

I-55

免震支承を有する連続高架橋の
動的応答特性

北海道大学工学部 正 員 林川 俊郎

北海道大学工学部 淹川 雅晴

北海道大学工学部 正 員 小幡 卓司

北海道大学工学部 正 員 佐藤 浩一

1. まえがき

免震橋は、支承部分に免震装置を取り入れ、地震力を低減させる橋梁であり、近年では多径間連続橋や高架橋などで施工例がある。また、ニュージーランドやアメリカなどでは、すでに道路橋に対して積極的に免震設計を取り入れており、今後我が国においても免震設計が確立されていくものと思われる。本研究の目的は、その免震橋が地震時においてどのような応答を示すかを3次元的に解析するものである。数値計算例には、図-1で示す3径間連続橋を取り上げ、いくつかの自然地震波を入力して時刻歴応答解析を行い、免震橋と非免震橋とした場合の動的挙動について比較検討する。

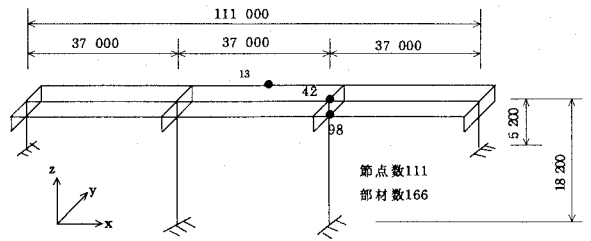


図-1 立体骨組モデル

2. 固有振動解析

本研究で取り扱う立体骨組構造物は、3次元骨組モデルを考え、軸変形、曲げ変形、及びねじり変形を受ける骨組部材より構成されているものとする。また立体骨組構造物の固有振動解析には、有限要素法を用いる。質量の取り扱い方は、離散質量系と分布質量系があり、前者には集中質量法と整合質量法がある。本研究では、大規模骨組構造物に適し比較的良い精度で解が求められる整合質量法¹⁾を用いた。最終的に離散座標系における構造物の振動数方程式は次式で表される。

$$\det |K - \omega^2 M| = 0 \quad (1)$$

ここで K は剛性マトリックス、 M は質量マトリックス、 ω は構造物全体の固有円振動数である。解法にはハウスホルダー法²⁾を用いた。免震支承は1つのばね部材として考え、水平ばね定数 k の求め方を次に示す³⁾。

$$k = GA / \Sigma t \quad (2)$$

A はゴムの支圧面積、 Σt はゴムの総厚、 G はせん断弾性係数で $0.1 < \gamma < 2.0$ の範囲では次式による。

$$G = 43.58 - 155.36\gamma + 286.21\gamma^2 - 257.90\gamma^3 + 110.72\gamma^4 - 18.07\gamma^5 \quad (3)$$

γ はせん断ひずみであり、ここでは簡略化のため $\gamma=1$ としている。表-1には、本研究で用いた橋軸方向、水平方向、鉛直方向の並進ばね定数 k_y 、 k_z 、 k_x 、同軸まわりの回転ばね定数 k_{ox} 、 k_{oy} 、 k_{oz} の値を示す。 k_y 、 k_z は前式で求めたものであり、 k_x は水平ばね定数の1000倍程度の剛性を持つことが確認されている。また、免震支承の回転拘束条件は自由と考えられるので、回転ばね定数は考慮しないものとする。

Dynamic Response Characteristics of Continuous Viaduct with Base Isolated Supports

by Toshiro Hayashikawa, Masaharu Takikawa, Takashi Obata, and Kouichi Sato

数値計算された固有振動モードを、有効質量の高い順に示す(図-2)。両者を比較すると水平曲げ1次、橋軸方向1次、鉛直曲げ2次モードが卓越し、固有周期は免震橋の方が、非免震橋と比較して、それぞれ2倍、

表-1 ばね定数

(t/m)	K_x	K_y	K_z	K_{ox}, K_{oy}, K_{oz}
ばね定数	400000	400	400	0

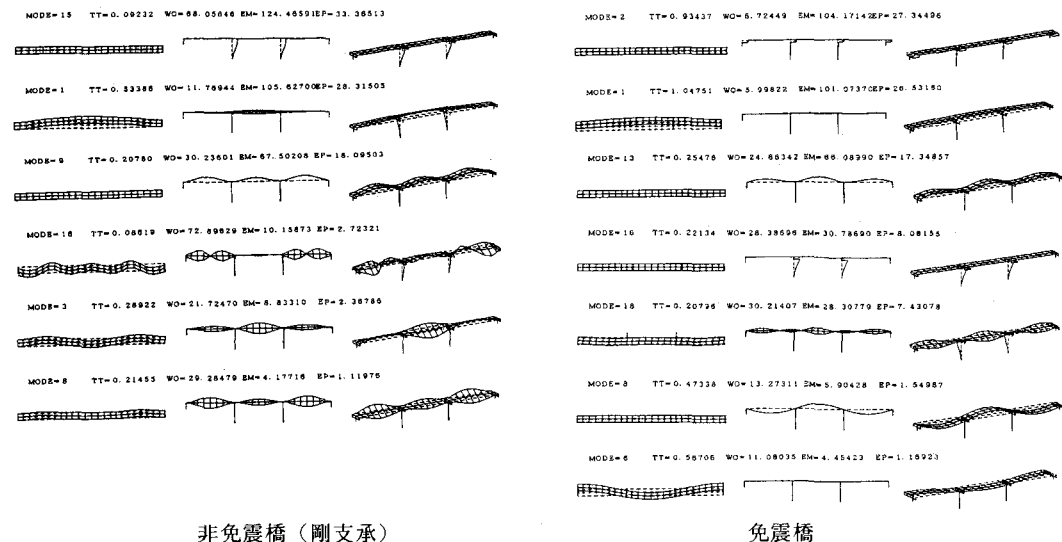


図-2 固有振動モード

10倍、1.2倍程度の値となっている。また免震橋では、MODE16とMODE18に橋脚のみが振動するモードが生じており、有効質量の値も4番目、5番目に大きいものとなっている。これらの固有振動モードをみると、免震橋では上部工と下部工がそれぞれ独立した振動が現れている。

3. 時刻歴応答解析

免震支承を用いた橋梁は、地震時に複雑な振動をすることが予想される。そこで本研究ではその動的応答を知るため時刻歴応答解析を行った。その運動方程式は、次式で与えられる。

$$M \ddot{\mathbf{x}}(t) + C \dot{\mathbf{x}}(t) + K \mathbf{x}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (4)$$

ここで、 K は剛性マトリックス、 C は減衰マトリックス、 M は質量マトリックス、 F は入力地震波である。解析にはニューマーク β 法²⁾を用いた。減衰マトリックス C は、構造物全体の減衰マトリックスを C_t 、免震支承のみの減衰マトリックスを C_g としたとき、以下のように求められる。

$$C = C_t + C_g \quad (5)$$

構造物全体の減衰マトリックス C_t は、次式のレイリ減衰²⁾を考え、次のように与える。

$$C_t = A_1 M + A_2 K \quad (6)$$

係数 A_1 、 A_2 は、

$$A_1 = 2\omega_1\omega_2(\zeta_1\omega_2 - \zeta_2\omega_1)/(\omega_2^2 - \omega_1^2) \quad (7.1)$$

$$A_2 = 2(\zeta_2\omega_2 - \zeta_1\omega_1)/(\omega_2^2 - \omega_1^2) \quad (7.2)$$

で求められ、 ζ は、構造全体の減衰定数で、 $\zeta=0.02$ とし、 ω_1 、 ω_2 は1次、及び2次の固有円振動数で、有効質量の大きいものから1次、2次とする。またゴム支承の部材座標系の減衰マトリックス c_g は

$$c_s = \text{dig} [0, h, h, 0, 0, 0, 0, h, h, 0, 0, 0] \quad (8)$$

となり、これを全体座標系に変換したものを C_s とする。 h は減衰係数で、次式⁴⁾により求められる。

$$h = 2\xi\omega m \quad (9)$$

ω は固有円振動数、 m は支承が支持する質量、 ξ は免震支承の減衰定数であり、式(10)による³⁾。

$$\xi = 0.2159 - 0.0870\gamma + 0.0397\gamma^2 - 0.0113\gamma^3 \quad (10)$$

γ は $0.1 < \gamma < 2.0$ の範囲で与えられる免震支承のせん断ひずみで、ここでは $\gamma = 1$ を用いた。 ω は免震支承の固有円振動数であるが、免震支承の振動数は橋梁全体の振動数に依存していると考えられるので、構造物全体の固有円振動数を用いた。また、構造物全体の固有円振動数は1次モードから、高次モードまで存在し、その振動モードに対応した減衰係数が存在するものと考えられている。しかし、ここでは簡単化のため水平曲げ1次モード、橋軸方向1次モードの固有円振動数に対応した減衰係数を用いることにする。

4. 計算結果

本研究では入力地震波に浦河沖地震の千代田大橋で観測された加速度波形(図-3)を採用した。また、地震波をスペクトル解析した結果を図-4に示す。

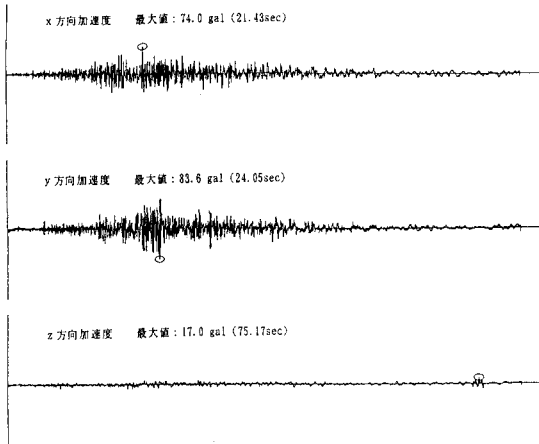


図-3 入力地震波形

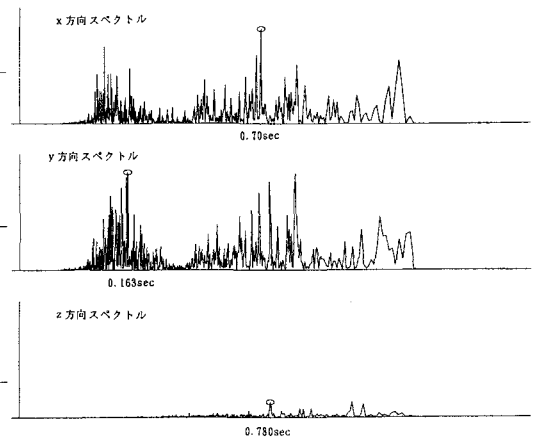


図-4 入力地震スペクトル

入力波の特徴は橋軸方向、橋軸直角方向に大きく揺れる波であり、橋軸方向が約0.1秒と0.7秒の2つの卓越周期があり、橋軸直角方向にも約0.16秒と1.0秒の卓越周期がある多成分の波が含まれる地震波である。数値

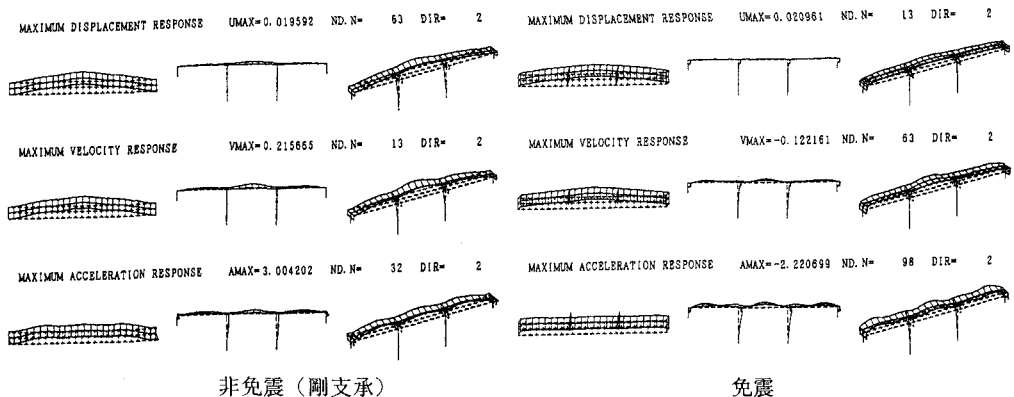


図-5 最大応答値(変位、速度、加速度)

計算結果を図-5に示す。図-5は非免震橋（剛支承）と免震橋の比較であり、上から最大変位、最大速度、最大加速度をプロットしたものである。表-2はさらに非免震橋を剛支承とピン支承の2つについて、また免震橋を2種類の減衰を与えて計算した結果で、節点13（上部）、42（上部）、98（下部）における最大応答変位、最大応答加速度を橋軸方向、水平方向、鉛直方向について示したものである。また、最大応答加速度の値の下に括弧で示した値は入力加速度に対する比（応答倍率）である。上部構造の節点13と42では、応答加速度が低減していることがわかる。応答変位は大きな値をとる傾向にあるが、減衰を大きくすることでかなり低減することができる。下部構造の節点98では応答変位はやや減少し、応答加速度は逆にやや増加している。そこで節点42と98の応答を比較すると、非免震の場合は大きな差はなく上部工と下部工が同じような挙動を示すが、免震の場合には節点98が応答変位は小さく応答加速度が大きくなる傾向を示している。図-6は免震の場合の節点42と98の応答変位波形（水平方向）を表した図であるが、上部工と下部工で違う振動をしていることがわかる。このため、2つの節点で異なった応答をしていると考えられる。

表-2 最大応答値

橋軸： 74.0 gal (0.700sec)

入力波： 浦河沖地震 最大加速度 水平： 83.6 gal (0.163sec)

(千代田大橋) 鉛直： 17.0 gal (0.780sec)

			剛支承	ピン支承	ゴム支承 (h'=h)	ゴム支承 (h'=2.4×h)	
節点	13	変位 (cm)	橋軸	0.04	0.21	0.86	0.51
			水平	1.84	1.65	2.10	1.19
			鉛直	0.60	1.04	0.25	0.19
	42	加速度 (gal)	橋軸	130 (1.757)	127 (1.716)	83 (1.122)	63 (0.851)
			水平	282 (3.373)	280 (3.349)	123 (1.591)	129 (1.543)
			鉛直	151 (8.882)	273 (16.059)	130 (7.529)	107 (6.294)
節点	42	変位 (cm)	橋軸	0.03	0.29	0.74	0.43
			水平	1.35	1.11	1.75	1.05
			鉛直	0.00	0.00	0.00	0.00
	98	加速度 (gal)	橋軸	125 (1.689)	172 (2.324)	80 (1.081)	65 (0.878)
			水平	247 (2.955)	213 (2.548)	109 (1.483)	106 (1.268)
			鉛直	5 (0.294)	5 (0.294)	6 (0.353)	5 (0.294)
節点	98	変位 (cm)	橋軸	0.03	0.20	0.20	0.15
			水平	1.11	0.92	0.31	0.25
			鉛直	0.00	0.00	0.00	0.00
	42	加速度 (gal)	橋軸	122 (1.649)	179 (2.419)	132 (1.784)	108 (1.459)
			水平	198 (2.368)	178 (2.129)	222 (2.620)	179 (2.141)
			鉛直	5 (0.294)	5 (0.294)	4 (0.235)	4 (0.235)

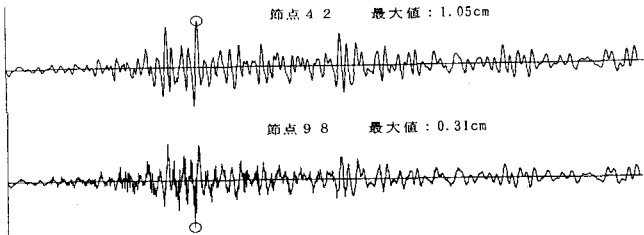


図-6 応答変位波形（水平方向）

5. あとがき

本研究は橋梁に免震支承を取り入れ、動的解析を行うことにより、非免震橋との比較を行った。得られた結果は次のようにまとめられる。免震橋の場合3次元的に複雑な振動をしていることがわかった。上部構造では応答加速度が小さくなり、免震支承の減衰付加によりある程度変位も抑えられることがわかった。逆に下部構造は変位は小さくなり加速度はやや大きくなる傾向がある。しかし、上部構造の加速度が低減されるため、全体的に慣性力が小さくなり、免震効果はあると考えられる。

参考文献

1)林川，角田，松井；3次元連続高架橋の基本固有周期の算定について，構造工学論文集，Vol.38A，1992
2)戸川隼人；有限要素法による振動解析，サイエンス社，1975，10
3)官民連帯共同研究；道路橋の免震構造システムの開発報告書，建設省，1992.10
4)Clough,R.W.,and Penzien,J.,Dynamics of Structures,McGraw-Hill Book Co.,Inc.,New York,N.Y.,
1975.