

免震橋の地震時挙動に関する観測事例と考察

小山田欣裕¹・谷本 俊充²・佐藤昌志³・林亜紀夫⁴

¹正会員 工修 北海道道路管理技術センター (〒060-0807 札幌市北区北7条西2丁目)

²正会員 工修 北海道開発局 開発土木研究所 (〒062-0931 札幌市豊平区平岸1条3丁目)

³正会員 工博 北海道開発局 開発土木研究所 (〒062-0931 札幌市豊平区平岸1条3丁目)

⁴正会員 工博 パシフィックコンサルタンツ株式会社 総合研究所 (〒206-8550 東京都多摩市関戸1-7-5)

温根沼大橋は、側径間の4径間連続鋼鈹桁部に鉛プラグ入り積層ゴム支承を有する免震橋である。1994年10月4日に北海道東方沖地震 M8.1, Δ = 約100Km を受け、橋梁各部と地盤の挙動を測定することができた。この地震は、震度法の設計において想定している地震強度に相当する影響を与えたと考えられる。

本論文では、この地震の本震と前震の記録をもとに、構造物と地盤の各部分の挙動の周期特性と、構造系内の伝達特性、および免震装置の挙動を分析した。また、上記の分析結果と免震装置の載荷試験結果をもとに復元力特性を設定し、非線形動的応答解析を行い、本橋において、設計の際に想定した免震の効果が得られたか否かを考察した。

Key Words : seismic-isolation, lead rubber bearing, earthquake protective design, earthquake record

1. 緒言

温根沼大橋は北海道根室市の一般国道44号温根沼に架設され、側径間の4径間連続鋼鈹桁部に免震支承を有している。1994年10月4日に「北海道東方沖地震」が発生し、本橋の上部構造、橋脚頂部、および地盤に設置した強震計によって地震時の挙動を測定することができた^{1)・2)}。震源は本橋の建設地点から約100Kmの地点で、その規模はM8.1であり、震度法の設計において想定している程度の地震動を受けたと考えられる。本論文では、この地震時記録を報告し、記録をもとに、免震装置の挙動、本橋の全体的な挙動機構および免震の効果を考察した。

2. 温根沼大橋の概要

温根沼大橋は、橋長456.0mの橋梁であり、図-1に示すように、主径間部に支間140.0mのニールセン系ローゼ桁、側径間部は支間4@25.0mの連続鋼鈹桁の上部構造を配置している。この橋梁の側径間部分には、免震装置である鉛プラグ入りゴム支承を用いている。表-1に各支承の寸法・材質を示す。各支承は橋軸方向にのみ動く構造とされ、橋軸直角方

向の動きは、図-2に示すように、サイドブロックによって拘束されており、橋軸方向のみに免震の効果が働く構造である。

各下部構造への水平方向慣性力分散の計算は、連続桁を支えるA1橋台からP4橋脚までを振動単位とする骨組みモデルによってモデル化し、計算された。支承の剛性を調節し、A1橋台P4橋脚の水平方向慣性力の分担を約5%に、P1~P3橋脚の水平方向慣性力の分担を約30%になるように設定している。

地盤は、表層地盤厚さは緩やかに変化しており、A1橋台付近は文献3)に規定される第I種地盤、P1~P3橋脚位置は第II種地盤に相当するとして設計水平震度が算出された。

その後、文献4)が提案され、鉛プラグ入りゴム支承などエネルギー吸収の能力を有する免震装置の設計方法が示されたので、温根沼大橋もこれに従い、設計を再度見直している。免震装置の耐荷力検討を行う際には、免震装置による長周期化と履歴減衰の効果による慣性力の低減を見込んだ計算を行っているが、下部構造については、免震の効果を見込まない慣性力の値であっても、文献3)に規定される震度法による設計計算および地震時保有水平耐力法による照査を満足するように設計された。

免震装置の等価剛性は変位量によって異なるので、

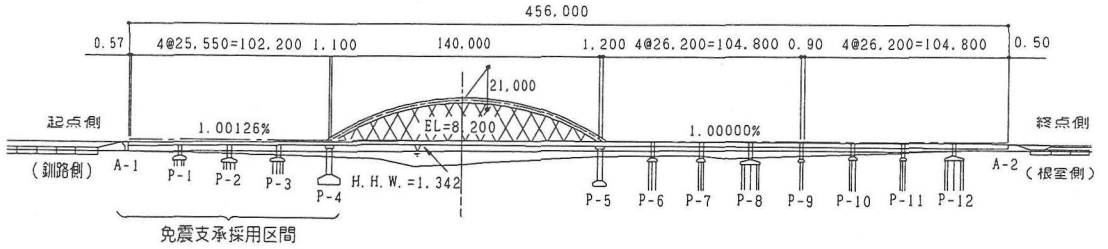


図-1 温根沼大橋全体図

表-1 免震装置の寸法・材質諸元

橋台・橋脚		A1 橋台 P4 橋脚	P1 ~ P3 橋脚
支承の種類		ゴム支承	鉛プラグ入り ゴム支承
ゴム 支承 部分	ゴムのせん断弾性係数 G (Kg/cm ²)	8.0	8.0
	平面寸法 (mm)	300 × 300	450 × 450
	ゴム1層の厚さ (mm)	9	12
	ゴムの層数 (mm)	13	18
補強 鋼板	平面寸法 (mm)	280 × 280	430 × 430
	厚さ (mm)	3.2	3.2
鉛プラグ	直径 (mm) × 本数	—	145 × 1

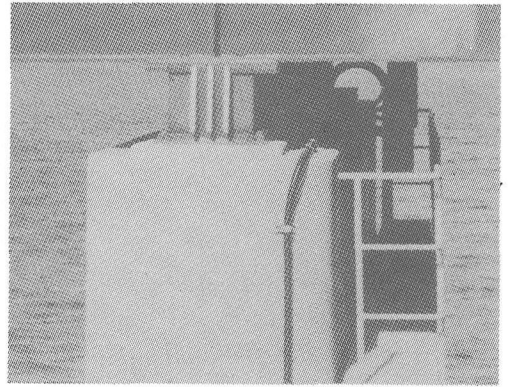


図-2 免震装置 (手前で見えるのが橋軸直角方向の上下部構造相対変位を拘束するサイドブロック)

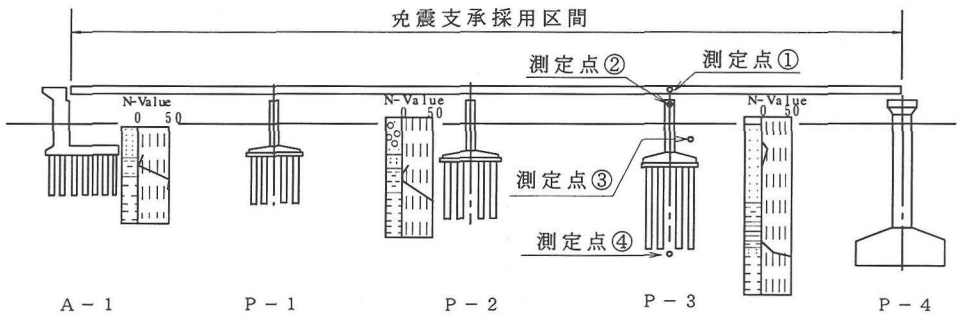


図-3 地震動測定時の橋梁形状および測定点位置

固有周期は、震度法による値と地震時保有水平耐力法による値が異なる。免震装置による長周期化と履歴減衰の効果による慣性力の低減を見込んだ計算において、震度法では、免震装置の変位は 3.7cm、橋の固有周期は 0.92sec であり、地震時保有水平耐力法タイプ I では、免震装置の変位は 15.0cm、橋の固有周期は 1.18sec である。

また、免震装置の復元力特性を確認する目的で、室内試験を行っており⁵⁾、履歴曲線の例を図-4に示す。

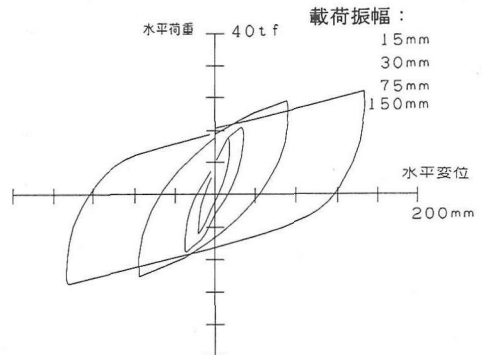


図-4 荷重試験による免震装置の履歴ループ

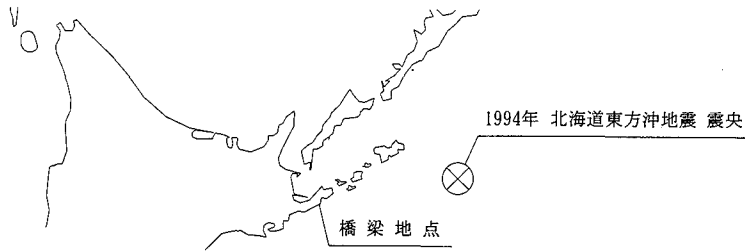


図-5 1994年北海道東方沖地震の震央位置

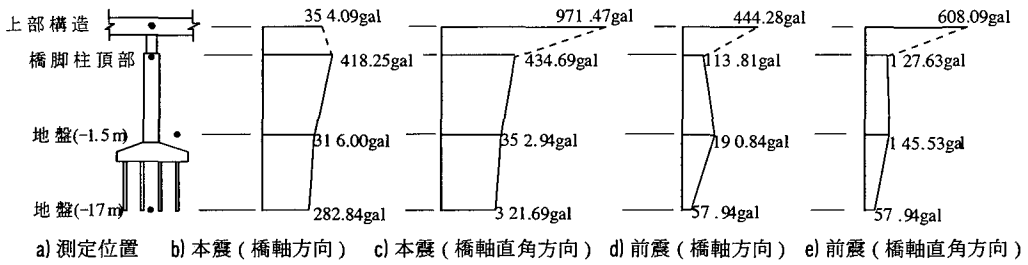


図-6 1994年北海道東方沖地震による橋梁各部の加速度測定値の最大値の分布

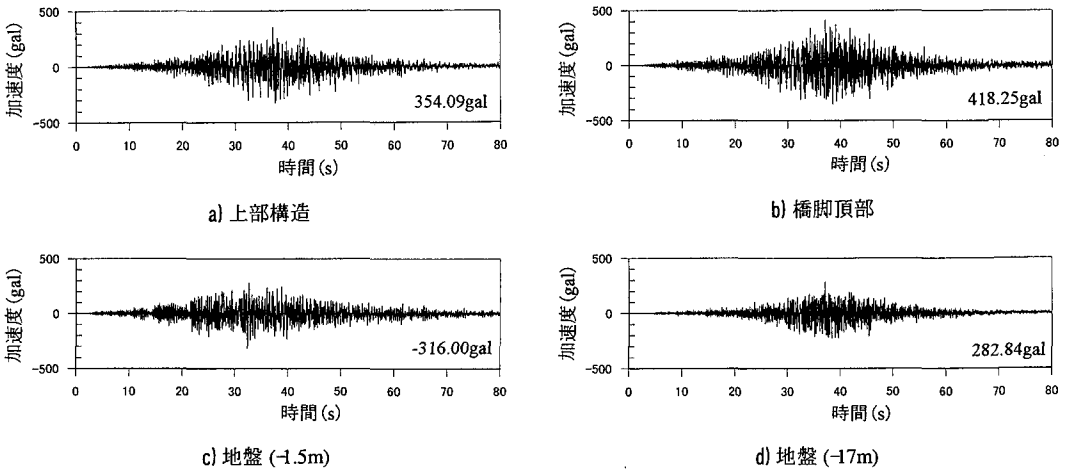


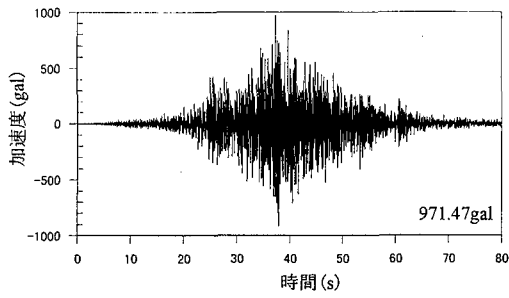
図-7 橋梁各部の加速度時刻歴 (10月4日日本震 橋軸方向)

3. 強震記録

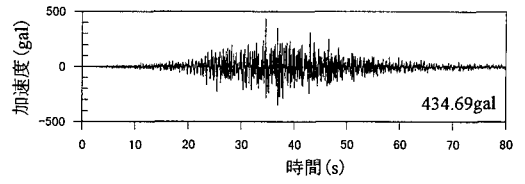
図-3に示す径側間部には、測定点①上部構造、測定点②橋脚頂部、測定点③地盤(-1.5m)、測定点④地盤(-17m)に強震計が設置されており、橋軸方向、橋軸直角方向および鉛直方向の加速度を測定している。

1994年10月4日には、図-3に示すように、主径間が架設されないで、免震支承採用区間のみが竣工した状態で北海道東方沖地震が発生した。10月4日の本震および8月31日にも同様の橋梁状態で前震を受け、いずれも測定記録が得られた^{1), 2)} 本

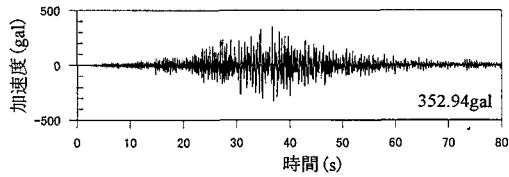
震はM 8.1前震はM 6.4であり、震央は、図-5に示すようにほぼ同位置で、深さは、本震が約30Km、前震が約90Kmとされている。図-6に橋梁各部の加速度測定値の最大値の分布を示す。図-6を見ると、本震では、免震装置が働く橋軸方向の値が橋軸直角方向の値より低く、わずかではあるが前震においてもその傾向が見られる。また、本震の橋軸方向記録では、上部構造の加速度値が橋脚柱頂部より小さい。図-7～図-10には加速度時刻歴波形を示す。1993年釧路沖地震や、1994年北海道東方沖地震の10月4日日本震の地震動は、継続時間が非常に長く、8月31日の前震の地震動継続時間は、前2者に較べると短い。



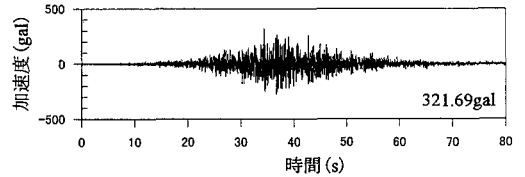
a) 上部構造



b) 橋脚頂部

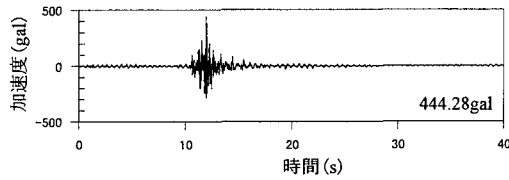


c) 地盤 (-1.5m)

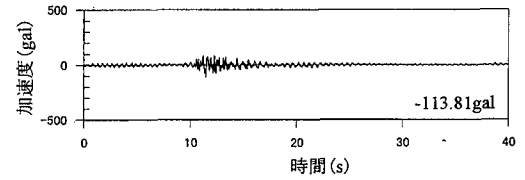


d) 地盤 (-17m)

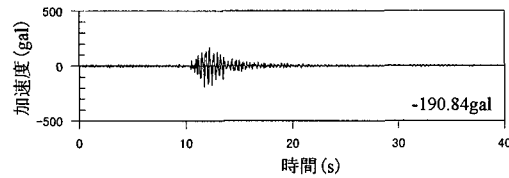
図-8 橋梁各部の加速度時刻歴 (10月4日日本震 橋軸直角方向)



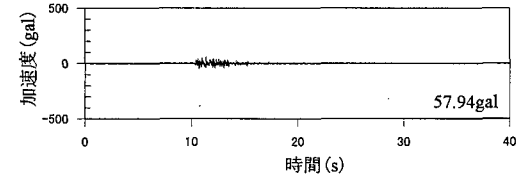
a) 上部構造



b) 橋脚頂部

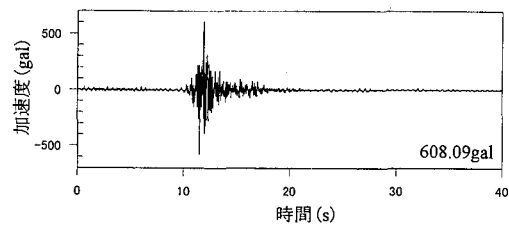


c) 地盤 (-1.5m)

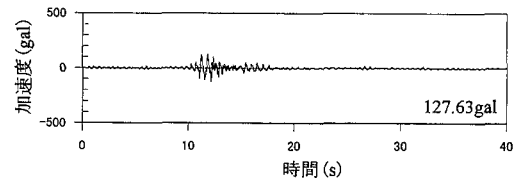


d) 地盤 (-17m)

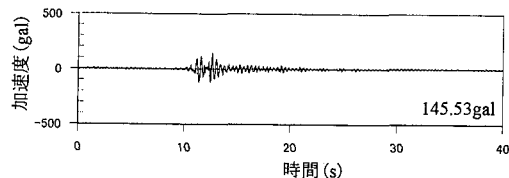
図-9 橋梁各部の加速度時刻歴 (8月31日前震 橋軸方向)



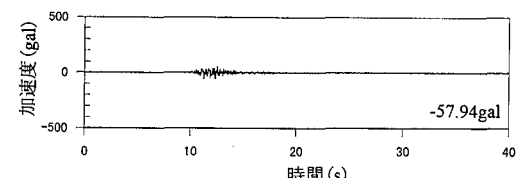
a) 上部構造



b) 橋脚頂部



c) 地盤 (-1.5m)



d) 地盤 (-17m)

図-10 橋梁各部の加速度時刻歴 (8月31日前震 橋軸直角方向)

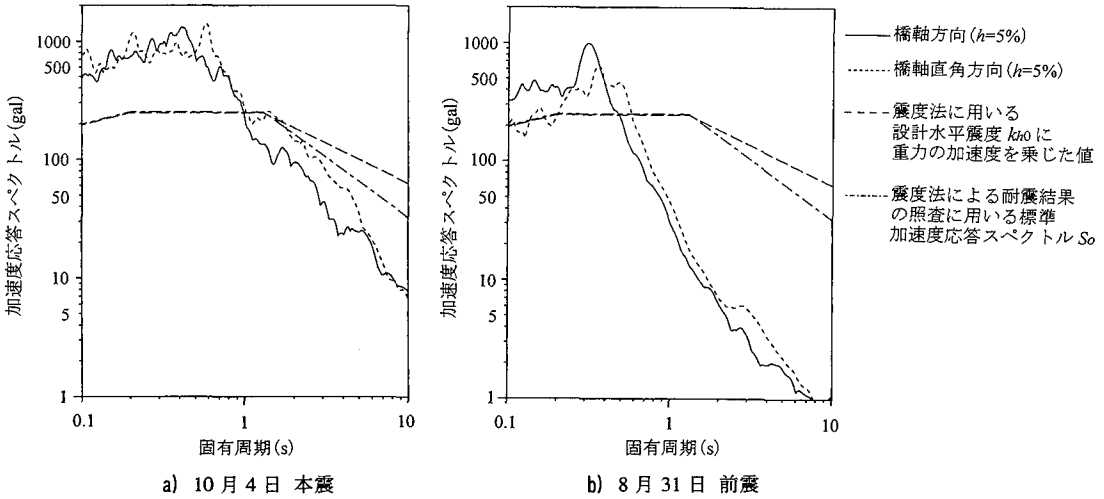


図-11 入力地震動の応答スペクトルの比較

4. 強震記録の分析

(1) 地盤表面の地震動

橋梁の構造部分をモデル化し、応答解析を行う際には、地盤 (-1.5m) で測定された加速度時刻歴が入力地震動となる。そこで、地盤 (-1.5m) の加速度時刻歴を基に計算した加速度応答スペクトル ($h=5\%$) を求め、図-11に示す。図-11には、今回測定された地震動が構造物に与える影響と設計条件としての入力地震動を比較するために、文献 3) に規定される「震度法による耐震設計結果の照査に用いる標準加速度応答スペクトル S_0 」と「震度法に用いる設計水平震度 k_{h0} に重力の加速度を乗じた値」を重ねて示してある。

(2) 地震動の周波数特性および地盤・構造の特性

本橋の免震装置は、橋軸方向にのみ動く構造とされ、橋軸直角方向の動きはサイドブロックによって拘束されているので、橋軸方向の挙動に着目する。

10月4日本震の際、地盤と橋梁構造各所で測定された加速度時刻歴のフーリエスペクトルを図-12に、8月31日前震における橋梁構造各所加速度時刻歴のフーリエスペクトルを図-13に示す。

図-12および図-13の a) に示した上部構造のフーリエスペクトルと、c) に示した地盤 (-1.5m) のフーリエスペクトルとの比を振動数毎に求め、伝達率として図-14に示す。この図の伝達率は、構造系内部における増幅の程度と振動数の関係を表現しており、

図上のピークは、上部構造と橋脚柱および基礎をモデル化し、基礎と地盤の関係をはねとした場合の固有振動数に相当すると考えられる。

また、表層地盤の増幅を知る目的で、地盤 (-1.5m) のフーリエスペクトルと地盤 (-17m) のフーリエスペクトルの比を求め、伝達率として図-15に示す。この図の伝達率は、支持地盤より上部の表層地盤における増幅の程度と振動数の関係を表現しており、図上のピークは、表層地盤をモデル化した場合の固有振動数に相当すると考えられる。

フーリエスペクトルおよび伝達率の図から次の点が見られる。

橋梁構造における増幅

(10月4日の本震)

- ① 図-12 a) で上部構造フーリエスペクトルを見ると、1.16Hz (0.86sec) に顕著なピークがある。
- ② 図-14 a) で上部構造/地盤 (-1.5m) の伝達率を見ると、0.95Hz (1.06sec) に顕著なピークがある。

(8月31日の前震)

- ③ 図-13 a) で上部構造フーリエスペクトルを見ると、1.86Hz (0.54sec) に顕著なピークがある。
- ④ 図-14 b) で上部構造/地盤 (-1.5m) の伝達率で、1.0Hz 以上の部分を見ると、1.82Hz (0.55sec) に比較的高いピークがある。
- ⑤ 上記の①～④から、本震においては1.0Hz (1.0sec) 付近、前震については1.8Hz (0.56sec) 付近に増幅の顕著な部分があり、これが構造系の固有振動数に相当すると考えられるが、本震における値と前震における値の差が予想外に大きい。

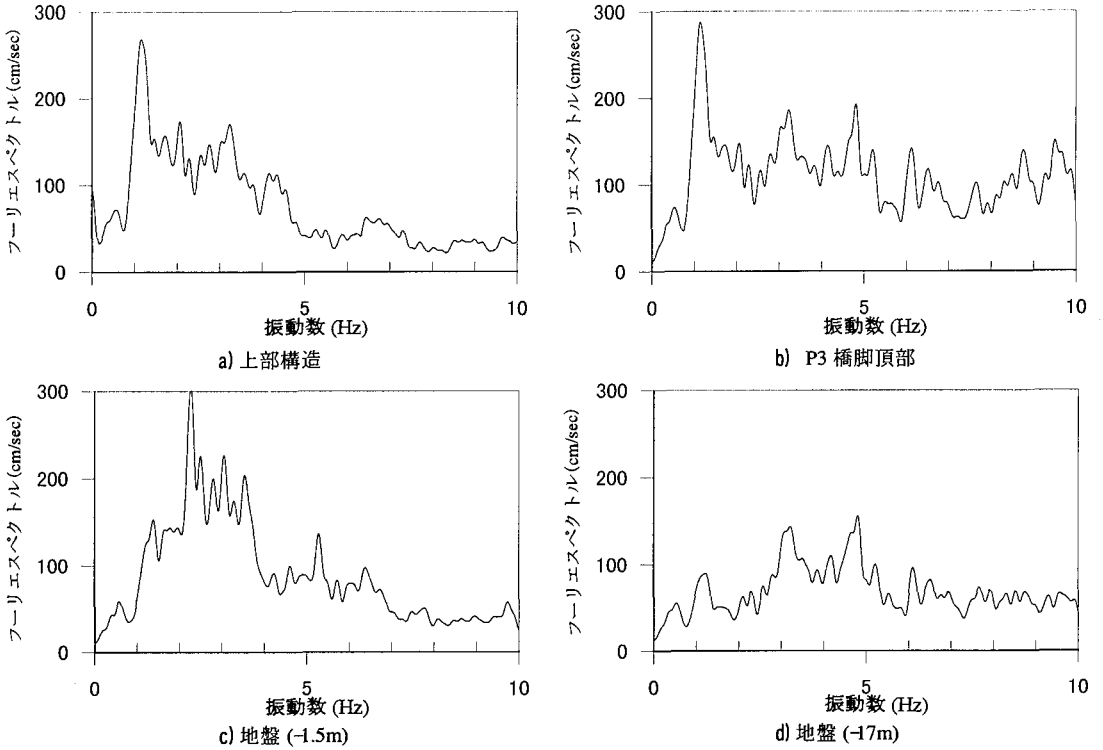


図-12 フーリエスペクトル(10月4日日本震)

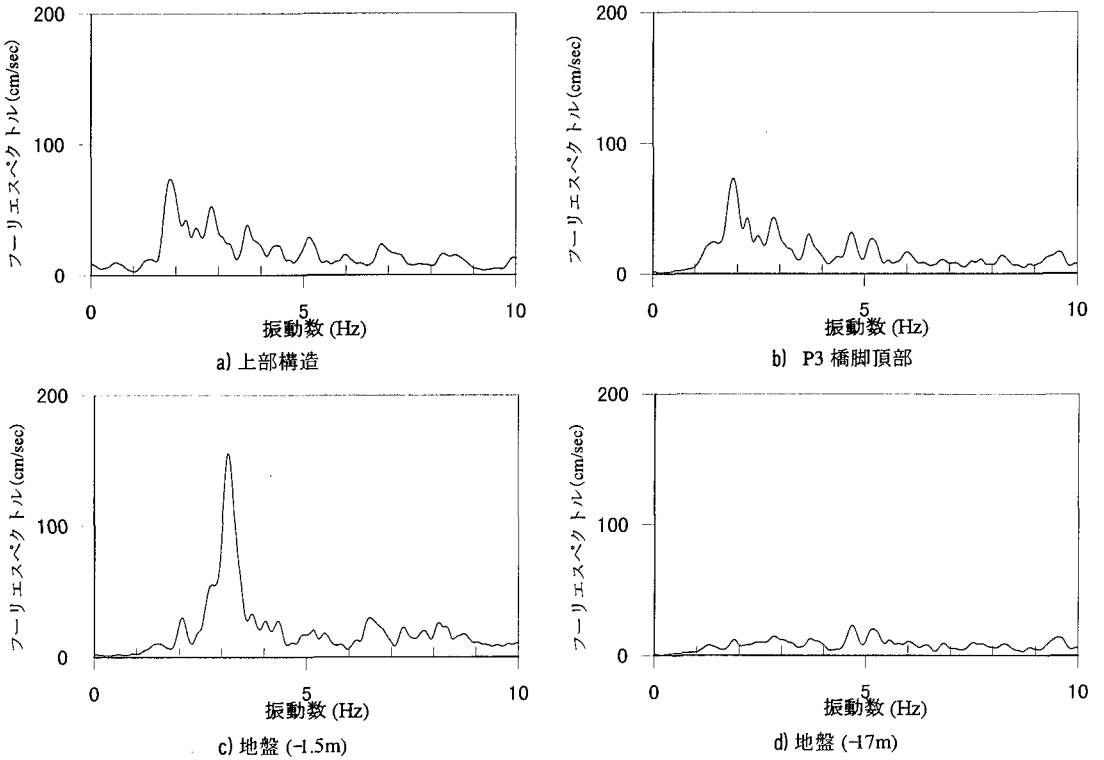
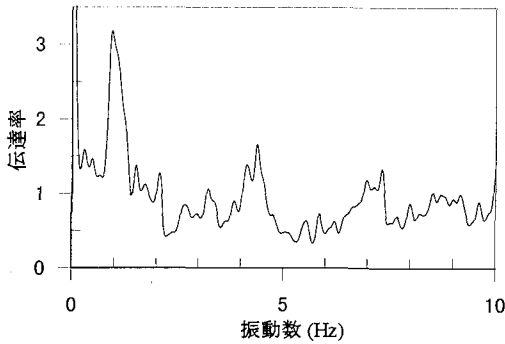
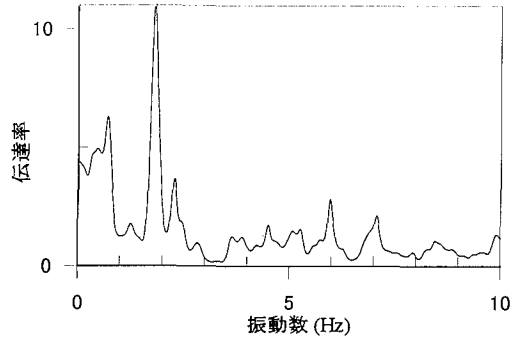


図-13 フーリエスペクトル(8月31日前震)

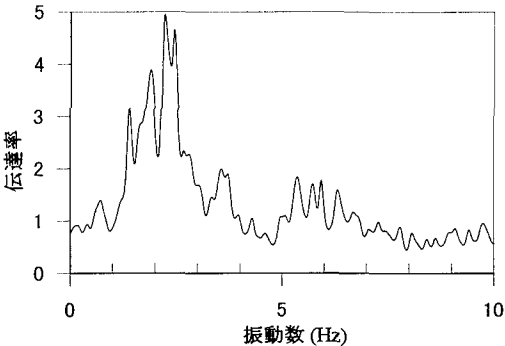


a) 10月4日本震

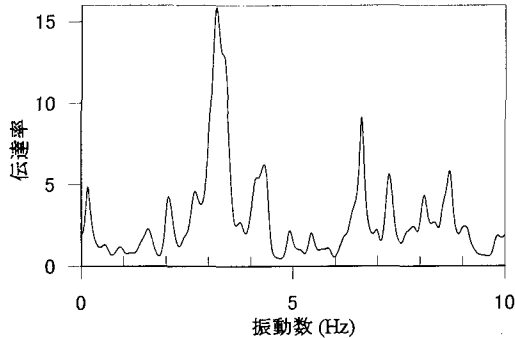


b) 8月31日前震

図-14 伝達率 (上部構造/地盤 (-1.5m))



a) 10月4日本震



b) 8月31日前震

図-15 伝達率 (地盤 (-1.5m) / 地盤 (-17m))

表層地盤における増幅

(10月4日の本震)

- ① 図-12 c) で地盤 (-1.5m) のフーリエスペクトルを見ると、2.3Hz (0.44sec) に顕著なピークがある。
 - ② 図-15 a) で地盤 (-1.5m) / 地盤 (-17m) の伝達率を見ると、2.2Hz (0.45sec) に顕著なピークがある。
- #### (8月31日の前震)
- ③ 図-13 c) で地盤 (-1.5m) のフーリエスペクトルを見ると、3.2Hz (0.32sec) に顕著なピークがある。
 - ④ 図-15 b) で地盤 (-1.5m) / 地盤 (-17m) の伝達率を見ると、3.2Hz (0.31sec) に最も高いピークがある。
 - ⑤ 上記の①-④から、本震においては2.3Hz (0.44sec) 付近、前震については3.2Hz (0.31sec) 付近に増幅の顕著な部分があり、本震と前震の間に差がある。

フーリエスペクトルおよび伝達率から推定すると、本震においては1.0Hz(1.0sec) 付近、前震については1.8Hz (0.56sec) 付近に増幅の顕著な部分があり、この振動数が、基礎、橋脚柱と上部構造をモデル化

し、基礎と地盤の関係をばねとした場合の固有振動数に相当すると考えられる。本震のピークから推定される固有振動数が、本震による値よりも長いのは、免震装置の変位量に依存する剛性低下として理解できるが、同時に基礎の剛性についても同様に考えられる。

図-11には、1994年北海道東方沖地震の本震と前震の応答スペクトル ($h=5\%$) と、設計震度を対比させて示したが、この図では、図-14に示した伝達率が大きかった本震の1.0sec付近、および前震の0.56sec付近で応答スペクトル値と設計震度は略々一致している。このことから、1994年北海道東方沖地震による本橋地点の地震動が本橋の構造に与える影響は、震度法による設計において想定している地震動と、ほぼ同じ強さであったと推定される。また、本震の1.0sec付近、および前震橋軸方向の0.56sec付近では、スペクトルの形状はおおまかに見て右下がりの傾向を呈している。

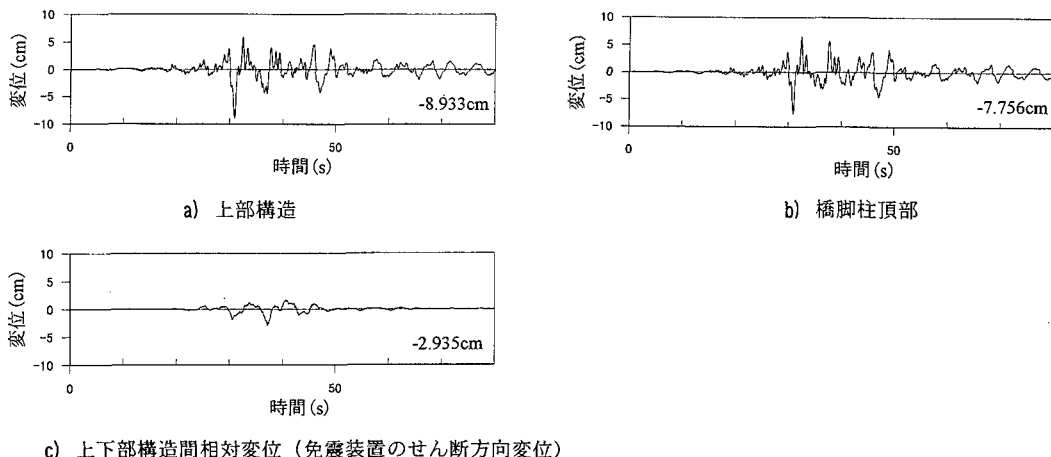


図-16 橋梁各部の変位時刻歴

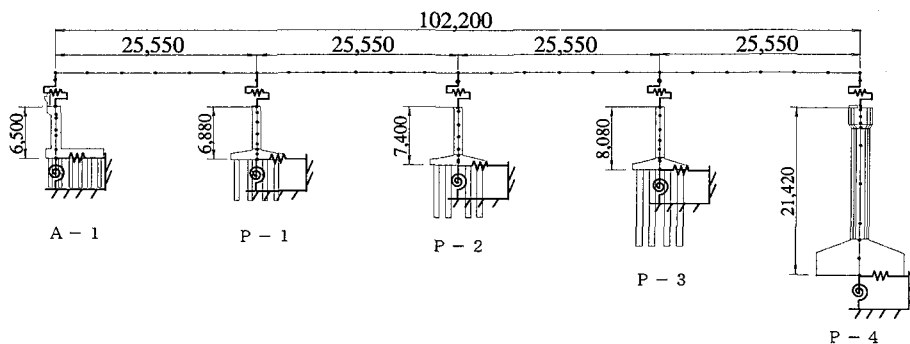


図-17 動的応答解析のモデル

(3) 免震装置の挙動

本橋でも用いている鉛プラグ入りゴム支承など、免震装置の多くは非線形の復元力特性を有しており、等価剛性と等価減衰定数は免震装置の変位に依存する。したがって、免震装置が設計の際に予測した通りの柔軟性と履歴減衰の効果を発揮したか否かは、免震装置がどの程度の変位振幅に達したかによるところが大きい。

橋軸直角方向の上下部構造間相対変位を拘束するために免震装置に付随して設けられているサイドブロックに約 1cm の擦過痕跡が残っていたと報告されており、このことから免震装置の変位は少なくとも 1cm 以上であったことがわかっている。

また、図-7に示した本震の橋軸方向加速度時刻歴を積分して得た上部構造および橋脚柱頂部の変位時刻歴の差を免震装置の変位時刻歴として求めた。この計算による免震装置の変位は 2.9cm である。時刻歴波形を図-16に示す。なお、加速度時刻歴を積分

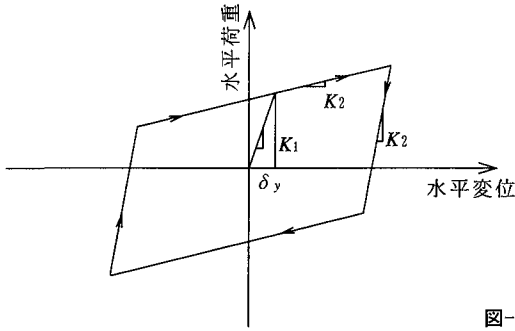
する際には、0.2Hz 以下の成分にフィルターをかけている。

5. モデルを用いた検討

(1) 非線形応答解析による挙動の推定

一般的な設計において照査として行われる非線形動的応答解析によって、1994年北海道東方沖地震による本橋の応答をどの程度模擬出来るかを調べた。観測した地震動が震度法相当の強度であったことから、文献3)に規定される「震度法による耐震設計結果の照査」の計算仮定を適用し、入力地震動としては、地表(-1.5mのフーチング深度)で測定された加速度記録を用いた。図-17に示すように、地震の当時に完成していた側径間部分をモデル化した。

橋脚柱の剛性は線形とし、全断面を有効として求めた値を用い、基礎の剛性は文献6)に規定される



$K_1 = 16\,340 \text{ tf/m}$
 $K_2 = 2\,970 \text{ tf/m}$
 $\delta_y = 0.1925 \text{ cm}$
 (支承6基分)

図-18 免震装置の復元力特性モデル

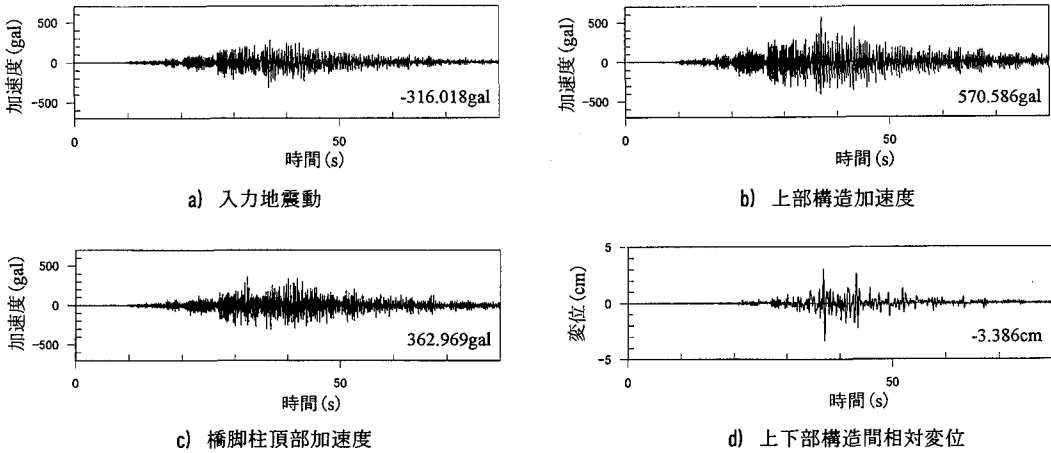


図-19 動的応答解析の結果

方法によって求めた。

免震装置の復元力特性は、図-18に示すバイリニアモデルを用いた。図中の K_1 、 K_2 、 δ_y は载荷実験結果⁵⁾を参照し、最大変位 3cm のせん断変形を与えた際の履歴曲線をもとに設定したものである。

免震装置の減衰の効果は非線形の復元力特性を設定した時刻歴解析において履歴減衰として得られるものとし、それ以外の線形仮定による部材には、式(1)(2)に示すレイリーの比例減衰の考え方による粘性減衰を与えることにした。

$$C = \alpha M + \beta K \quad (1)$$

ここに、 C は粘性減衰項マトリクス、 M は質量マトリクス、 K は剛性マトリクス、 α および β は係数であり、式(2)によって与えられる。

$$\begin{bmatrix} 1 & \omega_1^2 \\ 1 & \omega_2^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \end{bmatrix} = 2 \begin{bmatrix} \omega_1 h_1 \\ \omega_2 h_2 \end{bmatrix} \quad (2)$$

$$\omega_1 = 2 \pi f_1 \quad (3)$$

$$\omega_2 = 2 \pi f_2 \quad (4)$$

ここに、 f_1 、 f_2 は、着目する1番目および2番目のモードの固有振動数であり、 h_1 、 h_2 は、着目する1番目および2番目のモードに与えるモード別減衰定数である。

非減衰固有値解析を行い、文献3)に規定される式(5)によって各次のモードに関わる減衰定数 h_i を求め、代表的なモードに関わる減衰定数を式(2)を適用して係数 α および β を求めた。

$$h_i = \frac{\sum_{j=1}^n h_j \{ \phi_{ij} \}^T [K_j] \{ \phi_{ij} \}}{\{ \phi_i \}^T [K] \{ \phi_i \}} \quad (5)$$

ここに、 h_j は要素 j の等価減衰定数、 $\{ \phi_i \}$ は i 次振動モードのモードベクトル、 $\{ \phi_{ij} \}$ は i 次振動モードの要素 j のモードベクトルであり、 $[K]$ は剛性マトリクス、 $[K_j]$ は剛性の内の要素 j に相当する部分のみを有するマトリクスである。

各次のモードに関わる減衰定数 h_i を求める際には、モデル中で線形仮定をした部材の粘性減衰定数を設定することが必要となる。ここでは文献6)に

構造要素の等価減衰定数 h_j として示される値を参考に、上部構造について2%、橋脚柱について5%、基礎について15%の値を用い、式(5)によって部材のひずみエネルギーに比例する配分を行って減衰定数を求めた。免震装置部分については時刻歴解析の際に履歴減衰の効果が得られるものとして、粘性減衰は与えなかった。図-19に非線形時刻歴応答解析の結果を示す。

図-19の動的応答解析結果と、図-7に示した加速度観測値、および図-16に示した変位時刻歴を比較して見ると、次のような傾向が見られる。

- ①動的応答解析による免震装置の変位波形の形状と観測値を積分して得られる変位波形の形状に差があるが、概略的には、免震装置の変位最大値は加速度記録積分による結果に近い。
- ②加速度最大値を見ると、上部構造の加速度最大値は動的応答解析による値が観測値より大きく、橋脚柱頂部の加速度最大値は動的応答解析による値が観測値より小さい。

以上の計算結果から、一般的な設計において照査として行われる非線形動的応答解析によって、免震装置の変位についてはほぼ適切な値が得られること、上部構造の質量に起因する慣性力についてはやゝ大きめの値となることがわかった。

(2) 等価線形モデルによる検討

挙動の最大動付近におけるモデルの周期特性を知るために、図-17のモデルの免震装置の復元力特性を等価剛性に置き換え、固有値解析を行った。等価剛性は、図-4に示した載荷実験の変位振幅3cmに相当する履歴曲線の割線剛性567tf/mに支承の数6基を乗じて求めた3,400tf/mを用いた。その結果、1次の固有周期として0.74sec(1.35Hz)が得られた。この値は上部構造加速度フーリエスペクトルの本震のピークである0.86sec(1.16Hz)と較べると幾分か短く、前震の0.54sec(1.86Hz)よりは長い。

また、非線形応答解析では免震装置の減衰の効果は、時刻歴解析の際に履歴減衰の効果が得られるものとして粘性減衰は与えなかったが、変位振幅3cmに相当する履歴曲線から等価減衰定数を求めると、 $h_b = 21.4\%$ となる。ここで求められた免震装置の等価減衰定数がモデル全体の減衰にどの程度の影響を与えているかを知るために、式(5)によってひずみエネルギーに比例する配分を行って1次のモードに関わる減衰定数を求めると $h_1 = 9.4\%$ となる。なお、上記の計算において、免震装置以外の部材の減衰は非線形応答解析において設定したのと同様に、上部構造2%、橋脚柱5%、基礎15%の値を用いた。

減衰と設計震度について、文献3)の震度法による設計に関する規定を参照すると、減衰を考慮した設計震度の低減はなく、1996年の改訂に際して「免震設計に用いる設計水平震度」が新設されたが、震度法に関しては同様に減衰を考慮した設計震度の低減はない。また、文献4)および7)においては、1次のモードに関わる減衰定数が10%以上の場合に設計震度を10%低減することが提案されている。この節の計算で得られた $h_1 = 9.4\%$ は、文献4)および7)で設計震度を低減する提案には達しないものの、一般的な橋梁で算出される値に較べて大きく、ある程度は、減衰性能の増加による応答加速度の低減が得られたと考えられる。

6. 考察と結論

1994年北海道東方沖地震に際して、本橋の免震装置が設計の際に想定した程度の免震効果を発揮したか否かについて着目して、観測値を参照しながら検討を行った。検討の結果は次のようにまとめられる。

①地震動の強度

地表付近で測定された地震動記録から求めた応答スペクトルで、上部構造加速度フーリエスペクトルから推定される固有周期付近の値を見ると、1994年北海道東方沖地震地震による地震動は、文献3)に規定される震度法に用いる設計水平震度とほぼ同じ強さの影響を本橋に与えたと推定される。

②免震装置の変位

本橋の観測では、免震装置の変位を直接に測定していないが、得られた加速度波形を積分した結果からは2.9cmと算出される。また、非線形応答解析によっても、免震装置の変位は3.4cmと計算される。これらのことから、免震装置は3cm前後の変位があったと推定され、設計時に震度法による変位として計算された3.7cmに較べると幾分か小さい。

③長周期化による慣性力低減

上部構造の加速度最大値は、橋軸方向の値が橋軸直角方向の値より小さい。本橋の免震装置は橋軸方向にのみ相対変位を許す構造であり、従って橋軸方向にのみ免震の効果が期待できる構造であることと考え合わせると、少なくとも本震の橋軸方向においては、慣性力低減の効果が認められる。

上部構造加速度フーリエスペクトルからは、橋軸方向の挙動に関わる固有周期が約1.0secと推定され、地盤の加速度応答スペクトルが1.0sec付近では右下がり傾向を持つことから、慣性力低減の効果は、

長周期化によって得られたと考えられる。長周期化は免震装置を用いたことによって得られた効果である。

④設計時に用いたスペクトルによる効果

本橋の設計において用いた文献3)の「震度法に用いる設計水平震度」および「動的解析に用いる応答スペクトル」は、1.0sec付近では右下がりの傾向を持たない。このことから設計で想定したスペクトルを有する地震動に対しては、長周期化による慣性力低減の効果が得られないことになる。なお、本橋の設計時の設定では、震度法レベルの地震動に対して長周期化による慣性力低減を期待していない。

⑤減衰性能の増加による応答加速度低減の効果

免震装置の変位が約3.0cmであったとして履歴曲線から求められる等価剛性と等価減衰定数を用い、橋軸方向の1次モードに関わる減衰定数を求めると9.4%であり、一般的な橋梁で算出される値に比べて大きい。このことから減衰性能の増加によっても応答加速度が低減されたと考えられる。ただし、文献7)に提案される減衰性能の増加による設計震度の低減が得られる範囲には達していない。

以上の点から、本橋は1994年北海道東方沖地震において、長周期化と減衰性能の増加による応答加速度低減の効果が、ある程度得られたと考えられる。しかし、設計の際に想定した震度法相当の応答スペクトル³⁾を有する地震動に対しては、長周期化による応答加速度低減の効果が得られないと考えられる。

また、減衰性能増加の効果については、文献7)などに提案される「減衰性能の増加による設計震度の低減が得られる範囲」には達していないと云える。

参考文献

- 1) 北海道開発局開発土木研究所：平成6年北海道東方沖地震速報，1994年11月。
- 2) 小山田欣裕，谷本俊充，佐藤昌志，林亜紀夫：免震橋の地震時挙動について温根沼大橋における事例，土木学会第1回免震・制震コロキウム講演論文集，pp.39～46，1996年11月。
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，1990年2月。
- 4) (財)国土開発技術研究センター：道路橋の免震設計法ガイドライン(案)，1991年3月。
- 5) 小山田欣裕，佐藤昌志，谷本俊充，林亜紀夫：低温域における橋梁免震装置の実験的研究，土木学会構造工學論文集，Vol.42A-II，pp.707～714，1996年3月。
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，1996年12月。
- 7) 建設省土木研究所他28社：道路橋の免震設計法マニュアル(案)，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，1992年10月。

(1997. 4. 25 受付)

A STUDY ON AN OBSERVATION RECORD OF SEISMIC-ISOLATED BRIDGE

Yoshihiro OYAMADA, Toshimitsu TANIMOTO,
Masashi SATO and Akio HAYASHI

On-netoh bridge was constructed on National Highway Route 44 using seismic-isolation devices. The Hokkaidoh-toho-oki Earthquake with magnitude of 8.1 occurred on October 4th 1994. The epicenter of this earthquake was about 100kms from the site of this bridge. The intensity of the earthquake motion might have been equal to the design condition that is established as level 1 earthquake in Specifications For Highway Bridges.

In this paper, the frequency transmitting characteristic of the bridge structure and the behavior of the seismic-isolation device were analyzed using the acceleration record. The effectiveness of the seismic-isolation device was assessed considering the result of above analysis.