

(I-73) 高架橋システムの耐震設計についての一考察

宇都宮大学 学生員 柴田 陽子
 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

エネルギー一定則は、その性質に基づくと弾塑性時の最大応答変位を近似的に容易に導くことができることから大地震に対する耐震設計に用いられている。その場合、耐震設計では主に塑性化が橋脚基部に生じると想定しているが、大地震の際には基礎やアンカー部などの部分にも非線形性が生じる可能性がある。また、各部分の復元力特性は異なっており、耐震設計で用いているエネルギー一定則の適用性が十分ではない場合も考えられる。

そこで本研究では、上部構造と支承、橋脚、基礎などから構成される高架橋システムを対象とし、エネルギー一定則によって求められる最大応答変位と、各部分に非線形の復元力特性を仮定した動的弾塑性応答解析によって求められる最大応答変位との比較から高架橋システムにおけるエネルギー一定則の適用性を検討する。

2. 解析モデルおよび解析方法

本研究では、上部構造、支承、橋脚、アンカー、基礎などから構成される高架橋システムを対象とし、これを図-1のように4質点5自由度系に、つまり支承部、橋脚、基礎の水平運動とアンカー部、基礎の回転運動にモデル化した。支承がヒンジであることを考慮すると支承以下の回転運動は上部構造には伝わらないものと考えられる。なお、各自由度に対する動的特性をばねとダッシュポットで表している。この解析モデルの運動方程式は、図-1に示すような変形状態を仮定して導くことができる¹⁾。

復元力特性として、橋脚部の挙動を表すばねに2次勾配が初期勾配の0.03となるバイリニア型を、基礎部の水平方向の挙動を表すばねに2次勾配が初期勾配の0.1となる最大点指向型を仮定している。なお本解析の範囲では支承部、アンカー部、基礎部の回転方向のばねは弾性として扱う。

減衰を考慮する場合、支承部、橋脚部、アンカー部の減衰定数を0.01、基礎の水平、回転方向の減衰定数を0.1とし、ひずみエネルギー比例減衰法によってモード減衰定数を設定する。その1次と2次の減衰定数からレーリー型の減衰マトリクスを求める²⁾。

弾塑性地震応答解析における数値積分にはNewmarkの β 法($\beta=1/4$)を用いている。

3. 弾塑性地震応答解析の精度

時間刻みの違いによる応答値の精度を検討するため、レベル2タイプ1の1つの地震波が作用した場合について、1/100秒の時間刻みの地震波をさらに分割して細かい時間刻みの地震波として解析を行った。

図-2は解析結果の一例として、橋脚部の相対変位の最大値を、分割数100のときの最大水平変位で無次元化し、分割数との関係を示したものである。

このようにして各応答値の収束状況を検討した結果、分割数が20以上でほぼ一定値に近づく傾向が見られた。よって本研究の地震応答解析における時間刻みは1/2000秒とした。

4. 解析結果と考察

(1) パラメータの設定

本研究で対象とする解析モデルに対して、地盤種別

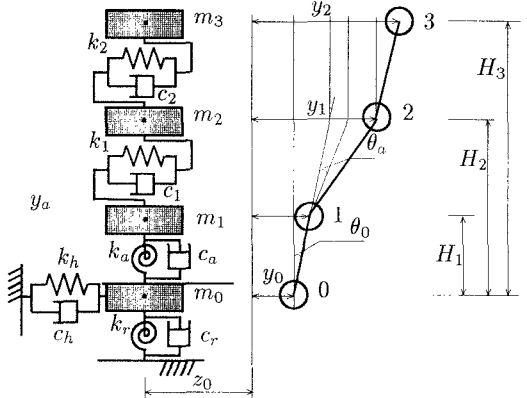


図-1 解析モデル

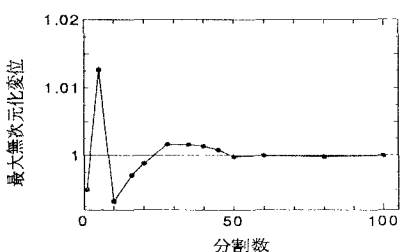


図-2 橋脚部の最大相対変位と時間刻みの分割数の関係

Key Words: 高架橋システム, 耐震設計, 弾塑性地震応答解析, エネルギー一定則
 〒 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

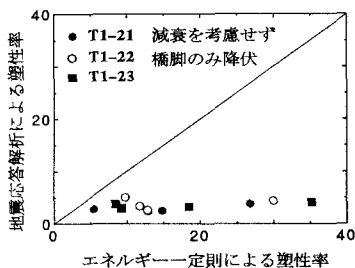


図-3 全体系塑性率の相関図

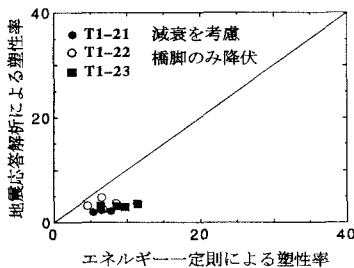


図-4 全体系塑性率の相関図

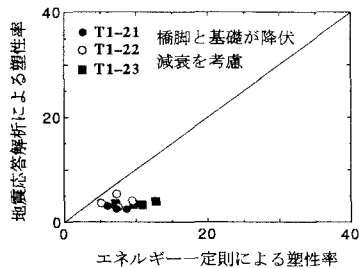


図-5 全体系塑性率の相関図

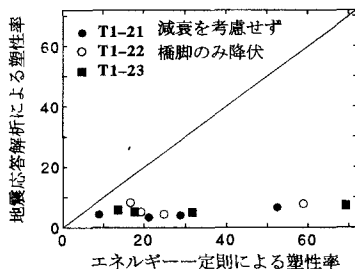


図-6 橋脚系塑性率の相関図

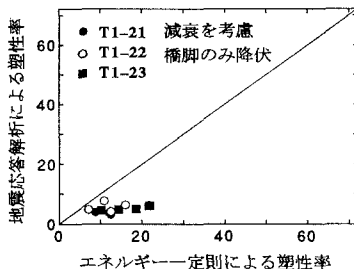


図-7 橋脚系塑性率の相関図

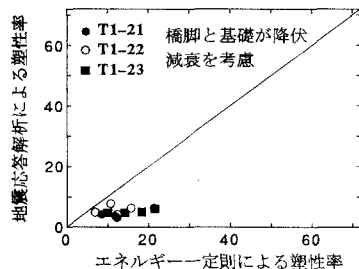


図-8 橋脚系塑性率の相関図

ごとに橋脚断面，上部重量を変えて1次固有周期が0.6, 0.8, 1.0, 1.2秒付近になるように解析モデルの諸元を定めた。固有値解析の結果より，地盤種別や解析モデルの違いによらず，1次モードでは橋脚の水平運動が，2次モードでは基礎部の水平運動が卓越する。さらに高次モードになると基礎部，アンカー部の回転運動，支承部の水平運動が卓越するモードが表れる。前述のひずみエネルギー比例減衰法によって定めた各橋脚モデルの1次モードの減衰定数は1種地盤および2種地盤では約0.014，3種地盤では約0.019となった。

(2) 地震応答解析の結果

ここでは，弾塑性地震応答解析による最大応答変位とエネルギー一定則を適用して求められる最大応答変位に着目して結果を整理した。その結果を図-3から図-8に示す。ここで，全体系塑性率とは上部構造の最大変位を橋脚が降伏する時の上部構造の変位で除したものであり，橋脚系塑性率とは橋脚部の最大相対変位と対応する降伏変位から求める塑性率である。エネルギー一定則による最大変位は，弾性地震応答解析による弾性時の最大変位と最大荷重を，水平荷重を上部構造に静的に載荷した場合の水平変位—水平荷重関係に適用して求められる。一般に，非減衰時の弾性最大応答変位は非常に大きくなるため，図-3に示すようにエネルギー一定則を適用して求める最大変位は降伏変位に対して30倍以上の場合もあるが，弾塑性地震応答解析では橋脚部の水平ばねが降伏することによる履歴減衰のため最大変位はそれほど大

きくはならない。また，図-3と図-6を比較すると橋脚系塑性率は全体系塑性率の約1.5倍になる。図-4，図-7は減衰を考慮し，橋脚のみ降伏する場合であるが，減衰が考慮されない場合に比べると弾塑性地震応答解析による塑性率はほぼ同じ値をとるが，エネルギー一定則による塑性率は約1/3になる。これは弾性地震応答解析による最大変位に減衰が強く影響しているためと思われる。図-5，図-8は減衰を考慮し，橋脚と基礎の水平方向のばねが降伏する場合である。この場合，橋脚が降伏するときの力の0.9倍で基礎が降伏するように設定してある。橋脚のみ降伏する場合と比較すると全体系および橋脚系塑性率にはあまり大きな違いはない。これは橋脚部の塑性変形に比べて基礎の塑性変形は小さく，結果的に基礎の塑性変形が全体系塑性率，橋脚系塑性率に与える影響は小さいからである。

5. おわりに

本研究で用いた解析モデルに減衰を考慮しない場合，弾性時の最大変位が過度に大きくなるため，エネルギー一定則の適用性が悪い。また，基礎のわずかな塑性変形は，全体系，橋脚系の弾塑性挙動にあまり影響を与えないことが分かった。

参考文献

- 1) 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，Vol.42A，pp.593-602，1996。
- 2) 川島一彦，長島寛之，岩崎秀明：エネルギー比例減衰法による免震橋のモード減衰定数の推定精度，土木技術資料，35-5，pp.62-67，1993。