

(132) 道路橋の免震装置の等価線形化手法と
特性値の設定方法について

(株)奥村組 ○高橋 一成 大成建設(株) 尾崎 大輔
(株)間組 松原 勝巳 西松建設(株) 高木 清
オイレス工業(株) 牧口 豊 (株)ブリヂストン 水津 洋二

1. まえがき

近年、建築構造物の免震装置に加え、道路橋に適した様々な免震装置が開発され、実用化されようとしている。これら免震装置の復元力特性の多くは非線形性を示すが、免震橋梁の設計においては設計の便を考え、等価線形化手法が用いられるのが一般的である。ここでは、免震装置の等価線形化の方法と等価線形解析の妥当性を検証するために、免震装置の試設計を行い地震応答解析を実施したのでその結果を報告する。また、免震装置の特性値の設定時に用いる簡易な免震橋梁モデルの提案についても併せて報告する。

2. 免震装置の試設計

図-1 に示す橋梁²⁾を対象に免震装置を試設計した。免震装置の構造設計は「道路橋の免震設計法ガイドライン(案)」³⁾を参考にを行い、いずれも地震時保有水平耐力法レベルで免震装置の変位が15~20cm程度となるようにした。試設計の対象とした免震装置及びその物性値を表-1 に示す。いずれも履歴型の免震装置であり、試験により得られた荷重-変位曲線をもとに、種々の非線形モデルでモデル化される。スパイラル鋼棒ダンパーのモデル化の例を図-2 に示す。完全弾塑性系モデルで概ねモデル化できるが、Ramberg-Osgoodモデル(以後R-Oモデルと呼ぶ)でさらに精度良くモデル化できることがわかる。しかし、試算によると設計で重要な最大応答値については両モデルで大きな差がなく(図-7 参照)、設計に用いる実用的な非線形モデルとして、積層ゴムの線形バネ+鋼棒の完全弾塑性系モデルからバイリニア型モデルを用いることとした。表-1 に示した他の装置でも同様の結果が得られ、ここでは非線形モデルとしてバイリニア型モデルを用いることにした。

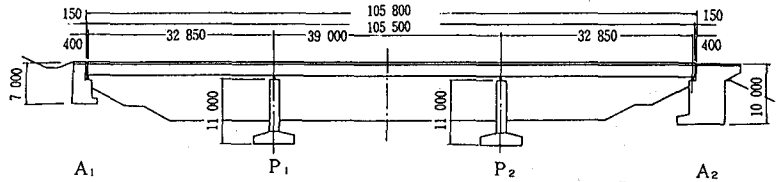


Fig-1 General View of Three Span Bridge

図-1 に示す橋梁²⁾を対象に免震装置を試設計した。免震装置の構造設計は「道路橋の免震設計法ガイドライン(案)」³⁾を参考にを行い、いずれも地震時保有水平耐力法レベルで免震装置の変位が15~20cm程度となるようにした。試設計の対象とした免震装置及びその物性値を表-1 に示す。いずれも履歴型の免震装置であり、試験により得られた荷重-変位曲線をもとに、種々の非線形モデルでモデル化される。スパイラル鋼棒ダンパーのモデル化の例を図-2 に示す。完全弾塑性系モデルで概ねモデル化できるが、Ramberg-Osgoodモデル(以後R-Oモデルと呼ぶ)でさらに精度良くモデル化できることがわかる。しかし、試算によると設計で重要な最大応答値については両モデルで大きな差がなく(図-7 参照)、設計に用いる実用的な非線形モデルとして、積層ゴムの線形バネ+鋼棒の完全弾塑性系モデルからバイリニア型モデルを用いることとした。表-1 に示した他の装置でも同様の結果が得られ、ここでは非線形モデルとしてバイリニア型モデルを用いることにした。

3. 免震装置の等価線形化手法

試験から得られる荷重-変位曲線の等価線形化の方法は種々あるが、Jenningsらにより整理⁴⁾されている方法から、ここでは次の3手法が免震装置に適用可能と考え取り上げた。3手法をバイリニア型モデルに適用した時の等価剛性、等価減衰定数の算定式を表-2 に示す。

① Resonant Amplitude法(以後R.A.法と呼ぶ)

等価剛性に初期接線剛性を用いるもので、等価剛性は一定値となり、等価減衰定数は他の方法に比べ小さな値を与える。計算は最も簡単である。

② Dynamic Stiffness法(以後D.S.法と呼ぶ)

定常状態での共振振動数、エネルギー吸収が一致するように等価剛性、等価減衰定数を設定する方法で、非線形性を最も忠実に評価した方法であるが、計算が他の方法に比べ複雑である。

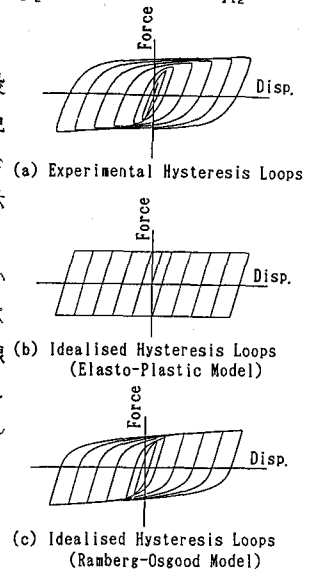


Fig-2 Hysteresis Loops of Spiral Bar Damper

Table-1 Properties of Menshin Devices

Menshin Devices	Q _c (tf)	K ₁ (tf/cm)	K ₂ (tf/cm)
Lead Rubber Bearing	60.0	123.2	18.9
High Damping Rubber Bearing	61.1	98.0	19.7
Rubber Bearing + Friction Damper	64.5	46.4	16.9
Elasto Sliding Bearing + Horizontal Spring	49.0	81.7	16.9
Rubber Bearing + Stainless Steel Ring Damper	68.2	32.0	10.8
Rubber Bearing + Spiral Bar Damper	75.9	70.3	15.3

③ Geometrical Stiffness法(以後G.S.法と呼ぶ)

等価剛性に荷重-変位曲線の最大変形点と原点を結んだ直線の勾配を用い、最も一般的な方法である。

積層ゴム+スパイラル鋼棒ダンパーに適用したときの等価剛性、等価減衰定数の比較を図-3に示す。塑性率の小さい範囲ではほとんど差がないが、免震装置が使われる10~15の範囲では差が大きくなることわかる。

4. 解析条件

解析モデルは、図-1の橋梁からP1橋脚を取り出し、橋軸方向を対象とした。モデルを図-4に、物性値を表-3に示す。入力地震動は、「道路橋示方書・耐震設計編」の震度法、地震時保有水平耐力レベル(以後、レベル1、レベル2と呼ぶ)の入力考えた1種地盤用の模擬地震波を用いた。模擬地震波の応答スペクトルを図-5に示す。また応答解析は最大応答値を有効振幅とし、免震装置部の応答変位が仮定値と一致するまで繰り返し計算を行った。

5. 応答結果の比較

(1) 最大応答値

図-6に、非線形解析(バイリニア型モデルによる解析)と等価線形解析(R.A.法、D.S.法、G.S.法による解析)の最大応答値の比較を示す。レベル1の応答解析では、いずれの等価線形解析の値も大きな差がなく、非線形解析と良く一致している。免震装置部の応答変位が小さな値(塑性率が1~5程度)であった為、各手法の周期特性の違いに伴う外力の差がほとんど出なかったものと考えられる。レベル2の応答解析では、D.S.法とG.S.法の応答値に大きな差はなく、いずれの応答値も非線形解析結果と良い精度で一致していることがわかる。R.A.法は最大加速度、最大曲げモーメント、せん断力については大きな差がないが、応答変位に関しては、非線形解析の1/2程度の値を示している。これは、等価剛性として初期剛性の一定値を用いているため、応答変位が大きな範囲では非線形モデルの周期特性との差が大きくなったものであり、R.A.法の適用範囲を越えている。

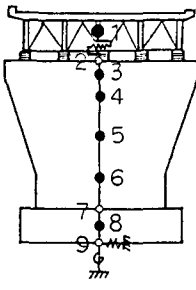


Fig-4 Analytical Model

Table-2 Equivalent Stiffness and Damping Constant

1. Resonant Amplitude法	
$K_{**} = K_1$	$h_{**} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\mu-1}{\mu^2} \cdot (1-\gamma)$
2. Dynamic Stiffness法	
$K_{**} = K_1 \cdot C_1$	$h_{**} = -\frac{S_1}{2C_1}$
$C_1 = \frac{1}{\pi} ((1-\gamma)\theta + \gamma\pi - \frac{1-\gamma}{2} \sin 2\theta)$	$x_0 > x_v$
$= 1.0$	$x_0 \leq x_v$
$S_1 = -\frac{4(1-\gamma)}{\pi} \cdot \frac{\mu-1}{\mu^2}$	$x_0 > x_v$
$= 0.0$	$x_0 \leq x_v$
$\theta = \cos^{-1} (1-2/\mu)$	
3. Geometrical Stiffness法	
$K_{**} = K_1 \cdot \frac{1+(\gamma-1)}{\mu}$	$h_{**} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\mu-1}{\mu} \cdot \frac{1-\gamma}{1+\gamma(\mu-1)}$
$\gamma = K_1/K_2$ $\mu = x_0/x_v$	

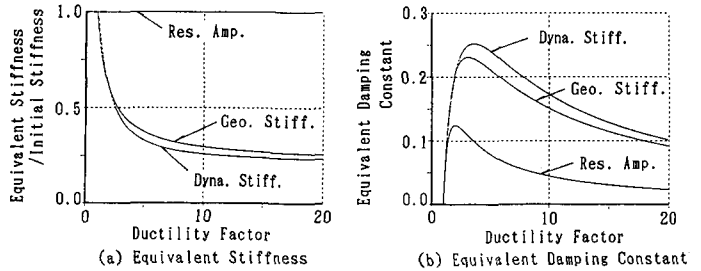


Fig-3 Ductility Factor vs. Equivalent Stiffness and Damping Constant

Table-3 Properties of Analytical Model

Node No.	EI (t·m ²)	
	Level-1	Level-2
1 2	—	—
2 3	1.423×10 ⁷	6.690×10 ⁶
3 4	1.381×10 ⁷	6.492×10 ⁶
4 5	1.283×10 ⁷	5.801×10 ⁶
5 6	1.023×10 ⁷	4.810×10 ⁶
6 7	9.173×10 ⁶	4.313×10 ⁶
7 8	∞	∞
8 9	∞	∞
Spring Const.	$K_H = 2.261 \times 10^5 (t/m)$	$K_R = 2.770 \times 10^6 (t \cdot m/rad)$

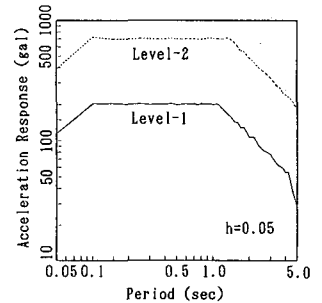


Fig-5 Acceleration Response Spectrum

(2) 時刻歴応答波形

図-7に、代表例として積層ゴム+スパイラル鋼棒ダンパーを使用した場合の上部構造の応答波形を示す。入力レベル2であり、参考に図-2のR-0モデルによる応答波形も示す。R-0モデルとバイリニア型モデルの応答波形、最大応答値に有意な差が見られないことがわかる。D.S.法とG.S.法の応答波形は主要動付近では非線形解析を良く模擬しているが、主要動後の小振幅領域では長周期成分が卓越し非線形解析と様相を異にしている。これは、最大応答値を有効振幅として等価剛性、等価減衰定数を設定しているためであり、なんらかの低減係数で有効振幅を小さくする方法もあるが、最大応答値に着目する限り、今回用いた評価方法で十分と考えられる。

6. 免震装置の特性値の設定方法

所要の免震効果が得られるように免震装置の特性値を設定するには、装置の等価剛性、等価減衰定数を知る必要がある。それには、地震時に免震装置部に生じる最大応答を正しく推定することが重要となる。しかし、免震

装置の復元力特性が非線形性を示す為、応答値を知るには、①装置部の応答を仮定、②等価剛性、等価減衰定数の設定、③応答計算、④応答が仮定値と一致しない場合は①へ戻る、という繰り返し計算が必要となる。煩雑な繰り返し計算を下部構造の設計に用いる免震橋梁全体モデル(図-10)で行うことは設計上実用的とはいえ、また免震装置、設計入力地震動、橋梁形式等を仮定し、予め計算したチャートも提案されているが、適用範囲が非常に限られている。そこで、特性値の設定に用いるモデルとして i) 装置部の応答が精度良く求まること、ii) できるかぎり簡易なモデルであること、を考え図-8のモデルを考えた。装置部の応答に着目すれば一次振動モードが支配的であり、一次振動モードに限れば上部構造は剛体的に挙動し、その質量と免震装置と下部構造から求まる剛性により1質点1自由度にモデル化できると考えた。このようにモデル化すれば、免震装置部の変位 (u_{B1}) は次式で算定できる。

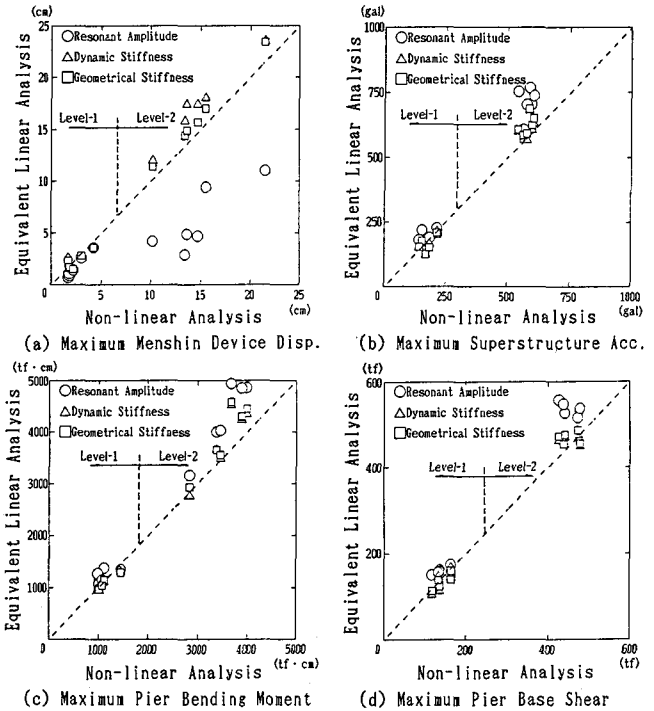


Fig. 6 Comparison between Non-linear Analysis and Equivalent Linear Analysis

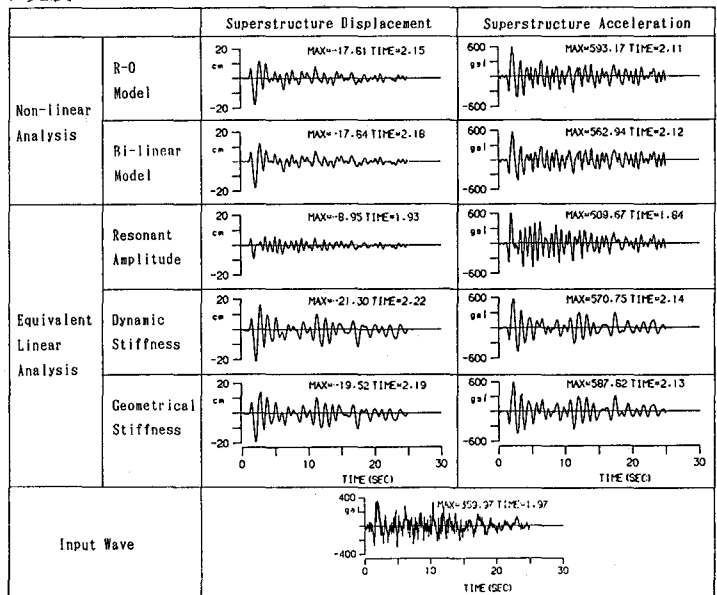


Fig. 7 Response Waves by Non-linear and Equivalent Linear Analysis (Level-2)

上部構造は剛体的に挙動し、その質量と免震装置と下部構造から求まる剛性により1質点1自由度にモデル化できると考えた。このようにモデル化すれば、免震装置部の変位 (u_{B1}) は次式で算定できる。

$$u_{Bi} = F_i / K_{Bi} \quad (1)$$

- ここに、
 F_i : 各橋脚が分担する慣性力 ($= k_h \cdot W \cdot K_i / \sum K_i$)
 k_h : 固有周期、減衰を考慮した設計水平震度
 W : 上部構造の重量
 $\sum K_i$: 免震橋梁の等価剛性 ($1/K_i = 1/K_{Bi} + 1/K_{Pi}$)
 K_{Bi}, K_{Pi} : 免震装置、下部構造の剛性

7. 試算によるモデル化の検討

図-1の橋梁を対象に、6.で提案したモデル化の妥当性を検証した。免震装置として表-1のスパイラル鋼棒ダンパーを想定し、レベル2入力での最大応答値を繰り返し計算により求めた。計算は図-8の1質点1自由度モデルの式(1)によるものと、下部構造の設計に用いる方法、すなわち橋全体を図-10の骨組みモデルに置換し、全体に慣性力を静的に作用させ応答値を求める方法で行った。表-4に両モデルの応答結果の比較を示す。両モデルの応答変位、等価物性値は良く一致しており、図-8のモデル化が妥当であることがわかる。この結果から、図-8の1質点1自由度モデルによる繰り返し計算で、免震装置の特性値の設定、最大応答値の予測が可能であり、それから求まる等価剛性、等価減衰定数を用いれば、繰り返し計算することなく図-10のモデルで下部構造の設計が可能になると考えられる。

8. まとめ

単独橋脚多質点モデルを用いて、免震装置を非線形にモデル化した場合と等価線形化した場合の地震応答解析結果を比較し、等価線形モデルが設計上実用的な方法であることを確認した。また、等価線形化手法は、Dynamic Stiffness法、Geometrical Stiffness法のいずれかを用いるのが適当であることがわかった。免震装置の特性値を設定する場合は、繰り返し計算することを前提とする。免震装置部の応答を精度良く予測できる橋梁モデルとして、下部構造と免震装置の等価剛性から求まるバネと、上部構造の質量からなる1質点1自由度モデルを提案した。

なお、本報告は、建設省土木研究所と民間28社との官民連帯共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」の一環として行われたものである。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所:道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書,1991.3.
- 2) 松尾・大石: 宮川橋の設計と施工, 橋梁と基礎, Vol.25, No.2, 1991.2.
- 3) 国土開発技術開発センター:道路橋の免震設計法ガイドライン(案),1989.3.
- 4) Jennings, P.C.:Equivalent Viscous Damping for Yielding Structures, Proc. ASCE, Vol. 94, 1968.2.

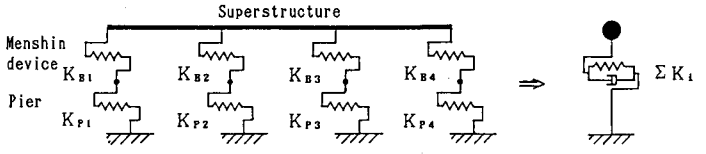


Fig.-8 Single Degree of Freedom Model of Menshin Bridge

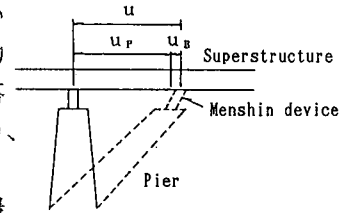


Fig.-9 Superstructure and Menshin Device Displacements

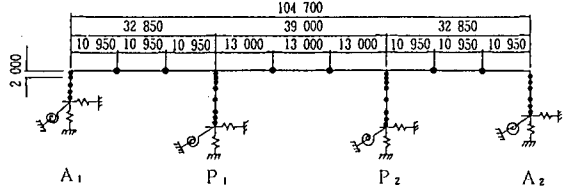


Fig.-10 Multi Degree of Freedom Model of Menshin Bridge

Table-4 Comparison of Maximum Menshin Device Displacement

Model	Menshin Device Displacement(cm)				Equivalent Natural Period T _n (sec)	Equivalent Damping Constant h _v (%)
	A ₁	P ₁	P ₂	A ₂		
Static Single Degree of Freedom Model(Fig.-8)	15.6	13.3	12.9	15.3	1.095	11.9
Static Frame Model (Fig.-10)	16.4	13.0	12.3	15.8	1.075	12.0