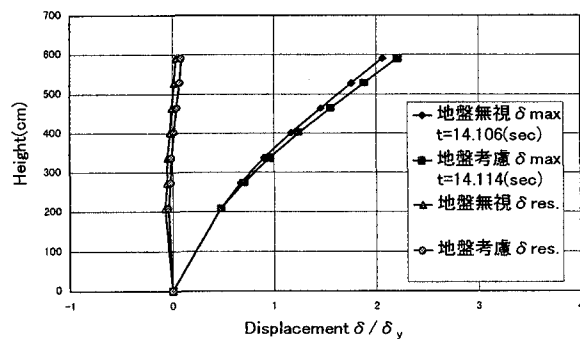


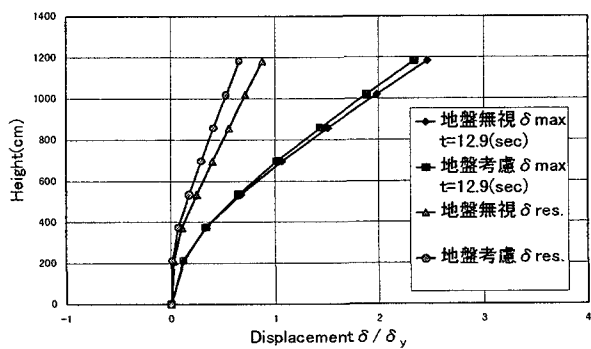
図-8 板要素の変形図



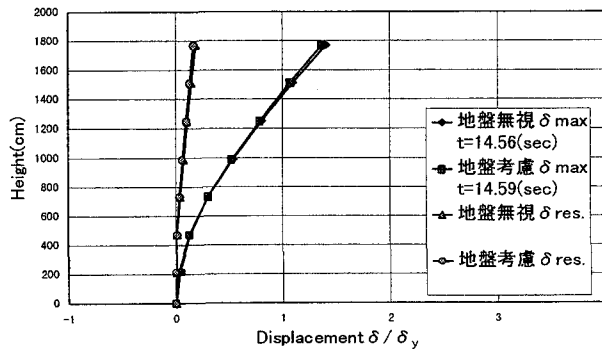
(a) R3G3L4



(b) R5G3L2



(c) R5G3L4



(d) R5G3L6

図-9 橋脚の挙動

## 5. 結言

本研究では、本報告で提案した地盤を考慮した地震時動的応答解析法に従い、対象地盤の振動特性、および震源特性を考慮した入力地震動を作成した。そして、骨組要素、板要素、ばね要素から成る結合モデルを構築した。提案モデルにより、地震時動的応答解析を行った結果より、地盤の考慮は、鋼製橋脚の損傷レベルや変形形状に大きく影響を与えることがわかった。

しかしながら、それらの影響の定量的な解明には至っていない。よって、今後は実際の地盤と地震動の組合せを用いて、橋脚の耐震性能について、検討を行うことが課題である。

## 謝辞

本研究は、岐阜大学工学部土木工学科の総合化研究プロジェクト GUnew (Gifu University new century project, <http://www.cive.gifu-u.ac.jp/index.html>) の一環として実施したものである。関係各位に謝意を表します。

本文をまとめるにあたり、本学大学院工学研究科博士前期課程 2 年の岡田豊君の協力を得た。ここに記し謝意を表します。

## 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, 2000年1月.

- 2) 永田和寿, 渡邊英一, 杉浦邦征: 基礎-構造物系の非線形動的相互作用に関する研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.42A, pp.593-602, 1996年3月.
- 3) 中島章典, 金丸和稔, 土岐浩之: 橋脚-基礎地盤系の地震時における減衰性状について, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.45A, pp.763-770, 1999年3月.
- 4) 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, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.46A, pp.745-756, 2000年3月.
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 下部構造編, 1996年, 12月.
- 7) 大崎順彦: 新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, 1994年5月.
- 8) 亀田弘行, 杉戸真太, 後藤尚男, 斎藤宏, 大滝健: 工学的基盤における地震動予測モデル, 京大防災研究所年報 第27号B-2, 1985年4月
- 9) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 1996年, 12月.
- 10) 小松定夫, 牛尾正之, 北田俊行: 補剛板の溶接残留応力および初期たわみに関する実験的研究, 土木学会論文報告書, 第285号, pp.25-35, 1977年9月
- 11) 奈良 敬, 服部松利, 森脇良一: 繰り返し軸方向荷重を受ける鋼板の弾塑性解析, 構造工学における数値解析シンポジウム論文集, 第19巻, 日本鋼構造協会, pp.177-182, 1995年.

(2001年12月7日受付)

## ELASTO-PLASTIC DYNAMIC ANALYSIS OF STEEL BRIDGE PIERS IN CONSIDERATION OF PLATE BUCKLING AND GROUND BEHAVIOR

Satoshi NARA, Shigeyuki MURAKAMI and Tsuyoshi ISHIDA

This paper presents a procedure for analyzing elasto-plastic behavior of steel bridge piers under seismic loading. The procedure consists of the following three steps, that is, firstly estimating ground parameters, secondarily predicting seismic acceleration, and finally dynamic numerical analysis of the piers in consideration of steel plate buckling and dynamic behavior of the ground. Some numerical examples are demonstrated.