

変位制御型の道路橋の免震設計法に関する一考察

A consideration on the displacement based design of seismically isolated highway bridges

松田 泰治*, 大塚 久哲**, 神農 誠***, 入江 達雄****

Taiji Mazda, Hisanori Otsuka, Makoto Shinnou, Tatsuo Irie

*博(工) 九州大学大学院助教授 工学研究科建設システム工学専攻 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

**工博 九州大学大学院教授 工学研究科建設システム工学専攻 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

***九州大学大学院修士課程 工学研究科建設システム工学専攻 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

****博(工) (株)建設技術研究所 福岡支社 (〒810-0041 福岡市中央区大名2-4-12)

This paper proposes a displacement based design method of seismically isolated highway bridges. The natural period of the bridges toward the design displacement can be selected using displacement response spectrum. And the shape of high damping rubber bearings is automatically determined from the period. This paper also proposes a estimation method of maximum response of the bridges. The displacement of the bridges is estimated considering the equilibration between total input energy caused by earthquakes and energy absorption of the bearings. The estimated results were compared and approximately agreed with the response of FEM. The applicability of this method was verified.

Key Words: seismic isolation, energy, high damping rubber bearing, highway bridge

1. はじめに

平成8年に改訂された道路橋示方書・同解説V耐震設計編¹⁾では免震設計の章が新たに追加された。これまで具体的な規定がなかった免震設計法は、地震力の分散と系の高減衰化に重点を置いた設計法として規定された。そこでは、「免震設計を用いる場合の橋の固有周期は、上部構造の地震時変位の増大が橋の機能に悪影響を与えないように定めなければならない。」とされている。しかし一方で「免震支承を用いた場合の橋の固有周期は、原則として免震支承を用いない場合の橋の固有周期の2倍程度以上とするものとする」となっている。この規定は橋脚が変形せずに桁が剛体挙動する振動モードを実現するための目安であるが、この規定を忠実に守るが故に、免震橋梁の固有周期が長周期化しすぎて上部構造の地震時変位の増大を招くケースがある。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なければならない。その際、免震支承には変位が生じるが、生じた変位が橋の機能を損なわず桁端で過大な相対変位吸収装置を必要としない範囲に収まるよう、必要に応じて免震支承の特性の見直しを行う。このような設計行為は経験が必要とするため、免震設計が優れた設計手法であるにもかかわらず、設計が煩雑との印象を招いている。著者らはこれまでに系の応答の低減効果と上部構造の地震時変位の両者より免震橋梁の固有周期を定める簡易設計法^{2)~4)}の提案を行ったが、実務設計においては応答の低減よりも上部構造の地震時変位の増大が問題になっているケースが多々見受けられる。本研究では高減衰積層ゴム支

を対象とし、実務設計において問題となっている上部構造の地震時変位に着目し、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。次に免震橋梁の応答を簡便に精度良く予測する手法として、系へのエネルギー入力総量と免震支承の履歴吸収エネルギーとの釣り合いによる応答推定法について検討を行い、免震支承の地震時変位を簡易に予測できることを示した。さらに、実橋脚モデルに対して本設計法の適用性を検証した。

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種地盤およびⅡ種地盤上に建設される高減衰積層ゴム支承を有する橋梁を対象とする。検討用の入力地震動は道路橋示方書の標準波より地盤種別と地震タイプ別にそれぞれ1波選択した。検討に用いた地震動を表-1に示す。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必要がある。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、相対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20cmから

表-1 使用地震波

分類	地盤種別	地震波略名	地震名
タイプⅠ	Ⅰ種	KAIHOKU BRG.LG	宮城県沖地震(1978)
	Ⅱ種	ITAJIMA BRG.LG	日向灘沖地震(1968)
タイプⅡ	Ⅰ種	JMAKOBÉ OBS.NS	兵庫県南部地震(1995)
	Ⅱ種	JR TAKATORI STA.NS	兵庫県南部地震(1995)

60cmまで10cm刻みで5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。免震橋梁では通常1次モードが卓越するため、その固有周期と減衰は免震支承の特性に支配される。ここでは目標設計変位が許容できる変位の最大値であり、地震時の実変位が目標設計変位以下に収まれば良いとの判断から、図-1より高減衰積層ゴム支承の等価減衰定数として下限値に近い10%を仮定する。固有周期の設定には減衰定数10%時のタイプ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。それらを地盤別に図-2および図-3に示す。図中には参考のため加速度応答スペクトルの

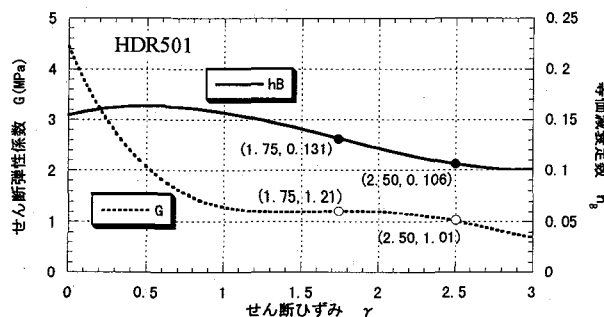


図-1 高減衰積層ゴム支承 (HDR501) の特性

重ね書きも示している。これらの変位応答スペクトル図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が目標固有周期となり二つのタイプの地震動に対して応答変位が目標設計変位以内となる。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、標準波の変位応答スペクトルが平均的には固有周期の増加に伴い増加することを考慮して、最も長い周期を選択するものとする。このような手順によれば、I種地盤における目標固有周期の決定は、目標設計変位20cmから25cmまではタイプII地震動、25cmから60cmまではタイプI地震動が支配的となる。一方、II種地盤においては目標設計変位20cmから60cmまではタイプII地震動が支配的となる。表-2に各目標設計変位に対する目標固有周期を示す。目標固有周期の決定には加速度応答スペクトルは直接関係しないが、応答加速度の低減効果を2次的に確認する上で変位応答スペクトルとの重ね書きは重要となる。ここで応答加速度の低減効果に関しては一般に長周期化によるものの他に弾性系で考慮されている等価減衰定数が5%から10%に増加することによる効果も忘れてはならない。

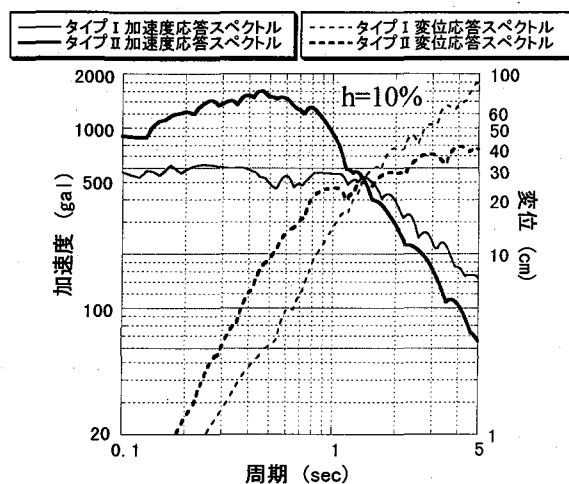


図-2 加速度および変位応答スペクトル (I種地盤)

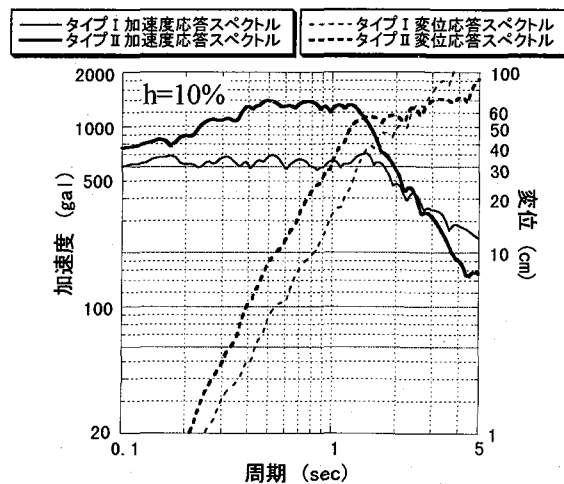


図-3 加速度および変位応答スペクトル (II種地盤)

表-2 免震支承の目標設計変位と目標固有周期の設定例および免震支承の試験設計例

I 種地盤 上部構造重量6570kN, 支承数4									
目標設計変位 (cm)	目標固有周期 (sec)	ゴム総厚 (cm)	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 (m)	剛性低下率	降伏震度
20	1.2	9	60	6.7	5.40	7.03E+04	0.0116	0.210	0.124
30	1.7	13	49	3.8	8.20	3.48E+04	0.0154	0.196	0.081
40	2.2	17	43	2.5	10.5	2.18E+04	0.0190	0.187	0.063
50	2.8	21	39	1.9	13.1	1.47E+04	0.0225	0.181	0.050
60	3.3	25	36	1.4	15.4	1.08E+04	0.0260	0.176	0.043

II 種地盤 上部構造重量6570kN, 支承数4									
目標設計変位 (cm)	目標固有周期 (sec)	ゴム総厚 (cm)	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 (m)	剛性低下率	降伏震度
20	0.77	9	92	10.2	2.32	1.63E+05	0.0116	0.210	0.288
30	0.99	13	85	6.5	2.71	1.05E+05	0.0154	0.196	0.246
40	1.1	17	86	5.1	2.63	8.72E+04	0.0190	0.187	0.252
50	1.2	21	87	4.1	2.62	7.37E+04	0.0225	0.181	0.252
60	2.3	25	51	2.0	7.63	2.18E+04	0.0260	0.176	0.086

*支承4個の合計

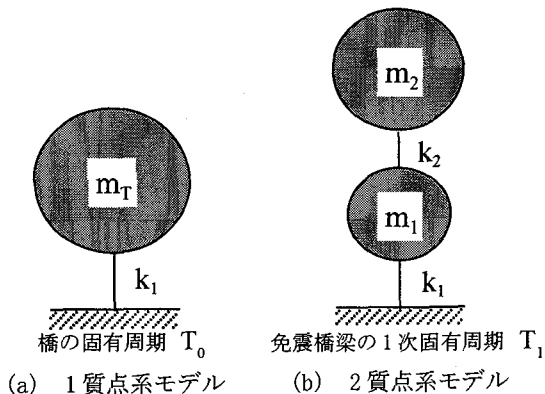


図-4 免震支承の水平ばね定数計算用質点系モデル

2.2 免震支承の力学特性と形状

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。著者らはこれまでに免震橋梁の線形動的解析結果に基づき、免震支承の設計変位を定める手法²⁾を提案した。しかし1次モードが卓越する免震橋梁では、先に示した変位応答スペクトルより定まる目標設計変位を用いて免震支承の形状設計を行う方がより簡便と考えられる。このため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。免震設計において設計者が自由に選択可能な力学特性は免震支承の部分であり、その特性および橋脚・基礎・地盤の特性に基づき免震系の一次固有周期が定まる。

まず、道路橋示方書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-4(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))。

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

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。次に桁の質量を分離して免震支承を考慮した図-4(b)の2質点系モデルにおいて、系の一次固有周期 T_1 が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))。

$$k_2 = \frac{m_1 m_2 n_1^4 - k_1 m_2 n_1^2}{(m_1 + m_2) n_1^2 - k_1} \quad \text{ここに、} n_1 = 2\pi / T_1 \quad (2)$$

以上の手順は免震支承のタイプに依らない一般的な特性決定の手順となる。次に免震支承の水平ばね定数を満足する具体的な支承形状を定める。ここでは高減衰積層ゴム支承を対象とする。

(2) 免震支承の形状設計

免震支承の目標設計変位を δ とすると、この δ より免震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

m_U : 上部構造の質量

m_P : 下部構造躯体の質量

m_F : フーチングの質量

m_T : 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

k_2 : 免震支承の水平ばね定数

$$m_1 = 0.8(m_P + m_F)$$

$$m_2 = m_U$$

$$m_T = m_U + 0.8(m_P + m_F)$$

Σt_e を定める。ここでゴム総厚は免震支承の製作性を考慮し1cm未満は切り上げるものとする。

$$\Sigma t_e \geq \delta / 2.5$$

有効設計変位を 0.7δ とし、ゴムの有効せん断ひずみ γ を求め、ゴムのせん断弾性係数 $G(\gamma)$ を算出する。

$$\gamma = 0.7\delta / \Sigma t_e$$

$$G(\gamma) = a_0 + a_1\gamma + a_2\gamma^2 + a_3\gamma^3 + a_4\gamma^4$$

ここでは、係数 $a_0 \sim a_4$ には以下の値を用いる。

	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4
$\gamma \leq 2$	45.3	-72.7	57.33	-18.99	2.18
$2 < \gamma < 2.5$	12.2				

免震支承の水平ばね定数 k_2 よりゴムの必要総支圧面積 A_R を逆算し、1支承あたりの平面形状(ここでは正方形を仮定)を決定する。求まった支圧面積に対してゴム面圧や2次形状係数の確認を行い、適正であれば形状を確定する。

$$A_R = k_2 \Sigma t_e / (n \cdot G(\gamma))$$

$$l = \sqrt{A_R}$$

$$\sigma_v = W / (n \cdot A_R)$$

k_2 : 免震支承の水平ばね定数

A_R : 免震支承の支圧面積

n : 橋脚上にある免震支承の個数

l : 免震支承の正方形支圧面一辺の長さ

σ_v : 免震支承の面圧

W : 橋脚で支える死荷重と活荷重との和

(3) 免震支承の非線形パラメータ

道路橋の免震設計法マニュアル(案)³⁾を参考にして、ゴムの有効せん断ひずみ γ に対して非線形解析のための免震支承の力学特性値(第一剛性 K_1 、第二剛性 K_2 、降伏力 Q_y 、降伏変位 δ_y)を以下の式より算出する。

$$K_1 = A_R \cdot G_1(\gamma) / \Sigma t_e$$

$$K_2 = A_R \cdot G_2(\gamma) / \Sigma t_e$$

$$Q_y = A_R \cdot \tau_y(\gamma)$$

$$\delta_y = Q_y / K_1$$

$G_1(\gamma)$: 免震支承の第一剛性に関する高減衰ゴムのせん断弾性係数

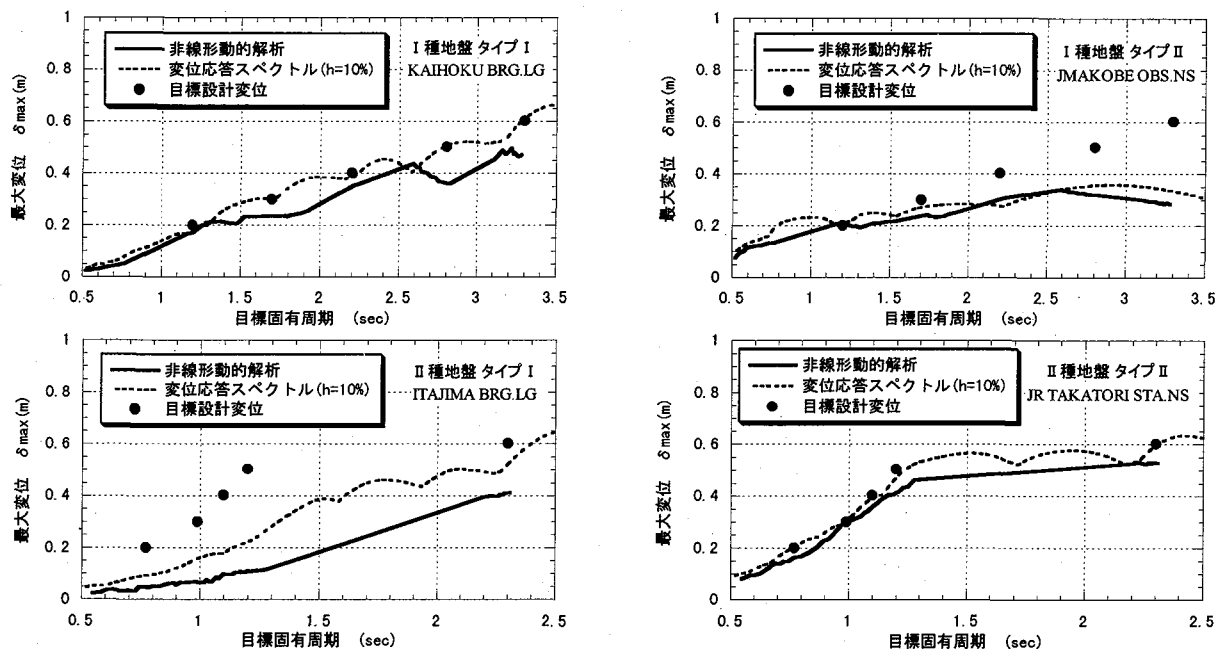


図-5 目標設計変位と非線形動的解析による最大変位との比較

$G_2(\gamma)$: 免震支承の第二剛性に関する高減衰ゴムのせん断弾性係数

$\tau_y(\gamma)$: 降伏応力度

2.3 目標設計変位と動的解析結果との比較

ここでは変位応答スペクトルの重ね書きに基づき設定した目標設計変位と実際の免震支承の非線形性を考慮した場合の橋梁の最大変位がどのような関係になるかを確認するため、免震系の一次モードが卓越することを考慮して橋脚-基礎系を剛と仮定した場合に相当する1質点系モデルを用いて動的解析との比較を行った。減衰定数10%時の変位応答スペクトル、変位応答スペクトル上の目標設計変位20cm、30cm、40cm、50cm、60cmに対する目標固有周期、および先述の免震支承の形状設計より定まる有効せん断ひずみ1.75相当時のバイリニアモデルを用いた非線形動的解析による最大変位の比較を図-5に示す。I種地盤ではタイプI地震動が目標設計変位に基づく目標固有周期を支配する要因となるため、目標設計変位と変位応答スペクトルの値は一致し、また非線形動的解析による最大変位は目標設計変位以下となっている。タイプII地震動に対しては目標設計変位は非線形動的解析による最大変位に対して十分安全側の値となるが、変位応答スペクトルと非線形動的解析による最大変位とを比較すると周期により大小関係が変化している。II種地盤では逆にタイプII地震動が目標設計変位に基づく目標固有周期を支配する要因となり、目標設計変位と変位応答スペクトルの値は一致し、非線形動的解析による最大変位は目標設計変位以下となる。タイプI地震動に対しては目標設計変位は非線形動的解析による最大変位に対して十分安全側の値となっている。変位応答スペクトルは周期によらず非線形動的解析による最大変位より大きな値を示している。以上の結果より、1質点系モデルを用いた非線形動的解析による最大変位は目標設計変位以下

となり、変位制御型の免震設計が可能であることが確認された。ただし、図-1に示したように免震支承の剛性や減衰がひずみ依存性を有するため、減衰定数10%時の変位応答スペクトルにより応答変位を予測することは精度上問題があると考えられる。

3. エネルギー入力に着目した免震橋梁の簡易応答推定

免震橋梁において地震時に桁に発生する応答変位を簡易にかつ精度良く推定できることは設計を行う上で非常に有益である。著者らはこれまでに線形エネルギー入力の総量を地震荷重指標として免震橋梁の応答推定⁹⁾を試みてきた。そこでは等価周期と等価減衰定数を用いてエネルギー入力の総量を計算し、免震支承の最大変形時の降伏剛性(第2剛性)に基づく弾性ひずみエネルギーと最大変形時の1サイクルあたりの履歴吸収エネルギーの α 倍との釣り合いにより免震橋梁の応答を推定した。しかしその方法は等価周期、等価減衰定数、エネルギー入力の総量に対して数回の収束計算を必要としたため、計算がやや煩雑となる欠点があった。ここでは既往研究と同様にエネルギー入力の総量を地震荷重指標として位置づけるが、収束計算は用いず、減衰定数10%を考慮した線形エネルギー入力の総量、および降伏荷重をパラメータとした完全弾塑性のバイリニアモデルより求まる非線形エネルギー入力の総量を地震荷重指標として、エネルギーの釣り合いに基づく応答推定を試みた。

検討にあたっては、橋脚と基礎地盤系は剛と仮定し、桁(上部構造)を表す質点と免震支承の水平ばねのみで構成される1質点系モデルを使用する。免震支承の設計方法は2章の手順に従うが、水平ばね定数は1質点系モデルの固有周期が目標固有周期と一致するように定めるものとする。表-2は各目標設計変位に対して目標固有周期を設定し免震支承を試設計した例である。表中の2次形状係数とは正方

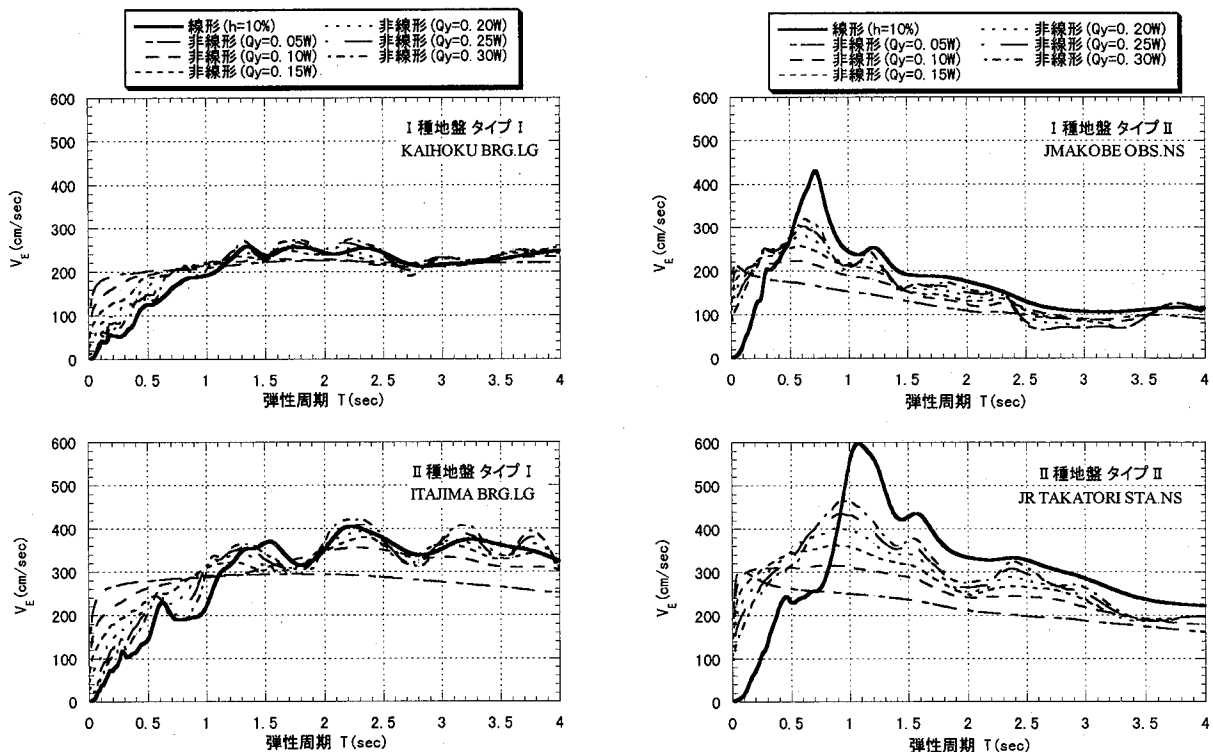


図-6 線形および非線形エネルギー Spektral

形ゴムの辺長をゴム総厚で除した値であり、剛性低下率とは免震支承の第2剛性を第1剛性で除した値である。表-2よりI種地盤で設計変位30cm以下のケースでは積層ゴム支承の2次形状係数およびゴム面圧ともに実用上問題ない範囲となっている。II種地盤で設計変位40cm以下のケースで2次形状係数は大きく安定しているが、ゴム面圧が小さくかなり安全側の値となっている。このような場合は2次形状係数が著しく小さくならない範囲で7.85MPa程度を目安に高面圧化が可能である。I種地盤の設計変位40cm以上、II種地盤の設計変位50cm以上のケースでは積層ゴム支承の2次形状係数が小さく曲げ変形が卓越する恐れがある。このような場合は積層ゴム支承の集約による形状係数の改善や、ゴム材料の再選択により特性の再評価が必要となる。表-2中にはいくつか現実的ではない試設計例も存在するが、ここでは試計算であるためパラメータの範囲から除外することはせず以下の検討を行った。1質点系モデルに対して表-1の地震波を入力して動的解析を行い、その結果と各推定法から求められる結果とを比較して各推定法の精度を比較検討した。

3.1 エネルギー入力

$$m \int_0^{t_0} \ddot{y} dt + c \int_0^{t_0} \dot{y}^2 dt + \int_0^{t_0} F(y) \dot{y} dt = -m \int_0^{t_0} \ddot{z}_0 \dot{y} dt \quad (3)$$

ここではエネルギー入力⁷⁾の考え方について概説する。式(3)は、1自由度系の振動方程式よりエネルギーの釣り合い方程式を導いたものである。式(3)中の m 、 c 、 $F(y)$ 、 $\dot{z}_0$ 、 y はそれぞれ質点の質量、粘性減衰係数、復元力、水平地動変位、質点の相対変位を表す。右辺は地震終了時($t=t_0$)の地震動による振動系へのエネルギー入力の総量を表す。左辺第1項は

地震終了時の系の運動エネルギーを、左辺第2項は粘性減衰による吸収エネルギーを、そして左辺第3項はばね系の弾塑性変形による履歴吸収エネルギーと地震終了時の弾性ひずみエネルギーを表す。例えば、正弦波外力が作用した場合においてばねが弾性と仮定すると、定常状態に至るまでは外力の作用により系の応答は静止状態から増幅しはじめ、運動エネルギーと弾性ひずみエネルギーはエネルギー授受を繰り返しながら増加していく。この時外力により加えられたエネルギーは振動の成長と粘性減衰によるエネルギー吸収で消費される。系の応答が定常状態に達すると、1サイクルあたりに外力によって系に加えられるエネルギーと1サイクルあたりに粘性減衰により消費されるエネルギーが釣り合い、応答は一定となる。ばねが弾塑性変形する場合には、粘性減衰が主に受け持っていたエネルギー消費の大部分を履歴エネルギー消費でまかなうことになる。免震橋梁では免震支承の弾塑性挙動による式(3)の左辺第3項の寄与が大きく、左辺第1項の運動エネルギーと左辺第2項の粘性減衰による吸収エネルギーの寄与は相対的に少ない。従って、以上のような考え方からエネルギー入力の総量と系の履歴吸収エネルギーが釣り合うと仮定することが可能となる。

式(3)より得られるエネルギー入力の総量 E は質点の質量に依存するため、次式(4)で速度換算する。

$$V_E = \sqrt{2E/m} \quad (4)$$

これを弾性周期 T に対してプロットしたものがエネルギー Spektralである。標準波に対して計算された粘性減衰定数10%の線形エネルギー Spektralおよび完全弾塑性のバイリニアモデルを用いた降伏荷重 Q_y が自重 W の0.05倍から0.30倍までの非線形エネルギー Spektralを図-6に示す。

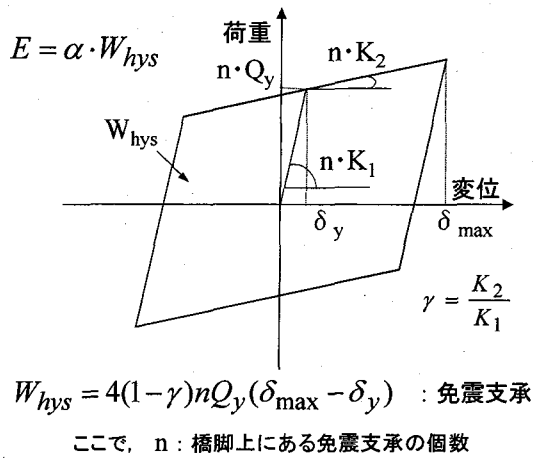


図-7 免震橋梁(橋脚基部弾性)の履歴吸収エネルギー

3.2 線形エネルギー入力と履歴吸収エネルギーとの釣り合いによる応答推定

(1) 推定法の概要

エネルギーの釣り合いによる応答推定法とは、地震動による構造物へのエネルギー入力の総量 E と図-7のような系の履歴吸収エネルギー W_{hys} に着目し、それらの釣り合いから最大応答値を推定する方法^{9)~11)}である。エネルギー入力の総量 E は次のようにして求める。まず図-6に示した減衰定数10%の線形エネルギースペクトルにおいて、免震支承のゴムせん断ひずみ2.5相当時の等価周期すなわち目標固有周期に対応する V_E 値を読み取る。その V_E 値を用いて式(4)からエネルギー入力の総量 E を計算する。ここでエネルギースペクトルは地震荷重としてあらかじめ与えられているものとする。免震支承だけがエネルギー吸収を行

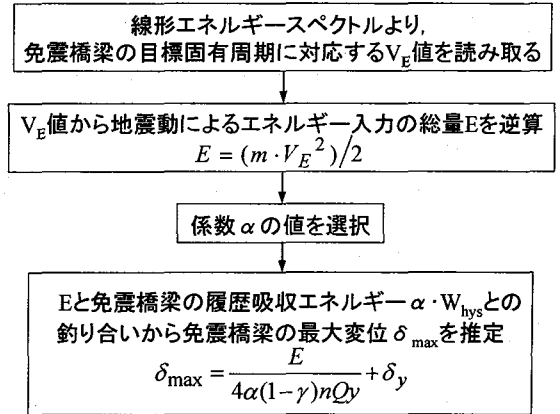


図-8 線形エネルギー入力と履歴吸収エネルギーとの釣り合いによる応答推定のフローチャート

い橋脚基部が弾性挙動する免震橋梁に対して適用すると、エネルギー入力の総量は次式(5)のように、免震支承の1サイクル間の履歴吸収エネルギー W_{hys} に係数 α を乗じたものと表現できる。

$$E = \alpha \cdot W_{hys} \quad (5)$$

先に計算したエネルギー入力の総量 E と履歴吸収エネルギー αW_{hys} が釣り合うような免震橋梁の応答変位を求める。このように本手法は収束計算を行うことなくエネルギーの釣り合いにより免震橋梁の応答を簡易に推定することができる。なお α は地震動のタイプによって異なり、安全側の評価をする場合にはより小さな値を選択することになる。前者に関しては地震観測記録より評価可能であり、後者に関しては安全性に関する設計上の合意事項になる。図-8に本推定法のフローチャートを示す。

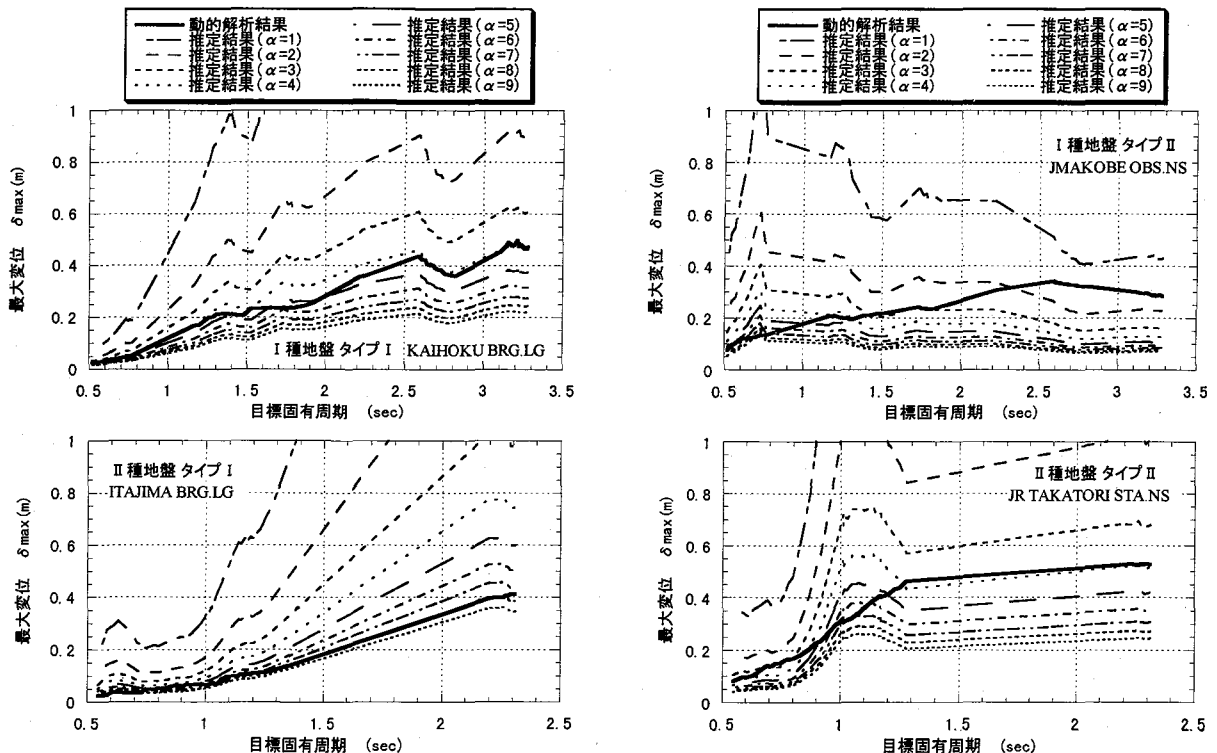


図-9 線形エネルギー入力と履歴吸収エネルギーとの釣り合いによる免震橋梁の応答推定結果

(2) 推定法の適用性

図-9は本推定法から求められる免震橋梁の最大変位の推定結果と動的解析結果とを比較したものである。ただし、横軸は免震支承の目標設計変位に対する目標固有周期である。Ⅰ種地盤タイプⅠ地震波に対しては周期によらず $\alpha=4\sim6$ の推定結果および周期に対する応答変位の依存性が動的解析結果と対応している。Ⅰ種地盤タイプⅡ地震波に対しては、動的解析結果は推定結果の $\alpha=1\sim4$ の範囲でばらついており周期に対する応答変位の依存性が表現されていない。一方、Ⅱ種地盤タイプⅠ地震波に対しては周期に対する応答変位の依存性は動的解析結果に対応しており $\alpha=8$ の推定値が動的解析結果と良く一致している。Ⅱ種地盤タイプⅡ地震波では周期が1.3秒以下で推定値と動的解析結果の周期に対する応答変位の依存性が全く異なる。周期が1.3秒以上では動的解析結果はおおむね $\alpha=5$ の推定値で評価できている。

3.3 非線形エネルギー入力と履歴吸収エネルギーとの釣り合いによる応答推定

(1) 推定法の概要

本推定法は3.2と同様にエネルギーの釣り合いによる推定法であるが、異なる点はエネルギー入力の総量の計算方法である。著者らがこれまでにを行った検討^{10)~11)}より、免震支承のような復元力特性をバイリニア型で表現できる1自由度系のエネルギー入力の総量は、図-6に示したような降伏震度が等価な完全弾塑性型の復元力特性を有する1自由度系のエネルギー入力の総量により代表できることを確認している。従って、ここではエネルギー入力の総量Eを次のようにして求める。まず上部構造の重量に対する免

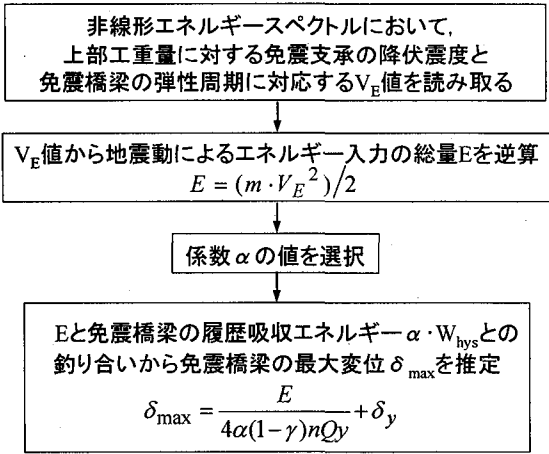


図-10 非線形エネルギー入力と履歴吸収エネルギーとの釣り合いによる応答推定のフローチャート

震支承の降伏荷重より定まる降伏震度に等しい完全弾塑性バイリニア型の復元力特性を有する非線形1質点系(減衰定数2%)の動的解析より求められたエネルギースペクトルにおいて、免震支承のゴム有効せん断ひずみ1.75相当時の弾性周期に対応する V_E 値を読み取る。その V_E 値を用いて式(4)からエネルギー入力の総量Eを計算する。ただし、エネルギースペクトルは3.2と同様に地震荷重としてあらかじめ与えられているものとする。免震支承だけがエネルギー吸収を行い橋脚基部が弾性挙動する免震橋梁に対して本推定法を適用すると、エネルギー入力の総量は免震支承の1サイクル間の履歴吸収エネルギー W_{hys} に係数 α を乗じたものとなり、エネルギー入力の総量Eとの釣り合いから免震橋梁の応答変位を求める。図-10に本推定法のフローチャートを示す。

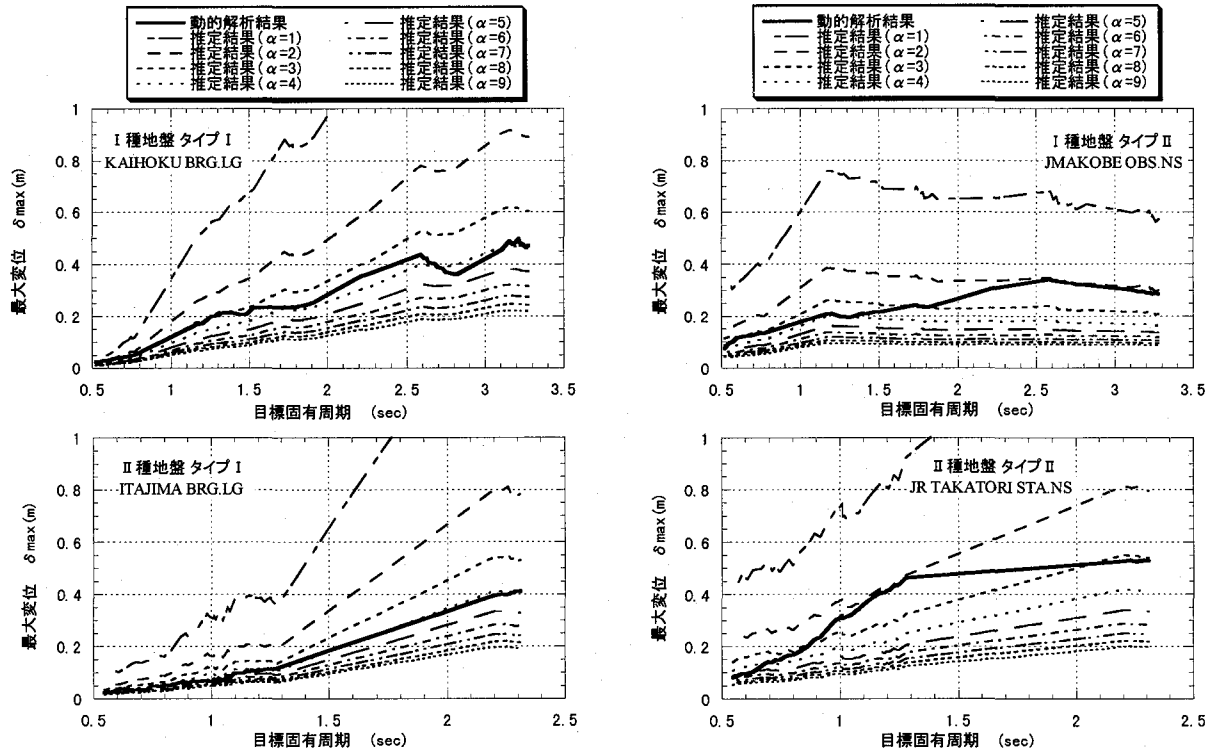
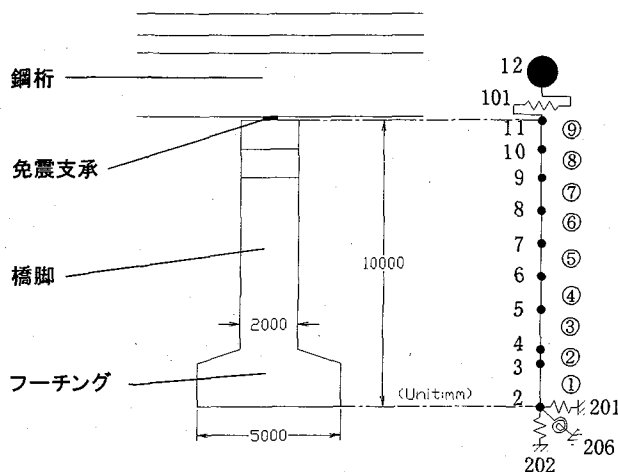


図-11 非線形エネルギー入力と履歴吸収エネルギーとの釣り合いによる免震橋梁の応答推定結果



節点番号	位置
12	桁(上部構造)
11	橋脚頂部
4	橋脚基部
2	フーチング下端

要素番号	種類
101	免震支承の水平ばね
③	橋脚の2次元非線形はり要素
①~②,④~⑨	橋脚の2次元線形はり要素
201	水平方向地盤ばね
202	鉛直方向地盤ばね
206	回転方向地盤ばね

図-12 解析モデル

表-3 実橋脚に対する免震支承の設計結果

I 種地盤 上部構造重量6570kN, 橋脚躯体重量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)	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 (m)	剛性 低下率
20	1.2	9	62	6.9	5.08	7.47E+04	0.0116	0.210
30	1.7	13	51	3.9	7.51	3.79E+04	0.0154	0.196
40	2.2	17	45	2.6	9.85	2.33E+04	0.0190	0.187

*支承4個の合計

(2) 推定法の適用性

図-11は本推定法から求められる免震橋梁の最大変位の推定結果と動的解析結果とを比較したものである。I種地盤タイプI地震波に対しては目標固有周期によらず $\alpha=3\sim4$ の推定結果および周期に対する応答変位の依存性が動的解析結果と対応している。I種地盤タイプII地震波に対しては、動的解析結果は推定結果の $\alpha=2\sim4$ の範囲に入っているが周期に対する応答変位の依存性が十分表現されていない。一方、II種地盤タイプI地震波に対しては周期に対する応答変位の依存性は動的解析結果に対応しており $\alpha=4$ の推定値が動的解析結果と良く一致している。II種地盤タイプII地震波では動的解析結果は推定結果の $\alpha=2\sim3$ の範囲に入っているが周期に対する応答変位の依存性は十分表現されていない。

3.4 各推定法の比較評価

以上、エネルギーの釣り合いを考慮した2種類の応答推定法について検討を行った。各推定法の適用性の検証結果を相互比較した結果、非線形エネルギー入力と履歴吸収エネルギーとの釣り合いによる応答推定法が評価精度の上から優れていると考えられる。この方法は係数 α を変化させることによって地盤種別や地震動のタイプの変化に対応でき、また免震支承の目標固有周期の変化に対する推定精度も比較的安定している。線形エネルギー入力と履歴吸収エネルギーとの釣り合いによる応答推定法も同様の長を有するが、精度は非線形エネルギー入力を用いる方法よりも劣る。しかし、非線形エネルギー入力を用いる方法は、あ

る一つの地震波に対して、免震支承の降伏震度の変化に応じて非線形エネルギースペクトルを複数与える必要がある。一方、線形エネルギー入力を用いる方法は、ある一つの地震波に対して、減衰定数10%時の線形エネルギースペクトルを一つ与えておけばよいという簡便さを有している。本研究では応答の推定精度を優先させるとし、非線形エネルギー入力の総量と履歴吸収エネルギーとの釣り合いによる応答推定法をこれ以降の検討に利用する。

4. 変位制御型の免震設計およびエネルギーの釣り合いによる応答推定の実橋脚への適用

本章では2章で提案した免震支承の力学特性および形状設計の順に基づき設計した高減衰積層ゴム支承を有する免震橋梁を対象に、3章の非線形エネルギー入力の総量と履歴吸収エネルギーとの釣り合いによる応答推定法の適用性を検証する。

4.1 解析モデルの概要

I種地盤A地域の支承固定の耐震条件で断面設定された橋脚-基礎系と高減衰積層ゴム支承からなる3径間鋼桁免震橋梁を検討対象とした。図-12にその構造概要を示す。免震橋梁は鋼桁と高減衰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で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。免震支承はパイリニア型の水平ばねで置き換え、鉛直方向は剛とした。橋脚

表－4 免震橋梁の最大変位の推定結果と動的解析結果との比較

目標 設計変位 (cm)	入力 地震波	目標 固有周期 (sec)	弾性 周期 (sec)	降伏 震度	V_E (cm/sec)	α	推定結果	動的解析結果						
								免震モデル			耐震モデル			
							免震橋梁の 最大変位 (m)	支承の 最大変位 (m)	桁の 最大変位 (m)	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	KAIHOKU	1.2	0.72	0.13	192	2	0.267	0.141	0.165	0.858	0.993			
						3*	0.182							
						4	0.140							
						5	0.114							
						6	0.097							
	JMAKOBE				244	2	0.349	0.133	0.150	0.790	9.635			
						3	0.237							
						4*	0.180							
						5	0.147							
						6	0.124							
30	KAIHOKU	1.7	0.92	0.089	211	2	0.416	0.216	0.232	0.499	0.993			
						3	0.282							
						4*	0.216							
						5	0.176							
						6	0.149							
	JMAKOBE				194	2	0.328	0.196	0.213	0.513	9.635			
						3*	0.224							
						4	0.172							
						5	0.141							
						6	0.120							
40	KAIHOKU	2.2	1.13	0.067	214	2	0.561	0.266	0.279	0.388	0.993			
						3*	0.381							
						4*	0.290							
						5	0.236							
						6	0.200							
	JMAKOBE				164	2*	0.324	0.257	0.267	0.457	9.635			
						3*	0.222							
						4	0.171							
						5	0.141							
						6	0.121							

基部の二次元はり要素の非線形性は武藤モデルで考慮した。フーチング下端には地盤ばねを考慮した。地盤ばねは道路橋示方書に基づき水平ばね・鉛直ばねおよび回転ばねでモデル化した。免震支承の水平ばねの減衰定数は0%とし、地盤ばねの減衰定数はすべて20%としている。橋脚部分の二次元はり要素に対する減衰定数は基部の非線形はり要素が2%、その他の線形はり要素は全て5%とした。免震支承の形状設計の手順に従いⅠ種地盤用で目標設計変位を20cm、30cmおよび40cmとした場合の免震支承を試設計する。表－3に免震支承を試設計した結果を示す。40cmのケースでは2次形状係数が2.6と小さく不安定であるが、実務対応としては支承数の集約等により形状の見直しが可能であるためこのまま以下の検討を進めるものとする。試設計された免震支承ではゴムのせん断ひずみ2.5相当時の等価な水平ばね定数により目標固有周期が実現され、地震時挙動を評価するための非線形力学特性はゴムの有効せん断ひずみ1.75相当に対して表－3のように定まる。動的解析および履歴吸収エネルギーの評価には表－3に示す免震支承のバイリニアモデルの力学特性を用いた。

4.2 免震橋梁の応答推定

Ⅰ種地盤のタイプⅠおよびタイプⅡ地震動(KAIHOKU

BRGLGおよびJMAKOBE OBS.NS)に対して先の免震橋梁の応答変位推定を試みる。まず、非線形エネルギースペクトルを読みとるために必要な免震橋梁の弾性周期を以下のような手順で求める。先に図－4(b)に示した2質点系モデルの免震支承の水平ばね定数 k_2 を表－3中の免震支承の第1剛性に置き換え、全体系の1次固有周期を求める。これが免震橋梁の弾性周期となる。この免震橋梁の弾性周期と上部構造重量に対する免震支承の降伏震度に対して非線形エネルギースペクトル図より V_E の値を読みとる。3章における検討では橋脚－地盤系を剛と仮定していたが、ここでは橋脚－地盤系の剛性を考慮した免震橋梁に対するエネルギー入力の総量を評価する。結果をまとめて表－4に示す。表中には支承部分を免震支承および固定の条件で計算した動的解析結果も併せて示してある。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鉄筋の降伏曲率の比が9.635であるのに対して、免震モデルではその比は1.0以内に収まっており全てのケースに対して免震効果が確認できた。動的解析より得られた免震支承の最大変位は目標設計変位の70%程度となっており結果的に免震支承の有効せん断ひずみ1.75相当の変形量となった。変位応答スペクトルの重ね書きによれば、Ⅰ種地盤でタイプⅠ地震波が長周期成分を多く含むため免震橋梁の最大変位を支配する要因となっていた。動的解析においても全ての

ケースに対してタイプⅠ地震波に対する応答がタイプⅡ地震波に対する応答を上回った。目標設計変位 20cm, 30cm および 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。特に今回検討を行った範囲で、目標設計変位 20cm のケースはかなり厳しい変位の制約条件であるが、十分な免震効果が確認された。次に、1 質点系モデルを用いた非線形エネルギー入力と履歴吸収エネルギーとの釣り合いによる応答推定の結果を利用して、全体系モデルの応答推定を試みた。表-4 中には $\alpha = 2 \sim 6$ の範囲で非線形エネルギー入力の総量と履歴吸収エネルギーとの釣り合いにより推定した結果を示している。この中で*を付している α の値は、図-11 の 1 質点系モデルによる応答推定結果において各目標固有周期に対して動的解析結果と推定結果がほぼ等しくなる α である。なお、目標設計変位 40cm・Ⅰ種地盤タイプⅠ地震波入力の場合において、*を付した α として 3 と 4 の二つが存在するのは、図-11 におけるこのケースの動的解析結果が $\alpha = 3$ と $\alpha = 4$ を用いた推定結果の間に存在するためである。目標設計変位 40cm・Ⅰ種地盤タイプⅡ地震波入力のケースにおいて*を付した α が二つ存在するのも同様の理由による。*を付した α による推定値は目標設計変位 20cm, 30cm および 40cm の全てのケースに対して桁の最大変位を予測しており、1 質点系モデルの応答推定結果による全体系モデルの応答推定の可能性が示された。

5. まとめ

高減衰積層ゴム支承を対象に、実務設計において問題となっている上部構造の地震時変位に着目し、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に関して検討を行った。同時に、エネルギーの釣り合いによる応答推定法についても検討を行った。得られた主な知見を以下に示す。

・変位制御型の免震設計法に関して高減衰積層ゴム支承を対象に減衰定数 10% の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免震支承の形状設計を行う手順を提案し、目標設計変位に基づき特性を定めた 1 質点系モデルを用いて動的解析より得られた免震橋梁の最大変位が目標設計変位以下になる変位制御型の設計が可能であることを確認した。

・免震橋梁の応答を簡便に精度良く予測する手法として、系へのエネルギー入力の総量と免震支承の履歴吸収エネルギーとの釣り合いによる応答推定法について検討を行った。その結果、線形エネルギー入力の総量よりも非線形エネルギー入力の総量を地震荷重指標として用いた 1 質点系モデルの方が免震橋梁の地震時の応答変位をより精度良く予測できることを示した。

・試設計された橋梁の全体系モデルを対象に変位制御型の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、全体系モデルに対して本手法の適用性が確認された。また、1 質点系モデルを用いたエネルギーの釣り合いに基づく応答推定結果を用いて、全体系モデルの応答推定を行う手法の適用可能性が示された。

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) 松田泰治，大塚久哲，楊光遠，山口斉：免震橋梁の固有周期決定および免震省の簡易設計法に関する考察，構造工学論文集，Vol.44A，pp.711-718，1998。
- 3) 九州橋梁・構造工学研究会：KABSE 研究分科会中間報告および講演会資料-阪神・淡路大震災関連-，1996。
- 4) 九州橋梁・構造工学研究会：阪神・淡路大震災関連研究報告集，1997。
- 5) 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。
- 6) 入江達雄，松田泰治，スマヤ アラン：エネルギーの釣り合いによる構造物の応答推定法の適用，構造工学論文集，Vol.43A，pp.793-800，1997。
- 7) 秋山宏：建築物の耐震極限設計第 2 版，東京大学出版会，1987。
- 8) 松田泰治，大塚久哲，入江達雄，神農誠：エネルギー入力の地震荷重指標としての適用性に関する一考察，第 2 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.303-308，1998。
- 9) 松田泰治：エネルギーに基づいた免震設計法への試み，橋梁と地下構造物の免震・制震講習会資料，pp.99-104，1999。
- 10) 内田広明，神農誠，松田泰治：エネルギー入力の地震荷重指標としての適用性に関する基礎的研究，土木学会西部支部講演概要集，I-B46，pp.82-83，1999。
- 11) 内田広明，神農誠，松田泰治，大塚久哲：エネルギー規範に基づく道路橋の耐震性評価に関わる基礎的研究，土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集，I-B176，pp.350-351，1999。

(1999 年 9 月 17 日受付)