

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

岐阜大学工学部 正会員 奈良 敬
 岐阜大学工学部 正会員 村上 茂之
 高田機工(株) 正会員 ○石田 剛

1. 序論

橋梁は、桁などの上部構、橋脚、基礎、地盤から成る系であり、その系に地震力などの過大な外力が加わった場合、個々の要素の応答が他の要素のそれに影響する可能性が高い。中でも橋脚は、基礎を通じて地盤に支持されているため、橋脚の振動特性は地盤のそれに影響される。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脚全体の耐震性能を左右する。そのため構造物全体の耐震性能を検討するには、一つに局部座屈の影響を考慮することが重要となる。

入力地震動の振動特性やその強度は、数値計算結果に大きく影響するため、その選定には十分な配慮が必要である。しかしながら、これまでの動的応答解析の研究のほとんどは、入力地震動として過去の強震動記録が用いている。本来、個々の地震動は、それぞれ固有の震源特性を有しており、かつ個々の地盤特性により固有の増幅作用を受ける。よって、既往の強震動記録を入力地震動に適用した場合、必ずしも対象構造物の耐震安全性を十分に検討できるとは言えない。

そこで、上記に述べた事柄を考慮して、構造物とそれを支える地盤の連成相互作用に着目した動的解析手法の開発を行った。ここでは、動的解析法の概要と単柱式鋼製橋脚を対象とした数値計算例により同解析手法の意義について報告する。

2. 解析フロー

図-1 に動的解析手法の概略を、図-2 に入力地震動の決定フローを示す。地盤調査を基に、入力地震動は図-2 に、ばね定数は文献 1) に従って決定する。これにより、対象構造物の建設予定地の振動特性を考慮した入力地震動を数値解析に用いることができる。入力地震動の詳細は後述する。なお、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、各マトリックスに掛かる係数 α 、 β は、固有値解析より算定する。地盤部の α 、 β は地盤調査より得られた地盤構成より増幅スペクトルを求め、それより得られる一次、および二次の固有周期を基に算出する。

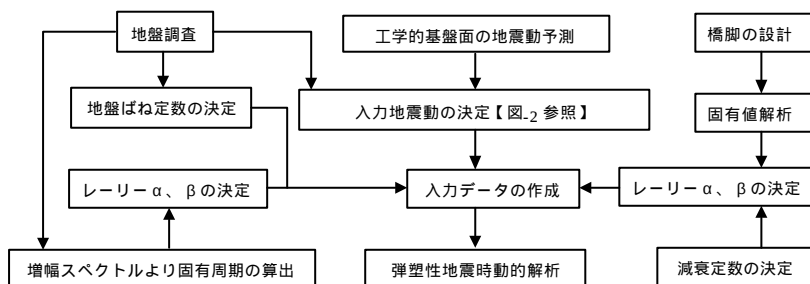


図-1 動的解析手法の概略

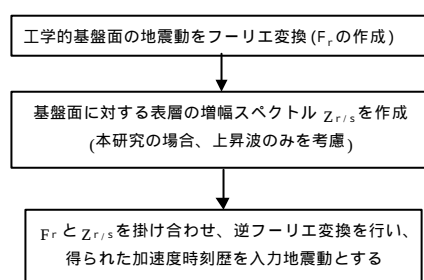


図-2 入力地震動の決定フロー

3. 解析モデル

解析モデルを図-3 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、解析対象の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。橋脚の断面パラメータ、ばね要素の各ばね定数¹⁾、および α 、 β を表-1 に示す。減衰マトリックスを算出するための α 、 β を決定するには、個々の解析モデルの振動特性を把握しなければならない。そこで、本研究では、構造物・地盤・液体連成地震応答解析シス

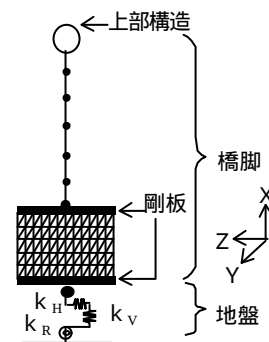


図-3 解析モデル

キーワード：動的解析，局部座屈，地盤の影響，鋼製橋脚

〒501-1193 岐阜市柳戸 1-1 Tel.058-293-2405 Fax.058-293-2425

テム DINAS を用いて固有値解析を行った．なお，地盤ばねの減衰定数 h を 0.25 とし，橋脚の減衰定数は，橋脚の固有周期 T を用いて式(1)より求めた．また，弾塑性解析法は文献 2) に従った．

$$h = \frac{0.04}{T} (h \geq 0.03) \quad (1)$$

表-1 構造諸元

モデル名	$\bar{\lambda}_p$	$\bar{\lambda}$	P/P_v	K_H (MN/mm)	K_V (MN/mm)	K_θ (GN・mm)	α ($\times 10^{-4}$)	β
R3G3L2	0.3	0.2	0.246	1.882	1.459	23.442	0.986	2.567
R3G3L4		0.4	0.138	1.966	1.854	66.066	1.850	0.568
R3G3L8		0.8	0.083	1.867	2.400	272.674	5.092	0.177

* $\bar{\lambda}_p$: 幅厚比パラメータ, $\bar{\lambda}$: 細長比パラメータ, P/P_v : 軸力比, K_H : 水平ばね定数, K_V : 鉛直ばね定数, K_θ : 回転ばね定数

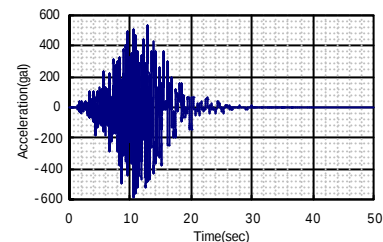


図-4 入力地震動

4. 入力地震動

入力地震動は，地盤の物性値より得られる増幅スペクトル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作成する³⁾．なお，本研究の場合，工学的基盤面，および地表面への入射波は，それぞれの境界面上昇波としている．対象地盤の工学的基盤に発生する地震動は，亀田・杉戸の方法⁴⁾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．入力地震動を図-4 に示す．

5. 解析結果と考察

地盤の連成を考慮する場合と地盤の連成を無視する場合の2通りで各解析モデルに対して数値計算を行った．最大応答変位は，橋脚基部の断面が降伏する時の頭頂部変位 δ_y で無次元化している．ここで，地盤を考慮した場合の頭頂部応答変位は，基礎の応答変位との相対変位である．なお，図-6 の橋脚基部の着目要素は，フランジの最大初期たわみ量を与えている節点を有する要素である．地盤の連成を考慮した場合，頭頂部の応答変位時刻歴時刻歴は，R3G3L2 と R3G3L4 で最大応答変位，残留応答変位が減少した．R3G3L8 のモデルでは頭頂部応答が増大したが，これは地盤を考慮することによって，その固有周期が入力地震動の卓越周期に近づいたためである．入力地震動が主要動を迎える時間帯 $t=8 \sim 16$ (sec)では，両者の頭頂部応答変位の振動周期は変わらないものの，その振幅の大きさが異なる．これは，地盤と橋脚の振動周期の差がモデル全体の振動に影響すること，橋脚下部に配置されている板要素の変形モードが異なることに起因する．板要素の変形モードの違いは，着目要素の板曲げひずみ時刻歴より確認できる．3つのモデルの中では，頭頂部の水平応答変位時刻歴の差 R3G3L2 が最も地盤の連成の影響を受けたことがわかる．

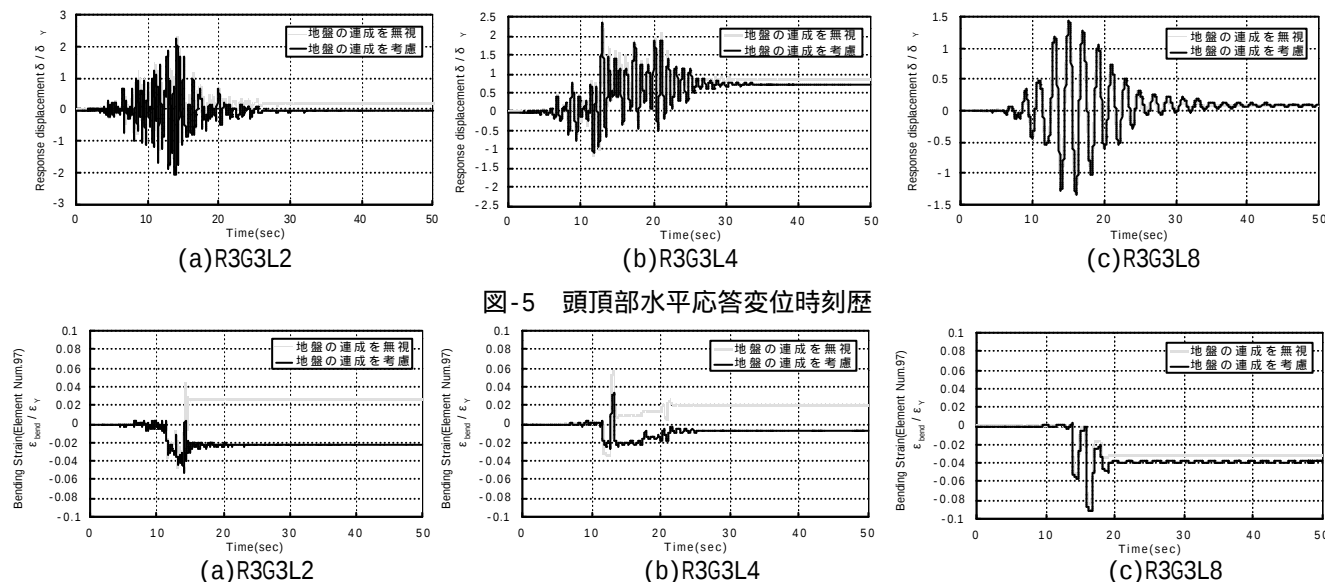


図-5 頭頂部水平応答変位時刻歴

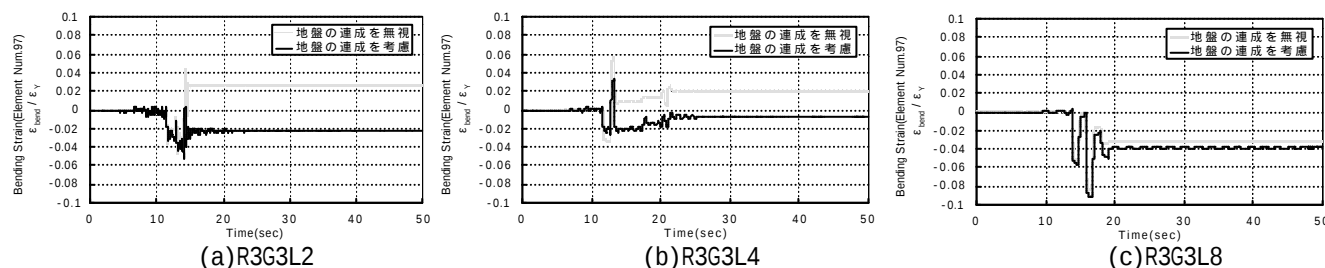


図-6 着目要素(要素 97)の板曲げひずみ時刻歴

6. 結論

本研究では，地盤の連成と局部座屈を考慮した鋼製橋脚の地震時動的応答解析手法の提案をした．それに基づき，解析モデルを構築し，弾塑性動的応答解析を行った．これより，基礎の挙動が橋脚基部に配置されている板要素の変形に影響を及ぼし頭頂部の水平応答変位時刻歴に変化を与えることがわかった．

< 参考文献 >

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，下部構造編，1996 年 12 月．
- 2) 奈良敬・村上茂之・玉利幸一：局部座屈を考慮した鋼製橋脚の地震時動的応答解析，第 2 回鋼構造の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp263-270，1998 年 11 月．
- 3) 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．
- 4) 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．