免震橋梁‐地盤系の耐震性能評価に関する基礎的研究

Seismic performance evaluations of base-isolated bridge structure-soil interaction system

木村友則*·河野健二**·木村至伸***

Tomonori KIMURA, Kenji KAWANO, Yukinobu KIMURA

*鹿児島大学大学院理工学研究科博士前期課程海洋土木工学専攻(〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)
**正会員 工博 鹿児島大学大学院理工学研究科教授(〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)
***博(工) 鹿児島大学大学院理工学研究科助教(〒890-0065 鹿児島市郡元1-21-40)

The base isolation system gives essential effects of enhancing earth quake-proof design of structure by means of reduction of seismic forces. It is suggested that the dynamic soil-structure interaction plays important roles on the base isolated bridge structure. The soil-structure interaction effects on the base isolated bridge structure are examined in the present study. The seismic performance evaluation is carried out with both the reliability index and the damage index for the base isolation. It is shown that the seismic performance with the base isolation is closely related with the soil-structure interaction as well as the uncertainty such as the maximum seismic acceleration.

Key Words: base-isolated bridge, structure-soil interaction system, seismic performance evaluations キーワード: 免震橋梁,動的相互作用系,耐震性能評価

1. はじめに

1995年の1月17日に発生した兵庫県南部地震以降,構 造物の耐震設計方法として制震や免震等の手法が注目, 検討されてきた¹⁾. 従来の設計法では構造物は十分な強度, 変形性能を有し、地震時に励起される慣性力に抵抗する という震度法を用いて耐震評価を行なってきたが、兵庫 県南部地震発生時にこれらに基いた構造物に甚大な被害 が生じた. 仮に従来の設計方法で、このような強地震動 に耐える為には、断面や強度の大幅な増加を図る等の必 要があり、コストの面からも大きな負担となる可能性が ある. そこで、1996年の道路橋示方書・同解説V耐震設 計編2)の改定時に、免震支承を使用して固有周期を適度 に長くするとともに、減衰性能の増大を図って上部構造 物の地震時の慣性力の低減を図る免震設計法が新しく規 定された. 免震支承の開発にともなって, 免震橋梁は近 年積極的に取り入れられている. こういった背景から, 免震橋梁の地震応答解析はますます重要になっている. 免震橋梁は非免震時の固有周期を長くすることで、地震 力の低減を図っているが、構造物の固有周期が比較的長

くなるような地盤と構造物系に対しては、その動的相互 作用の影響を考慮することが必要になる。免震橋梁に対 しても地盤と構造物の動的相互作用により構造物の動的 応答は影響を受けることが考えられる。このため地盤の 非線形特性の影響も含めて地盤 - 構造物系の動的相互作 用を考慮した地震時挙動を把握する事が重要となる^{3,4,10}.

一方,地震力は不確定性を有しているため免震橋梁の 動的応答に及ぼす影響を明確にしておく事は重要である と考えられる^{4,5}.また,支持する地盤も不確定性を有し ているため免震橋梁の動的応答に与える影響を把握する 事は信頼性の高い耐震性能評価をする上で重要であると 考えられる⁹.

本研究では、4 径間連続免震橋梁をモデル化し、地盤 - 基礎 - 免震橋梁からなる全体系モデルと基礎を固定し 上部構造物のみの動的応答を扱う基礎固定系を比較し、 免震支承に及ぼす影響を検討した.橋脚はそれぞれ固有 周期の異なる不等橋脚とした場合を考慮して地震応答解 析を行った.動的相互作用の評価においては、地盤特性 は線形モデルを用いている.また、全体系モデルの応答 評価に関して、様々な不確定要因がどのような影響を与 えるのか検討した.地震応答に関しては,免震橋梁に及 ぼす影響が大きいと考えられる実測地震波を一定の最大 入力加速度に基準化して地震応答解析を行い,応答特性 を検討した.そして,地盤-基礎系の動的相互作用を考 慮した免震橋梁の耐震性能評価について検討を加えた.



2. 解析モデルと運動方程式

本研究では、不等橋脚連続免震橋梁を対象としたモデ ル化を行い、地震応答解析を行う.図-1に示すような多 くの部材からなる橋梁構造物は、有限要素法を用いて定 式化できる.また、地盤-基礎-免震橋梁の全体系の運 動方程式は動的サブストラクチャ法を用いて、地盤-基 礎-免震橋梁の動的相互作用を考慮した全体系の運動方 程式として求める^{3,4}.これは動的相互作用の特性を把握 するためには、動的サブストラクチャ法は非常に有用で あることによる.本研究ではモデル化された4径間連続 免震橋梁を解析モデルとしており、全長140m、橋脚1、 3の高さ15m、橋脚2の高さ20m、免震支承の高さ0.1m であり要素15、16、20、25、29を免震支承としている. 部材は全て鋼材を用い、断面は円形中空断面としている. 各部材の諸元は表-1に示している.

表-1 部材の諸元

	外径(m)	内 径(m)	肉厚(m)	断面積(m ²)	断面二次 モーメント(m ⁴)
Girder	3	2.95	0.025	0.234	0.259
Pier1,3	1.5	1.45	0.025	0.116	0.0315
Pier2	2	1.95	0.025	0.155	0.0756



免震装置は橋桁と橋脚天端の間に導入しており、免震支

承は鉛入り積層ゴム支承を使用して、免震支承にのみ非 線形性を考慮し、橋桁、橋脚は線形領域内に留める場合 について検討した.これは動的相互作用を受ける免震橋 梁系の非線形に伴う耐震性を免震支承に特化して検討す るためである.構造物基礎は形状が円柱のケーソン基礎 として、橋脚と地盤の固定部にそれぞれ導入している. 図-2にケーソン基礎の形状を示す.

地盤 - 基礎 - 免震橋梁の地震応答解析では,動的サブ ストラクチャ法の適用により動的相互作用特性の影響の 評価が容易になる.そこで地盤 - 基礎系の下部構造物を 図-3 のようなインピーダンス関数を用いた 2 自由度系 (並進,回転方向)のバネーダッシュポット系モデルに置 き換えて解析を行う.一般には、インピーダンス関数は 振動数の関数となるが、免震橋梁は固有周期が比較的長 く、応答が低次の振動モードに支配される事を考慮して、 本研究においては振動数に独立な関数を用いて表される ^{3,4}.表 - 2 に地盤 - 基礎の諸元を示す.



図-3 地盤-基礎のモデル化

表-2 地盤-基礎の諸元

土の単位体積重量(kN/m ³)	18
地盤のポアソン比	0.45
直径D(m)	5
高さH(m)	10
ケ-ソンの単位体積重量(kN/m ³)	27
ケ-ソンの重量(kN)	5301

地盤 - 基礎系の振動特性が表されると動的サブストラク チャ法が適用される.地震力を受ける場合の上部構造物 の運動方程式は、次式で表される.

$$\begin{bmatrix} \begin{bmatrix} M_{aa} \\ \begin{bmatrix} M_{ab} \\ \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} M_{ab} \\ \begin{bmatrix} X_{a} \\ \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \left\{ \ddot{\mathbf{x}}_{a}^{c} \right\} \\ \left\{ \ddot{\mathbf{x}}_{b} \right\} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} C_{aa} \\ \begin{bmatrix} C_{aa} \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} C_{ab} \\ \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \left\{ \dot{\mathbf{x}}_{a}^{c} \right\} \\ \left\{ \ddot{\mathbf{x}}_{b} \right\} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} K_{aa} \\ \begin{bmatrix} K_{aa} \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} K_{ab} \\ \begin{bmatrix} K_{aa} \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_{ab} \\ \begin{bmatrix} K_{ab} \\ \end{bmatrix} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{ab} \\ \{F_{b} \end{bmatrix} \end{bmatrix}$$
(1)

上式において、添え字 a は基礎上の拘束されない自由 節点に関するもの、添え字 b はケーソン基礎と拘束され る接合節点に関するものを表す. [Maa], [Caa], [Kaa]はそ れぞれ質量マトリックス、減衰マトリックス(ここで1次 の減衰定数が 2%のレーリー型)、剛性マトリックスであ る. $\{F_a\}$ は自由節点に作用する外力で, $\{F_b\}$ は地盤側に 入力される外力である. また, 自由節点の準静的な変位 $\{x^{\mu}_a\}$ は, 式(1)で静的縮合より求められる変位影響マトリ ックス[L]を介する事で次式のように表せる.

$$\left\{ x_{a}^{u}\right\} = \left[L\right]\left\{ x_{b}\right\} \tag{2}$$

自由節点の変位 $\{x_a\}$ は、構造物が地盤と接合する切断 面に準静的な変位 $\{x_b\}$ を与えたときの自由節点の準静的 な変位 $\{x_a\}$ と、それに付加される動的変位 $\{x_a\}$ との和で 表されて変位影響マトリックス[L]を用いると次式のよう になる.

$$\left\{x_a^c\right\} = \left\{x_a\right\} + \left[L\right]\left\{x_b\right\}$$
(3)

よって,変位ベクトル{xa}と{xb}は以下のように表わせる.

$$\begin{cases} \left\{ x_{a}^{c} \right\} \\ \left\{ x_{b} \right\} \end{cases} = \begin{bmatrix} [I] & [L] \\ [0] & [I] \end{bmatrix} \begin{cases} \left\{ x_{a} \right\} \\ \left\{ x_{b} \right\} \end{cases}$$
(4)

ただし,

$$\begin{bmatrix} H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} L \end{bmatrix} = -\begin{bmatrix} K_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} K_{ab} \end{bmatrix}$$

ここで, [H]は変換マトリックス, [I] は単位マトリッ クスである.影響マトリックス[L] は基礎の応答が上部構 造物に与える影響を表わしている.式(4)を式(1)に代入し, 式(4)の変換マトリックスを両辺の左側から乗じると,式 (1)は次式のように表せる.

$$\begin{bmatrix} [M_{aa}] & [M_{aa}][L] + [M_{ab}] \\ [L]^{T}[M_{aa}] + [M_{ba}] & [L]^{T}[M_{aa}][L] + [M_{ba}][L] + [L]^{T}[M_{ab}] + [M_{bb}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_{a} \\ \ddot{x}_{b} \end{bmatrix} \\ + \begin{bmatrix} [C_{aa}] & [C_{aa}][L] + [C_{ab}] \\ [L]^{T}[C_{aa}] + [C_{ba}] & [L]^{T}[C_{aa}][L] + [C_{ba}][L] + [L]^{T}[C_{ab}] + [C_{bb}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x}_{a} \\ \dot{x}_{b} \end{bmatrix} \\ + \begin{bmatrix} [C_{aa}] & [C_{aa}][L] + [C_{ba}] \\ [L]^{T}[C_{aa}] + [C_{ba}] & [L]^{T}[C_{aa}][L] + [C_{bb}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x}_{a} \\ \dot{x}_{b} \end{bmatrix} \\ = \begin{bmatrix} [I]^{T}[C_{aa}] + [C_{ba}] & [L]^{T}[C_{aa}][L] + [C_{ba}][L] + [L]^{T}[C_{ab}] + [C_{bb}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x}_{a} \\ \dot{x}_{b} \end{bmatrix} \\ = \begin{bmatrix} [I] & [0] \\ [L]^{T} & [I] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \langle F_{a} \rangle \\ \langle F_{b} \rangle \end{bmatrix}$$

(5) ここで、各係数マトリックスに[^]を付けて表すと、上 部構造物の運動方程式は次のように表わされる.

$$\begin{bmatrix} \begin{bmatrix} \hat{M}_{aa} \\ \hat{M}_{ba} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \hat{X}_{a} \\ \hat{M}_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \hat{X}_{a} \\ \hat{X}_{b} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \hat{C}_{aa} \\ \hat{C}_{ba} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \hat{X}_{a} \\ \hat{C}_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \hat{X}_{a} \\ \hat{X}_{b} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} \hat{L} \\ \hat{K}_{aa} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \\ \hat{K}_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_{a} \\ X_{b} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} I \\ L \end{bmatrix}^{T} \begin{bmatrix} 0 \\ I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_{a} \\ F_{b} \end{bmatrix}$$
(6)

本解析では自由節点には外力が作用しないことから {F_a}=0より,式(6)の下段を整理すると,次式で表される.

$$\left\{F_{b}\right\} = \left[\hat{M}_{ba}\right]\left\{\ddot{x}_{a}\right\} + \left[\hat{M}_{bb}\right]\left\{\ddot{x}_{b}\right\} + \left[\hat{K}_{bb}\right]\left\{x_{b}\right\}$$
(7)

この場合,外力の慣性項が減衰項よりも応答に及ぼす影響は大きいと考えられるので減衰項を無視している.

次に,基礎 - 地盤の下部構造物について考える.上部 構造物下部の切断面での節点変位 $\{x_b\}$ は,変位影響マト リックス[G]と基礎重心に関する相対変位である $\{x_p\}$ を用いて次のように表す.

$$\{x_{b}\} = [G](\{x_{p}\} + \{x_{g}\})$$

$$(8)$$

$$\forall z \neq [1, Z] \quad (z) \quad (Z_{z})$$

 $\begin{bmatrix} G \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & Z_c \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad \{x_p\} = \begin{bmatrix} Z_G \\ \theta_G \end{bmatrix}$ $Z_G \ idf for the equation of the eq$

一方, 基礎の運動方程式は以下のように表される.

る.

$$\begin{bmatrix} M_p \\ \ddot{\mathbf{x}}_p \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_p \\ \dot{\mathbf{x}}_p \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_p \\ \ddot{\mathbf{x}}_p \end{bmatrix}$$

$$= -\begin{bmatrix} M_p \\ \ddot{\mathbf{x}}_p \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} G \end{bmatrix}^T \{ R_p \}$$

$$(9)$$

ここで, [*M_p*], [*C_p*], [*K_p*]はそれぞれ基礎 - 地盤系の質 量マトリックス, 減衰マトリックス, 剛性マトリックス で, {*R_p*}はケーソン表面に作用する上部構造物系からの 相互作用力である.また,上部構造物とケーソン基礎表 面の力の釣り合いより次式が成り立つ.

$$\left\{F_{b}\right\} + \left\{R_{p}\right\} = 0\tag{10}$$

ここで,式(7),式(8),式(10)より $\{R_p\}$ を求め,式(9)に 代入すると基礎の運動方程式を以下のように書き換える 事ができる.

$$\begin{split} & \left(\left[M_{p} \right] + \left[G \right]^{p} \left[\hat{M}_{bb} \right] \! \left[G \right] \right) \! \left\{ \ddot{x}_{p} \right\} + \left[C_{p} \right] \! \left\{ \dot{x}_{p} \right\} + \left[\left[K_{p} \right] + \left[G \right]^{p} \left[\hat{K}_{bb} \right] \! \left[G \right] \right) \! \left\{ \dot{x}_{p} \right\} \\ & + \left[G \right]^{p} \left[\hat{M}_{ba} \right] \! \left\{ \ddot{x}_{a} \right\} = - \left(\left[M_{p} \right] + \left[G \right]^{p} \left[\hat{M}_{bb} \right] \! \left[G \right] \right) \! \left\{ \ddot{x}_{g} \right\} - \left[G \right]^{p} \left[\hat{K}_{bb} \right] \! \left[G \right] \! \left\{ \dot{x}_{g} \right\} \\ \end{split}$$

$$(11)$$

また、本研究では外力項の第3項目は十分無視できるものとして扱っている.上部構造物の運動方程式と基礎の 運動方程式を基礎の切断面で結合する事で、次式のような地盤 - 基礎 - 免震橋梁を考慮した全体系の運動方程式 が得られる.

$$\begin{bmatrix} \left[\hat{M}_{aa} \right] & \left[\hat{M}_{ab} \right] G \\ \left[G \right]^{T} \left[\hat{M}_{ba} \right] & \left[M_{p} \right] + \left[G \right]^{T} \left[\hat{M}_{bb} \right] G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x}_{a} \\ \dot{x}_{p} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \left[\hat{C}_{aa} \right] & 0 \\ 0 & \left[C_{p} \right] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x}_{a} \\ \dot{x}_{p} \end{bmatrix} \\ + \begin{bmatrix} \left[\hat{K}_{aa} \right] & 0 \\ 0 & \left[K_{p} \right] + \left[G \right]^{T} \left[\hat{K}_{bb} \right] G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_{a} \\ x_{p} \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} \left[\hat{M}_{ab} \right] G \\ \left[M_{p} \right] + \left[G \right]^{T} \left[\hat{M}_{bb} \right] G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x}_{g} \\ \dot{x}_{g} \end{bmatrix}$$
(12)

解析では、免震支承を変位制御型で設計した免震バネを

導入している^{1,60}. そこで,免震バネの初期剛性について 述べる.まず,橋桁,橋脚の質量をまとめたものを*M*_tと し,1自由度モデルを考え,水平方向について,設計震度 0.2g とした慣性力と目標変位(本解析では 9cm)より水 平バネを求める.この1自由度モデルを橋桁と橋脚に質 量を分けた2自由度モデルで考え,上部構造物に着目す ると設計震度 0.2g の力より上部構造物である橋桁の最大 変位 *U*_{max}を求めると以下のようになる.

$$U_{\max} = \frac{M_u \times 0.2g}{K_b} \tag{13}$$

ここで、免震支承の等価剛性を K_b 、橋桁の質量を M_u とする.よって、免震支承の初期剛性は次式で決定される.

$$K_{1} = \frac{K_{b}U_{\text{max}}}{U_{y} + \frac{K_{2}}{K_{1}}(U_{\text{max}} - U_{y})}$$
(14)

ここで、構造物の初期剛性 K_1 ,二次剛性 K_2 ,降伏変位 U_y ,剛性比を K_1/K_2 としている.本解析において、降伏変位は 1cm とし、剛性比は 0.1 と設定している^の.

式(14)により求められた免震支承の初期剛性を表-3 に示す.

表-3 免震支承の初期剛性

免震支承の要素	初期剛性(kN/m)
Element 15-29	799.6
Element 16•25	9315.9
Element 20	9347.3

一方,地震波については、これまで多くの地震波が観 測,記録されており、それぞれのスペクトル特性なども 明らかにされている.本解析では、このような地震波の 中から本解析モデルの応答に大きな影響を及ぼすと思わ れる代表的な地震波を用いて地震応答解析を行うことに する.



図-4は、本解析に用いた地震波である兵庫県南部地震 (タイプⅡ地震動) JR 鷹鳥周辺地盤(Ⅱ種地盤)上で観

測された南北波 (Taka—NS) の加速度応答スペクトルで ある^の.入力地震波の最大入力加速度を 600gal に基準化 し,減衰定数 5%として加速度応答スペクトルを作成して いる.

また,基礎固定系と全体系では固有値が大きく異なる 可能性が考えられる.そこで,本解析に用いた解析モデ ルを対象に固有値解析を行い,基礎固定系と全体系の固 有周期をそれぞれ算出した.表-4に基礎固定系と全体系 の固有周期を地盤種毎に示す.

表-4 基礎固定系と全体系の固有周期

地盤種	I種	Ⅱ種	Ⅲ種	基礎固定
1次 (sec)	1.24	1.24	1.25	1.24
2次 (sec)	0.25	0.25	0.25	0.25
3次 (sec)	0.23	0.23	0.23	0.23

表から、基礎固定系と全体系で固有周期に大きな差が表 れていないことが確認できる.これは、上部構造物の固 有周期が元々長周期である場合、固有周期に地盤の影響 が表れにくいためであると考えられる.また、図-4と表 -4から入力地震波はII種地盤であるので、本解析モデル における固有周期は卓越周期をはずれていることが確認 できる.

免震橋梁において、地震力を受けた際に免震支承は変 形し、地震エネルギーを吸収する.そこで、免震支承の 変形と地震エネルギーの吸収を考慮した損傷指標 D を用 いて免震支承の損傷を評価することを考える.そこで、 本研究では Park and Ang らの損傷指標⁷⁾を参考に、損傷 を代表する塑性率と履歴吸収エネルギーの線形結合とし て定義し、次式で評価することにする.

$$D = \frac{x_{\max}}{x_u} + \frac{\alpha}{Q_y x_u} \int dE$$
(15)

ここで、最大変位を x_{max} ,終局変位 (25cm) を x_u ,降伏耐力を Q_y ,履歴吸収エネルギーを $\int dE$,部材の断面特性等に依存する正の係数を α とし、本解析では 0.15 と仮定した.また、終局変位は免震支承においてせん断ひずみが 250%を超えると発生する可能性のあるハードニング現象 ⁸を起こす塑性率 25 に相当する 25cm としている.

入力地震波や構造物の強度特性は多くの場合において 不確定性を有しており一般に確率量として表される⁵⁹. 不確定性を有する変数の確率的特性を平均値と分散だけ で評価する手法として二次モーメント法がある.この手 法はその表式が簡単であると同時に,実際の設計基準な どの実用的な問題に対しては多くの検討が行われている ^{45,6}.構造物の信頼性を考える上で構造物の動的応答に関 して設定した限界値の非超過確率に相当する指標を求め ることは重要であり,その一つとして信頼性指標がある. 信頼性指標は、通常2.5 以上あれば現行の設計基準との関 連より安全であるといわれている.様々な不確定量を考 慮した免震橋梁の応答評価法の1つとして信頼性指標を 適用することとする.その信頼性指標は次式で表される.

$$\beta = \frac{\overline{R} - \overline{S}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \tag{16}$$

ここで, $\overline{R} \ge \sigma_R$ は設計強度の平均値と標準偏差, $\overline{S} \ge \sigma_s$ は不確定量による部材力の平均値とその標準偏差を それぞれ表している.本解析では、変動係数を 10%とし てモンテカルロシミュレーション法を適用し、応答の収 束性から判断して 500 回シミュレーションにより応答の 評価を行っている.

3. 基礎固定系と全体系の地震応答評価

基礎固定系は式(1)を全体系は式(12)に対して Newmark のβ法を用いて地震応答解析を行った.





図 - 5 は、II種地盤における内陸直下型地震(Taka-NS)の最大入力加速度を 600gal に基準化した入力地震波に対する橋脚1天端部(節点17)の時刻歴応答変位で、全体系における免震時と非免震時の応答比較である.この時の1層目のせん断波速度(以下 V_{sl})は 250m/sec, 2層目のせん断波速度(以下 V_{s2})は 200m/sec としている.免震橋梁において橋脚天端の免震効果は、免震時の応答が非免震時よりも小さくなる事である.図から、免震時で最大変位応答は約 40%減少しており全体的に応答は小さくなっている.この事から、全体系でも免震支承の効果を確認する事ができる.

図-6は,先程と同様の条件で,免震時の基礎固定系(Fix と表示)と全体系(V_{sl}=250m/sと表示)の時刻歴応答変位 の比較である.免震橋梁における全体系の応答は,基礎 固定系と比較すると大きくなっている.これは動的相互 作用により基礎の振動が免震橋梁の橋脚に対して大きな 影響を及ぼしたため、変位が増幅されたと考えられる.



図 - 6 免震時の時刻歴応答変位 (基礎固定系(Fix)と全体系(V_s)=250m/s)の比較)



(基礎固定系(Fix)と全体系(V_{s1}=250m/s)の比較)

図 - 7 は入力の条件は先程と同じで、橋脚1天端部(要素 16)における免震支承の履歴応答特性を基礎固定系と 全体系で比較した結果である.縦軸は時間ごとの復元力 を降伏力で除した値、横軸は時間ごとの変位を降伏変位 で除した値を示している.本研究で用いた免震支承は非 線形性を有し、Bi-linear型モデルを考えており、免震支承 の変形は橋脚と橋桁の相対変位で表わされている.免震 支承の履歴ループの面積が地震時のエネルギーの吸収程 度を表している.全体系の履歴応答は、基礎固定系と比 較すると小さくなっている.これは動的相互作用系を考 慮した場合、基礎が振動するために橋桁と橋脚の間に相 対変位が生じにくくなり、免震支承の履歴応答が全体系 で抑えられたためであると考えられる.この事から、全 体系では免震支承の効果が得られにくい場合があると考 えられる.

図-8は、入力地震波は今までと同様で、橋脚1基部(節 点20)における最大入力加速度毎の最大曲げ応力応答を 基礎固定系と全体系で応答比較した結果である.解析は 免震時で行い、縦軸に最大曲げ応力の値を横軸に最大入 力加速度の値を示している.橋脚基部を検討する理由は、



図-8 最大入力加速度毎の最大曲げ応力応答 (基礎固定系(Fix)と全体系(Vs1=250m/s)の比較)

橋脚において最も大きな曲げ応力が発生する箇所である からである. どちらも最大入力加速度が増加するにつれ て最大曲げ応力は増加しているが,基礎固定系より全体 系の方が応答は小さくなっている. これは,橋脚基部に 変位が発生する事によって,基部に発生する曲げモーメ ントが全体系の方が小さくなっているからと考えられる. また,本研究では,鋼材の降伏応力は 240MPa を安全係 数1.7 で除した値である 140MPa と考えている. 基礎固定 系では,最大入力加速度が 700gal を超えると降伏するの に対し,全体系では 800gal を超えても降伏しない事が分 かる.



図 - 9 免震支承の応答 (基礎固定系(Fix)と全体系(V_{s1}=250m/s)の比較)

図-9は、入力地震波は今までと同様で、橋脚1基部に おける免震支承の応答低減効果を基礎固定系と全体系で 比較した結果である.縦軸の応答低減効果は橋脚1基部 における最大曲げ応力が免震支承を導入する事でどれだ け応答が抑えられたかをパーセンテージで表したもので ある.その値は、非免震時の最大曲げ応力と免震時の最 大曲げ応力の差を非免震時の最大曲げ応力で除する事で 得られる値である.横軸は最大入力加速度の値である.

最大入力加速度が大きくなっても基礎固定系で 70~

75%,全体系で35~40%の最大曲げ応力の応答低減効果 が得られている.基礎固定系と全体系の応答低減量を比 較すると、全体系の方が小さくなっている.これは、全 体系の履歴吸収エネルギーが基礎固定系に比べて小さか った事が考えられる.この事から、免震支承は地盤-基 礎の動的相互作用系の影響を大きく受ける事が分かる.



(基礎固定系(Fix)と全体系(Vs1=250m/s)の比較)

図 - 10 は、入力地震波は今までと同様に Taka-NS で、 橋脚 1 天端部の免震支承の応答に関する損傷指標を基礎 固定系と全体系で比較した結果を示す.損傷指標は免震 支承の変形性能とエネルギー吸収性能を考慮した指標で 表している.図から基礎固定系と全体系を比較すると全 体系の損傷指標が小さい事が確認できる.これは図 - 7 の履歴吸収エネルギーが小さくなっている事が原因であ ると考えられる.どちらの場合においても最大入力加速 度が増加するとにつれて損傷指標も増加している.本解 析モデルに関しては、損傷指標 D が 1.0 を超えると、大 きな損傷が予想される事から、600gal 以上の入力強度を 持つ地震波が作用する場合には注意が必要となる.

4. 信頼性指標を用いた耐震性能評価

地震力を受ける免震橋梁の信頼性評価を行なう場合, 地震波については最大入力加速度を不確定量とした時の 影響や,全体系における信頼性評価を行なう場合には, 地盤の特性値であるせん断波速度を不確定量として影響 を把握することが必要になる.そこで,本研究では,最 大入力加速度とせん断波速度を変動係数 10%の不確定量 として扱い,モンテカルロシミュレーション法 (MCS 法) を用いて,500 回のシミュレーションによる応答評価を行 なった.

図 - 11 は、最大入力加速度を不確定量とした場合であ り、信頼性指標βの値が、最大入力加速度の平均値毎に どのように変化しているかを基礎固定系と全体系で比較 した結果を示している.ここで、最大曲げ応力の設計強 度の平均値は鋼材の降伏応力である 240MPa を安全係数 1.7 で除した値である 140MPa を用いており、検討してい る箇所は最も応答が顕著な橋脚1基部(節点 20)として いる.また、最大入力加速度の分布特性を対数正規分布 として表し、その平均値として 300gal~800gal までの最 大入力加速度に関して解析を行った.



図 - 11 最大入力加速度変動の信頼性指標変化 (基礎固定系(Fix)と全体系(Vs1=250m/s)の比較)

最大入力加速度が増加するに従い,信頼性指標は基礎固 定系と全体系それぞれ3.0程度の低下を示している.また, 基礎固定系と全体系で信頼性指標に1.0程度の差が生じ ている.この事から,強度の大きい地震動が作用する場 合は,全体系での検討が必要になる.

図 - 12 は、地盤のせん断波速度を不確定量として扱っ た場合と最大入力加速度を不確定量とした場合の信頼性 指標βを示している.結果は全体系に関するものであり、 せん断波速度の変動性は正規分布で表しており、1 層目の せん断波速度の平均値を V_{s1}=250m/sec として解析を行っ ている.図より不確定量の違いによる応答に大きな差は 表れてはいないことが分かる.しかし、不確定量に関わ らず最大入力加速度が大きくなるに従い信頼性指標が 3.0 程度の低下を示していることが分かる.この事から、 せん断波速度の変動性も免震橋梁の応答に大きな影響を 与えると考えられる.

さらに、免震橋梁の耐震性能評価において、免震支承 と橋脚の相互的な耐震性能評価をすることが必要になる と考えられる.そこで、免震支承と橋脚の信頼性指標 を用いて免震橋梁の耐震性能を評価した.評価に用いた 信頼性指標 βとして免震支承は損傷指標を、橋脚は最大 曲げ応力をそれぞれ対象とした値を用いている.解析は 全体系の免震支承導入時で行っており、また免震支承の 設計強度の平均値として損傷指標 D=1.0 を、橋脚の設計 強度は先程と同様として設定している.解析では、橋脚1 天端部の免震支承(要素 16)と橋脚1基部(節点 20)に ついて検討している.これは、橋脚基部は橋脚で最も大 きな応答を示す部分であり、橋脚に最も大きな影響を及 ぼすのは、検討する橋脚の天端部に導入された免震支承 であると考えられるからである.



図-13は、最大入力加速度を不確定量として扱った場合の免震支承と橋脚基部の信頼性指標βが最大入力加速度の平均値毎にどのように変化しているかを示している。 最大入力加速度の平均値が増加するに従って、免震支承の信頼性指標βは300galで5.5であったのが600gal付近で0となり、大きな損傷に至っている.橋脚1基部では300galで3.5であったのが800galで0.5まで低下していることが分かる.また、最大入力加速度の平均値が420gal付近で交差していることから、最大入力加速度の影響は橋脚よりも免震支承に大きく表れると考えられる.したがって、この信頼性指標が交差した時の最大入力加速度の平均値までが橋脚のみの検討で耐震性能を評価できる最大入力加速度の平均値ということになる.これより大きな入力加速度が生じる場合は免震支承と橋脚の相互的な耐震性能評価が必要になると考えられる.

図 - 14 は、地盤のせん断波速度を不確定量として扱っ た場合の免震支承と橋脚基部の信頼性指標βが最大入力 加速度毎にどのように変化しているかを示している.



(せん断波速度変動)

最大入力加速度が増加するに従って、免震支承の信頼 性指標βは300gal で6.2 であったのが600gal 付近で0と なり、大きな損傷に至っている. 橋脚1基部では300gal で3.7 であったのが800gal で0.5 まで低下していることが 分かる.また、最大入力加速度の平均値が470gal 付近で 交差していることから、せん断波速度が不確定量の場合 でも最大入力加速度が不確定量である場合と同じ傾向を 示す.しかし,図-13と比較すると、交差する最大入力加 速度に50gal ほど差があることから、本解析モデルでは耐 震性を評価する場合、最大入力加速度を不確定量として 扱う方が大きな影響を及ぼすことが分かる.

5. 結論

本研究で得られた結果を要約すると以下のようになる.

- 基礎の振動は免震橋梁の変位を増大させ、免震支承 の効果を著しく低下させる可能性があるが、耐震性 能を評価する上で重要な橋脚基部での曲げ応力は基 礎が振動することによって抑えられる.このように、 全体系の解析から動的相互作用の影響が免震橋梁の 応答に与える影響は大きいと考えられる.
- 2) 免震支承の耐震性能を損傷指標で評価した場合,基礎固定系と比較すると全体系の方が免震支承の損傷が小さくなる.免震支承の損傷において最も大きい影響を与えるのは変形によるものである.このため全体系において免震支承の効果は減少し,損傷も小さくなっていると考えられる.
- 3) 信頼性指標を用いて地震力を受ける免震橋梁の耐震 性能評価を行なう場合,最大入力加速度とせん断波 速度それぞれの不確定量の違いが応答に及ぼす影響 は少なかった.しかし,いずれの場合も最大入力加 速度が増加することで信頼性指標は著しく低下する ことが分かる.この事から,全体系においてはこれ

らの不確定量を考慮して耐震性能評価を行なう必要 があると考えられる.

4) 免震橋梁の耐震性能を免震支承と橋脚のそれぞれの 応答に関する信頼性指標から相互的に評価すると、 最大入力加速度によってそれぞれの信頼性指標は異 なる影響を受けることが分かった。それぞれの信頼 性指標が交差する最大入力加速度があり、耐震性能 の評価が橋脚での曲げ応力だけでなく免震支承の損 傷によって影響を受けるため、これらの関係を検討 しておくことが重要になる。

参考文献

- 松田泰治,大塚久哲,神農誠,入江達雄: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.46A,pp.909-912 (2000)
- 日本道路協会:道路橋示方書·同解説V耐震設計編, 平成8年
- 長光弘司:動的相互作用系を考慮した連続高架橋の 地震応答解析に関する基礎的研究,京都大学大学院 修士論文 (1982)
- 田中望,伊藤圭祐,河野健二,木村至伸:動的外力 を受ける地盤-海洋構造物系の動的信頼性評価に関 する基礎的研究,応用力学論文集, Vol.12,pp.997-1004,(2009)
- K.Kawano, Y.Kimura, S.Kidouchi, M.Shimotamari: Effects of uncertainty on offshore platform due to wave and seismic forces, Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, pp.27-34 (2007)
- 内藤浩一,河野健二,木村至伸:不確定量の影響を 受ける免震橋梁構造物の耐震性能評価に関する基礎 的研究,土木学会西部支部研究発表会 講演概要集 pp19-20,(2009)
- Park,Y,-J and Ang A.H.-S: Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, ASCE, Journal of Structural Engineering Vol.111 No.4 pp.722-739 (1985)
- 8) 安達幸朗,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,pp.905-916(2001)
- 9) 松田泰治,高森麻有美,松尾能吾,大塚久哲:不確 定量を考慮した免震橋梁の性能評価に関する一考察 構造工学論文集, Vol.53A,pp.439-448 (2007)
- 10) 原田隆典、野中哲也 馬場一也、岩村真樹、王宏沢、 ファイバー要素を用いた地盤・基礎の非線形動的相 互作用モデルとその橋梁全体系の地震応答解析への 適用、応用力学論文集、Vol.10,pp.1047-1057(2007)

(2010年3月9日 受付)