

鉛入り積層ゴムを用いた変位制御型の道路橋の免震設計法に関する一考察

九州大学大学院 学生員 ○山田純司 九州大学大学院 正会員 松田泰治
九州大学大学院 フェロー 大塚久哲

1. はじめに

橋梁の免震設計の最終目的は、橋脚の基部に生じる曲げモーメントを低減して損傷を最小限に止め、橋梁の機能を維持することにある。これを実現するために桁および橋脚に生じる応答加速度が低減するよう免震支承の特性を定める際、免震支承に生じる変位が橋の機能に悪影響を与えないよう配慮しなければならない。そこで、本研究では鉛入り積層ゴムを対象に、地震時に生じる変位が設計時に想定する変位を上回らないよう免震支承の力学特性を定める手法、すなわち免震支承の形状設計を含む変位制御型の免震設計法を提案した。

2. 変位制御型の免震設計

2.1 目標設計変位と免震橋梁の固有周期

本研究ではⅠ種地盤上に建設される鉛入り積層ゴム支承を有する橋梁を対象とする。検討用の入力地震波は道路橋示方書の標準波におけるⅠ種地盤のタイプⅠ、タイプⅡ地震波よりそれぞれ1波(Ⅰ-Ⅰ-1、Ⅱ-Ⅰ-1)を選択した。

免震橋梁の設計の第一段階では、地震時に上部構造に対して許容できる変位すなわち目標設計変位を定める。目標設計変位とは地震時に基礎・橋脚・免震支承に生じる変位の総和を指し、変位吸収装置等の性能を考慮してこの目標設計変位を定める。ここでは目標設計変位として20, 30, 40cmの3ケースを検討対象とした。

設計の第二段階では目標設計変位を満足する免震橋梁の固有周期と減衰を設定する必要がある。鉛入り積層ゴム支承では鉛プラグの形状を変えることにより等価剛性と等価減衰定数を任意に選択可能である。今回鉛入り積層ゴム支承の等価減衰定数として10%のケースを検討対象とし、固有周期の設定には図-1に示す減衰定数10%としたタイプⅠおよびタイプⅡの標準波に対する変位応答スペクトルを利用する。目標固有周期の決定には直接関係はないが、応答加速度の低減効果を2次的に確認するために加速度応答スペクトルの重ね書きも図中に示している。この変位応答スペクトルを利用して目標設計変位を満足する目標固有周期を選択する。一つの目標設計変位を満足する固有周期はタイプⅠとタイプⅡそれぞれの地震動に対して定まるが、その両者の短い方の周期を目標固有周期とする。また、変位応答スペクトルの山谷により目標設計変位を満足する固有周期が複数存在する場合には、最も長い周期を選択するものとする。

2.2 免震支承の力学特性

免震支承の形状設計とは、目標固有周期を満足する免震支承の力学特性に対して免震支承の形状を定める行為である。以下では目標設計変位に基づく免震支承の水平ばね定数の決定および形状設計の手順を示す。

(1) 免震支承の水平ばね定数

ここでの水平ばね定数とは目標設計変位に対する免震支承の等価な水平ばね定数を指す。

まず、道路橋示方書¹⁾を参考に桁が固定の場合の橋の固有周期 T_0 を求め、 T_0 より図-2(a)の1質点系モデルで表される橋脚と基礎-地盤系を含む等価な水平ばね定数 k_1 を求める(式(1))。質点に考慮するのは桁の質量および橋脚と基礎の質量の80%である。

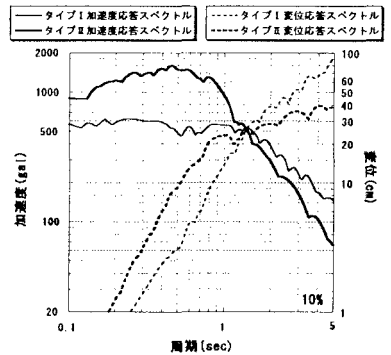
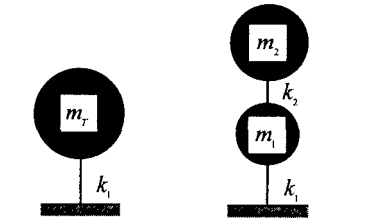


図-1 加速度および変位応答スペクトル



橋の固有周期 T_0 。免震橋梁の1次固有周期 T_1
(a) 1質点系モデル (b) 2質点系モデル

m_0 : 上部構造の質量
 m_p : 下部構造全体の質量
 m_f : フーチングの質量
 m_r : 下部構造の質量の80%とそれが支持している上部構造の質量
 k_1 : 橋脚と基礎地盤系の等価水平ばね定数
 $m_1 = 0.8(m_r + m_f)$
 $m_2 = m_0$
 $m_r = m_0 + 0.8(m_r + m_f)$

図-2 免震支承の水平ばね定数

計算用質点系モデル

$$k_1 = \frac{4\pi^2 m_1}{T_0^2} \quad (1)$$

$$k_2 = \frac{m_1 m_2 n_1^4 - k_1 m_2 n_1^2}{(m_1 + m_2) n_1^2 - k_1} \quad (2)$$

ここで、 $n_1 = 2\pi/T_1$

次に桁の質量を分離して免震支承を考慮した図-2(b)の2質点系モデルにおいて、系の一次固有周期 T_1 が先に示した変位応答スペクトルより定まる目標固有周期と一致するように、免震支承の水平ばね定数 k_2 を定める(式(2))。

$$\sum t_i \geq \delta / 2.5 \quad (3)$$

$$\gamma = 0.7\delta / \sum t_i \quad (4)$$

(2) 鉛入り積層ゴム支承の形状設計および非線形パラメータ

目標設計変位を δ とすると、この δ より鉛入り積層ゴム支承の最大せん断ひずみが2.5以下になるようにゴム総厚 Σt_g を定める(式(3))。

有効設計変位 u_{be} を 0.7δ とし、ゴムの有効せん断ひずみ γ を求める(式(4))。

道路橋の免震設計法マニュアル(案)²⁾を参考にして、ゴムの有効変位 u_{be} に対して非線形解析のための鉛入り積層ゴム支承の力学特性値(第一剛性 K_1 、第二剛性 K_2 、降伏強度 Q_d)を関係式(5)より決定する。

$$\begin{cases} F = k_2 u_{be} \\ K_2 = \frac{F - Q_d}{u_{be}} \\ K_1 = 6.5 K_2 \\ h_s = \frac{2Q_d \{u_{be} + Q_d / (K_2 - K_1)\}}{\pi \cdot u_{be} (Q_d + u_{be} \cdot K_2)} \end{cases} \quad (5)$$

F : 有効設計変位に対するせん断ひずみ γ における水平力

h_s : 等価減衰定数

鉛入り積層ゴム支承の降伏強度 Q_d および免震支承の水平ばね定数 k_2 により1支承あたりのゴムの平面形状(ゴムの面積 A_R 、ここでは正方形を仮定)と鉛プラグの平面形状(鉛プラグの面積 A_p 、ここでは円形を仮定)を決定する(式(6))。ここでは、係数 $a_0 \sim a_2$ 、 $b_0 \sim b_1$ には道路橋の免震設計法マニュアル(案)に示されている値を用いる。

$$\begin{cases} F = n(A_R \cdot G_R \cdot \gamma + A_p \cdot q) \\ Q_d = n(A_p \cdot q_0) \\ q = a_0 + a_1 \gamma + a_2 \gamma^2 \\ q_0 = b_0 + b_1 \cdot \gamma \\ \sigma_v = W / \{n \cdot (A_R + A_p)\} \end{cases} \quad (6)$$

q : せん断ひずみが γ の時の鉛プラグのせん断応力

q_0 : 鉛プラグの降伏強度におけるせん断応力度

σ_v : 支承の面圧

W : 橋脚で支える死荷重と活荷重の和

3. 実橋脚における変位制御型の免震設計の適用性の検討

I種地盤A地域の支承固定の条件で耐震設計された3径間鋼桁橋のうち一本の橋脚に着目し、橋脚-基礎系と鉛入り積層ゴム支承からなる免震橋梁の断面設定を行った。図-3にその構造概要を示す。免震橋梁は鋼桁と鉛入り積層ゴム支承および鉄筋コンクリート製の単柱式橋脚(直接基礎)から構成される。鋼桁は桁の重心位置において1質点でモデル化し、フーチングを含むRC橋脚は二次元はり要素でモデル化した。鉛入り積層ゴム支承は水平ばねで置き換え、鉛直方向は剛とした。フーチング下端には地盤ばねを考慮した。2.2に示した形状設計の手順に従い、鉛入り積層ゴム支承を試設計した結果を表-1に示す。

以上で述べた免震橋梁のタイプI、タイプII地震波に対して非線形動的解析を行った結果を表-2に示す。支承部分を固定とした耐震モデルでは橋脚基部のはり要素の最大曲率と橋脚基部断面における降伏曲率の比が9.631であるのに対し、免震モデルではその比は1.0以内に収まっておりすべてのケースに対して免震効果が確認できた。目標設計変位20, 30, 40cmの全てのケースに対してタイプIおよびタイプII地震波入力時の桁の最大変位は目標設計変位以下となっており、変位制御型の免震設計法の適用性が確認された。

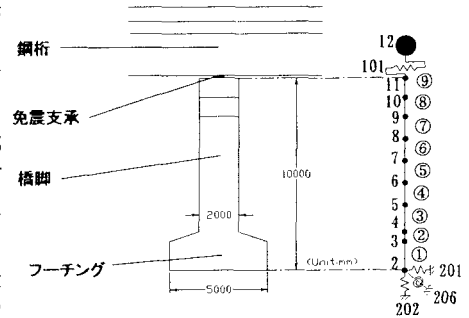


図-3 解析モデル

4. まとめ

表-1 実橋脚に対する免震支承の設計結果

1) 変位応答スペクトルの重ね書きを用いて、目標設計変位より定まる目標固有周期に対して鉛入り積層ゴム支承の形状設計を行う変位制御型の免震設計法を提案した。

2) 試設計された橋梁の全体系モデルを対象に本免震設計法の適用性を検討した。免震橋梁の応答変位は目標設計変位以下となり、全体系モデルに対する本手法の適用性が確認された。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，1996。
- 2) 土木研究センター：建設省道路橋の免震設計法マニュアル(案)，1992。

上部構造重量6570kN、橋脚重量1937kN、フーチング重量1134kN、支承数4										
目標設計変位 (cm)	目標固有周期 (sec)	ゴム総厚 (cm)	ゴムの面積 (cm ²)	鉛プラグの面積 (cm ²)	正方形ゴムの辺長 (cm)	2次形状係数	ゴム面圧 (MPa)	第1剛性* (kN/m)	降伏変位 (mm)	降伏強度
20	1.2	9	4.68E+03	1.49E+02	70	7.7	4.06	1.18E+05	0.0050	0.089
30	1.7	13	2.94E+03	9.65E+01	55	4.2	6.45	5.12E+04	0.0074	0.058
40	2.2	17	2.25E+03	7.50E+01	48	2.8	8.45	2.98E+04	0.0099	0.045

*支承4箇の合計

表-2 免震橋梁の動的解析結果

目標設計変位 (cm)	入力地震波	目標固有周期 (sec)	動的解析結果			
			免震モデル		耐震モデル	
			支承の最大変位 (mm)	桁の最大変位 (mm)	橋脚基部の最大曲率と降伏曲率との比	橋脚基部の最大曲率と降伏曲率との比
20	タイプI	1.2	0.121	0.143	0.804	0.993
	タイプII		0.128	0.146	0.774	9.631
30	タイプI	1.7	0.201	0.215	0.499	0.993
	タイプII		0.195	0.210	0.495	9.631
40	タイプI	2.2	0.299	0.311	0.414	0.993
	タイプII		0.264	0.273	0.444	9.631