

免震構造物の地震応答評価に及ぼす動的相互作用の影響

Soil Structure Interaction Effects on Seismic Response Evaluations of Isolated Structures

トウエー ミエン*, 河野 健二**, 木村 至伸***

Myint HTWE, Kenji KAWANO, Yukinobu KIMURA

*学生会員, 鹿児島大学大学院 理工学研究科システム情報工学科 (〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)

** 正会員 工博 鹿児島大学教授 工学部海洋土木学科 (〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)

***正会員 博 (工) 鹿児島大学助手 工学部海洋土木学科 (〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)

In order to perform the reliable response evaluation of an isolated bridge structure under seismic loads, it is important to make the soil structure interaction effects clearly on the nonlinear response situation. The soil structure interaction effects on the isolated bridge structure system are examined in the present study. The soil structure interaction is represented with the sway-rocking model and the nonlinear characteristic on the pier are dealt with the Takeda model. It is suggested that the soil structure interaction gives important effects on the response evaluation with respect to the second type seismic motion. For the reliable seismic response evaluation, it is essential to clarify the relation between the dominated frequency of the soil-structure interaction system and the seismic input motion.

Key Words: isolated bridge, soil structure interaction, energy, non-linear

キーワード: 免震橋梁, 動的相互作用, エネルギー, 非線形性

1. はじめに

平成7年1月17日に起きた兵庫県南部地震は、従来の耐震設計で想定していた規模をはるかに超える大きな地震動であったため、従来の耐震設計の大幅な改訂がなされた。平成8年に改定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加えられた。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おいた設計法として規定された。橋梁の免震設計の最終目的は、強震動に対して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。

これまで免震橋梁については多くの研究²⁾³⁾が行われてきたが、その多くは基礎地盤を固定した場合に関するものであった。特に地盤が軟弱となる場合、免震橋梁は避けるべきであるとの考え方によるものである。このため、地盤の影響が考えられる箇所では、地盤と構造物の動的相互作用が橋梁構造物の免震化に及ぼす影響を明確にしておくことが必要であると考えられる。このような地盤上に建設されるような免震橋梁の耐震性を検討するときには、上部構造物-基礎-地盤を一連の系として表し、構造物の動的挙動を正確に把握する必要がある。本研究では免震橋梁を動的相互作用を考慮した4自由度系振動モデルで表した。一般に耐震性を検討する場合、免震を有する構造物は1自由度系や2自由度系の振動モデルを用いて表される。一方、

地盤と構造物の動的相互作用の影響を考慮する場合、スウエーロッキング(SR)モデルが最も多く用いられる。本解析ではSRモデルを用いた4自由度系振動モデルを用いて地震応答解析を行った。強震時には免震部によるエネルギー吸収に加えて、橋脚部が非線形化する場合もある。さらに構造物の耐震設計ではその性能に応じた損傷を規定し、それに基づいた耐震評価を行うことが要求されている。このため、本解析では地盤と構造物の動的相互作用時に橋脚が非線形化する場合も合わせて解析し、免震部と橋脚部の地震エネルギーの配分について検討を加えた。

2. 解析モデル及び入力地震動

地震時における免震橋梁全体系の動的挙動は、一般に上部構造物のみならず種々の地盤構成や土の動的性質等の地盤条件とも密接に関係しており、地盤と免震橋梁の動的相互作用を考慮した免震設計が不可欠であると考えられる。このような免震橋梁の動的挙動を把握するためには、基礎固定とした上部構造物のみでの解析では不十分であり、免震橋梁全体系を上部構造物と基礎-地盤系の動的相互作用を含めた形でモデル化し、地震応答解析を行うことで、その応答特性を明らかにできると考えられる。本研究では入力地震動として、タイプⅠとタイプⅡ地震動をうけるⅠ種地盤およびⅡ種地盤の地震波を用いて検討した。解析モデルとしては鉛入り積層ゴム支承を有する2自由度系お

よび4自由度系橋梁を対象とする。図-1は地盤を固定とした1自由度系非免震橋梁であり、図-2は地盤を固定とした鉛入り積層ゴム支承を有する2自由度系免震橋梁を示し、図-3は動的相互作用を考慮した4自由度系の免震橋梁を示している。入力地震動としては表-1に示すように道路橋示方書の標準波¹⁾より地震種別と地震タイプ別にそれぞれ代表的な地震波を用いて検討を行った。

表-1 地震波

分類	地盤種別	地震波略名	最大加速度 (gal)
タイプⅠ	Ⅰ種	KAIHOKU BRG. LG	318
	Ⅱ種	ITAJIMA BRG. LG	362
タイプⅡ	Ⅰ種	JMAKOBÉ OBS. NS	812
	Ⅱ種	JR TAKATORI STA. NS	686

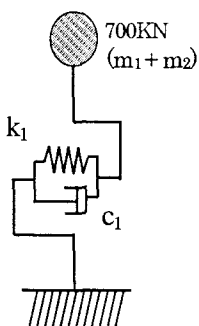


図-1 1自由度系モデル

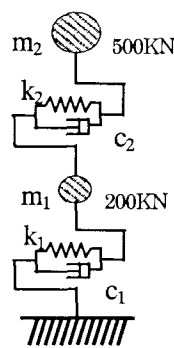


図-2 2自由度系モデル

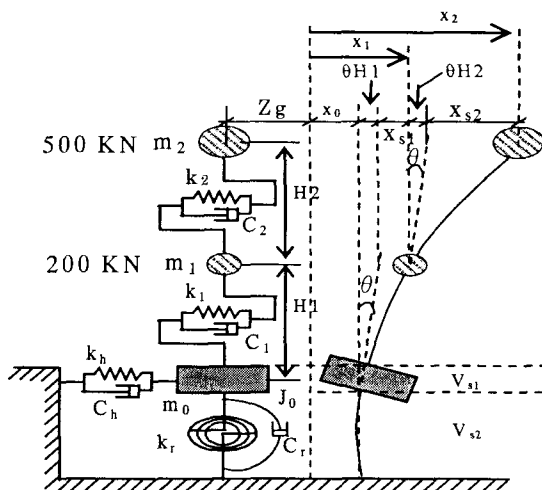


図-3 4自由度系モデル

m_2 = 上部構造物の重量； H_1 = 橋脚の高さ
 m_1 = 橋脚の重量； H_2 = 免震支承の厚さ
 m_0 = 基礎の重量；
 θ =基礎の回転； J_0 =基礎の回転慣性モーメント
 x_1 = 橋脚の絶対変位 (地動変位を含む)
 x_2 = 免震支承の絶対変位 (地動変位を含む)
 x_0 = 基礎の変位； $\ddot{z}_g$ =表層地盤での地震波の運動
 k_1, c_1 =橋脚の剛性及び減衰定数(5%)

k_2, c_2 =免震支承の剛性及び減衰定数(2%)
 k_h および C_h =基礎の並進方向バネ定数および減衰定数
 k_r および C_r =基礎の回転方向バネ定数および減衰定数

3. 運動方程式

橋梁構造物は多自由度系構造物であり、正確な振動モデルは有限要素法等を用いて表される。一般に主桁と橋脚の間に免震支承を導入するような橋脚に関しては、一次の振動モードが応答を支配する主要な振動モードとなる場合が多い。このため免震橋梁の耐震解析では多くの場合1自由度系や2自由度系の振動モデルを用いて表される。

本解析では地盤と構造物の動的相互作用の影響を図-3に示すようなSRモデルを用いて表すことにする。この解析モデルは地盤と構造物の動的相互作用を考慮した4自由度系で表されており、構造物の動的挙動を把握するものとなっている。橋脚と桁の間に免震支承を設置して地盤と免震橋梁の動的相互作用を容易に取り入れるために、基礎に関しては、並進(Sway)運動と回転(Rocking)運動を行うモデル⁴⁾⁵⁾として扱う。基礎地盤のバネ剛性および減衰の決め方については、弾性波動を対象したインピーダンス関数のアプリケーション⁶⁾⁷⁾⁸⁾を参考にして基礎の並進および回転方向バネ定数と減衰定数を求めた。埋め込んだ基礎に対する並進力および回転力は基礎の重心に関する運動として表す。基礎から地震力を入力したとき、SRモデルによる基礎地盤系の運動方程式は次式で表すことができる。

$$[M_0]\{\ddot{x}_0\} + [C_0]\{\dot{x}_0\} + [K_0]\{x_0\} = \{F_0\}\ddot{z}_g \quad (1)$$

上記で述べた $[M_0]$ 、 $[C_0]$ 、 $[K_0]$ は基礎の質量マトリクス、減衰マトリクスと剛性マトリクスをそれぞれ示し、 $\{F_0\}\ddot{z}_g$ は地震力に関する基礎のせん断力および曲げモーメントである。 $\{x_0\}$ は基礎の応答変位を表す。上部構造系に対する運動方程式と下部系の運動方程式をサブストラクチャ法⁹⁾により全体系の式として表すと、4自由度系免震橋梁全体系の運動方程式¹⁰⁾が次のように得られる。

$$[M_s]\{\ddot{y}\} + [C_s]\{\dot{y}\} + [K_s]\{y\} = \{F_s\}\ddot{z}_g \quad (2)$$

ただし、

$$[M_s] = \begin{bmatrix} m_2 & & & \\ & m_1 & & \\ & & m_0 & \\ & & & J_0 \end{bmatrix}$$

$$[C_s] = \begin{bmatrix} c_2 & -c_2 & 0 & -c_2 H_2 \\ & c_1 + c_2 & -c_1 & (c_2 H_2 - c_1 H_1) \\ (Sym:) & & c_h + c_1 & (c_h + c_1 H_1) \\ & & & (c_r + c_1 H_1^2 + c_2 H_2^2) \end{bmatrix}$$

$$[K_s] = \begin{bmatrix} k_2 & -k_2 & 0 & -k_2 H_2 \\ & k_1 + k_2 & -k_1 & (k_2 H_2 - k_1 H_1) \\ (Sym:) & & k_h + k_1 & (k h_\theta + k_1 H_1) \\ & & & (k_r + k_1 H_1^2 + k_2 H_2^2) \end{bmatrix}$$

$$\{F_s\} = -[m_2 \quad m_1 \quad m_0 \quad J_0]^T$$

$$\{y\} = [x_2 \quad x_1 \quad x_0 \quad \theta]^T$$

基礎地盤の剛性及び減衰は基礎の周りの地盤特性や基礎の大きさ等の諸量を用いて表される。ここで、基礎の直径は 5m、基礎の高さは 5m で、基礎の単位体積重量は 27KN/m³と設定した。地盤の単位体積重量は 17KN/m³である。I 種地盤に対して上層地盤のせん断波速度 V_{s1} を 300m/s、下層地盤のせん断波速度 V_{s2} を 320m/s と考慮した。II 種地盤に対して上層地盤のせん断波速度 V_{s1} を 120m/s、下層地盤のせん断波速度 V_{s2} を 300m/s と設定した。

免震装置を導入することで一般には地震による入力エネルギーの大部分は履歴エネルギーで吸収される。一方強震時には免震装置だけでなく、構造部材としての橋脚の非線形性を許容することで入力エネルギーの吸収を図ることができる。構造物の耐震性に関して、そのエネルギー比を検討しておくことが重要であると考えられる。この場合、地盤と構造物の動的相互作用の影響との関連を調べておくことが必要となる。

免震橋梁は免震部のエネルギー吸収に加えて設計時の強震を越える地震動に対して橋脚部の非線形化によるエネルギー吸収が生じる場合におけるエネルギー式は各時刻毎の応答を用いて次式のように表される。

$$\int_0^t \{\dot{y}\}^T [M_s] \{\ddot{y}\} dt + \int_0^t \{\dot{y}\}^T [C_s] \{\dot{y}\} dt + \int_0^t \{\dot{y}\}^T [K_s] \{y\} dt = \int_0^t \{\dot{y}\}^T \{F_s\} \ddot{z}_g dt \quad (3)$$

ここで、左辺第 1 項は運動エネルギー、第 2 項は減衰エネルギー、第 3 項は履歴エネルギーをそれぞれ表している。また、右辺は構造物系に入力される地震エネルギーを表している。

4. 目標設計変位と免震橋梁の固有周期

免震橋梁の設計では、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およびその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。一般に免震橋梁では免震支承の剛性が橋脚の剛性と比べて非常に小さく、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。ここでは固有周期の設定に対して鉛入り積層ゴム支承の等価減衰定数を 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。それらを地盤別に

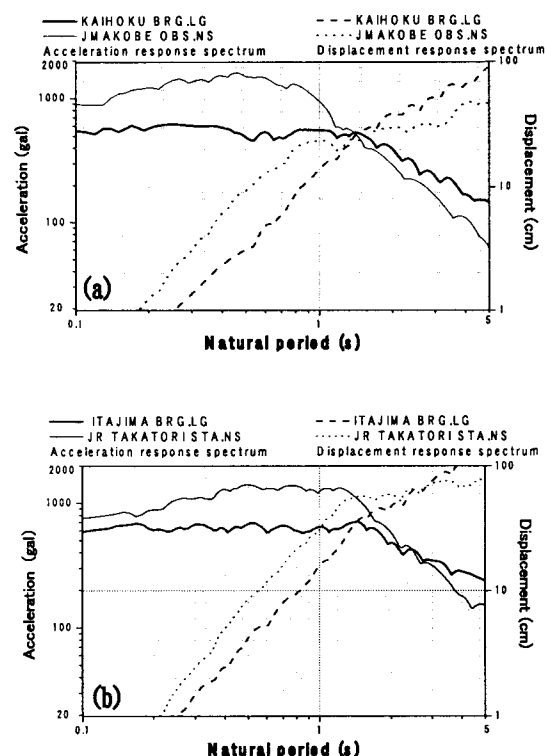


図-4 加速度及び変位応答スペクトル

表-2 目標設計変位と固有周期

地震波	Kaihoku1			Itajima1			Kobe-NS			Taka-NS		
目標設計変位 (cm)	20	30	40	20	30	40	20	30	40	20	30	40
目標固有周期 (s)	1.2	1.7	2.2	1.1	1.5	1.8	1.2	1.7	2.2	0.8	1.0	1.1

図-4(a)と(b)に示す。図中には参考のため加速度応答スペクトルを同時に示している。これら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した設計例を表-2に示す。

これらの目標固有周期に対して、橋脚の剛性及び免震支承の水平ばね定数を求める。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・地盤特性に基づき免震系の一次固有周期が定まる¹⁾。まず、道路橋示方書を参考に橋脚が固定の場合である橋の固有周期 T_0 を求め、 T_0 より図-1の1質点系モデルで表される構造物の等価な水平ばね定数 k_1 を求める。

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

次に桁と橋脚の重量を分離して免震装置を導入した図-2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。

$$k_2 = \frac{m_1 m_2 n_1^4 - k_1 m_2 n_1^2}{(m_1 + m_2) n_1^2 - k_1} \quad (5)$$

ここに、 $n_1 = 2\pi / T_1$

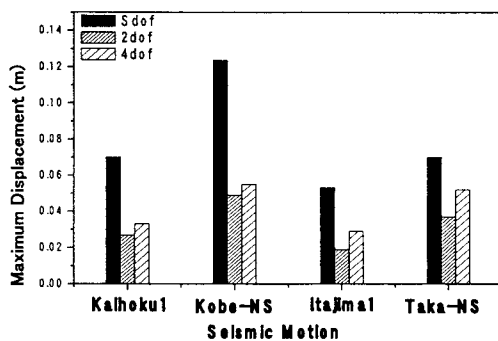


図-5 最大応答変位 (橋脚)

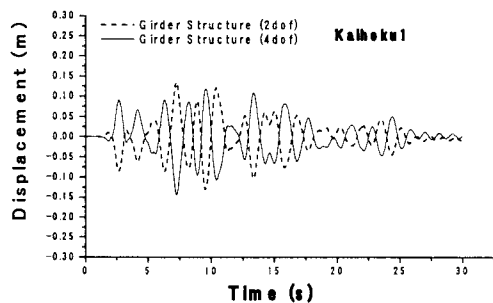


図-6 時刻歴応答変位 (Kaihoku1)

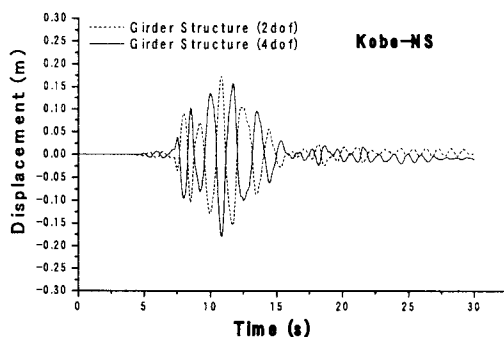


図-7 時刻歴応答変位 (Kobe-NS)

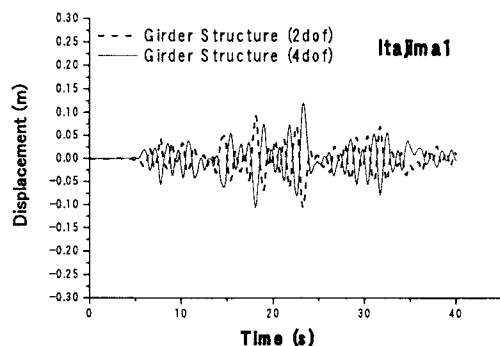


図-8 時刻歴応答変位 (Itajima1)

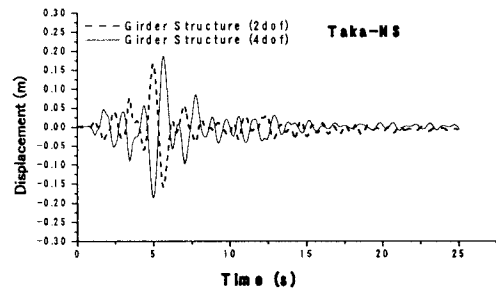


図-9 時刻歴応答変位 (Taka-NS)

5. 解析結果および考察

これまでに述べた解析モデルを用いて地震応答解析を行い、免震橋梁の地震応答評価に及ぼす動的相互作用の影響について検討を加える。

5.1 時刻歴応答変位の比較

ここでは、表-2 で示した上部構造物の目標設計変位 20cm に対応する目標固有周期を設定して時刻歴応答解析を行った結果について述べる。図-5 は 1 自由度系モデルや 2 自由度系モデル及び 4 自由度系モデルの橋脚の最大応答変位を地震ごとに比較した結果を示している。横軸は入力地震動種別を示し、縦軸は最大応答変位を表す。各地震波に対して 2 自由度系モデル (2dof) の応答は 1 自由度系モデル (Sdof) の応答に比べて約半分程度に減少しており、免震化による影響が大きいことが分かる。また、動的相互作用を考慮した 4 自由度系モデル (4dof) も 1 自由度系モデルより最大応答変位は低減するが 2 自由度系モデルの最大応答変位より少し大きくなっている。

図-6 から図-9 はそれぞれの地震波に対する免震を有する 2 自由度系モデル及び動的相互作用を含む 4 自由度系モデルに関する桁の時刻歴応答変位を示している。図-6 および図-7 は I 種地盤の Kaihoku1 及び Kobe-NS 地震波を、また図-8 および図-9 は II 種地盤の Itajima1 および Taka-NS 地震波を入力した場合の桁部に関する時刻歴応答変位を示している。図の中で示した実線は 4 自由度系免震橋梁の応答を、破線は 2 自由度系免震橋梁の応答をそれぞれ示している。I 種地盤に対しては動的相互作用の影響が顕著に現れていないが、II 種地盤に対して基礎地盤の影響が大きく見られる。この結果、II 種地盤では地盤の特性値が大きくなり、全体系の固有周期と入力地震波の卓越周期が接近することになったため動的相互作用の影響が大きく現れたものと考えられる。

5.2 最大応答変位の比較

つぎに、2 自由度系モデルおよび 4 自由度系モデルの桁部の目標設計変位を表-2 に示したように 20cm、30cm、40cm まで設定し、時刻歴応答解析を行った。桁部の最大変位応答に及ぼす動的相互作用の影響について検討する。

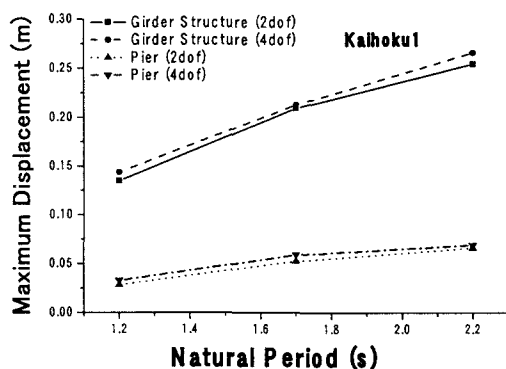


図-10 最大応答変位 (Kaihoku)

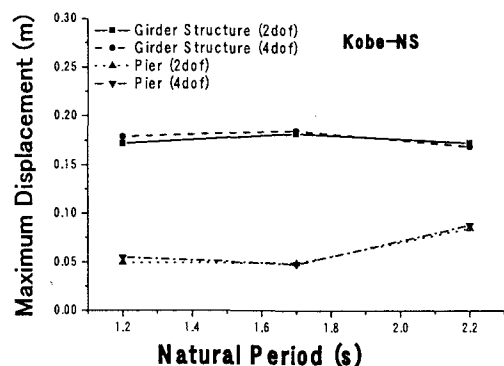


図-11 最大応答変位 (Kobe-NS)

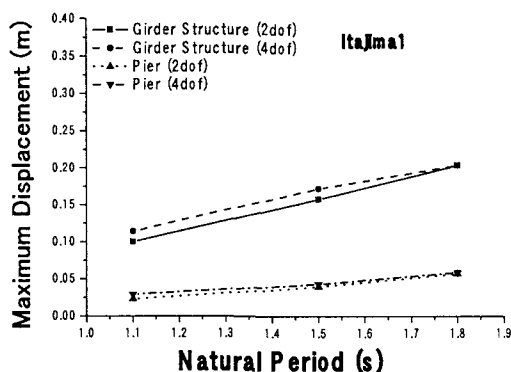


図-12 最大応答変位 (Itajima)

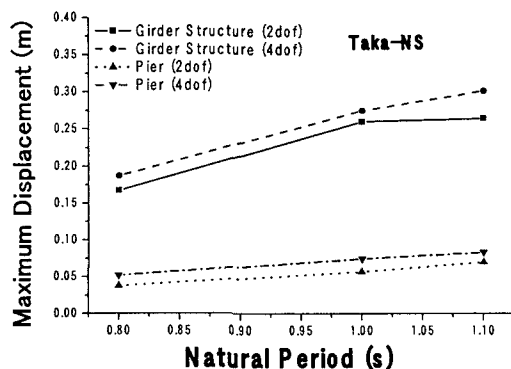


図-13 最大応答変位 (Taka-NS)

図-10 から図-13 は 2 自由度系モデルおよび 4 自由度系モデルにおける桁と橋脚の最大応答変位を地震波別に示した図である。図中で実線と点線は 2 自由度系モデルの桁および橋脚の最大応答変位を示し、破線と点鎖線は 4 自由度系モデルの桁および橋脚の最大応答変位である。横軸に固有周期を示して縦軸には最大応答変位を示している。どちらの図に対しても固有周期の増加に従って 2 自由度系モデルと 4 自由度系モデルの桁および橋脚の最大応答変位が増加する傾向が見られる。図-11 に示した Kobe-NS 地震波の場合は 2 自由度系モデルと 4 自由度系モデルの最大応答変位の差が見られないが、図-10 および 図-12 の Kaihoku および Itajima 地震波では 4 自由度系モデルの最大応答変位が 2 自由度系モデルより少し大きい値を表している。特に、図-13 の Taka-NS 地震波に対して、4 自由度系モデルが 2 自由度系モデルの最大応答変位より大きくなっており動的相互作用の影響を示していることが分かる。特に比較的軟弱な地盤である II 種地盤の剛性および減衰が I 種地盤の剛性および減衰より小さいため基礎と上部構造物の動的相互作用の影響が現れたと考えられる。以上の結果より、いずれのモデルに対しても構造物の固有周期が長周期化することで上部構造物の応答変位が増加することが分かる。また、動的相互作用の影響を考慮した場合においても、タイプ I およびタイプ II 地震動に対して上部構造物の最大応答変位はそれぞれ目標設計変位内に抑えられており十分安全側の応答値であることが分かる。

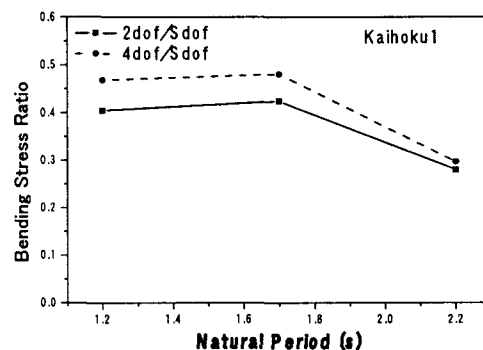


図-14 曲げ応力比 (Kiahoku)

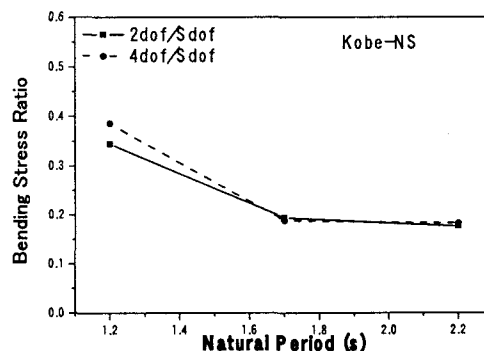


図-15 曲げ応力比 (Kobe-NS)

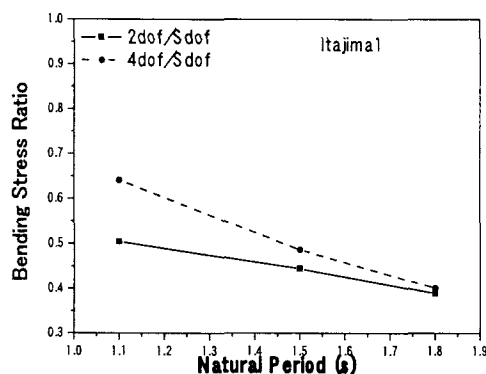


図-16 曲げ応力比 (Itajima1)

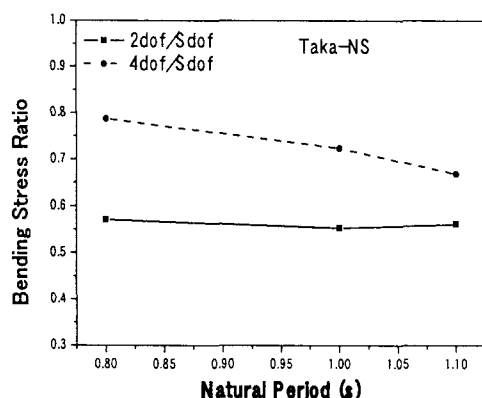


図-17 曲げ応力比 (Taka-NS)

5.3 曲げ応力比の比較

次は、各地震波に関して曲げ応力比に対する免震支承の効果および動的相互作用の影響について示すことにする。ここで、曲げ応力比は免震支承を有する 2 自由度系モデルと 4 自由度系モデルの橋脚基部に生じる最大曲げ応力を 1 自由度系モデルの橋脚基部に生じる最大曲げ応力でそれぞれ除した値である。図-14 から図-17 に固有周期に対する曲げ応力比を地震波別に示している。横軸は固有周期を示し、縦軸は応力比である。実線は 2 自由度系モデルで、破線は 4 自由度系モデルの曲げ応力比を表す。各地震波に関して構造物の固有周期の増加に従って曲げ応力比は減少する傾向が見られる。図-15 に示した Kobe-NS 地震波以外の地震動では 2 自由度系モデルおよび 4 自由度系モデルの曲げ応力比の差が見られる。特に、Taka-NS 地震波の場合、2 自由度系モデルおよび 4 自由度系モデルの曲げ応力比の差が大きく現れている。これより、免震を有する場合、構造物系の固有周期が長くなり、免震支承部の応答変位が増加して地震動の慣性力が低減することが分かる。その結果、橋脚基部に生じる曲げ応力が低減されることになると考えられる。また、構造物の周期が長くなると全体として動的相互作用の影響は少なくなることが分かる。しかしながら、Ⅱ種地盤

である Taka-NS では構造物が長周期になるとき動的相互作用の影響が大きく現れており、免震モデルの応答評価において、地震波の特性も合わせて考慮する必要があることを示している。

5.4 履歴ループの比較

地盤と構造物の動的相互作用を考慮した場合、免震支承のエネルギー吸収と応答の関係について調べてみる。図-18 と図-19 は、Kaihoku1 地震波を入力して上部構造物の目標設計変位を 20cm、目標固有周期を 1.2(s) と設定した場合、2 自由度系モデルおよび 4 自由度系モデルの免震支承の応答履歴ループである。図-18(a), (b) および図-19(a), (b) はモデルの橋脚を線形解析した結果であり、図-18(c) と図-19(c) は 4 自由度系モデルの橋脚に非線形性を考慮した免震橋梁の履歴ループを示す。横軸は免震支承および橋脚の応答変位を降伏変位で除した値を示し、縦軸は復元力を降伏力で除した値を示している。図-18 の(a) と(b) を比較すると、4 自由度系モデルの免震部での履歴ループ(Bi-linear model)が少し大きな値を示している。すなわち 2 自由度系モデルの場合、免震支承の応答変位が降伏変位の 25 倍であり、復元力は降伏力の 5 倍程度を示している。一方、4 自由度系モデルの免震支承の場合、応答変位が降伏変位の 28 倍を示し、復元力は降伏力の約 5 倍程度を表している。また、図-19(a) と図-19(b) を比較すると、動的相互作用を考慮する場合、それを考慮しない場合と比べて橋脚の応答変位及び復元力が少し大きくなっている。図-18(c) は免震支承の非線形特性を Bi-linear モデルとした場合であり、図-19(c) は武田モデルとした場合の結果をそれぞれ示している。橋脚の非線形性まで考慮することで、入力地震波のエネルギーが橋脚で一部吸収されることが分かる。これらの結果から、上部構造物の応答が線形時より抑えられる。橋脚の非線形化を許容することで免震部によるエネルギー吸収の効果と重なることにより免震支承の応答変位が目標とした値よりも大きく増加することを抑える場合もあることが分かる。

5.5 地盤特性値の影響

図-20 から図-23 は 4 自由度系モデルの最大応答変位を地盤特性値(T_d)に対して示している。表-3 に示すように、地盤種別ごとにそれぞれ 3 ケースの地盤特性値を設定した。図中に基礎固定した 2 自由度系モデルの最大応答変位(一定値)との比較を行っている。ここでの結果は上部構造物の目標設計変位を 20cm と設定した結果である。地盤特性値が大きくなるにつれ 4 自由度系モデルの最大応答変位がⅠ種地盤の Kaihoku1 及び Kobe-NS 地震波に対して約 2%程度、Ⅱ種地盤の Itajima1 及び Taka-NS 地震波の場合は約 20%程度増加することが分かる。その結果、本解析モデルでは地盤の特性値が大きいほど全体系と入力地震波の卓越周期の接近にともなう連成振動が生じ、基礎-地盤の影響が大きく現れていることが分かる。

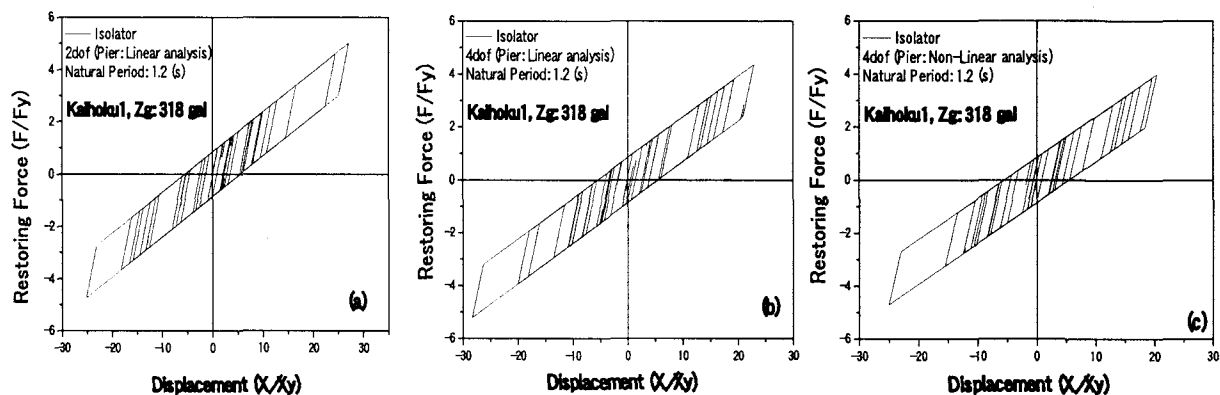


図-18 2自由度系及び4自由度系モデルの免震支承の履歴曲線 (Kaihoku1)

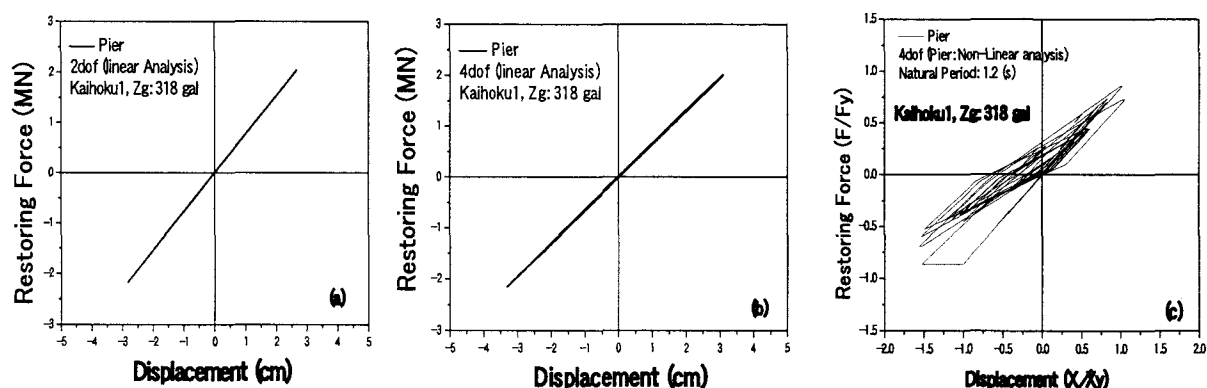


図-19 2自由度系及び4自由度系モデルの橋脚の履歴曲線 (Kaihoku1)

表-3 せん断波速度及び地盤特性値

地震波 ケース	I 種地盤			II 種地盤		
	C-1	C-2	C-3	C-1	C-2	C-3
基礎上層のせん断波速度 (Vs1) (m/s)	350	280	300	300	170	120
基礎下層のせん断波速度 (Vs2) (m/s)	400	400	320	300	300	300
地盤の振動特性 (s)	0.15	0.171	0.191	0.2	0.25	0.3

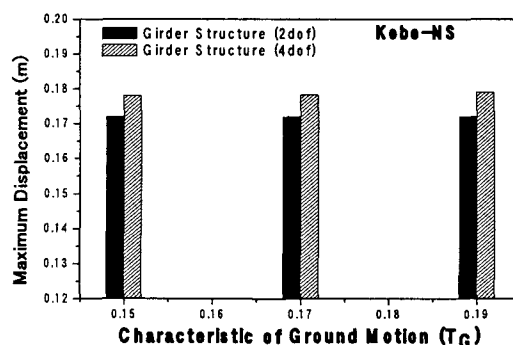


図-21 最大応答変位 (Kobe-NS)

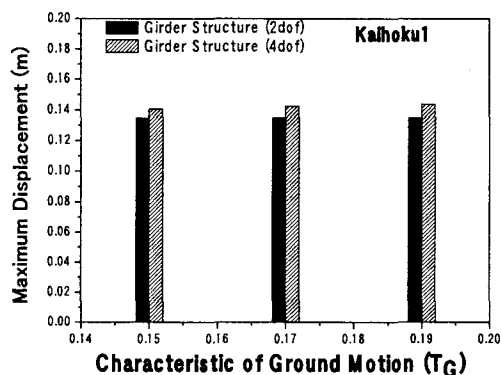


図-20 最大応答変位 (Kaihoku1)

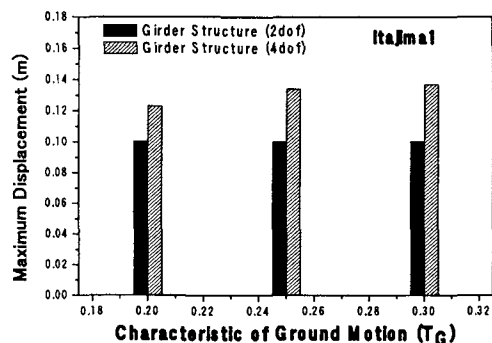


図-22 最大応答変位 (Itajima1)

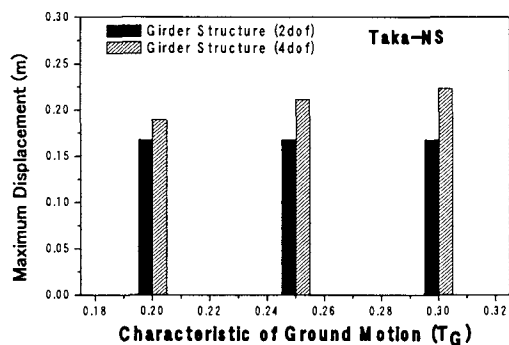


図-23 最大応答変位 (Taka-NS)

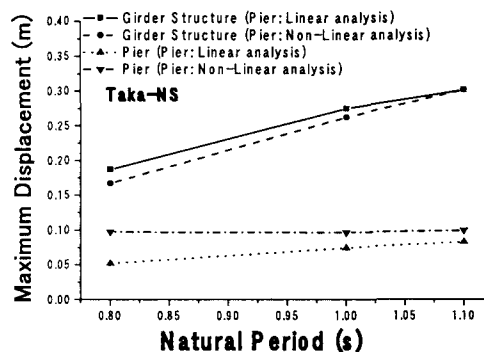


図-27 最大応答変位 (Taka-NS)

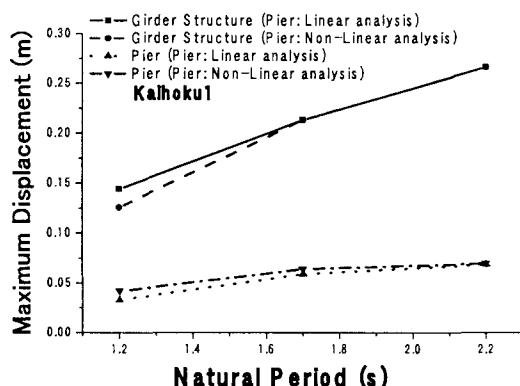


図-24 最大応答変位 (Kaihoku1)

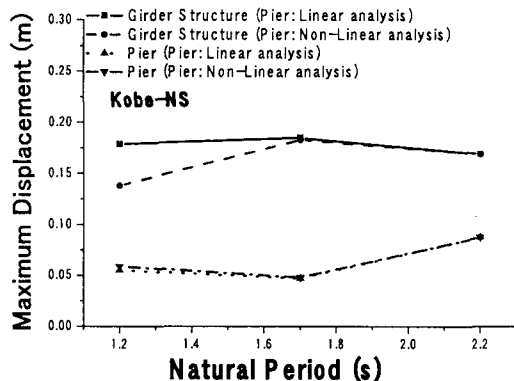


図-25 最大応答変位 (Kobe-NS)

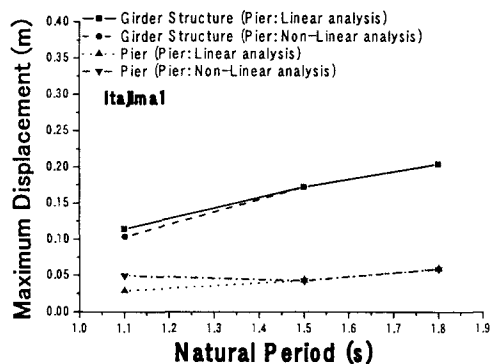


図-26 最大応答変位 (Itajima1)

5.6 橋脚の非線形性

動的相互作用を考慮した免震橋梁の橋脚に非線形性を許容する場合の結果について述べる。ここに、図-24 から図-27 は 4 自由度系モデルの橋脚が線形および非線形の場合について地震応答解析を行った場合であり、桁及び橋脚の最大応答変位を示している。横軸は固有周期を示し、縦軸は最大応答変位を示している。実線と点線は橋脚を線形解析した場合で、破線と一点鎖線は橋脚を非線形解析した場合の桁および橋脚の最大応答変位を表している。各地震波に対して構造物の固有周期が短い時、桁の最大応答変位は線形解析に比べて非線形解析では小さくなっている。橋脚の場合は、逆に線形解析より非線形解析において大きく現れていることが分かる。構造物の固有周期が長くなるにつれ、線形解析と非線形解析はほぼ同様の結果を示すが、Taka-NS 地震波について、橋脚の最大応答変位は線形時より非線形時の方が最大比約 20% 大きい値を示している。以上の結果より、構造物の固有周期が短い場合、橋脚の非線形性を考慮するとき橋脚が降伏して地震動のエネルギーの一部を吸収するため桁の応答が低減すると考えられる。しかし、目標とする構造物の固有周期が長くなるにつれ、橋脚の線形性及び非線形にかかわらずこれらの応答は類似した値を表す傾向を示している。

5.7 エネルギーの比較

免震橋梁では地震動による入力エネルギーを免震部の履歴エネルギーで吸収することに加えて、構造物の長周期化による応答の低減を図っている。設計時の強度を越えるような地震動を構造物が受ける場合、免震部の過度な変形を避けるため、橋脚部の非線形化を許容する場合もある。このような場合、免震部の受ける履歴エネルギーと橋脚部の非線形化にともなう振動エネルギーの配分の割合を評価することが必要になる。

図-28 から図-30 は 1 自由度系モデル、2 自由度系モデル及び 4 自由度系モデルのエネルギー比を入力地震動 Taka-NS について表している。エネルギー比は各エネルギーを総入力エネルギーで除した値である。図中に運動エネルギー (E_k)、減衰エネルギー (E_d)、履歴エネルギー

(E_H)、入力エネルギー (E_I) を示している。ここで、各図の E_H を比較して見ると、1 自由度系モデルの E_H は E_I の 0.6 倍であり、2 自由度系モデルの E_H は E_I の 0.82 倍を示し、4 自由度系モデルの E_H は E_I の 0.85 倍を示していることが分かる。その結果、1 自由度系モデルの E_H より 2 自由度系モデルの E_H が大きく現れているのは免震支承の効果であると考えられる。また、2 自由度系モデルの各エネルギーより 4 自由度系モデルの各エネルギーが少し大きく現れていることが動的相互作用の影響であると考えられる。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エネルギーの寄与は相対的に少ないことが分かる。

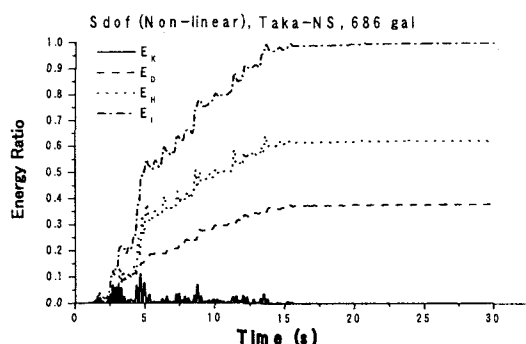


図-28 エネルギー比 (Sdof)

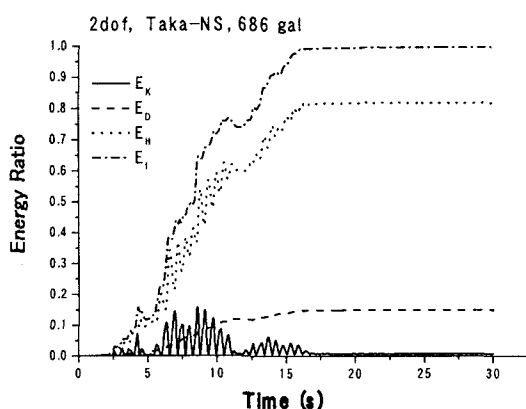


図-29 エネルギー比 (2dof)

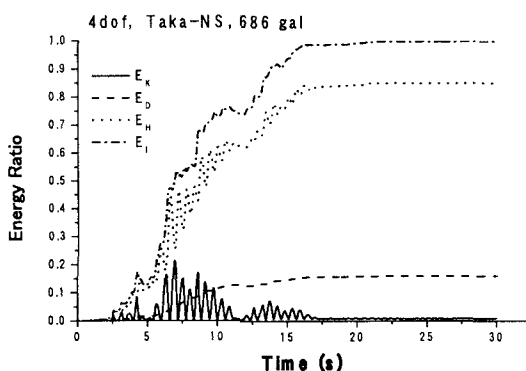


図-30 エネルギー比 (4dof)

最後に、履歴エネルギーを 2 自由度系モデルと 4 自由度系モデルに関して比較することにより動的相互作用の影響について検討する。また、橋脚が非線形化する場合、構造物系の履歴エネルギーの配分についても検討を加える。図-31 と図-32 は、2 自由度系モデルに対する 4 自由度系モデルの履歴エネルギーの比率を地震別に表している。横軸は目標設計変位を示し、縦軸は 4 自由度系モデルの履歴エネルギーを 2 自由度系モデルの履歴エネルギーで除した値を表している。図-31 と図-32 は 4 自由度系モデルの橋脚が線形及び非線形解析について示している。図-31 では目標設計変位 20cm と 30cm の場合、Kaihokul, Itajimal, Taka-NS 地震波の履歴エネルギー比率は 1.0 を上回っている。Kobe-NS については目標設計変位 30cm の場合だけ履歴エネルギー比率は 1.0 を少し上回っているのがわかる。目標設計変位 40cm になると Taka-NS 地震波だけ履歴エネルギー比率が 1.0 より大きい値を示している。その結果、最大応答変位に関する動的相互作用の影響と同様に履歴エネルギーについても I 種地盤より II 種地盤の方が動的相互作用の影響が大きく現れていることが分かる。

一方、図-32 では設計地震動に関して橋脚が非線形化する場合であり、Kaihokul, Kobe-NS, Itajimal 地震波の履歴エネルギー比率は橋脚を線形とした場合より全体的に大きくなっている。しかし、Taka-NS 地震波の場合、履歴エネルギー比率は約 0.6 以下となっている。橋脚の非線形化にともなう履歴エネルギーは、動的相互作用を考慮したことにより大幅な変化は見られないが、入力地震動によっては大きな影響を受ける場合もあることが分かる。このため、免震橋梁の橋脚に非線形化を許容する場合、動的相互作用の影響を検討しておくことが重要になることが分かる。

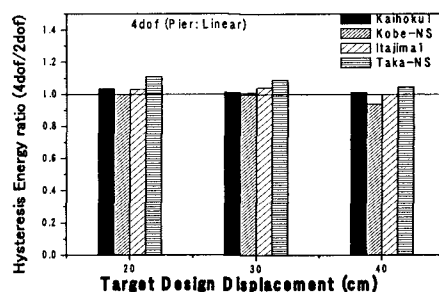


図-31 履歴エネルギー比

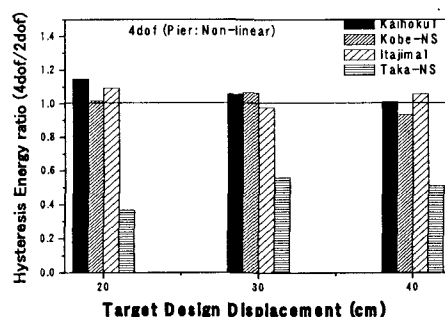


図-32 履歴エネルギー比

7. まとめ

本研究では、免震橋梁の地震応答評価に及ぼす動的相互作用の影響について検討した。得られた結果を要約すると以下ようになる。

1. 免震橋梁の固有周期が長くなると全体として動的相互作用の影響は小さくなることが分かった。しかしながら、Ⅱ種地盤である Taka-NS では構造物が長周期化するとき動的相互作用の影響が大きく現れており、免震橋梁の応答評価において、地震波の特性も合わせて考慮する必要があると考えられる。
2. 橋脚部の非線形化を許容する場合、免震部の受ける履歴エネルギーと橋脚部の非線形化にともなう振動エネルギーの配分を評価することが必要になる。免震橋梁の橋脚の非線形化にともなう履歴エネルギーは、動的相互作用を考慮したことによる大幅な変化は見られないが、入力地震動によって大きな影響を受ける場合もあることが分かった。
3. 免震橋梁が動的相互作用の影響を受ける場合、特に構造物全体と入力地震動の卓越周期の関連を把握しておくことが重要になる。目標とする免震橋梁系の卓越周期は非線形応答の影響を受けるため、免震橋梁の耐震性をより明確にするためには設計地点の特性を反映した地震波について、動的相互作用の影響を検討しておくことが重要になる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・動解説Ⅴ耐震設計編、1996.

- 2) 松田泰治、大塚久哲、神農 誠、入江 達雄：変位抑制型の道路橋の免震設計法に関する一考察、構造工学論文集、Vol. 46A, pp. 907-916, 2000.
- 3) 足立幸郎、運上茂樹：「免震支承のハードニング特性に着目した免震支承と橋脚に塑性化が生じる免震橋梁の地震応答特性に関する研究」、構造工学論文集、Vol. 47A, 2001.
- 4) 佐藤忠信：講座「地盤と構造物の動的相互作用の解析法」、土と基礎、土質工学会、pp. 63-70, 1992.
- 5) 木村至伸、河野健二「非線形性を有する地盤-構造系の地震応答解析に関する基礎的研究」、構造工学論文集 Vol. 47A, pp. 599-606, 2001.
- 6) H. Takemiya: Simplified Model for Building foundation Interaction, Jour. Engg. Mech. Div., ASCE, Vol. 103, pp. 345-351, 1997.
- 7) M. Novak : Effect of Soil on Structural Response to Wind and Earthquake, Earthq. Engg. Struct. Dyn., Vol. 3, pp. 79-96, 1974.
- 8) A. S. Veletsos and B. Verbic: Vibration of Viscoelastic Foundations, Earthq. Engg. And Struct. Dyn., Vol. 2, pp. 87-102, 1973.
- 9) Y. Yamada, H. Takemiya and K. Kawano: Seismic Response Analysis of Long-Suspension Bridge Tower and Pier System, Proc, Sixth Wld Conf. Earthq. Session 3, pp. 297-302, 1977.
- 10) 和泉正哲著「建築構造力学 2」、倍風館株式会社、pp. 172-172, 1989.
- 11) 松田泰治、大塚久哲、山田純司：「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」、構造工学論文集 Vol. 47A, pp. 917-926, 2001.
(2004 年 4 月 16 日 受付)