

降伏荷重比を考慮した免震橋の設計に関する一研究

愛知工業大学 学生員 ○武田直洋
愛知工業大学 正会員 鈴木森品

1. はじめに

耐震性能の向上の一つとして免震支承を用いた免震化が挙げられる。しかし、免震化によってどの程度の減衰性能を持たせ、また、塑性化させるべきかなど現時点では明確にされていない。そこで本研究では、桁・脚・支承・基礎からなる高架橋のシステムを、3自由度バネ質点系にモデル化し、免震支承の降伏荷重をパラメータとして弾塑性応答解析を行った。そして、地震力が作用した場合に、最大応答変位が最小となるときに橋脚と免震支承の降伏荷重を求め、最適降伏荷重比の関係について検討した。

2. 解析概要

本研究では、図1(a)に示すような基礎と上部構造からなる系を、それぞれの動的相互作用を考慮した3自由度系にモデル化した。さらに、この系に地震力が作用した場合の変形図を図1(b)のように仮定した。

モデル化に際して、多くの場合基礎のロッキング運動を表すために回転バネを設けているが¹⁾、より簡略化するためにロッキング運動に関しては回転バネを設けるのではなく、図1に示すように基礎を剛な構造と仮定し、岩盤にピン結合されているとした。ただしこれは、免震支承を設けることにより杭は塑性化しないこと、また杭自体に2次以降の振動モードが発生しないという前提のみで成立する仮定である。さらに、本来なら回転により各質点がバネ等になんらかの影響を与えられ考えられるが、本研究ではその影響は非常に小さいとし、慣性力のみに影響すると仮定した。

解析は、Newmark β 法($\beta=1/4$)を用いて行った。解析に用いた入力地震波は、道路橋示方書・同解説V耐震設計編(以下道示V)に示されるレベル2(Type1, Type2)地震波を橋軸直角方向に作用させた。(表1参照)

3. 解析モデル

3.1 上部工・橋脚

橋脚は鋼製橋脚を想定し、鋼材は降伏応力 $\sigma_y=2.4\text{tf/cm}^2$ 、ヤング率 $E=2100\text{tf/cm}^2$ のSS400相当を仮定した。橋脚の高さ $L_0=1200\text{cm}$ 、重量 $m_2=20\text{tf}$ 、断面二次モーメント $I=1.31\times 10^7\text{cm}^4$ (図2参照)および減衰定数 $h_2=0.05$ は地盤種によらず一定とした。断面は図2に示すような補剛断面を用いた。幅厚比パラメータ $R_2=0.41$ である。復元力モデルは図3のようなひずみ硬化型のバイリニアモデルを用いる。1次剛性は 47.8tf/cm (図3の k_1 に相当)である。2次剛性(図3の k_2 に相当)は道示Vの設定例により1次剛性の7.7%と²⁾した。また、軸力を考慮しない場合の降伏荷重および降伏変位は $H_{2y0}=258\text{tf}$ 、 $\delta_{2y0}=5.41\text{cm}$ である。上部工重量は震度法により1種地盤で 600tf 、2種地盤で 500tf 、3種地盤で 430tf となった。

3.2 地盤—基礎

基礎に用いられる杭とフーチングは、前述のようにバネと質点にモデル化している。杭は鋼管杭を想定した。バネ定数は各地盤種の N 値も考慮した杭と地盤バネの合成値とし、道路橋示方書・同解説IV下部構造編を参考にして1種地盤で 6100tf/cm 、2種地盤で 4290tf/cm 、3種地盤で 2920tf/cm の値を用いた。また、フーチングの重量は 170tf とした。ここで、各地盤種の N 値はそれぞれ40, 25, 15, 減衰定数 h_1 は0.2と仮定した。本研究では、地盤バネはすべて弾性バネと仮定し、スウェイ運動により基礎が回転すると仮定しているの、ロッキング運動に関する回転バネは考慮していない。

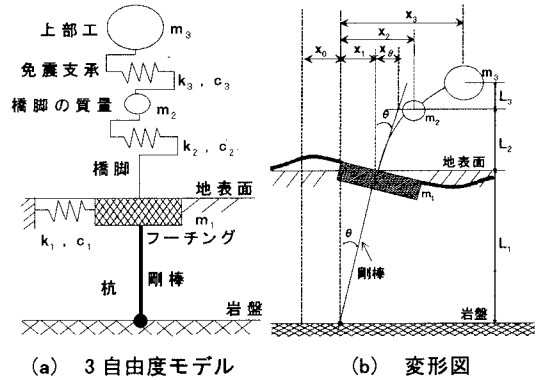


図1 解析対象のモデル化

表1 入力地震波

	1種地盤	2種地盤	3種地盤
Type1	JIBAN1L2	JIBAN2L2	JIBAN3L2
Type2	INAGAWA N-JMA-NS N-JMA-EW	FUKIAI N-JRT-NS N-JRT-EW	N-HKB-NS P-ISL-NS P-ISL-EW

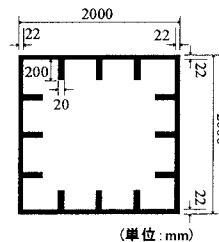


図2 橋脚の断面図

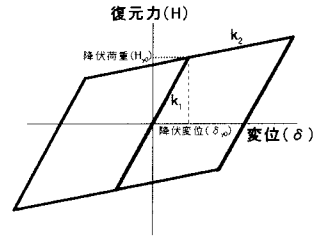


図3 復元力モデル

3. 3 免震支承

免震支承は鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB600 相当)を想定し、免震支承の復元力モデルは、図 3 に示す橋脚の復元力モデルと同様なひずみ硬化型のバイリニアモデルと仮定した。また、免震支承の高さ(L_3)、および等価減衰定数(h_3)は一定値とし、 $L_3=50\text{cm}$ 、 $h_3=0.2$ とする。ただし、1 次剛性は今回パラメータとして用いた降伏荷重、および固定値とした降伏変位($\delta_{y1}=2.5\text{cm}$)の比から算出した。また、2 次剛性はメーカーによる性能試験の結果より算出し、2 次剛性は 1 次剛性の 30% とした²⁾。実際に免震支承が用いられるときは、単体で用いられることは少なく複数個の免震支承が用いられる。したがって、LRB600 を基準とし複数個の免震支承を合成した場合の各値を解析に用いる。

4. 解析結果・考察

前章で述べた解析モデルに、レベル 2 地震動を入力し、免震支承の降伏荷重を 5tf から 1000tf まで変化させ弾塑性応答解析を行い、上部工および橋脚頂部の最大応答変位(絶対変位)への影響を検討した。図 4 は縦軸に上部工および橋脚頂部の最大応答変位(絶対変位)を、横軸に免震支承の降伏荷重をとったものである。また、図 5 は縦軸が橋脚頂部の最大応答変位を降伏変位で無次元化したもの(塑性率)であり、横軸が免震支承の降伏荷重である。

図 4 より免震支承の降伏荷重を大きくするにつれて、橋脚頂部の最大応答変位は増大し、上部工の最大応答変位は減少する傾向にあるのがわかる。まず、図 4(a)では上部工の最大応答変位は 40cm 程度減少し、橋脚頂部では 28cm 程度増大している。同様に、図 4(b)、(c)も上部工では 36cm および 39cm 程度の減少が見られ、橋脚頂部では 29cm および 27cm 程度増大している。

そこで、上部工の最大応答変位の変化を見てみると、図 4(a)、(b)、(c)いずれの場合も約 100tf を境にしてその変化の割合は大きく変わり、約 100tf 以上では最大応答変位に大きな変化はみられない。このことから、免震支承の降伏荷重は約 100tf 以上あれば良いと考えられる。また図 5 より、その時の橋脚の最大塑性率は、各地震波それぞれ約 3.5、約 3.2、約 2.2 となっており、これらの値は道示 V に示されている許容塑性率を下まわっている。

以上より、上部工の最大応答変位を最小にし、橋脚の最大塑性率を許容塑性率以下にするためには、免震支承の降伏荷重を橋脚に対し 1/2.5 程度に設定するのが最適であると考えられる。

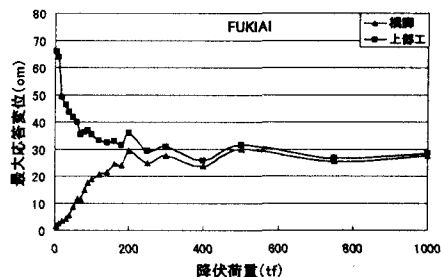
5. まとめ

本研究は、免震支承を有する鋼製橋脚を対象とし、桁・脚・支承・基礎からなる高架橋のシステムを、3 自由度バネ質点系にモデル化し、免震支承の降伏荷重をパラメータとして弾塑性応答解析を行った。また、その結果を用いて上部工の最大応答変位が最小となるような橋脚と免震支承の降伏荷重比について検討した。その結果以下のような結論が得られた。

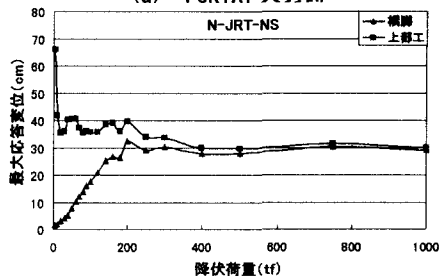
1. 免震支承の降伏荷重を大きくするにつれて上部工の最大応答変位は減少し、橋脚頂部の最大応答変位は増大する。
2. 免震支承の降伏荷重が 100tf 以上では、上部工の最大応答変位に大きな変化はみられない。
3. 上部工の最大応答変位を最小とするには、橋脚の降伏荷重に対し免震支承の降伏荷重を 1/2.5 程度に設定するのが最適である。
4. 免震支承の降伏変位が 100tf の場合の橋脚の最大塑性率は、いずれの場合も道示 V に規定されている許容塑性率より小さな値となっている。

<参考文献>

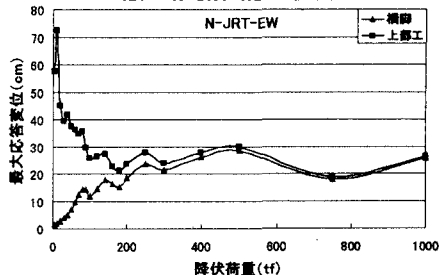
- 1) 永田, 渡辺, 杉浦: 基礎-構造物系の非線形動的相互作用に関する研究, 構造工学論文集 Vol. 42A, 1996.
- 2) 免震積層ゴム入門: 日本免震構造協会, オーム社, 1997.



(a) FUKIAI 入力時



(b) N-JRT-NS 入力時



(c) N-JRT-EW 入力時

図 4 最大応答変位-免震支承の降伏荷重関係

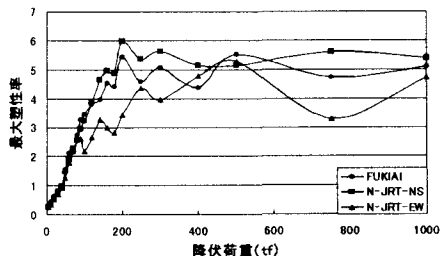


図 5 最大塑性率-免震支承の降伏荷重関係