

宇都宮大学大学院 学生員 工藤 忠
 宇都宮大学 正会員 中島 章典
 宇都宮大学 正会員 斉木 功

1. はじめに

これまで、2方向に地震動を受ける単柱式橋脚の弾塑性動的応答性状は1方向にのみ地震動を受ける橋脚の弾塑性動的応答性状と大きく異なることは明らかにされている¹⁾。

しかし、水平2方向から同時に地震動を受ける高架橋全体系としての弾塑性地震応答性状についてはいまだ明らかとされていない点も多い。

そこで本研究では、可動ヒンジおよび固定ヒンジ支点を有する高架橋に水平2方向から同時に地震動が作用する場合の地震応答性状を、有限変位・微小ひずみ理論に基づく3次元骨組モデルを用いた弾塑性地震応答解析により求める。そして、1方向からのみ地震動を作用させた場合の解析結果との比較検討を行う。

2. 解析モデル

本研究では、上部構造、橋脚、可動および固定ヒンジ支点の相互作用を考慮できる最も基本的な解析モデルとして図-1に示す高架橋を対象とした。上部構造の支間は40mとし、上部構造重量については総重量4.18MNを仮定している。なお、ここでは隣接径間の上部構造質量の影響は考慮していないが、橋脚に作用する軸力の影響は考慮する。橋脚高さはP1、P2橋脚ともに10mとし、橋脚断面は図-2中に示す無補剛箱型等断面とし、次式を用いて軸力および曲げモーメントに関する照査を行い橋脚断面を設定している。

$$\xi = \frac{\nu N}{N_Y} + \frac{\nu M}{M_Y} \leq 1.0 \quad (1)$$

ここに、 N 、 M は震度法において橋脚断面に作用する軸力および曲げモーメント、 N_Y 、 M_Y は橋脚断面の降伏軸力および降伏曲げモーメント、 ν は安全率(=1.14)である。なお、ここでは、P1、P2橋脚ともに $\xi=0.815$ となっている。また、1本の橋脚上の支数数は2とし、P1橋脚上に橋軸方向を自由とした可動ヒンジ支、P2橋脚上に固定ヒンジ支を設置した。

以上的高架橋のモデルを図-2に示す。主桁(5)は1本のはり部材としてモデル化することから、横桁(4)の部材剛性は実剛度より大きい値としている。また、ヒンジ支と横桁およびヒンジ支と橋脚水平はり(2)の間にオフセット部材(3)を設置し剛結としている。なお、本研究では、数値解析の際、図中に示す橋脚(1)についてのみ断面分割を行い弾塑性の判定をするものとし、他の部材は幾何学的非線形性のみを考慮した弾性部材としている。(2)から(5)の部材に用いた部材特性を表-1に示す。なお、各橋脚の基部は十分に剛なものと考え固定している。

3. 解析方法

本研究では、幾何学的非線形性および材料非線形性を考慮した3次元骨組要素により図-1に示す高架橋をモデル化し、有限要素法に基づく動的複合非線形解析を行う。幾何学的非線形性については、有限変位・微小ひずみ問題を対象とし、剛体変位除去の手法²⁾を用いて考慮するものとしている。材料非線形性については、一般に、弾塑性解析におけ

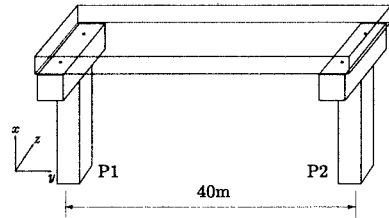


図-1 解析モデル

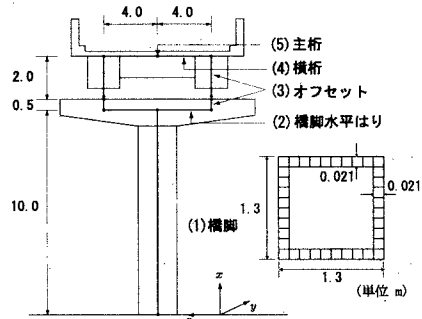


図-2 高架橋のモデル化

表-1 各構造部材の部材特性

部材番号	断面積 (m ²)	断面2次モーメント (m ⁴)		ねじり定数 (m ⁴)
2	0.1268	$I_x=0.0568$	$I_y=0.2256$	0.0822
3	5.0	$I_y=5.0$	$I_z=5.0$	5.0
4	1.0	$I_x=5.0$	$I_y=1.0$	5.0
5	0.4	$I_x=2.15$	$I_z=0.24$	0.1

る塑性載荷状態では、降伏条件と釣り合い式を満足するように各種点の直応力とせん断応力の組み合わせを求める必要がある。その方法として本研究では、Return-mapping法³⁾を用いる。なお、塑性領域での構成則として J_2 関連流れ則と移動硬化則を仮定し、Von Misesの降伏条件により降伏判定を行う。また、ここではSt.venantねじり変形に伴うせん断応力のみを考慮し、直応力とせん断応力を合成した相当応力で弾塑性の判定を行う。

弾塑性地震応答解析における数値積分には、Newmark β 法($\beta=1/4$)を用い、時間刻みは数値積分上の誤差を少しでも低減するため入力地震動の0.01秒刻みのデジタルデータを直線補間する方法により0.001秒とした。

鋼材の材料特性については、弾性係数206kN/mm²、ポアソン比を0.3とし、鋼材の初期降伏応力 $\sigma_Y=314$ N/mm²としている。鋼材の応力-ひずみ関係の構成則については移動硬化則を仮定し、移動硬化係数として弾性係数の1%を設定している。また、質量行列は集中質量法により作成し、粘性減衰は弾性状態の1次振動モードに対して減衰定数1%の質量比例型とした。

Key Words: 高架橋、弾塑性地震応答解析、2方向地震動

〒321-8585 宇都宮市陽東7-1-2 宇都宮大学工学部建設学科 Tel.028-689-6208 Fax.028-689-6230

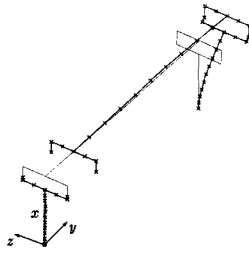


図-3 1次振動モード ($\omega=5.9503$ rad/s)

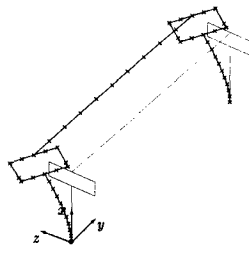


図-4 2次振動モード ($\omega=6.2744$ rad/s)

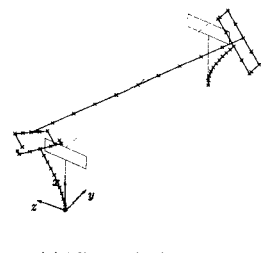


図-5 3次振動モード ($\omega=12.825$ rad/s)

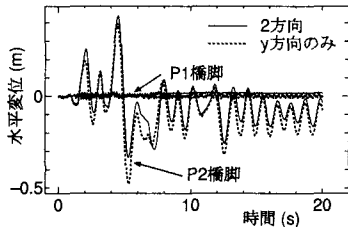


図-6 P1,P2 橋脚頂部の y 方向水平変位の比較

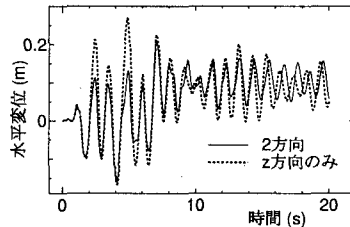


図-7 P1 橋脚頂部の z 方向水平変位の比較

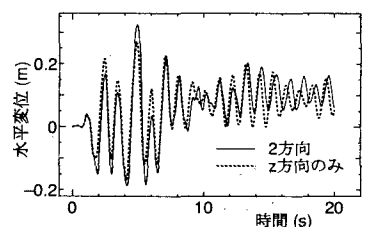


図-8 P2 橋脚頂部の z 方向水平変位の比較

4. 解析結果および考察

まず、弾塑性地震応答解析に先立ち、対象とする高架橋の基本的な振動特性を把握するため固有値解析により求めた1~3次の振動モードを図-3から図-5に示す。なお、解析により得られた各モード次数の固有円振動数も合わせて示す。本研究では、P₁橋脚上には橋軸方向に対し可動ヒンジ支点としていることから、1次は主桁およびP₂橋脚の軸方向振動モード、2次は高架橋全体の橋軸直角方向振動モードが支配的となっている。3次は橋軸直角方向の逆対称モードとなり、主桁のねじりが生じるモードとなった。

このような振動特性を有する高架橋に対し、水平2方向から入力地震動を作用させた場合の解析結果を図-6から図-9に示す。なお、入力地震動には、兵庫県南部地震時のJR鷹取駅観測記録を用い、そのNSおよびEW成分をそれぞれy方向およびz方向に入力した。

それぞれ図中の「2方向」とは水平2方向に地震動を入力した場合の解析結果であり、「y方向のみ」、「z方向のみ」とは、比較を行うためにy方向またはz方向のみの1方向に地震動を入力した場合の解析結果に対応する。

まず、図-6にP₁、P₂橋脚頂部のy方向水平変位の比較を示す。対象とする高架橋はP₁橋脚上を可動ヒンジ、P₂橋脚上を固定ヒンジ支点としていることから橋軸方向水平力はP₂橋脚がすべて負担する結果となる。そのP₂橋脚頂部のy方向水平変位に着目すると、y方向にのみ地震動を入力した場合の方が2方向に地震波を入力した場合に比べ最大応答変位が大きくなる挙動を示していることがわかる。

次に、図-7、図-8にP₁橋脚およびP₂橋脚頂部のz方向水平変位に着目した比較結果を示す。P₁橋脚に関しては、橋軸方向と同様にz方向にのみ地震波を入力した場合の方が2方向入力時に比べ最大応答変位は大きくなる結果となっている。しかし、P₂橋脚に関しては2方向入力時に最大応答変位を示す結果となった。今回のような比較は、地震波の特性に依存するところも大きいことが考えられ、1種類の地震波による比較だけでは十分な検討とはいえないが、1方向にのみ地震波を入力した場合と2方向入力時とではその挙動は異なることがわかる。

最後に、図-9にP₂橋脚基部y軸回りの曲げモーメント-

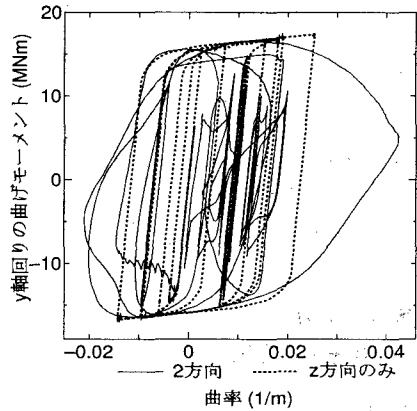


図-9 P2 橋脚基部 y 軸回りモーメント-曲率関係

曲率関係を示す。この結果から2方向入力時には、直交方向の曲げモーメントの値が変化することにより、全塑性曲げモーメントの値が変わるため、曲率は増加するが曲げモーメントは減少する傾向が見られる。しかし、z方向のみ入力時はこのような傾向は見られず、1方向入力と2方向入力では最大曲率および曲率の変動範囲は異なることがわかる。

5. おわりに

本研究では、水平2方向から同時に地震動を受ける高架橋の弾塑性地震応答性状を、1方向からのみ地震動を受ける場合との比較を行い検討した。その結果、1方向入力時と2方向入力時とではその挙動は異なることを示した。今後、地震波種別などをパラメータとし多くの検討が必要である。

参考文献

- 1) 生出佳, 中島章典, 斉木功: 剛体ばねモデルを用いた橋脚の三次元弾塑性地震応答解析, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp259-270, 2000. 7.
- 2) 斉木功, 後藤文彦, 岩熊哲夫: 有限回転を許容する棒部材の3次元動的数値解析の一手法, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp275-282, 1998.3.
- 3) J.C. Simo and T.J.R. Hughes: *Computational Inelasticity*, Springer, 1998.