

土 木 研 究 所 資 料

実測記録に基づく

免震橋の地震時振動特性に関する研究

平成7年11月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

Copyright © (1995) by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全文又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

実測記録に基づく 免震橋の地震時振動特性に関する研究

Study on Seismic Response Characteristics of Menshin Bridges Based on Measured Records

土木研究所

地震防災部耐震研究室

室 長 大 塚 久 哲

主任研究員 運 上 茂 樹

部外研究員* 西 原 史 和

* 部外研究員在職期間（平成6年10月から平成7年9月まで）

要 旨

平成7年8月現在で、我が国において免震設計を採用した橋梁は設計中のものを含めると40橋におよぶ。この他に免震支承を用いて反力分散を図った橋梁、上部桁のノージョイント工事に伴い免震支承を用いた橋梁も含めると80橋以上にのぼり、徐々に実績が増えつつある。また、実橋梁の実際の地震時の振動特性についても、免震橋の建設の歴史が浅い中で少しずつではあるがデータが蓄積されつつある。

本資料は、平成6年度に起きた北海道東方沖地震、三陸はるか沖地震、兵庫県南部地震の際に得られた山あげ大橋、丸木橋大橋、松の浜高架橋の3橋の地震記録を解析し、地震記録から見た免震橋梁の地震時振動特性を検討した結果を取りまとめたものである。

キーワード：免震橋梁，山あげ大橋，丸木橋大橋，松の浜高架橋，北海道東方沖地震，三陸はるか沖地震，兵庫県南部地震，地震時振動特性，強震記録

目 次

まえがき	1
1. 山あげ大橋	2
1.1 山あげ大橋と地震観測	2
1.1.1 山あげ大橋の概要	2
1.1.2 強震観測	6
1.2 強震記録からみた免震効果	7
1.2.1 北海道東方沖地震	7
1.2.2 強震記録からみた免震効果	8
1.2.3 免震支承の変位	12
1.3 動的解析による振動特性の検討	13
1.3.1 動的解析および解析条件	13
1.3.2 動的解析結果	16
2. 丸木橋大橋	18
2.1 丸木橋大橋と地震観測	18
2.1.1 丸木橋大橋の概要	18
2.1.2 強震観測	22
2.2 強震記録からみた免震効果	23
2.2.1 三陸はるか沖地震	23
2.2.2 強震記録からみた免震効果	24
2.2.3 免震支承の変位	29
2.3 動的解析による振動特性の検討	30
2.3.1 動的解析および解析条件	30
2.3.2 動的解析結果	33

3. 松の浜高架橋	36
3.1 松の浜高架橋と地震観測	36
3.1.1 松の浜高架橋の概要	36
3.1.2 強震観測	40
3.2 強震記録からみた免震効果	41
3.2.1 兵庫県南部地震	41
3.2.2 強震記録からみた免震効果	42
3.2.3 免震支承の変位	50
4. まとめ	51
謝 辞	53
参考文献	54
参考資料	
I. 山あげ大橋動的解析モデルデータおよび固有値解析結果	55
II. 丸木橋大橋動的解析モデルデータおよび固有値解析結果	61

まえがき

我が国において道路橋の免震設計に関して本格的に行われた研究は、昭和 61 年度に（財）国土開発技術研究センターに設けられた「免震装置を有する道路橋の耐震設計研究委員会」が最初である。この研究委員会は昭和 61 年度から 3 ヶ年間にわたり実施されており、研究成果として平成元年 3 月には「道路橋の免震設計法ガイドライン（案）」¹⁾が発刊されている。また、建設省土木研究所と民間 25 グループ 28 社は、一般橋クラスの橋を対象として、長周期化とエネルギー吸収を基本とする免震設計システムを開発することを目的として、平成元年度から平成 3 年度まで「道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究」²⁾を行い、その研究成果をもとに「道路橋の免震設計法マニュアル（案）」³⁾を取りまとめている。こうした研究成果をもとに、実際の橋梁でも徐々に免震設計が採用されるようになってきている。さらに、平成 7 年 1 月の兵庫県南部地震の経験を踏まえて、平成 7 年 2 月に建設省から通知された「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」⁴⁾には、高架橋のように橋梁が連続する場合には、免震支承を用いた弾性固定方式の採用が望ましいことが規定されている。このように、徐々に免震設計が道路橋に普及、定着しつつある。

平成 7 年 8 月現在で、我が国において免震設計を採用した橋梁は設計中のものを含めると 40 橋におよび、免震支承を用いて反力分散を図った橋梁、上部桁のノージョイント工事に伴い免震支承を用いた橋梁も含めると 80 橋以上にのぼる。実橋梁の実際の地震時の振動特性については、我が国での免震橋の建設の歴史が浅いこともあり、まだ十分ではないが徐々にデータが蓄積されつつある。地震記録が得られた橋梁としては、我が国初の免震橋として平成 3 年 3 月に完成した静岡県宮川橋⁵⁾などがあり、規模の小さい地震によるものではあるが、地震時の橋桁の振動を低減する免震効果が明らかにされている^{6)・7)}。

本資料は、平成 6 年度に起きた北海道東方沖地震、三陸はるか沖地震、兵庫県南部地震の際に得られた山あげ大橋、丸木橋大橋、松の浜高架橋の 3 橋の地震記録を解析し、地震記録から見た免震橋梁の地震時振動特性を検討した結果を取りまとめたものである。

1. 山あげ大橋

1.1 山あげ大橋と地震観測

1.1.1 山あげ大橋の概要

山あげ大橋は、図-1.1に示すように栃木県東部の烏山町において、一般国道294号の烏山バイパスの起点部に位置する高架橋であり、平成5年5月に完成し現在供用されている⁸⁾。

山あげ大橋は、図-1.2に示すような橋長246.3m、有効幅員10.5～13.5mの6径間連続PC箱桁橋であり、線形は直線区間およびクロソイド区間で構成されている。表-1.1に山あげ大橋の設計条件を示す。

免震支承としては、図-1.3に示すような高減衰積層ゴム支承（HDR）が採用されており、橋台および橋脚上にそれぞれ2基ずつ設置されている。また、免震効果は橋軸方向のみに考慮し、橋軸直角方向についてはストッパーで変位を抑える構造としている。

落橋防止装置としては、図-1.4に示すような鋼製のストッパーを各下部構造に設置している。構造的には、橋軸直角方向の水平変位に対しては固定、橋軸方向については、震度法レベル以上の変位が生じた場合に変位を拘束するように設計されている。また、桁端部における移動可能量は、設計結果より常時における上部構造の伸縮量（乾燥収縮、クリープ、弾性変形、温度変化）と震度法レベルにおける変位量が同程度となったため、両者とほぼ等しくなるように設定している。

免震支承および下部構造は、震度法レベルと地震時保有水平耐力法レベルの2つの方法で設計されており、橋の固有周期は、震度法レベルでは1.56秒、地震時保有水平耐力法レベルでは1.77秒である。また、本橋では、実橋による振動特性の検証のための振動実験が平成4年12月に実施されており、設計定数の妥当性の確認が行われている^{9)・10)}。

なお、本橋の設計に際しては免震効果は考慮せず、設計水平震度は道路橋示方書V耐震設計編¹¹⁾に規定される値を低減していない。道路橋の免震設計法マニュアル（案）では、橋の減衰定数として10%以上が確保できれば、震度法レベルでは設計水平震度を10%低減できることが提案されているが、設計当時は免震橋の建設の歴史が浅いこと等を考慮し、免震効果はすべて耐震性の向上に振り向けられたためである。

表-1.1 山あげ大橋の設計条件

橋	種	プレストレストコンクリート道路橋
橋	格	1等橋 (TL-20)
型式	上部構造	6径間連続PC箱桁
	橋脚型式	P ₁ ~ P ₅ : 矩形柱壁式橋脚
	橋台型式	A ₁ , A ₂ : 逆T式橋台
	基礎型式	直接基礎
道路規格		第3種第2級 (設計速度 V=60km/h)
橋長		246.3m
支間長		6@40.8m
有効幅員	標準部	車道部 8.00m, 歩道部 2.50m
	拡幅部	車道部 11.00m, 歩道部 2.50m
平面線形		R=∞ ~ A=240m
縦断勾配		1.0% ~ VCL=100m, R=2500m ~ 5.0%
横断勾配		車道部 1.5%, 歩道部 2.0%
斜角		A ₁ 側 90°, A ₂ 側 90° 27' 43"
地盤種別		I種地盤
設計震度	橋軸方向	k _k =0.16
	直角方向	k _k =0.20
免震方向		1方向 (橋軸方向のみ)

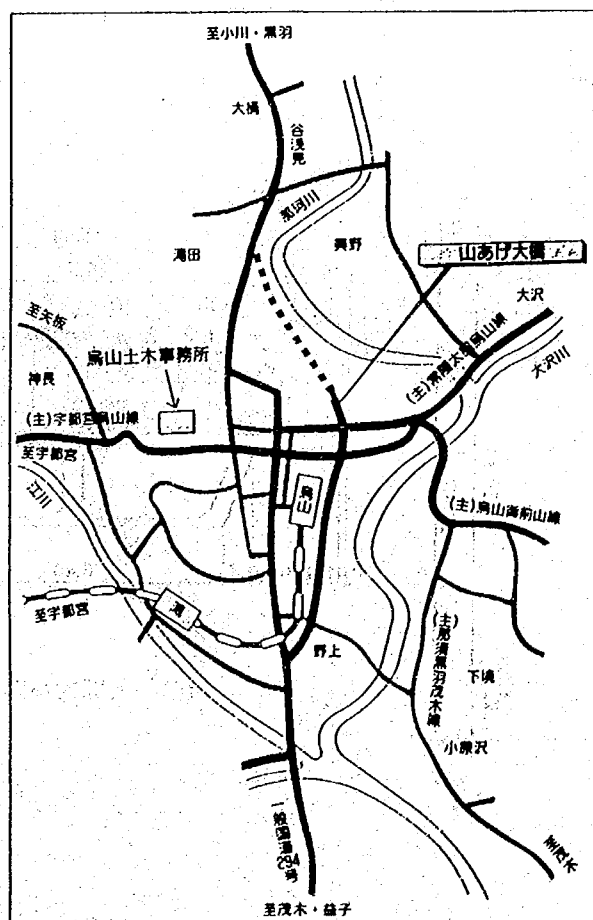


図-1.1 山あげ大橋の位置図

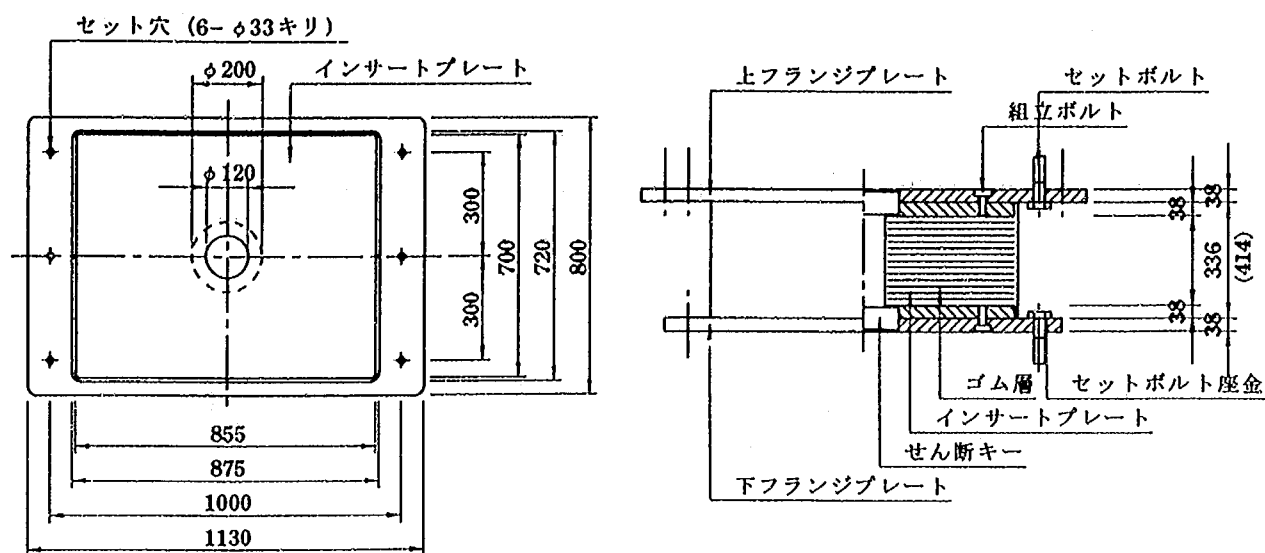


図-1.3 山あげ大橋で用いられた免震支承（HDR）

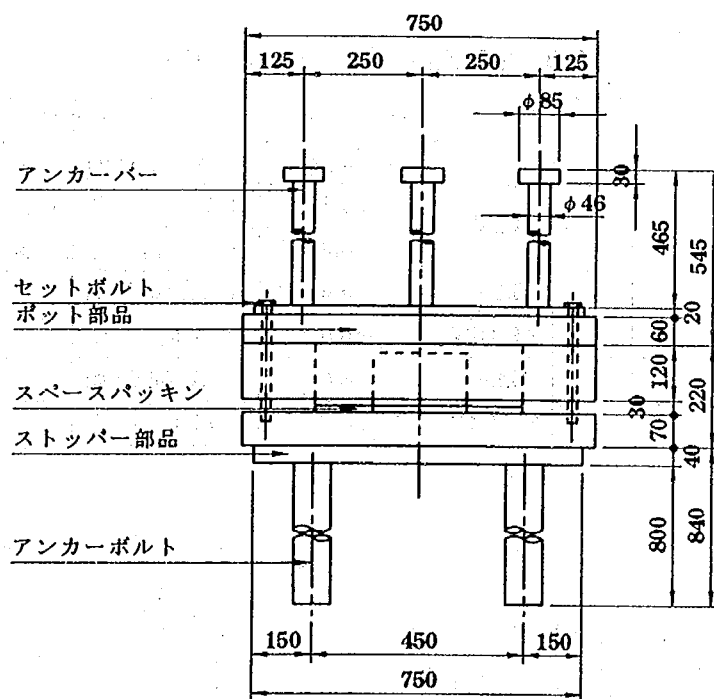


図-1.4 移動制限装置

1.1.2 強震観測

山あげ大橋では、免震橋梁の動的特性を検討するために強震観測装置が取り付けられている。加速度計は、図-1.2に示すように P₅ 橋脚と A₂ 橋台の間の地盤（地下 5.17m）に 3 方向加速度計を 1 ヶ所、P₅ 橋脚上において、桁と橋脚天端に 2 方向加速度計を各 1 ヶ所の合計 3 ヶ所に設置されている。

データ集録には、サーボ型加速度計用増幅器（PCS-1025）を介して IC カード式デジタル集録装置（SAMTAC-15X-8）が用いられている。表-1.2に強震観測装置の概要を、表-1.3に地震観測装置チャンネル対応表を示す。

表-1.2 強震観測装置の概要

型 式	増幅器（PCS-1025），集録装置（SAMTAC-15X-8）	
記 録 範 囲	0.03 ～ 1000gal	
記 録 時 間	81.86 秒	
サンプリング周波数	100Hz	
遅 延 時 間	10 秒	
記録チャンネル数	8ch	
起 動 チャンネル	地中加速度計（3 成分）	
起 動 加 速 度	1.0gal（10mV）	
加速度計	地 中 部	サーボ型加速度計（3 成分；SA-355CT）
	地 上 部	サーボ型加速度計（2 成分；SA-255CTY）
記 録 媒 体	1Mbyte IC カード（2 枚）	

表-1.3 地震観測装置チャンネル対応表

計 測 点	成分	型 式	チャンネル	方 角	備 考
GL-5.17m	X	SA-355CT	ch.1	+ A ₂ 橋 台 側	起動 ch
	Y		ch.2	+ 那 珂 川 側	起動 ch
	Z		ch.3	+ 上 向 き	起動 ch
橋脚天端	X	SA-255CTY	ch.4	+ A ₂ 橋 台 側	
	Y		ch.5	+ 那 珂 川 側	
桁	X	SA-255CTY	ch.6	+ A ₂ 橋 台 側	
	Y		ch.7	+ 那 珂 川 側	

1.2 強震記録からみた免震効果

1.2.1 北海道東方沖地震

強震記録は、平成6年10月4日に起こった北海道東方沖地震により得られた。北海道東方沖地震は、根室市の東方約200kmの沖合を震源とするマグニチュード8.1の地震である¹²⁾。震源の深さは20kmであり、釧路・厚岸で震度Ⅵの烈震、根室・広尾・浦河・中標津・羅臼で震度Ⅴの強震を観測した他、北海道から関東・中部に至る広い範囲で有感となった。また、気象庁が地震後に行った現地調査により、根室市・浜中町・別海町・中標津町の一部でも震度Ⅵに相当する激しい揺れがあったことが確認されている。図-1.5に気象庁による各地の震度階を示す。

なお、山あげ大橋の架橋地点では概ね震度Ⅱの振動に相当する。

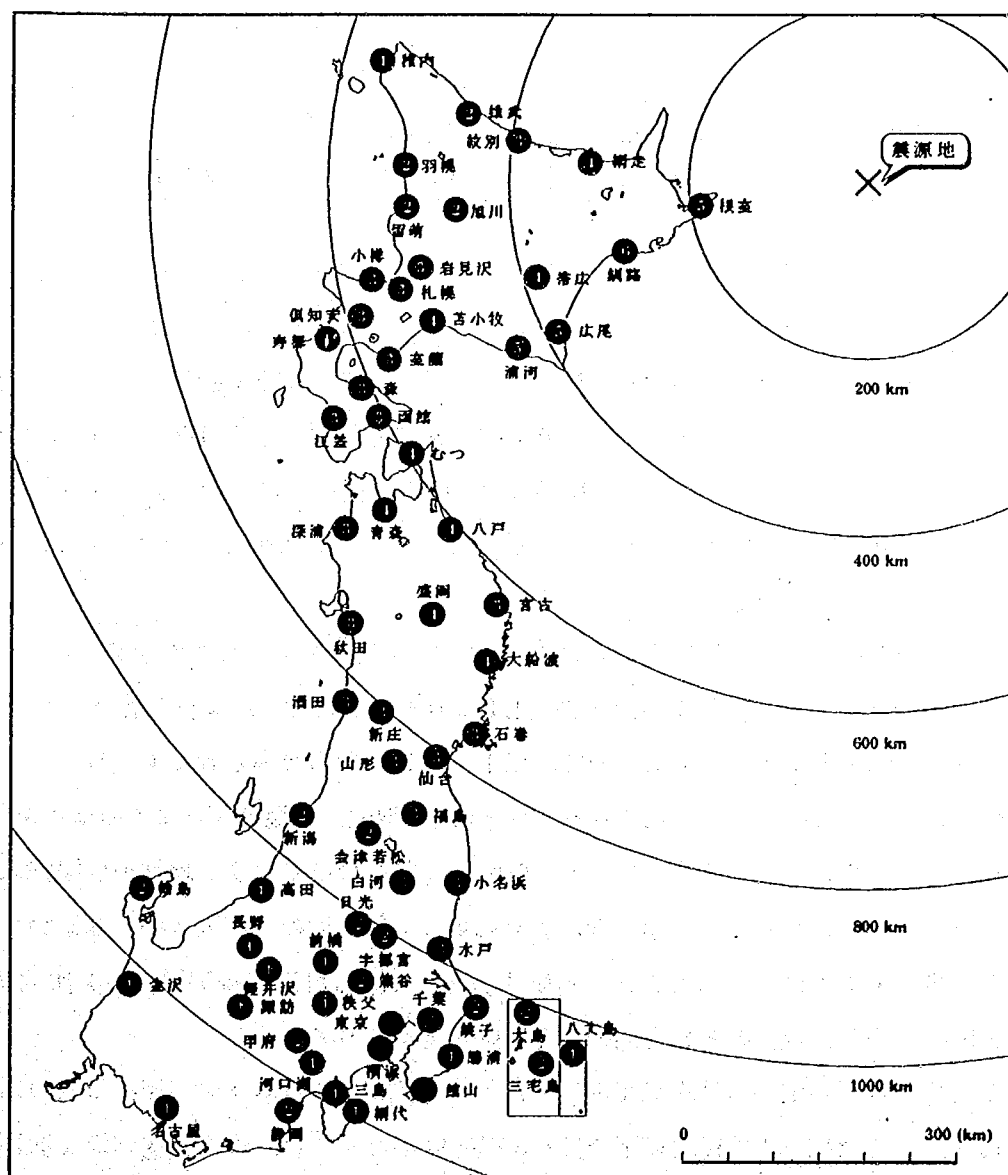


図-1.5 気象庁による各地の震度

1.2.2 強震記録からみた免震効果

図-1.6は、桁、橋脚天端および地中（地下5m）の3ヶ所で観測された加速度記録を示したものであり、記録の初期部分、主要動部分、後半部分とほぼ全体が記録されている。これによると、免震化を図っている橋軸方向では、橋脚天端の加速度に比べて桁での値が減少しており、免震化を図っていない橋軸直角方向では、その値が逆にわずかではあるが増幅していることがわかる。

各部の最大加速度は表-1.4に示すとおりである。地下5mでは、橋軸方向に9.1gal、橋軸直角方向には8.3galであったが、橋脚天端では、それぞれ36.9galおよび14.2galと橋軸方向では約4.1倍、橋軸直角方向では約1.7倍に増幅されている。一方、桁については、免震化を図っていない橋軸直角方向では、最大加速度が18.9galと橋脚天端に比べ約1.3倍に増幅されているのに対し、免震化を図った橋軸方向では11.8galと橋脚天端の約32%に小さくなっている。さらに、波形形状を見ても、特に橋軸方向の桁の振動波形が橋脚天端の振動波形に比較して長周期化されていることがわかる。

表-1.4 最大加速度 (gal)

	橋 軸 方 向	橋軸直角方向	上 下 方 向
P _s 橋脚上の桁	11.8 gal	18.9 gal	—
P _s 橋脚の天端	36.9 gal	14.2 gal	—
地下5m位置	9.1 gal	8.3 gal	4.6 gal

以上のことがどのような振動特性によって生じているかを、減衰定数5%の加速度応答スペクトルによって示したのが図-1.7である。

橋軸方向の振動特性について見てみると、橋脚天端では、固有周期0.1秒付近と0.7秒付近の2つの固有周期で応答が大きくなっているが、桁では0.1秒付近の応答は大きくはなく、0.7秒付近のみの応答が大きくなっていることがわかる。一方、橋軸直角方向の振動特性について見てみると、橋脚天端では固有周期0.1秒付近で応答が大きくなっているがこれは必ずしも顕著ではない。桁では固有周期0.5秒付近の応答が大きくなっている。

次に、地下5mから桁および橋脚天端にどのような周期成分が伝えられたかを図-1.7に示した加速度応答スペクトルの比によって表した結果を図-1.8に示す。ここで、加速度応答スペクトル比は、各周期成分の応答の増幅率を示すことになるので、以下ではこれを増幅率と呼んでいる。

免震化されている橋軸方向について見てみる。地下5mの地盤から橋脚天端までの増幅率を見てみると、固有周期0.1秒付近と0.7秒付近で応答スペクトル比が大きくなっており、地盤から橋脚天端までの増幅率が大きくなっていることがわかる。増幅率は固有周期0.1秒付近の方が大きい。地盤から桁の増幅率が大きい固有周期が0.7秒付近であることを考慮すると、0.1秒付近が橋脚単独の1次固有周期、0.7秒付近が上部桁を含めた橋全体の橋軸方向の固有振動と考えられる。

次に、橋脚天端から桁の増幅特性を見てみると、固有周期が0.4秒以下の短周期領域の増幅率が1以下となっており、固有周期0.2秒程度以下では0.5程度以下と小さい。また、橋脚の1次固有周期と考えられる0.1秒付近では増幅率は0.1程度となっており、橋脚の卓越する振動がほとんど伝達されてい

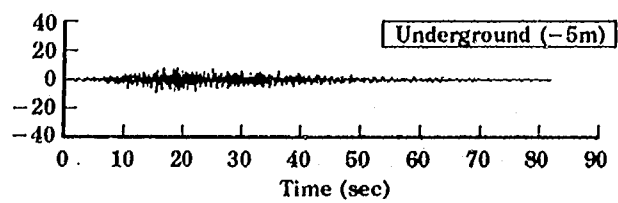
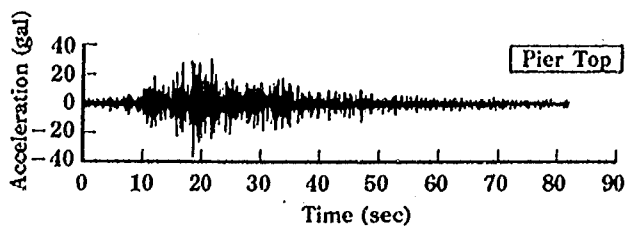
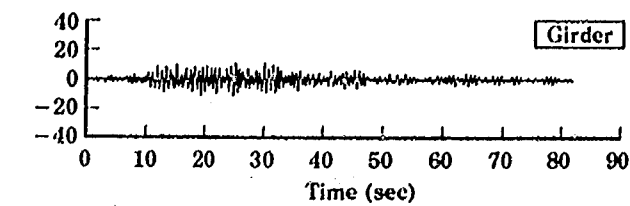
ないことが重要である。このように、橋脚の1次固有周期を含む短周期領域の振動が免震支承による長周期化により上部桁には伝達されていないことがわかる。固有周期0.5秒付近の増幅率が2.7程度となっているが、これが橋脚天端に対する桁の固有振動に相当するものと考えられる。なお、固有周期1秒以上の長周期領域では増幅率がほぼ1.0となっており、この周期帯域の振動はほとんど増幅せず、橋脚天端と同じ振動応答になることを示している。

地下5mの地盤から桁の増幅を見てみると、橋の固有周期の0.7秒付近の振動が地盤から増幅されるが、その他の短周期成分および長周期成分は、増幅率がほぼ1であり、ほとんど地盤の振動が増幅されていないことがわかる。特に、短周期成分は、増幅率が1以下となる場合も多く、免震化により振動が伝達されていないことがわかる。

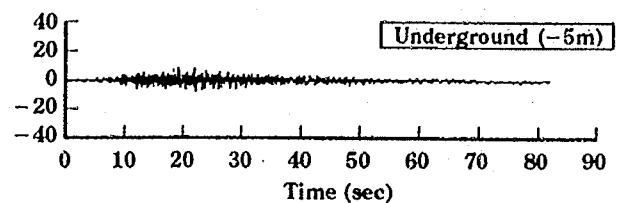
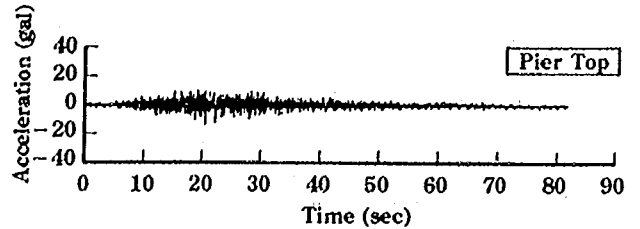
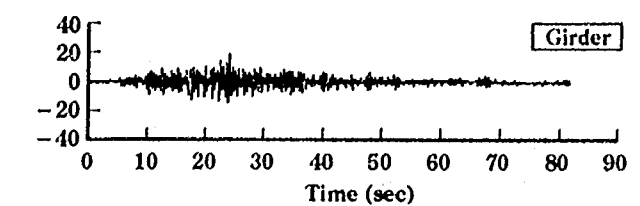
次に、移動制限装置で固定された橋軸直角方向の振動を見てみる。地下5mの地盤から橋脚天端までの増幅を見てみると、固有周期0.09秒付近で増幅率が2程度、固有周期0.3秒程度で増幅率が0.6程度となっているが、他の周期帯域ではほとんど1程度であり、ほとんどの周期帯域において地盤から橋脚天端への増幅は見られない。これは、橋軸直角方向の固有周期が0.09秒程度と推定されるが、橋脚が壁式断面で剛性の高い構造を有しているため、橋脚は地盤とほぼ同様な振動特性を有していることを意味するものと考えられる。

次に、橋脚天端から桁の増幅特性を見てみると、固有周期が0.2秒以下の短周期成分の増幅率が1以下となっており、橋軸方向の場合と同様に短周期成分の振動が増幅されていないことがわかる。この理由としては、移動制限装置が橋軸直角方向に有効に機能するまでに約1cmのギャップがあり、後述するが振動波形の積分により算出した支承の相対変位が約1mm程度であるため、橋軸直角方向にも免震支承による長周期化の効果がわずかに見られた可能性も考えられるがよくわからない。ただし、橋軸方向に見られたように橋脚の1次固有周期と考えられる0.09秒付近の振動の増幅率は橋軸方向ほど顕著に低減されていない。固有周期0.2秒から1秒の間では振動が増幅されており、固有周期0.4秒付近で応答が大きくなっており、これは橋脚天端に対する桁の固有振動と考えられる。なお、この卓越周期における増幅率は4.2程度であり、橋軸方向の2.5程度に比較して大きくなっている。

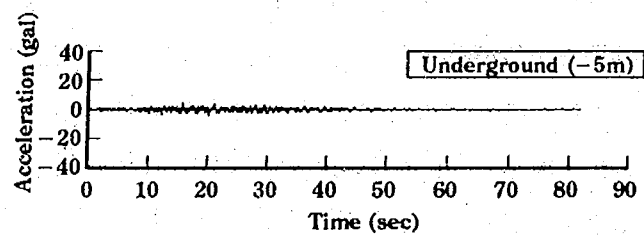
地下5mの地盤から桁の増幅を見てみると、ほぼ橋軸方向と同様の傾向を有しており、橋の橋軸直角方向の固有周期の0.5秒付近の振動は増幅されているが、その他の短周期成分および長周期成分は増幅率がほぼ1であり、地盤の振動がほとんど増幅されていないことがわかる。



(a) 橋軸方向

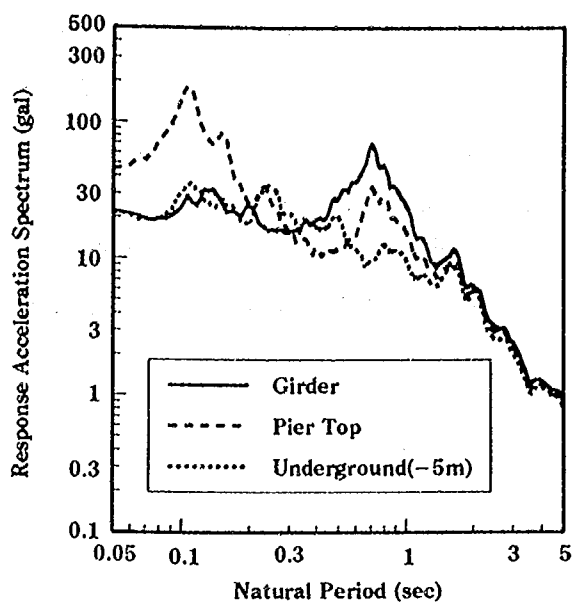


(b) 橋軸直角方向

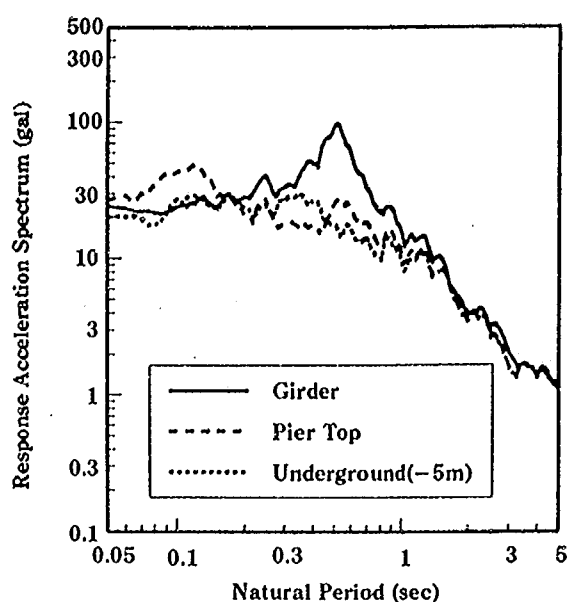


(c) 上下方向

図-1.6 山あげ大橋で観測された加速度記録

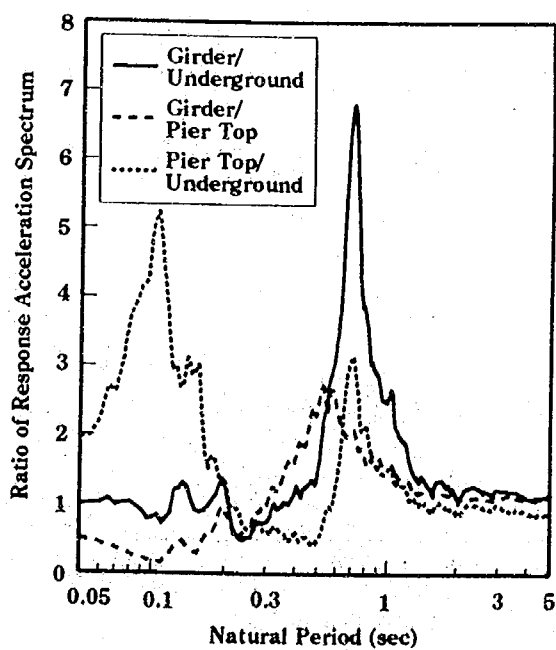


(a) 橋軸方向

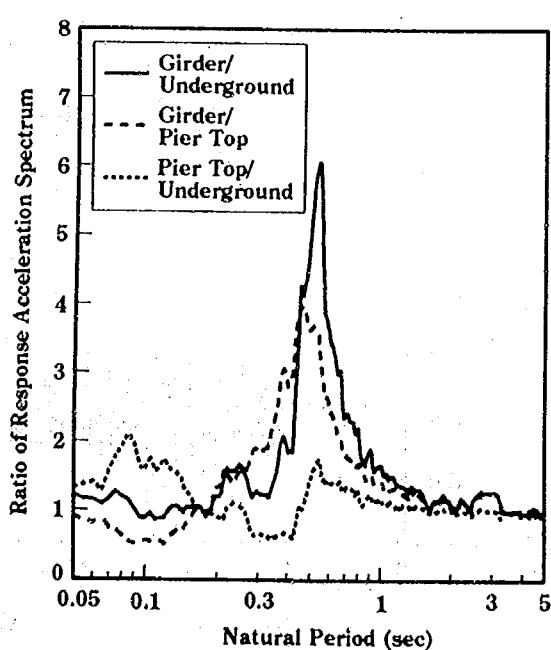


(b) 橋軸直角方向

図-1.7 実測記録の加速度応答スペクトル (減衰定数 5%)



(a) 橋軸方向

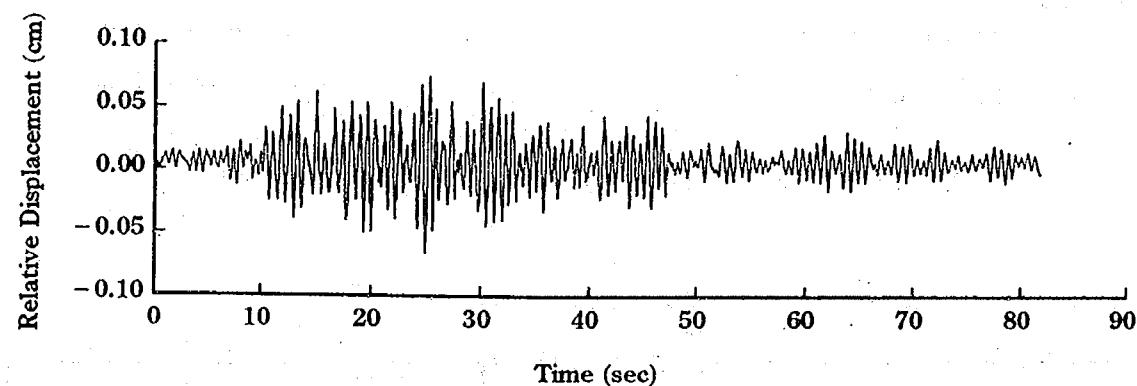


(b) 橋軸直角方向

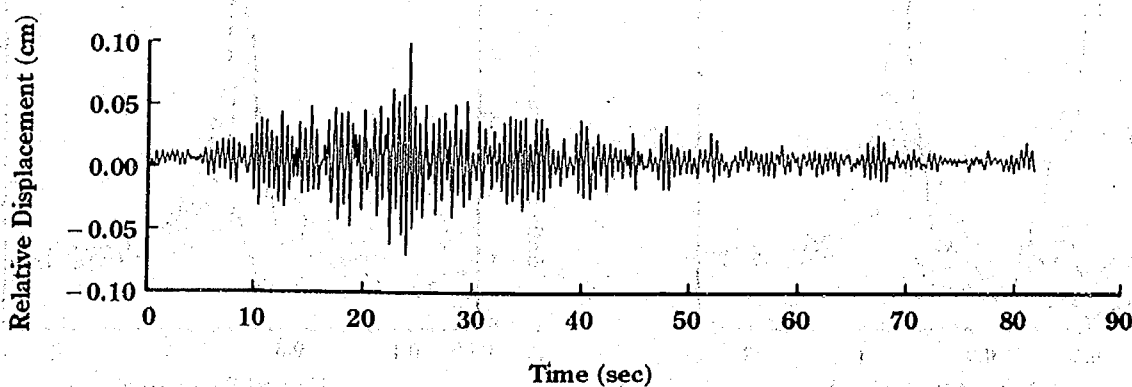
図-1.8 加速度応答スペクトル比によって表した増幅率

1.2.3 免震支承の変位

免震支承は一般に非線形履歴特性を有するため、その剛性等を正しく評価するためには、免震支承に生じた変位応答を求める必要がある。このため、今回の地震の際に、山あげ大橋の免震支承にどの程度の変位が生じたかを計算した。計算結果を図-1.9に示す。図-1.9に示す変位は、橋脚天端および桁で得られた加速度時刻歴の記録を周波数領域で積分し、計算された変位の差を免震支承の変位として求めたものである。なお、積分の際には、振動数 $0.25\text{Hz} \sim 13\text{Hz}$ の範囲で矩形状のバンドパスフィルターを用いた。これによれば、今回の振動による免震支承の最大相対変位は、橋軸方向には約 0.8mm 、橋軸直角方向には約 1.0mm である。後述する免震支承の載荷実験によると免震支承の降伏変位は 10mm 程度であり、降伏に至っていない。



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-1.9 免震支承に生じた相対変位

1.3 動的解析による振動特性の検討

1.3.1 解析モデルおよび解析条件

山あげ大橋では、設計段階で動的解析による照査が実施されており、これと同じモデルを用いて今回の地震記録を解析した。解析に際しては、設計段階と同じモデルを用い、地表面下 5m で観測された記録を橋脚および橋台の底面に入力地震動として作用させた。図-1.10は、設計時に用いられた動的解析モデルを示したものである。対象橋梁はほぼ直線であり、橋軸方向のみ免震構造を採用しているため、モデル化は平面骨組モデルとした。その際、橋脚の節点は柱部およびフーチングの重心位置とそれぞれの結合部に設け、橋台の節点は堅壁およびフーチングとそれぞれの結合部に設けた。柱部および堅壁は梁要素とし、フーチング部は剛体要素とした。基礎は、A₁ 橋台および P₁ 橋脚は完全固定とし、P₂ ~ P₅ 橋脚および A₂ 橋台については、地盤バネを考慮した。これは、A₁ 橋台および P₁ 橋脚の基礎はいずれも N 値 50 以上の粘板岩層または砂礫層に支持されているので固定条件とした。他の基礎も良質な砂礫層に支持されているが、N 値が A₁ 橋台および P₁ 橋脚の基礎に比較して小さいため地盤バネとして考慮したものである。ただし、解析は、すべての基礎を完全固定としたケースについても行った。なお、当初設計時の動的解析では、震度法レベルの変位に相当する免震支承の等価剛性を用いた解析を行っており、この時の固有周期は、橋軸方向で 1.55 秒である。

今回の地震動により P₅ 橋脚上の免震支承の橋軸方向に生じた相対変位は約 0.8mm である。したがって、解析に用いた免震支承の剛性は、図-1.11に示す免震装置の載荷実験から求められた履歴曲線に基づき求めた。橋脚上の免震支承の剛性は、支承の相対変位 0.8mm に相当する荷重をこの変位で除した値を、橋台上的免震支承の剛性については、支承の相対変位ではなく、上部桁の加速度波形から積分して求めた上部構造の変位量 2.0mm に相当する荷重をこの変位で除した値を、それぞれの免震支承の等価剛性とした。このようにして求めた免震支承の等価剛性を表-1.5に示す。

なお、各構造要素の減衰定数は表-1.6に示す値とし、免震支承の等価減衰定数としては、0%、5%、10%、15%の4ケースについて解析を行った。

表-1.5 解析に用いた免震支承の等価剛性 (tf/m)

	当初設計	解析値
A ₁ 橋台	1,428	5,114
P ₁ 橋脚	4,720	30,068
P ₂ 橋脚	7,364	24,880
P ₃ 橋脚	5,632	24,926
P ₄ 橋脚	5,080	26,324
P ₅ 橋脚	4,756	26,570
A ₂ 橋台	1,300	5,618

表-1.6 各構造要素の減衰定数

		当初設計の 減衰定数	解析に用いた 減衰定数
上部構造		0.03	0.03
下部構造		0.05	0.05
基礎		0.10	0.10*
免震支承	A ₁ 橋台	0.168	0 ~ 0.15
	P ₁ 橋脚	0.167	
	P ₂ 橋脚	0.168	
	P ₃ 橋脚	0.168	
	P ₄ 橋脚	0.169	
	P ₅ 橋脚	0.169	
	A ₂ 橋台	0.169	

※基礎の減衰定数は基礎バネを
入力する場合のみ考慮する。

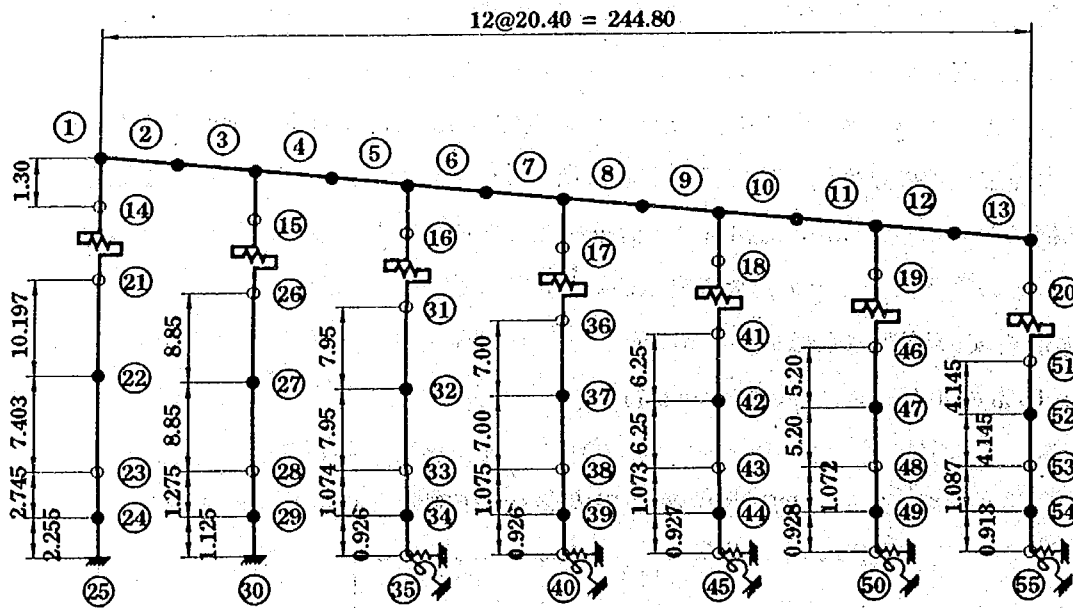
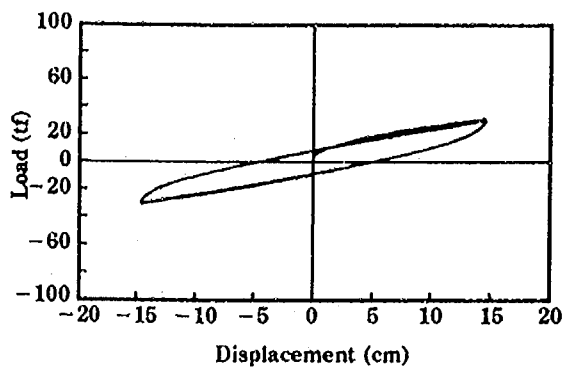
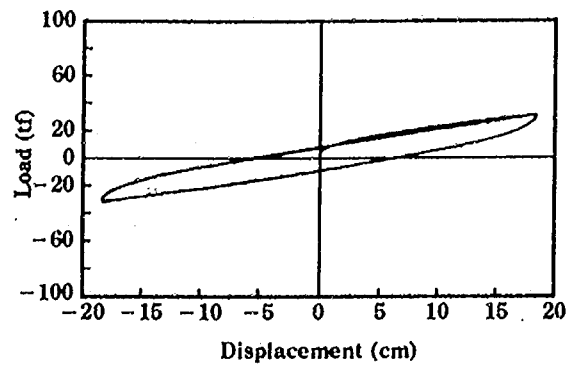


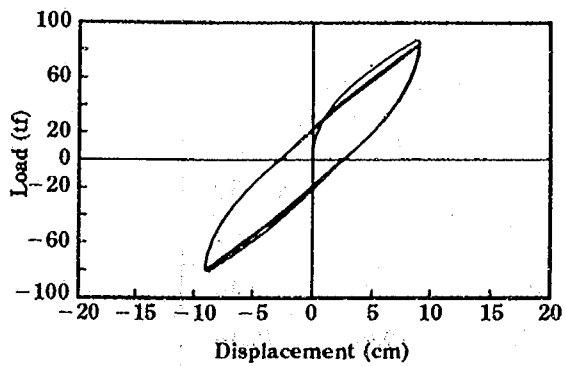
図-1.10 動的解析モデル (単位: m)



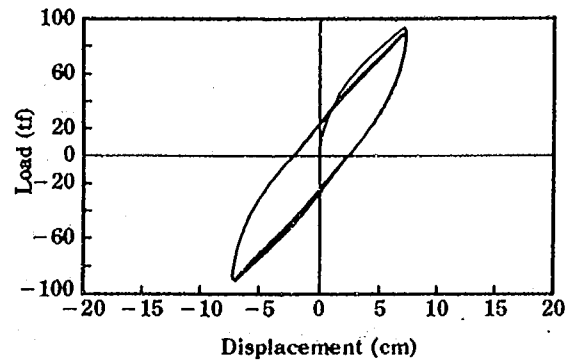
(a) A₁ 橋台



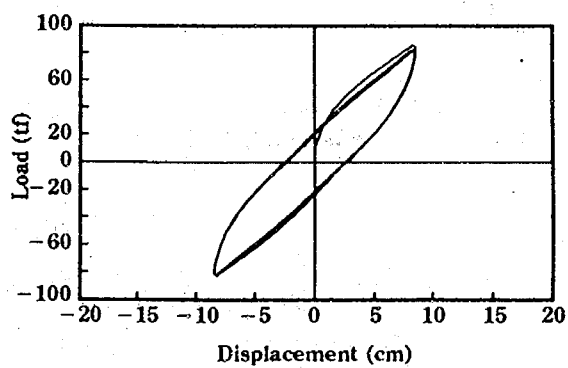
(b) A₂ 橋台



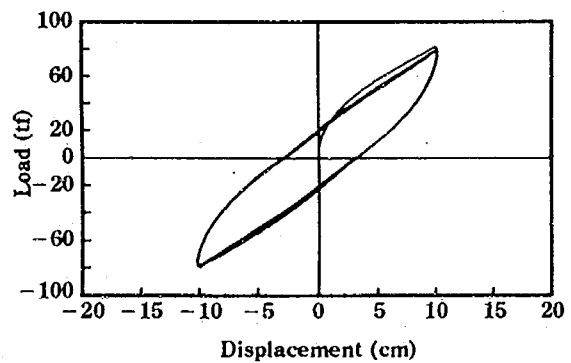
(c) P₁ 橋脚



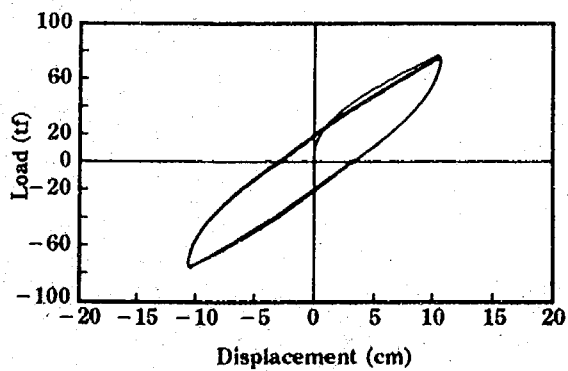
(d) P₂ 橋脚



(e) P₃ 橋脚



(f) P₄ 橋脚



(g) P₅ 橋脚

図-1.11 載荷実験から求められた各支承の履歴曲線

1.3.2 動的解析結果

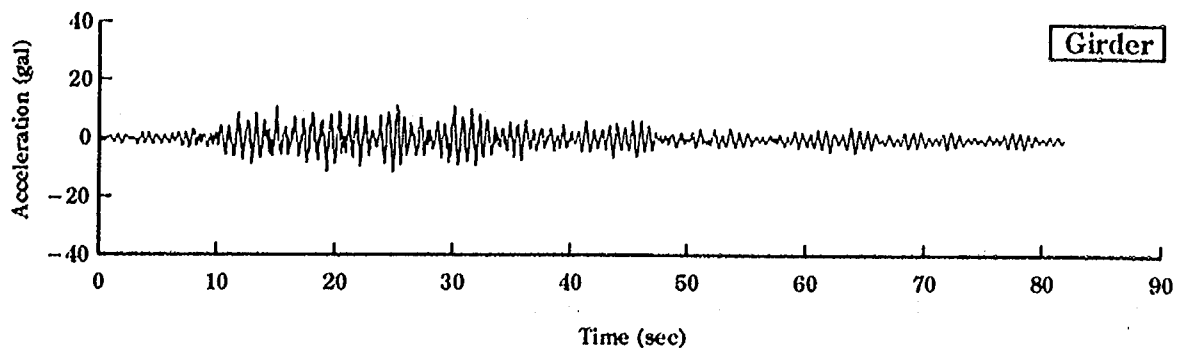
図-1.12にすべての基礎を完全固定としたケースにおいて免震支承の減衰定数を0とした場合の橋脚天端および桁の加速度を示す。また、表-1.7に実測値と解析値の最大加速度を比較したものを示す。これによると、橋の固有周期は基礎のバネを考慮したケースでは0.86秒となり、実測から求められた卓越周期より長くなっているが、基礎を完全固定としたケースでは0.66秒となり、実測から求められた卓越周期とほぼ同じ値となる。また、桁部の最大加速度は、基礎のバネを考慮したケースでは免震支承の減衰定数を5%に設定したケースでほぼ近い値を示し、基礎を完全固定としたケースでは減衰定数を0としたケースでほぼ近い値を示す。

表-1.7 最大加速度の実測値と解析値の比較 (gal)

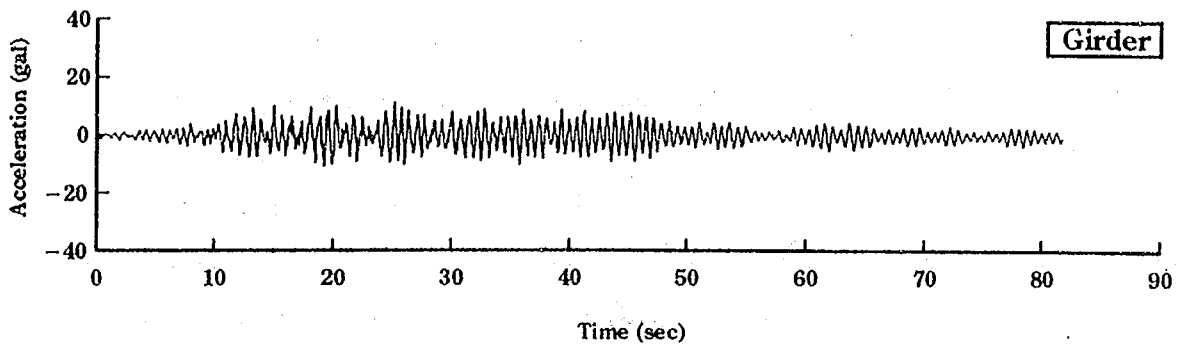
	実測値	解 析 値			
		h= 0%	h= 5%	h=10%	h=15%
P ₅ 橋脚上の桁 (gal)	11.8	12.90	11.21	10.11	9.25
		11.18	10.39	9.32	8.46
P ₅ 橋脚天端 (gal)	36.9	25.30	22.37	20.02	18.16
		15.14	13.42	12.77	12.40
1 次固有周期 (sec)	0.70	0.857			
		0.658			

※上段：基礎のバネを考慮

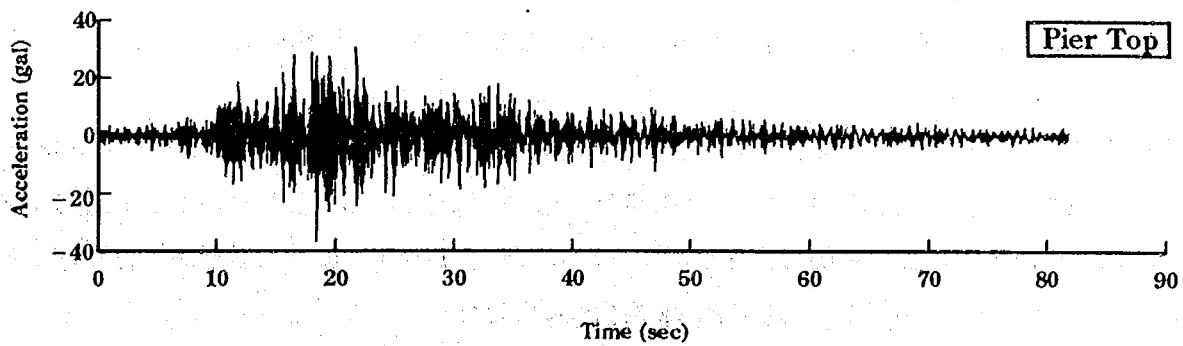
下段：すべての基礎を完全固定



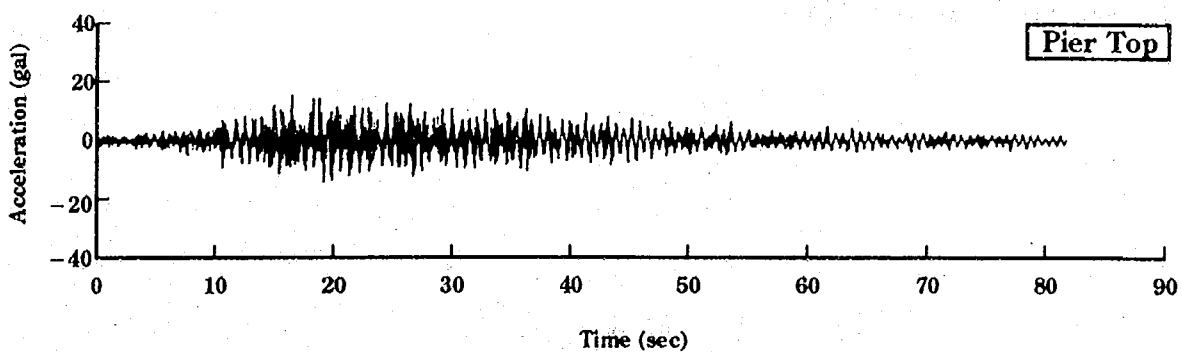
(a) 桁位置での実測値



(b) 桁位置での解析値



(c) 橋脚天端での実測値



(d) 橋脚天端での解析値

図-1.12 動的解析によって計算した橋脚天端および桁の加速度と実測値の比較

2. 丸木橋大橋

2.1 丸木橋大橋と地震観測

2.1.1 丸木橋大橋の概要

丸木橋大橋は、図-2.1に示すように岩手県の北部に位置する九戸村において一般国道340号が二級河川瀬月内川および村道を横過する橋梁である¹³⁾。丸木橋大橋のある一般国道340号は、岩手県を南北に縦断し、県中央部の北上山地の市町村を結び青森県八戸市に至る路線である。本橋は、建設省が今後の免震設計の採用と本格的な施工に備えるために試験的に建設を行った免震橋のひとつであり、PC橋梁としては我が国で最初の免震橋として、平成4年8月に完成し現在供用されている。

丸木橋大橋は、図-2.2に示すような橋長92.8m、有効幅員11.0mの3径間連続PC箱桁橋であり、曲線半径250mを有する曲線免震橋である。表-2.1は、丸木橋大橋の設計条件を示したものである。

免震支承としては、図-2.3に示すような円形の鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)が採用されており、橋台および橋脚上にそれぞれ2基ずつ設置されている。また、免震方向としては、本橋が曲線橋であることを考慮して橋軸および橋軸直角方向の2方向に対して免震化している。橋軸方向の落橋防止構造は、図-2.4に示すように橋台パラペットと桁端部の横桁をPC鋼棒により連結する構造が用いられており、伸縮変位量は、地震時保有水平耐力法レベルの変位を拘束しないように緩衝材の厚さが決定されている。また、橋軸直角方向の落橋防止構造としては、橋台の橋座側部にコンクリートブロックを立ち上げる方法としている。

免震支承および下部構造は、震度法レベルと地震時保有水平耐力法レベルの2つの方法で設計されており、橋の固有周期は、震度法レベルでは0.75秒、地震時保有水平耐力法レベルでは1.02秒である。また、本橋では、免震橋梁の動的特性を検討するために平成4年9月より強震観測が行われており、平成5年1月には釧路沖地震による地震記録を観測し解析を行っている¹⁴⁾。

なお、本橋の設計では山あげ大橋と同様に免震効果は考慮せず、設計水平震度は道路橋示方書V耐震設計編に規定される値を低減していない。

表-2.1 丸木橋大橋の設計条件

橋 種	プレストレストコンクリート道路橋
橋 格	1等橋 (TL-20)
型 式	上部構造 3径間連続 PC箱桁
	橋脚型式 P ₁ , P ₂ :小判柱張出式橋脚
	橋台型式 A ₁ :箱式橋台, A ₂ :逆T式橋台
	基礎型式 直接基礎
道 路 規 格	第 3 種 第 3 級
橋 長	92.8m
支 間 長	3@30.5m
有 効 幅 員	車道部 8.50m, 歩道部 2.50m
平 面 線 形	R=250m ~ ∞
縦 断 勾 配	4.0%
横 断 勾 配	車道部 5.0%, 歩道部 2.0%
斜 角	左) 64° 30' 00" ~ 左) 83° 08' 48"
地 盤 種 別	I 種地盤
設 計 震 度	k _k =0.20
免 震 方 向	2方向 (全方向)

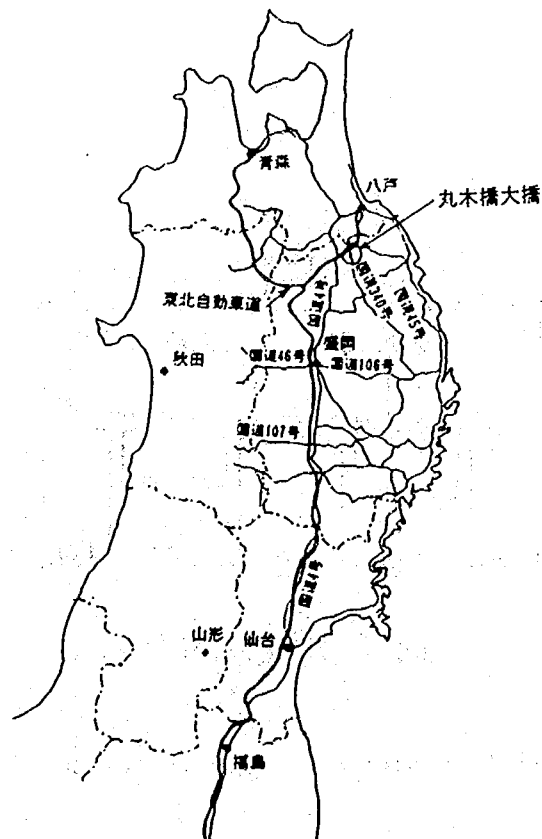
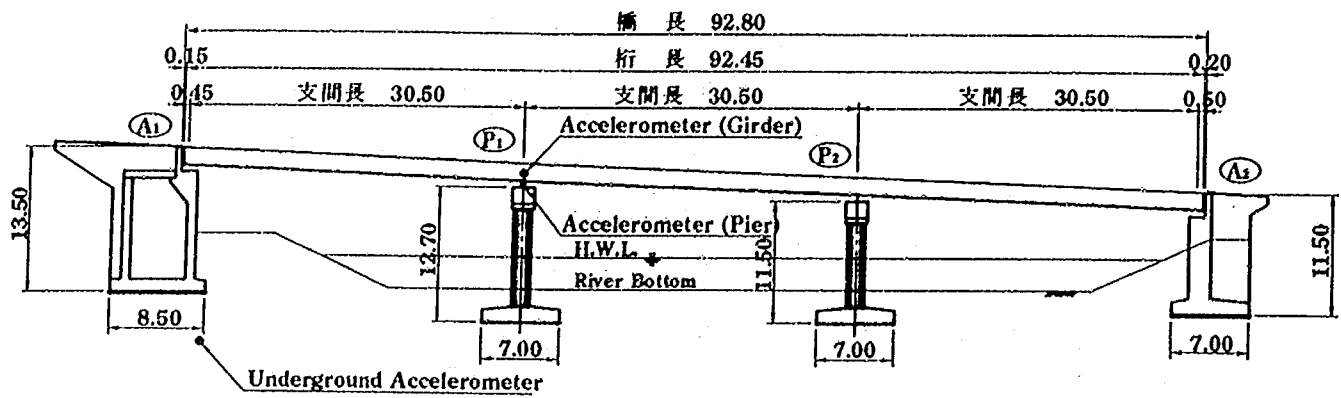
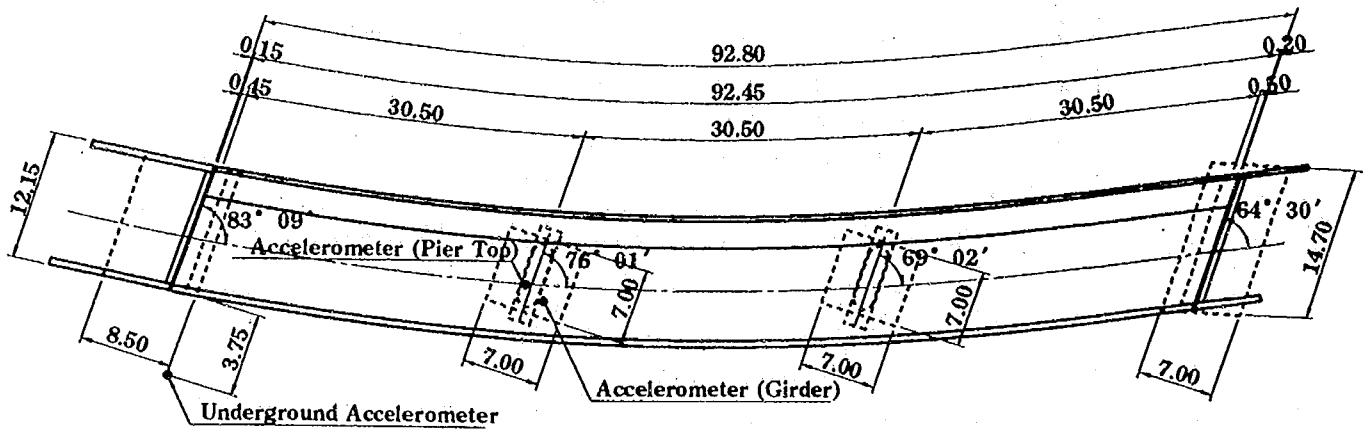


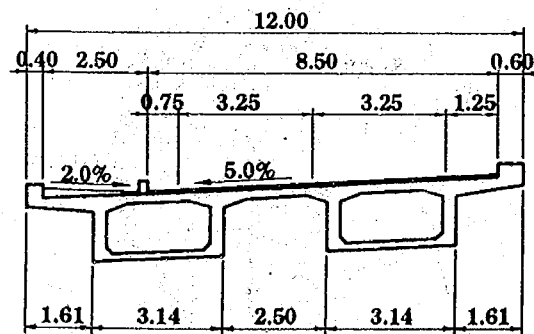
図-2.1 丸木橋大橋の位置図



(a) 側面図



(b) 平面図



(c) 上部構造断面図

図-2.2 丸木橋大橋の一般図 (単位; m)

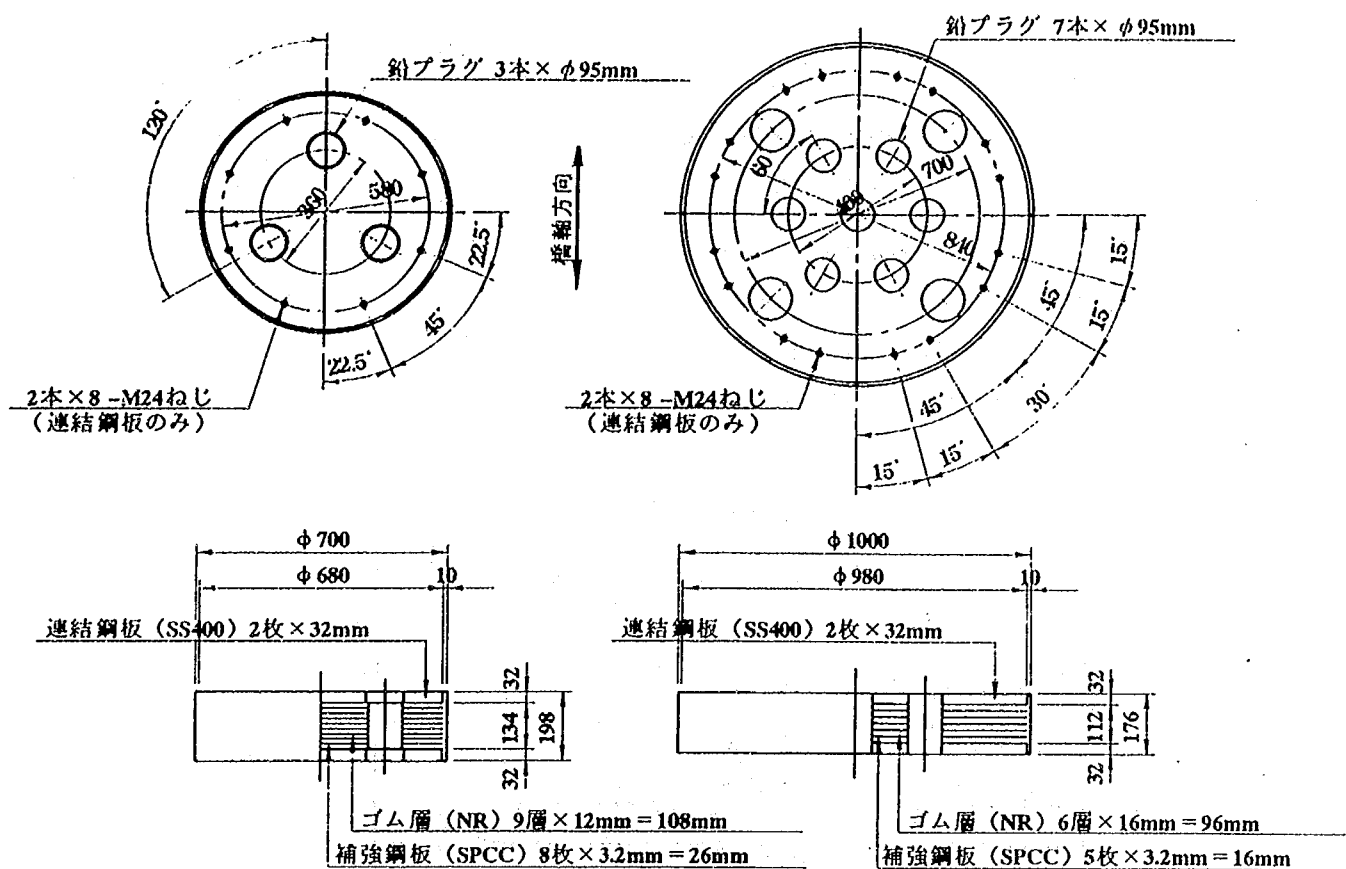


図-2.3 丸木橋大橋で用いられた免震支承 (LRB)

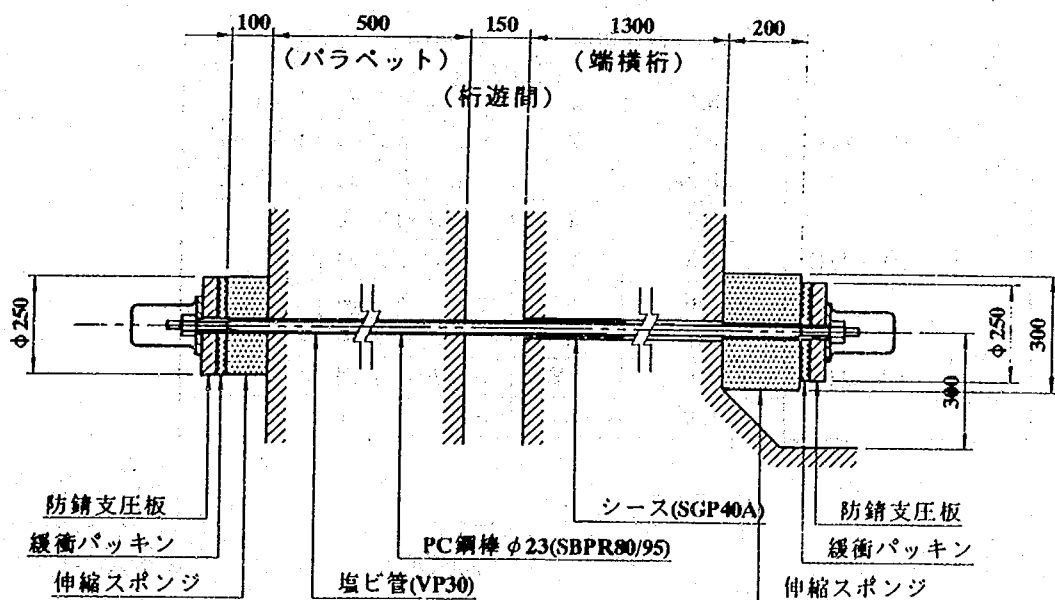


図-2.4 PC鋼棒による橋軸方向の落橋防止装置

2.1.2 強震観測

丸木橋大橋では、免震橋梁の動的特性を検討するために強震観測装置が取り付けられ、平成4年9月から強震観測が行われている。強震観測装置は、図-2.2に示すようにA1橋台の周辺地盤（地下6m）に1ヶ所、P1橋脚上において、桁と橋脚天端に各1ヶ所の合計3ヶ所に設置されている。各観測位置では、橋軸方向（軽米町方向）、橋軸直角方向（二戸町方向）および上下方向の3成分を観測している。なお、本橋は曲線橋であることから、P1橋脚の断面の長辺に直角な方向を橋軸方向としている。

強震観測には、デジタル式強震計 SM-12（リオン株式会社製）が用いられている。表-2.2に強震観測装置の概要を、表-2.3に感震器の接続チャンネル表を示す。

表-2.2 強震観測装置の概要

型 式	デジタル強震計 SM-12	
記 録 範 囲	最大 2000gal	
サンプリング周期	10m 秒	
遅 延 時 間	10 秒	
合計チャンネル数	感震器 3 台、各 3ch	
起動チャンネル	地中地震計（3 成分）	
起 動 加 速 度	1gal	
感 震 器	地 中	PV-22E（地中）
	地 表	PV-21C（橋脚天端および桁内）
観測記録の電送		NTT 公衆回線
通 信 速 度		2,400bps

表-2.3 感震器の接続チャンネル表

No.	型 式	チャンネル	方 向	方 角	備 考
感震器 No.1	PV-22E	ch.1	X	+ 軽米町方向	起動 ch
		ch.2	Y	+ 二戸市方向	起動 ch
		ch.3	Z	+ 上 方 向	起動 ch
感震器 No.2	PV-21C	ch.4	X	+ 軽米町方向	
		ch.5	Y	+ 二戸市方向	
		ch.6	Z	+ 上 方 向	
感震器 No.3	PV-21C	ch.7	X	+ 軽米町方向	
		ch.8	Y	+ 二戸市方向	
		ch.9	Z	+ 上 方 向	

2.2 強震記録からみた免震効果

2.2.1 三陸はるか沖地震

強震記録は、平成6年12月28日に起こった三陸はるか沖地震により得られた。三陸はるか沖地震は、岩手県の沖合い約200kmを震源とするマグニチュード7.5の地震である。震源の深さはごく浅く（10km未満）、八戸で震度VIの烈震、むつ、青森、盛岡で震度Vの強震、浦河、苦小牧等の6地点で震度IVの中震、札幌、秋田、福島を含む17地点で震度IIIの弱震が観測されるなど、北海道から東北、関東甲信越地方のほぼ全域で有感となった。図-2.5に気象庁による各地の震度階を示す。

これによれば、丸木橋大橋付近における震度はVIと推測される。なお、丸木橋大橋の震央距離は約190kmである。

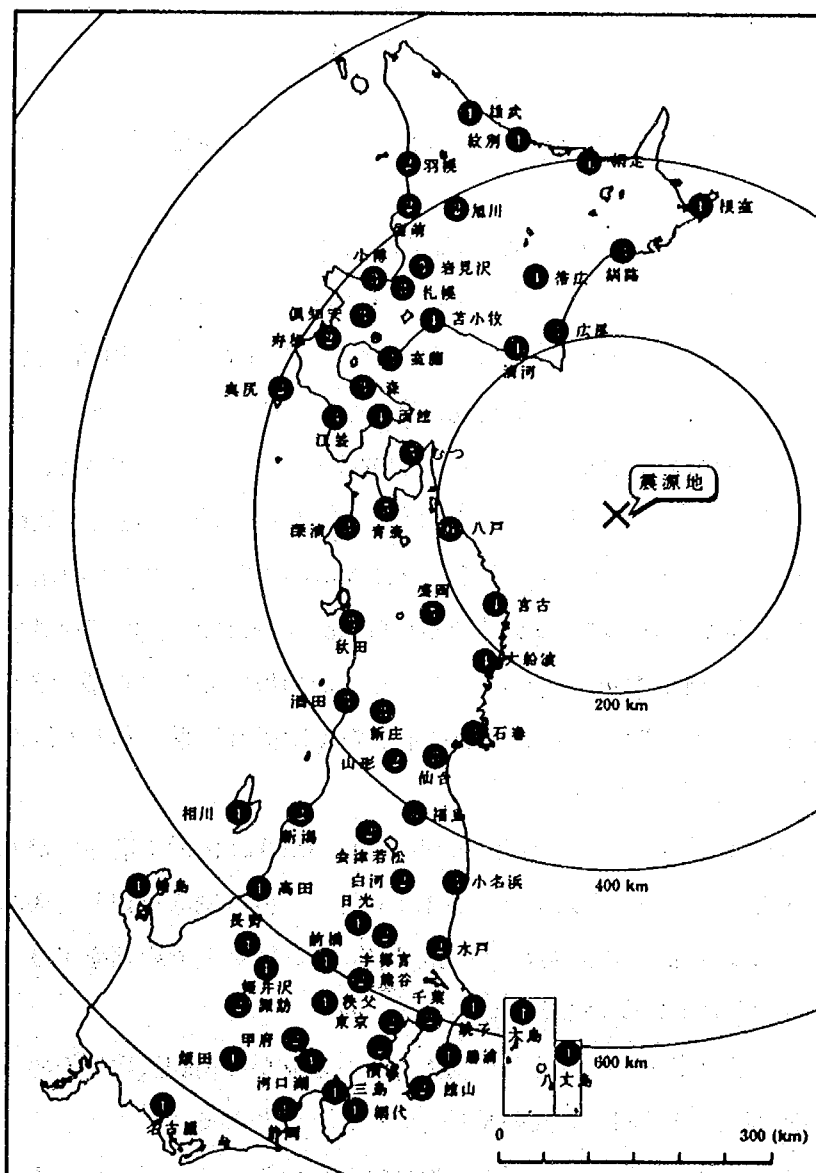


図-2.5 気象庁による各地の震度

2.2.2 強震記録からみた免震効果

図-2.6は、桁、天端および地中（地下6m）の3カ所で観測された加速度記録を示したものであり、記録の初期部分、主要動部分、後半部分と全体が記録されている。各部の最大加速度は表-2.4に示すとおりであり、地下6mでは橋軸方向に64.1gal、橋軸直角方向には57.6galであったが、橋脚天端では、それぞれ108.4galおよび126.1galと橋軸方向では約1.7倍、橋軸直角方向では約2.2倍に増幅されている。また、桁での最大加速度は橋軸方向では96.5gal、橋軸直角方向では119.4galであり、橋脚天端に比べ橋軸方向で11%程度、橋軸直角方向で5%程度小さくなっている。波形形状を見てみると、橋桁の振動は橋脚天端とほぼ同様の振動特性を有しているように見られる。

表-2.4 最大加速度

	橋 軸 方 向	橋軸直角方向	上 下 方 向
P ₁ 橋脚上の桁	96.5 gal	119.4 gal	57.1 gal
P ₁ 橋脚の天端	108.4 gal	126.1 gal	37.5 gal
地下6m位置	64.1 gal	57.6 gal	37.6 gal

前述の山あげ大橋の場合と同様に、強震記録から見た丸木橋大橋の地震応答の周期特性を加速度応答スペクトルにより分析してみる。

図-2.7は、観測記録から求めた減衰定数5%の加速度応答スペクトルを示したものである。橋軸方向の振動を見てみると、地盤の振動は固有周期約1秒以下でほぼフラットな応答特性を有しているが、橋脚天端および橋桁では固有周期約0.3秒付近で応答が大きくなっている。橋軸直角方向については、地盤、橋脚天端、橋桁いずれについても固有周期0.2秒付近の応答が大きくなっている。

次に、地下6mから桁および橋脚天端にどのような周期成分が伝えられたかを図-2.7に示した加速度応答スペクトルの比によって表した結果を図-2.8に示す。山あげ大橋の場合と同様に、加速度応答スペクトル比は、各周期成分の応答の増幅率を示すことになるので以下ではこれを増幅率と呼んでいる。

まず、橋軸方向振動からみて見る。地下6mの地盤から橋脚天端までの増幅率を見てみると、固有周期0.06秒付近と0.4秒付近で増幅率が大きくなっている。桁の振動の増幅率の大きい固有周期も0.4秒付近であることを考慮すると、0.06秒付近が橋脚単独の1次固有周期、0.4秒付近が上部桁を含めた橋全体の橋軸方向の固有振動と考えられる。

次に、橋脚天端から桁の増幅率を見てみると、固有周期が0.06秒付近で増幅率が0.6程度になっているが、ほとんどの固有周期において増幅率はほぼ1.0であり、桁はほぼ橋脚と同様の振動をしていることがわかる。ただし、橋脚単独の固有周期と考えられる0.06秒付近で増幅率が0.6程度となっており、橋脚の振動が桁に伝達されていないことは注目に値する。

地下6mの地盤から桁の増幅率を見てみると、地下6mの地盤から橋脚天端の増幅率とほぼ同じであり、これからも橋脚天端と桁がほぼ同様の振動をしていることがわかる。

次に、橋軸直角方向の振動を見てみる。地下6mの地盤から橋脚天端までの増幅率を見てみると、固有周期0.06秒付近と0.2秒付近で増幅率が大きくなっており、地下6mの地盤から上部桁の増幅率が

0.2 秒付近で大きくなっていることを考慮すると、振動が同様に 0.06 秒付近が橋脚単独の 1 次固有周期、0.2 秒付近が上部桁を含めた橋全体の橋軸直角方向の固有周期と考えられる。

橋脚天端から桁の増幅率を見てみると、全体としては橋軸方向の場合と同様にほとんどの固有周期において増幅率は大きくないが、固有周期が 0.06 秒付近で増幅率が 0.6 程度、固有周期が 0.2 秒付近で増幅率が 2 程度となっており、橋の橋軸直角方向の固有周期においてわずかではあるが橋脚天端から橋桁で振動が増幅している。ただし、橋軸方向と同様に橋脚単独の固有周期と考えられる 0.06 秒付近で増幅率が 0.6 程度となっており、橋脚の振動が桁に伝達されていないことは注目に値する。

地下 6m の地盤から桁の増幅率を見てみると、橋軸方向とは違い、固有周期 0.8 秒以下で 2 程度、固有周期 0.2 秒程度で 3.5 程度となっている。

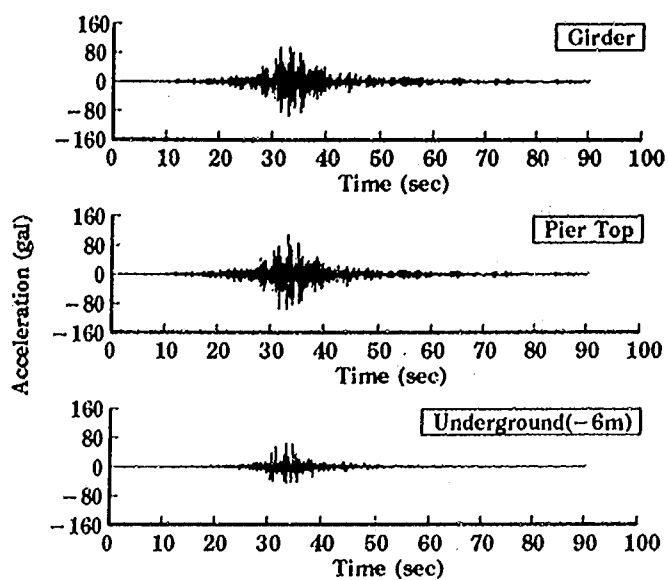
上下方向に関しては、固有周期 0.2 秒付近で橋脚天端から桁の増幅率が 1.8 程度になっているが、ほとんどは増幅率は 1 程度となっている。

以上の結果を平成 5 年 1 月に起こった釧路沖地震（マグニチュード 7.8）¹⁵⁾ の解析結果と比較したものが表-2.5 である。これによると、今回の周期特性の検討結果の全体の特徴は釧路沖地震の結果と同じ傾向になっているが、橋の 1 次固有周期に相当する地下 6m から桁の間の増幅率の卓越周期は長周期化しており、地下 6m から桁への増幅率は低下している。これは、今回の地震においては、前回の釧路沖地震と同様に免震効果をはっきり見られなかったものの、釧路沖地震の振動では免震支承が 1 次剛性の範囲内であったのに対し、今回の振動では 1 次剛性と 2 次剛性の移行区間であったためと考えられる。したがって、さらに大きな振動が生じ、免震支承が降伏して 2 次剛性の範囲に入らなければ、設計どおりの免震効果が期待できるものと考えられる。

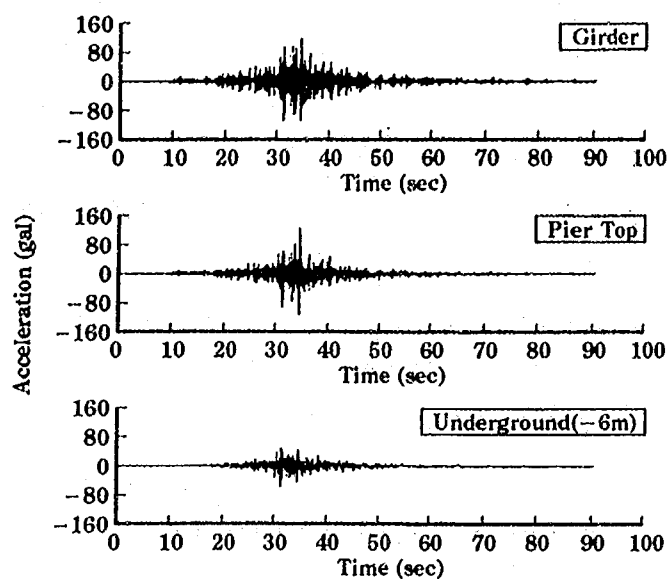
表-2.5 釧路沖地震と三陸はるか沖地震の比較

	加速度応答スペクトルの 卓越周期（減衰定数 5%）		加速度応答スペクトル の比	
	地下 6m	桁、橋脚天端	桁／地下 6m	桁／橋脚天端
橋 軸 方 向	—	0.24 秒	5.5 (0.24 秒)	1.0 程度
	0.17 秒	0.30 秒	4.5 (0.32 秒)	1.0 程度
橋 軸 直 角 方 向	—	0.18 秒	5.5 (0.18 秒)	1.8 (0.20 秒)
	0.26 秒	0.23 秒	3.6 (0.24 秒)	1.9 (0.23 秒)
上 下 方 向	—	0.18 秒	—	—
	0.22 秒	0.21 秒	—	—

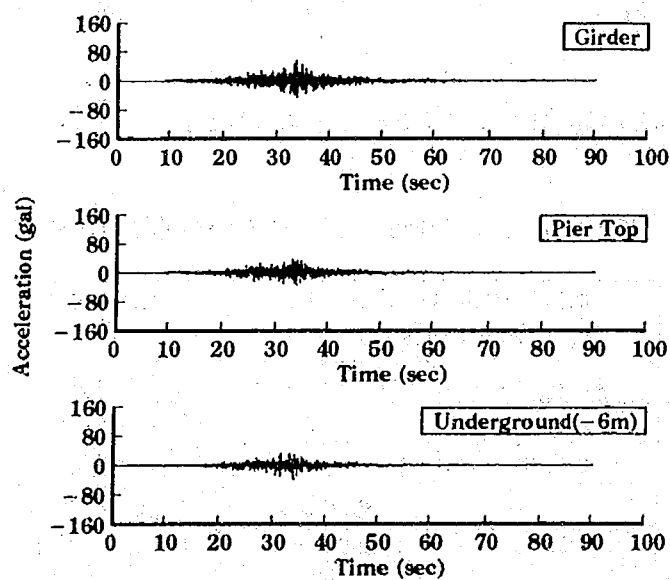
※上段：釧路沖地震
下段：三陸はるか沖地震



(a) 橋軸方向

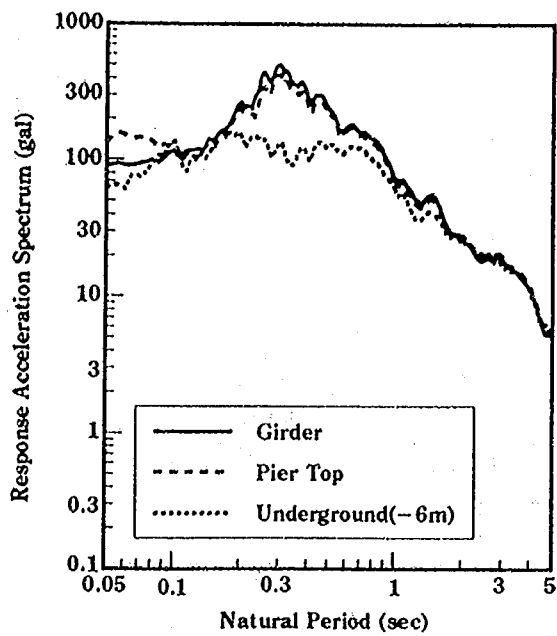


(b) 橋軸直角方向

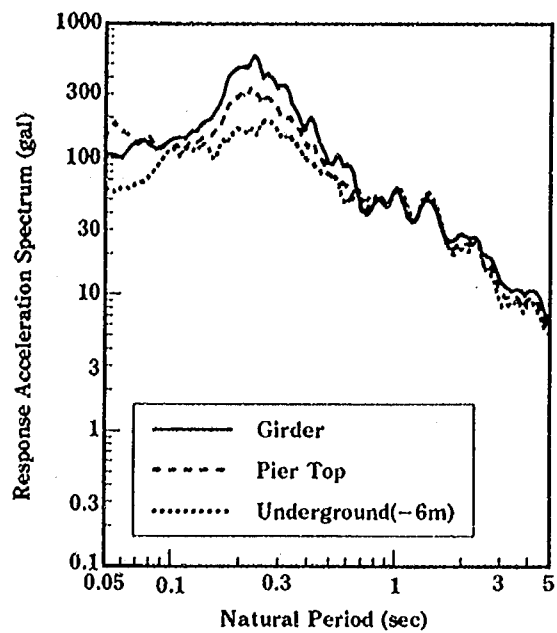


(c) 上下方向

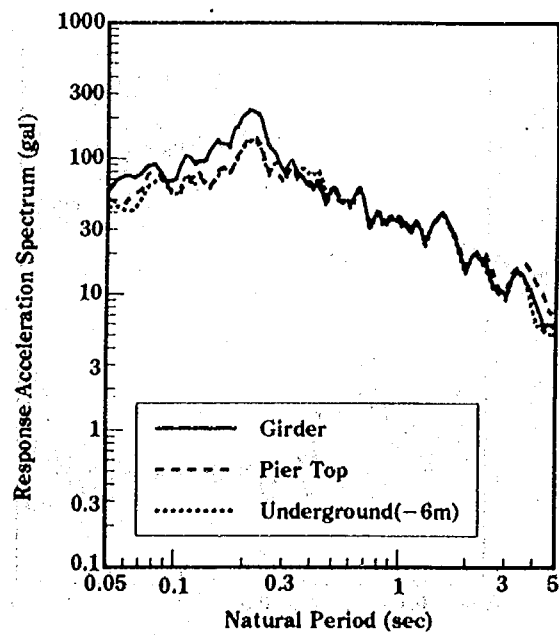
図-2.6 丸木橋大橋で観測された加速度記録



(a) 橋 軸 方 向

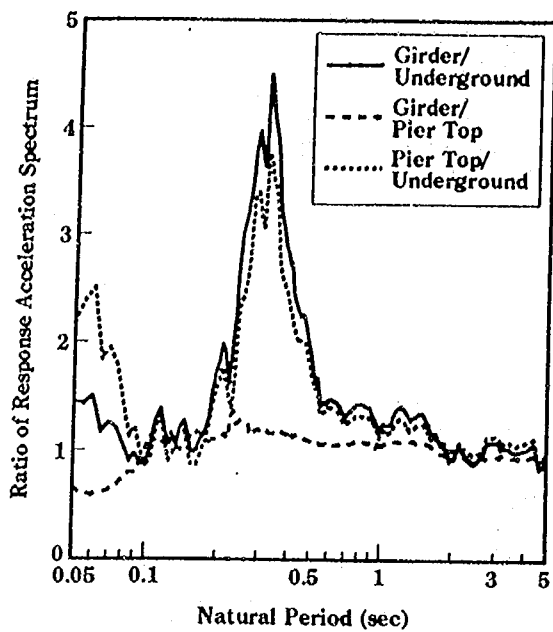


(b) 橋軸直角方向

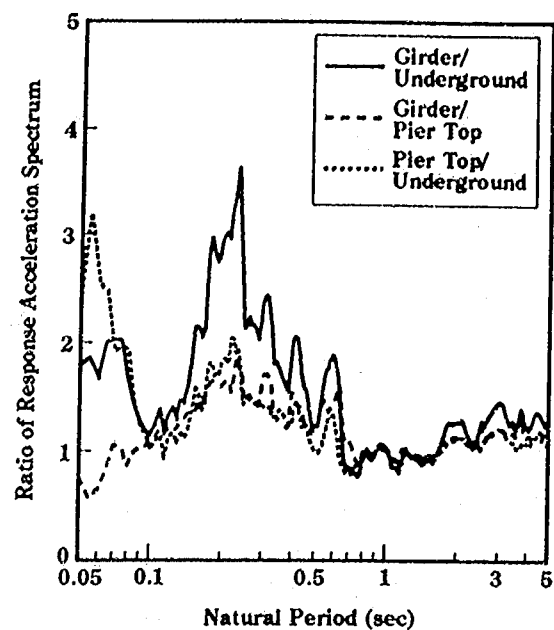


(c) 上 下 方 向

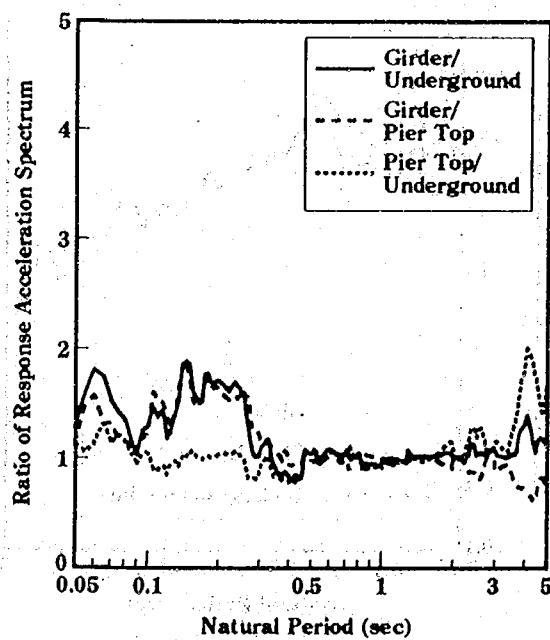
図-2.7 実測記録の加速度応答スペクトル (減衰定数 5%)



(a) 橋 軸 方 向



(b) 橋軸直角方向

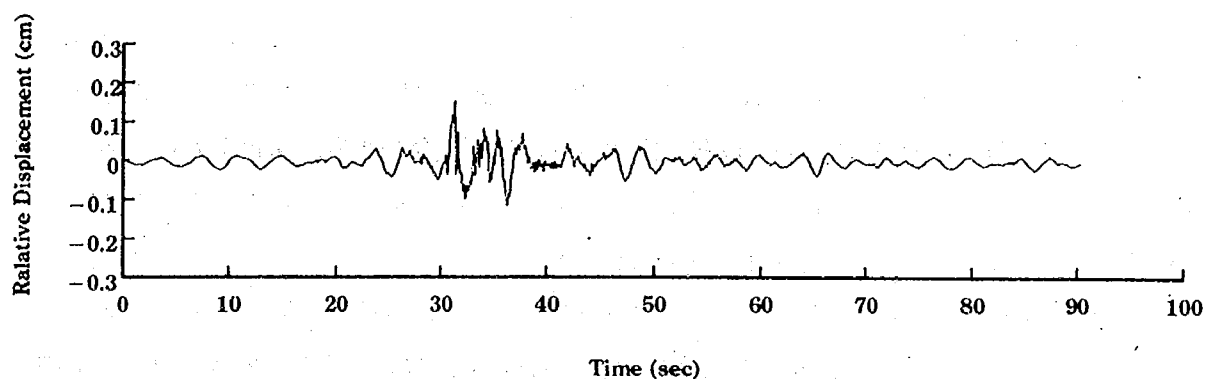


(c) 上 下 方 向

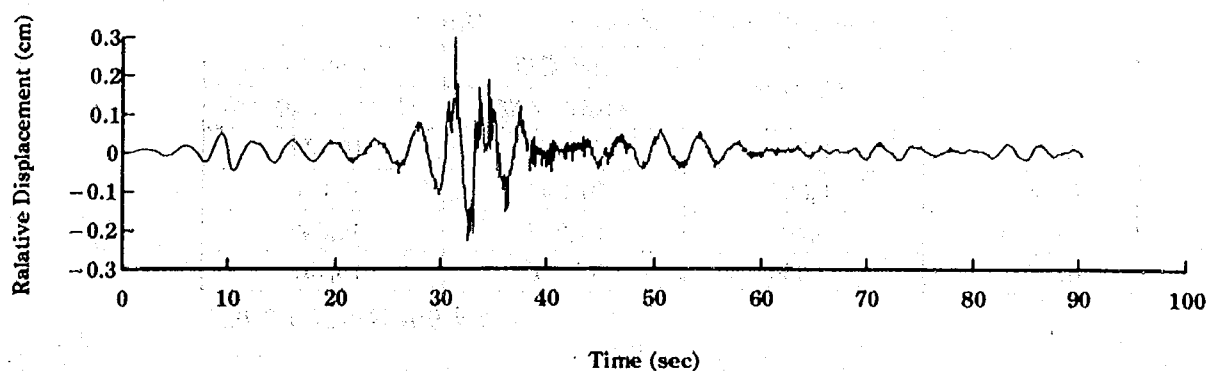
図-2.8 加速度スペクトル比によって表した増幅率

2.2.3 免震支承の変位

三陸はるか沖地震の際に、丸木橋大橋の免震支承にどの程度の変位が生じたかを計算したものを図-2.9に示す。図-2.9に示す変位は、橋脚天端および桁内で得られた加速度時刻歴記録を周波数領域で積分し、計算された変位の差を免震支承の変位として求めたものである。なお、積分に際しては、振動数 $0.25\text{Hz} \sim 13\text{Hz}$ の範囲の矩形状バンドパスフィルターを用いた。これによれば、今回の振動による免震支承の最大変位は、橋軸方向には約 1.5mm 、橋軸直角方向には約 3.0mm であることがわかる。なお、前回の釧路沖地震の際の最大変位は、橋軸方向で約 0.3mm 、橋軸直角方向で約 0.45mm である。また、免震支承に挿入されている鉛プラグの設計上の降伏変位は、橋台上の支承で 4.5mm 、橋脚上の支承で 4.3mm であり、今回の振動では、前回の釧路沖地震より大きな変位を生じてはいるものの、鉛プラグが降伏には至っていない。



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-2.9 免震支承に生じた相対変位

2.3 動的解析による振動特性の検討

2.3.1 解析モデルおよび解析条件

丸木橋大橋では、設計段階で動的解析による照査が実施されており、これと同じモデルを用いて今回の記録を解析した。解析に際しては、設計段階と同じモデルを用い、地表面下 6m で観測された記録を橋脚および橋台の底面に入力地震動として作用させた。図-2.10は、設計時に用いられた動的解析モデルを示したものであり、曲線橋であることを考慮して 3 次元骨組モデルとした。その際、橋脚の節点は張出部および柱部の重心位置とそれぞれの結合部に設け、柱部は梁要素とし、張出部は剛体要素とした。また、橋台は橋脚に比較して剛であることから、免震支承のみをバネ部材としてモデル化している。基礎は、N 値 50 以上を示す地盤を支持地盤としているため完全固定条件とした。なお、当初設計時の動的解析では、震度法レベルの変位に相当する免震支承の等価剛性を用いた解析を行っており、この時の固有周期は、橋軸方向で 0.75 秒、橋軸直角方向で 0.78 秒である。

今回の地震動により P₁ 橋脚上の免震支承に生じた変位は約 1.5 ～ 3.0mm である。したがって、解析に用いた免震支承の剛性は、図-2.11に示す橋台の免震装置の載荷実験から求められた履歴曲線に基づき求めた。橋台上の免震支承の剛性は、履歴曲線より変位 1.5mm に相当する荷重をこの変位で除した値とし、橋脚上の免震装置の剛性については載荷実験が行われていないため、橋台上の免震装置の実測値と設計値の比率を橋脚上の設計値に乗じた値とした。表-2.6に当初設計時の免震装置の剛性、今回解析時および前回の釧路沖地震の際の解析時の剛性を示す。

なお、免震支承の等価減衰定数は、図-2.12に示す関係を有するが、今回の地震での免震支承の変位が橋軸方向で 1.5mm 程度、橋軸直角方向で 3.0mm 程度であるため、減衰定数としては、0%、10%、20% の 3 ケースについて解析を行った。表-2.7に当初設計時と今回解析時および前回解析時の各部の減衰定数を示す。

表-2.6 解析に用いた免震装置の剛性 (tf/m)

	当初設計	前回解析	今回解析
		釧路沖地震	三陸はるか沖地震
A ₁ 橋台	2,350	37,970	16,132
P ₁ 橋脚	6,890	91,927	47,298
P ₂ 橋脚	6,490	91,927	44,552
A ₂ 橋台	2,350	37,970	16,132

※等価剛性の値は 2 基分

表-2.7 各構造要素の減衰定数

解析 構造要素		設計に用いた減衰定数		前回の解析に 用いた減衰定数	今回の解析に 用いた減衰定数
		震 度 法	地震時保有 水平耐力法		
上 部 構 造		0.05	0.05	0.05	0.05
橋 台 ・ 橋 脚		0.05	0.05	0.05	0.05
基 礎		0.10	0.10	0.10	0.10
免震支承	A ₁ 橋台	0	0.109	0	0 ~ 0.20
	P ₁ 橋脚	0	0.137	0	0 ~ 0.20
	P ₂ 橋脚	0	0.129	0	0 ~ 0.20
	A ₂ 橋脚	0	0.109	0	0 ~ 0.20

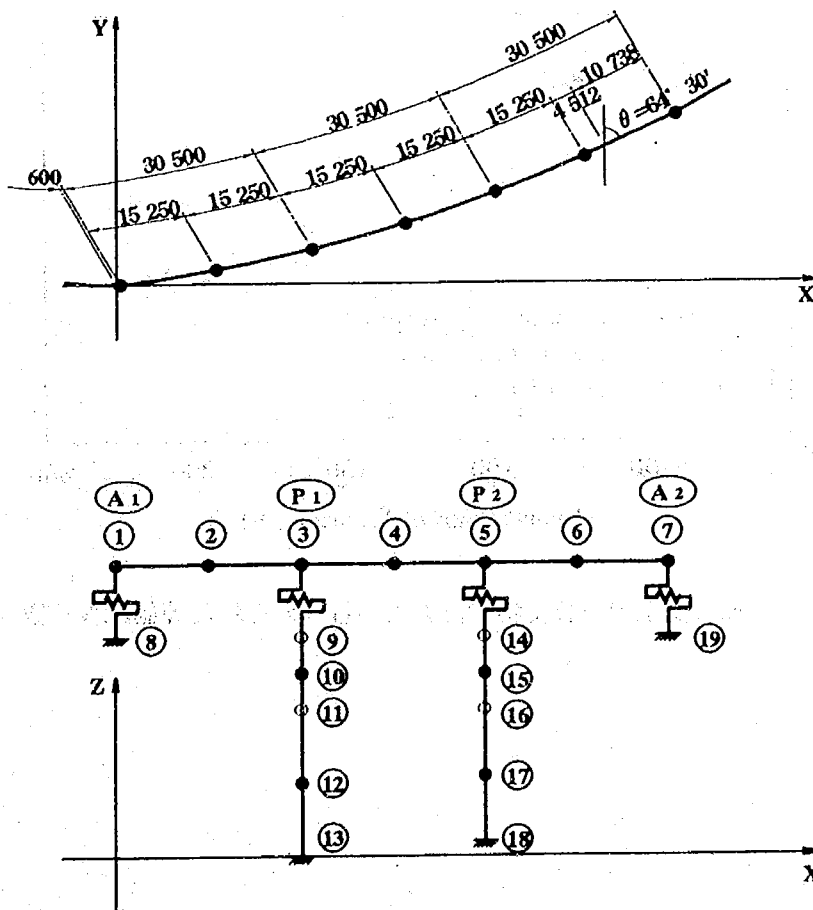


図-2.10 動的解析モデル

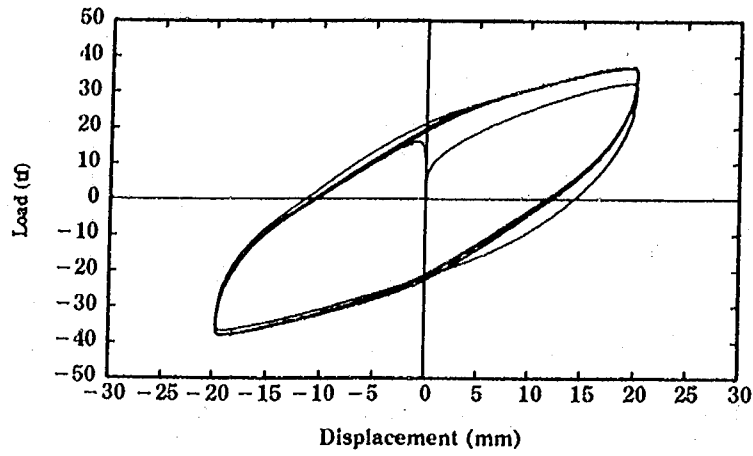


図-2.11 橋台用免震支承の正負交番载荷実験から求められた荷重～変位の履歴曲線

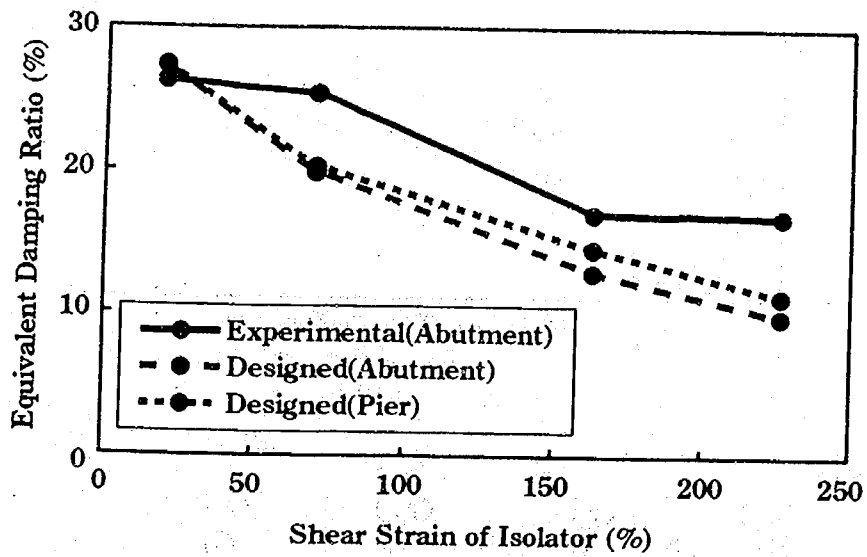


図-2.12 実大の免震支承の正負交番载荷実験から求められた等価減衰定数

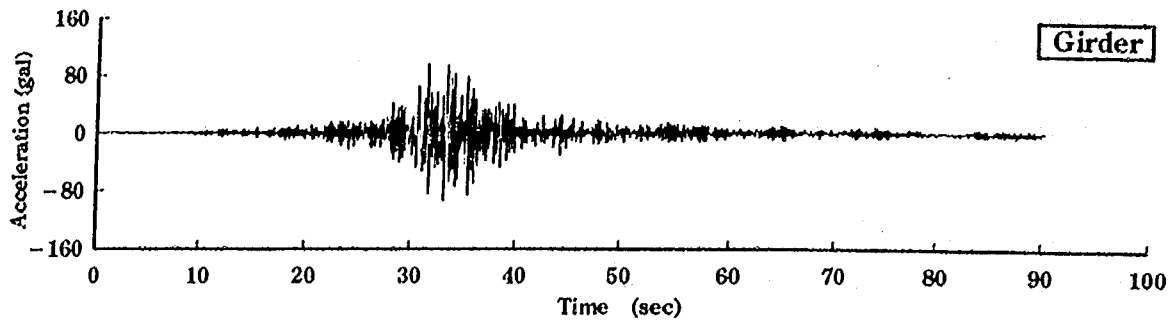
2.3.2 動的解析結果

今回の地震動を入力して計算した橋脚天端および桁の加速度を図-2.13および図-2.14に示す。また、表-2.8に実測値と解析値の最大加速度と固有周期を比較したものを示す。これによると、橋の1次固有周期は橋軸方向で0.39秒、橋軸直角方向で0.28秒となり、実測から求められた卓越周期とほぼ同じ値となる。また、桁の最大加速度は、橋軸方向では支承の減衰定数を10%に設定したケースと、橋軸直角方向では20%に設定したケースでほぼ近い値を示す。

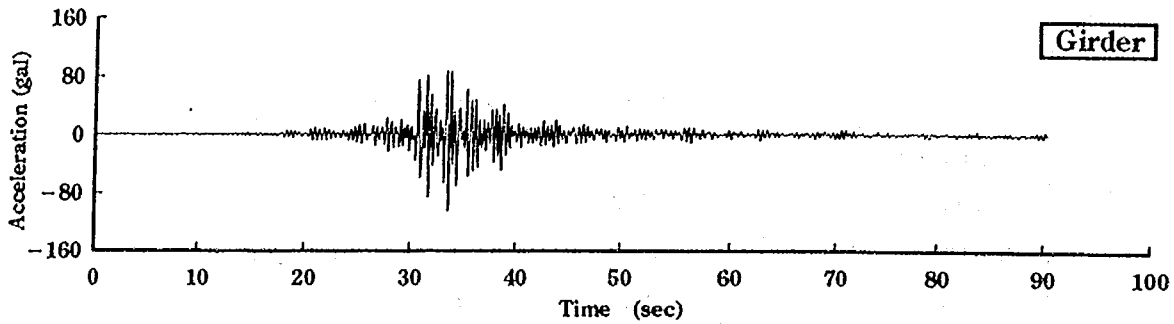
表-2.8 実測値と解析値の比較

	実測値	解 析 値		
		h=0%	h=10 %	h=20 %
P ₁ 橋脚上の桁 (gal)	96.5	165.6	103.5	83.2
	119.4	254.0	151.0	109.2
P ₁ 橋脚天端 (gal)	108.4	160.4	107.7	92.0
	126.1	96.7	72.9	71.9
1次固有周期 (sec)	0.32	0.39		
	0.24	0.28		

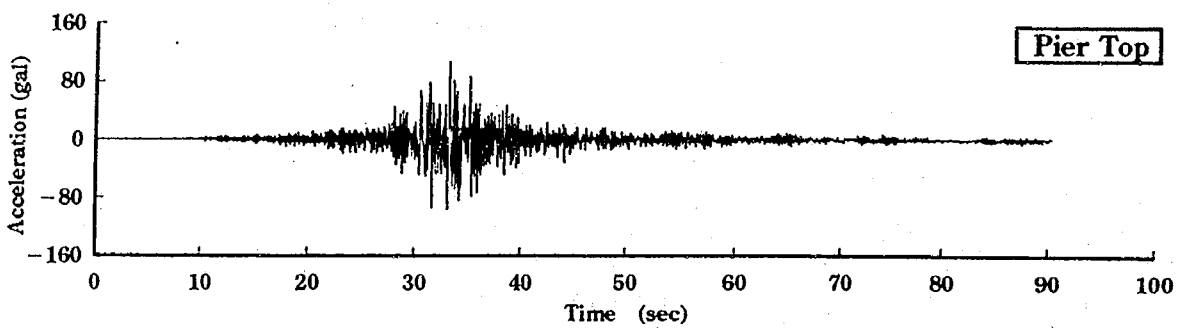
※上段：橋軸方向
下段：橋軸直角方向



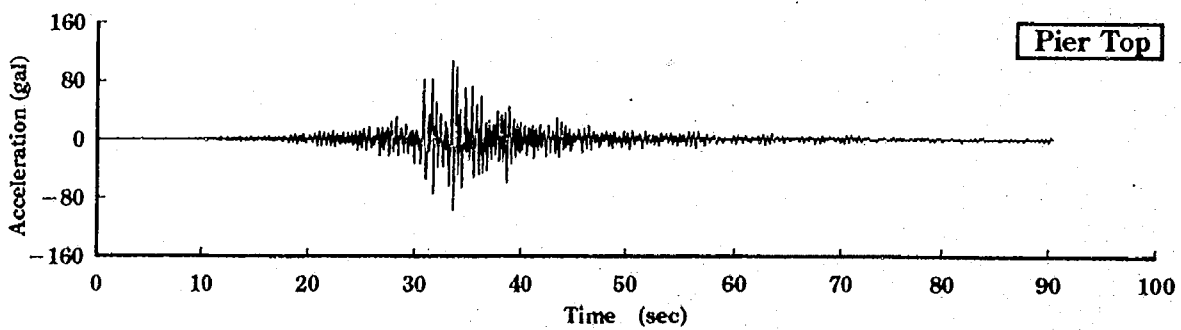
(a) 桁位置での実測値



(b) 桁位置での解析値

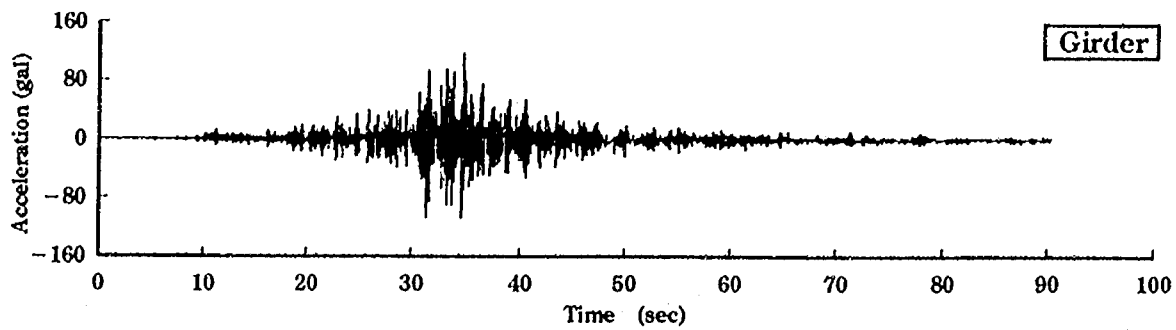


(c) 橋脚天端での実測値

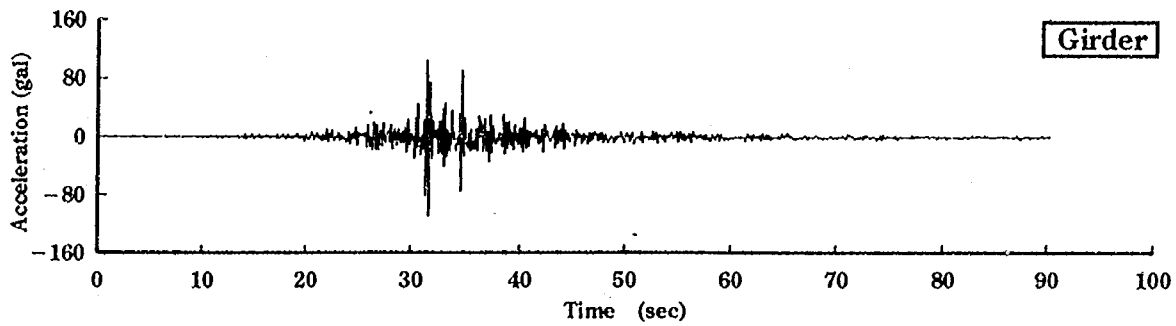


(d) 橋脚天端での解析値

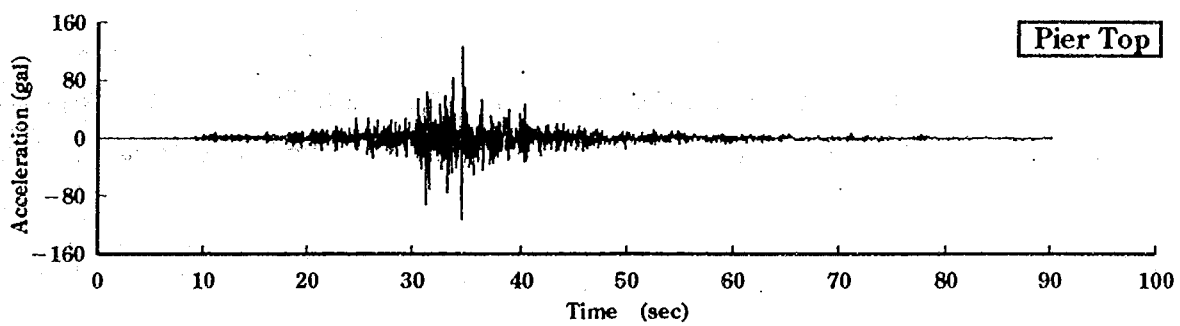
図-2.13 動的解析によって計算した橋脚天端および桁の加速度と実測値の比較（橋軸方向）



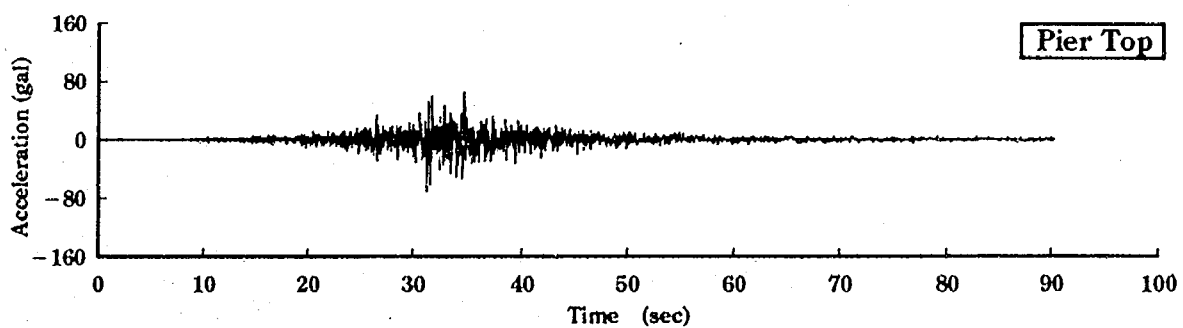
(a) 桁位置での実測値



(b) 桁位置での解析値



(c) 橋脚天端での実測値



(d) 橋脚天端での解析値

図-2.14 動的解析によって計算した橋脚天端および桁の加速度と実測値の比較（橋軸直角方向）

3. 松の浜高架橋

3.1 松の浜高架橋と地震観測

3.1.1 松の浜高架橋の概要

松の浜高架橋は、図-3.1に示すように大阪府道高速湾岸線南伸部2期のうち、松の浜工区に位置する橋梁であり、平成3年度に完成し現在供用されている。大阪府道高速湾岸線南伸部2期は泉大津市から関西国際空港対岸の泉佐野市に至る17.1kmの区間で、関西国際空港へのメインアクセス道路となっている。

松の浜高架橋は、図-3.2に示すような橋長211.5m、最大総幅員21.94m、曲線半径560mの4径間連続鋼箱桁橋であり、免震支承を用いて地震荷重の分散化を図っている。表-3.1は、松の浜高架橋の設計条件を示したものである。

支承配置は中央の3橋脚に免震支承が用いられており、両端支点はピボットローラー沓である。免震支承としては、図-3.3に示すような鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB）が採用されており、橋脚上にそれぞれ2基ずつ設置されている。

本橋には免震支承を用いているが免震効果は考慮せず、耐震設計は道路橋示方書V耐震設計編（昭和55年）¹⁶⁾に規定される修正震度法により設計が行われている。ただし、免震装置単体は、道路橋の免震設計法ガイドライン（案）に規定される基準を満足するように設計されている。また、本橋では、実橋の振動実験および動的解析が実施されており、免震効果による耐震性向上の定量的な検証が行われている¹⁷⁾。

表-3.1 松の浜高架橋の設計条件

橋種	鋼道路橋	
橋格	TL-20, TT-43	
型式	上部構造	4径間連続鋼箱桁
	橋脚型式	矩形柱張出式橋脚
	基礎型式	杭基礎
橋長	211.50m	
支間長	46.00m+2@60.00m+44.50m	
最大幅員	21.94m	
平面線形	R=560m	
縦断勾配	1.0%直線勾配	
横断勾配	5.0%片勾配	
地盤種別	Ⅱ種地盤(旧3種地盤)	
設計震度	$k_h=0.28$	

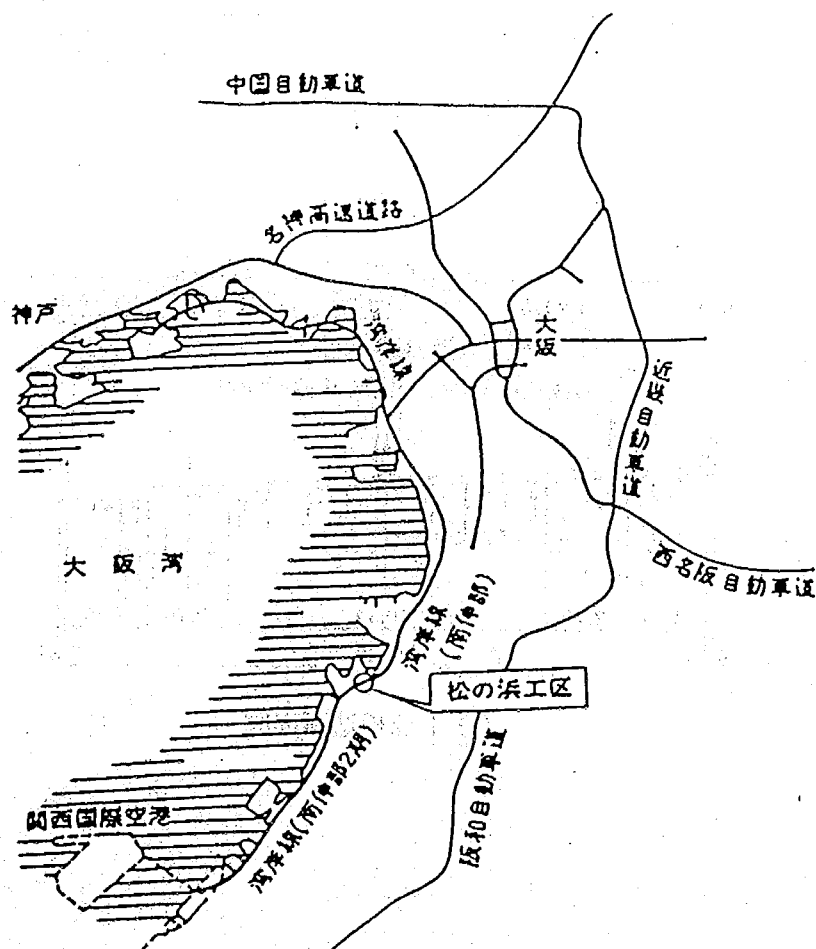
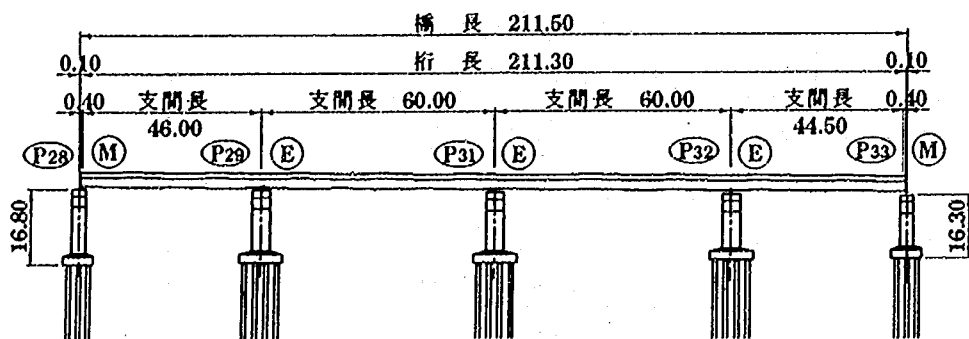
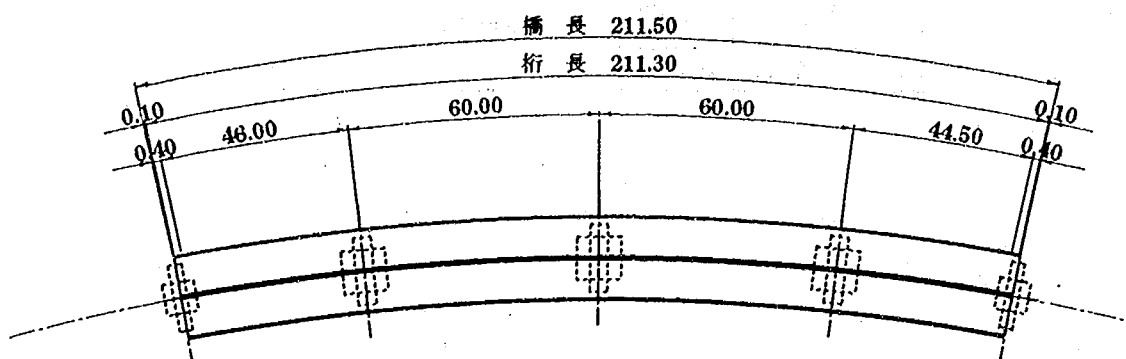


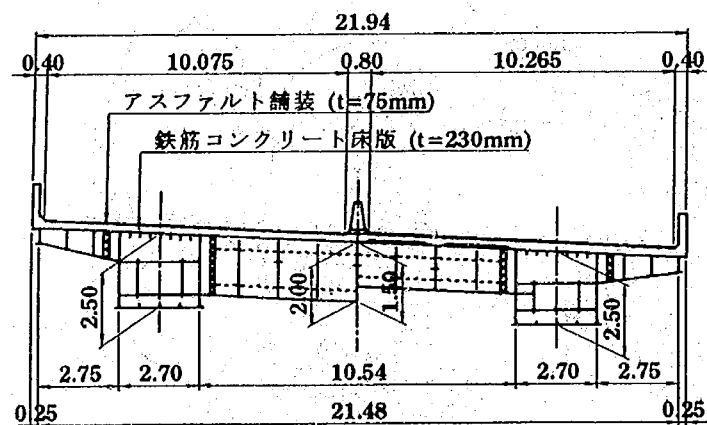
図-3.1 松の浜高架橋の位置図



(a) 側面図



(b) 平面図



(c) 上部構造断面図

図-3.2 松の浜高架橋の一般図 (単位: m)

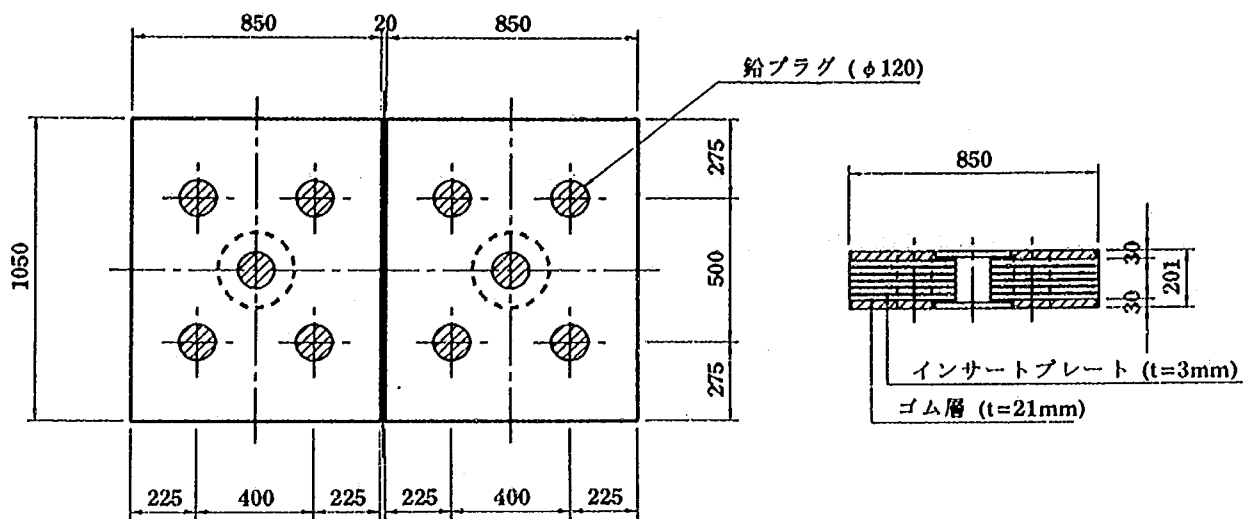


図-3.3 松の浜高架橋で用いられた免震支承 (LRB)

3.1.2 強震観測

松の浜高架橋では、免震橋梁の動的特性を検討するために強震観測装置が取り付けられ強震観測が行われている。強震観測装置は、図-3.4に示すように P₃₂ 橋脚の周辺地盤（地下1m）に1ヶ所、P₃₂ 橋脚において、フーチング、桁および橋脚天端に各1ヶ所の合計4ヶ所に設置されている。なお、周辺地盤、フーチング、橋脚天端では、橋軸方向（N59E）、橋軸直角方向（S31E）および上下方向の3成分を観測し、桁位置では橋軸方向（N59E）のみ観測している。また、隣接する橋梁で反力分散支承を用いた P₂₃ 橋脚も同様に強震観測装置が設置されている。

データ集録には、ICカード式デジタル集録装置（SAMTAC-16X-16）が用いられている。表-3.2に感震器の接続チャンネル表を示す。

表-3.2 感震器の接続チャンネル表

計測点	成分	チャンネル	方向
GL-1m	X	CH-1	N59E
	Y	CH-2	S31E
	Z	CH-3	U-D
フーチング	X	CH-4	N59E
	Y	CH-5	S31E
	Z	CH-6	U-D
橋脚天端	X	CH-7	N59E
	Y	CH-8	S31E
	Z	CH-9	U-D
橋 桁	X	CH-10	N59E

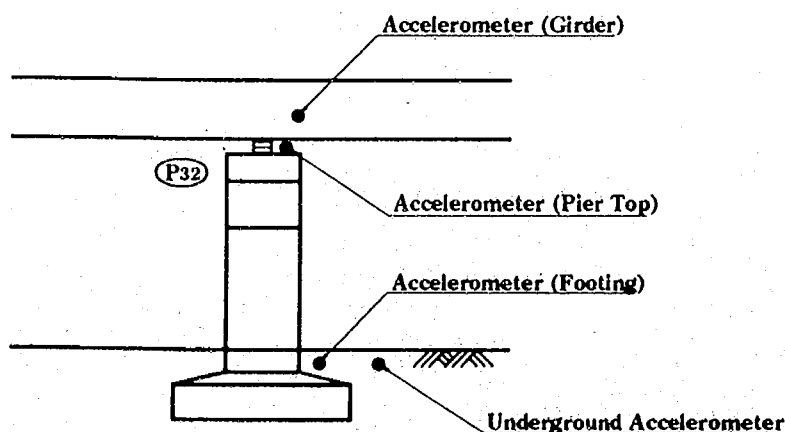


図-3.4 強震観測装置の設置位置

3.2 強震記録からみた免震効果

3.2.1 兵庫県南部地震

強震記録は、平成7年1月17日に起こった兵庫県南部地震により得られた。兵庫県南部地震は、淡路島の北端の深さ14kmを震源とするマグニチュード7.2の地震である¹⁸⁾。気象庁による各地の震度の暫定値を図-3.5に示す。この地震により、淡路島では北淡町・一宮町・津名町で、また神戸市の須磨区・長田区・兵庫区・中央区・灘区・東灘区その他、芦屋市・西宮市・宝塚市にかけての広範囲において震度Ⅶの激震が記録されており、関東から九州に至る広い範囲で有感となった。

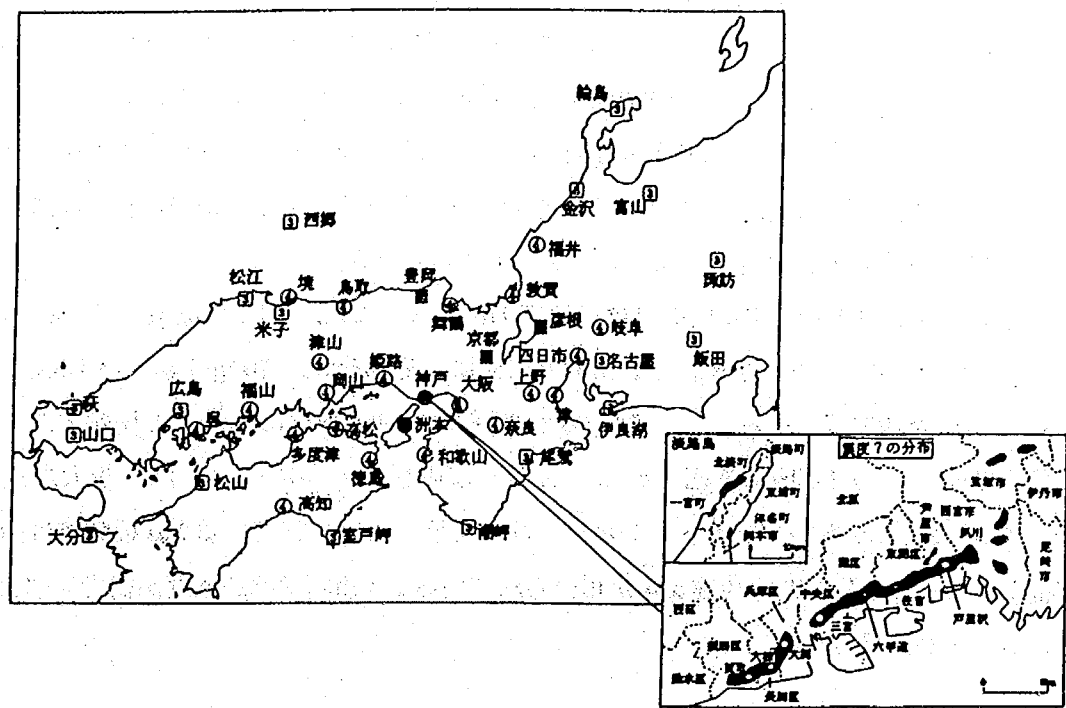


図-3.5 気象庁による各地の震度

3.2.2 強震記録からみた免震効果

図-3.6および図-3.7は、通常のゴム支承を用いた P₂₃ 橋脚および免震支承を用いた P₃₂ 橋脚の桁、橋脚天端、フーチングおよび地中（地下1m）の4ヶ所で観測された加速度波形を示したものである。

これによると、ゴム支承を用いている P₂₃ 橋脚の桁の橋軸方向振動を見てみると、ゴム支承により橋脚天端の振動よりも長周期化されていることがわかる。一方、橋軸直角方向の橋脚天端ではスパイク的な振動が観測されているが、これは橋軸直角方向の移動を拘束するゴム支承のサイドブロックに衝突した際の振動が観測されているものと推定される。

次に、免震支承を用いた P₃₂ 橋脚であるが、これもほぼゴム支承を用いた P₂₃ 橋脚の場合と同様であり、橋軸方向に関しては橋桁の振動が橋脚天端から長周期化されている。橋軸直角方向に関しては、橋軸方向と同様にサイドブロックとの衝突によるスパイク的な振動も観測されている。

各観測位置の最大加速度をまとめると表-3.3の通りである。ゴム支承が用いられている P₂₃ 橋脚では、地下1mでは、橋軸方向に169gal、橋軸直角方向には106galであったが、フーチングでは、それぞれ、137galおよび102galに低下する。さらに、橋脚天端では、それぞれ、224galおよび450galと地盤に比較して橋軸方向では約1.3倍、橋軸直角方向では約4.2倍に大きくなっている。なお、橋軸直角方向については、サイドブロックとの衝突によるスパイク的な振動も考慮された上での増幅率と思われるので、橋桁の振動は実際にはこれよりも小さいものと考えられる。また、桁の橋軸方向に関しては、最大加速度は236galとなり、橋脚天端よりわずかに増幅している。

一方、免震支承が採用されている P₃₂ 橋脚では、地下1mでは、橋軸方向に145gal、橋軸直角方向には135galであったが、フーチングでは、P₂₃ 橋脚と同様に、それぞれ、104galおよび126galに低下する。さらに、橋脚天端では、それぞれ、201galおよび357galと地盤に比較して橋軸方向では約1.4倍、橋軸直角方向では約2.6倍に増幅される。また、桁の橋軸方向については、最大加速度が189galとなり、橋脚天端よりも約6%低下しており、ゴム支承が用いられている P₂₃ 橋脚では桁の最大加速度の増幅が見られたのに対し、免震支承が用いられている P₃₂ 橋脚では加速度が橋脚天端よりも小さくなっていることが注目される。

表-3.3 最大加速度 (gal)

		橋 軸 方 向	橋 軸 直 角 方 向	上 下 方 向
P ₂₃ 橋 脚	橋 桁	236 gal	—	—
	橋 脚 天 端	224 gal	450 gal	153 gal
	フ ー チ ン グ	137 gal	102 gal	70 gal
	地 下 1m	169 gal	106 gal	106 gal
P ₃₂ 橋 脚	橋 桁	189 gal	—	—
	橋 脚 天 端	201 gal	357 gal	76 gal
	フ ー チ ン グ	104 gal	126 gal	69 gal
	地 下 1m	145 gal	135 gal	116 gal

以上のことがどのような振動特性によって生じているかを、減衰定数 5% の加速度応答スペクトルによって示したのが図-3.8 および図-3.9 である。図-3.8 がゴム支承を用いた P₂₃ 橋脚の記録から、また、図-3.9 が免震支承を用いた P₃₂ 橋脚の記録から求めたものである。

まず、ゴム支承を用いている P₂₃ 橋脚について見てみる。橋軸方向については、地盤、フーチング、橋脚天端、桁とほぼ同じような振動特性を有しているが、橋脚天端では、0.3 秒付近および 1 秒付近の応答が大きくなっている。また、桁については、橋脚天端と同様に 1 秒付近の応答が最も大きくなっている。

橋軸直角方向について見てみると、地盤、フーチングはほぼ同様の振動特性を有しているが、橋脚天端では固有周期 0.3 秒以下で大幅に大きくなっている。これは、前述のようにサイドブロックとの衝突と考えられるスパイク的な波形による影響と推定される。

次に、免震支承を用いている P₃₂ 橋脚について見てみる。全体の周期特性は、P₂₃ 橋脚と同様である。橋軸方向に関しては、地盤、フーチング、橋脚天端、桁とほぼ同様の振動特性を有しているが、橋脚天端では 0.15 秒付近の応答が大きくなっており、また、桁については顕著な卓越周期は見られないが、1 秒付近の応答が大きくなっている。

橋軸直角方向については、橋軸方向と同様に、橋脚天端の応答が固有周期 0.2 秒以下で大きくなっているが、これも前述のサイドブロックとの衝突と考えられるスパイク的な波形が影響しているものと考えられる。

次に、地下 1m、フーチング、および橋脚天端から桁にどのような周期成分が伝えられたかを図-3.9 に示した加速度応答スペクトルの比によって表した結果を図-3.10 に示す。なお、ここでは、桁の振動の観測が行われている橋軸方向について算定した。また、山あげ大橋の場合と同様に、加速度応答スペクトル比は、各周期成分の応答の増幅率を示すことになるので以下ではこれを増幅率と呼んでいる。

まず、ゴム支承を用いている P₂₃ 橋脚について見てみよう。地盤から桁、フーチングから桁の増幅率を見てみると、固有周期 1 秒程度の増幅率が大きくなっており、これが橋の橋軸方向の 1 次固有振動と推定される。また、地盤から桁への増幅とフーチングから桁の増幅を比較してみると、固有周期が 0.3 秒以上ではほぼ同じ周期特性を有しているが、これ以下では、フーチングから桁の増幅が大きくなっている。これは、この周期帯域の振動が地盤からフーチングへは伝達されていないことを意味し、いわゆる地盤中に基礎があることによる有効入力効果が見られる。

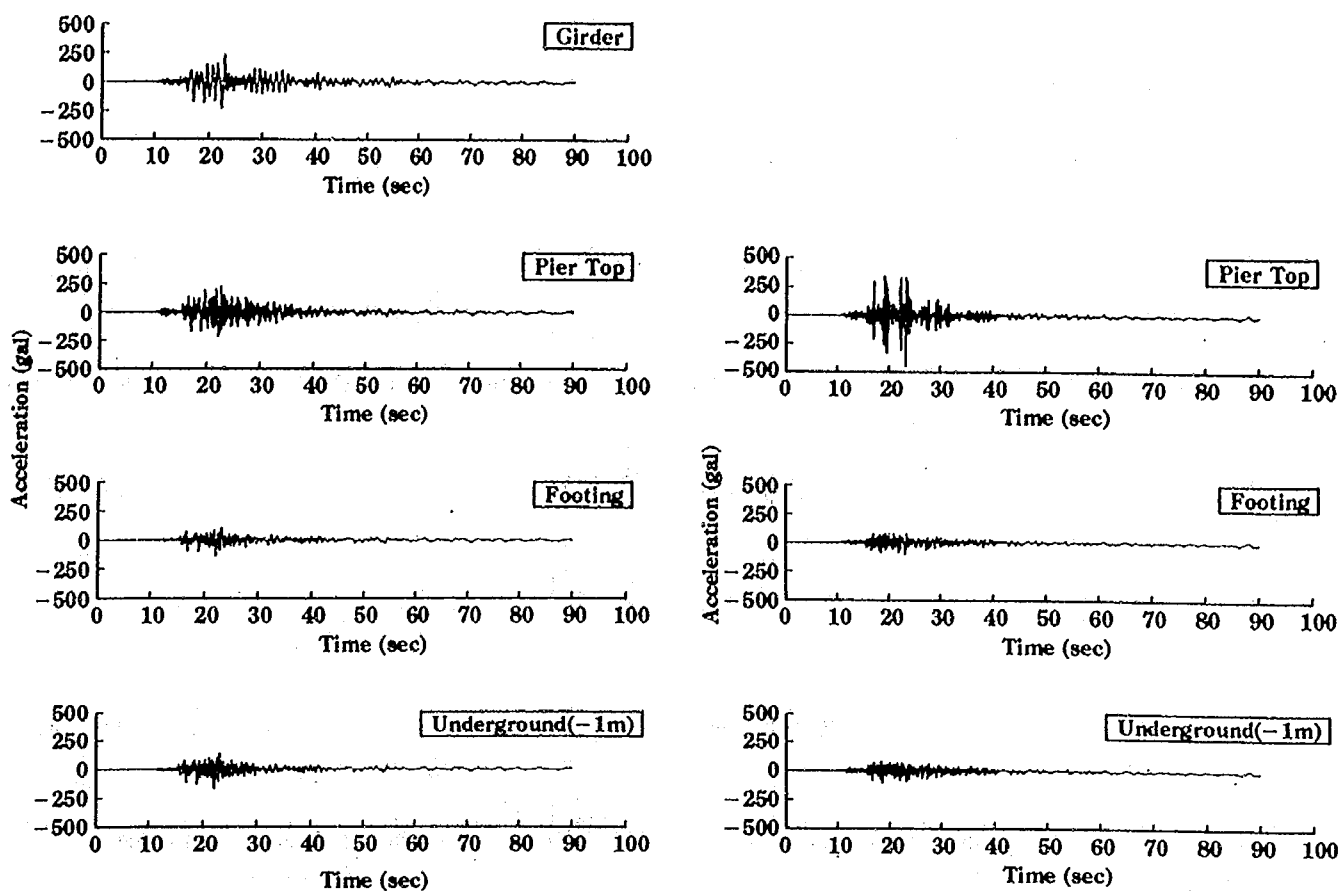
また、橋脚天端から桁の増幅を見てみると、固有周期 0.6 秒以下で増幅率は 1 よりも小さくなっており、また、橋脚の 1 次固有振動と考えられる固有周期 0.3 秒付近では 0.5 程度となり、橋脚の振動の半分程度しか振動が伝達されていないことがわかる。また、橋全体の橋軸方向の 1 次固有周期と考えられる 1 秒付近では約 2.5 の増幅率となっている。

次に、免震支承を用いている P₃₂ 橋脚について見てみよう。地盤から桁、フーチングから桁の増幅率を見てみると、P₂₃ 橋脚と同様に固有周期 1 秒程度の増幅率が大きくなっており、これが橋の橋軸方向の 1 次固有振動と推定される。なお、1 次固有振動の地盤からの増幅率を見てみると、ゴム支承の場

合が、増幅率が4.2程度にあるのに対し、免震支承の場合には約3.4と低下していることが注目される。

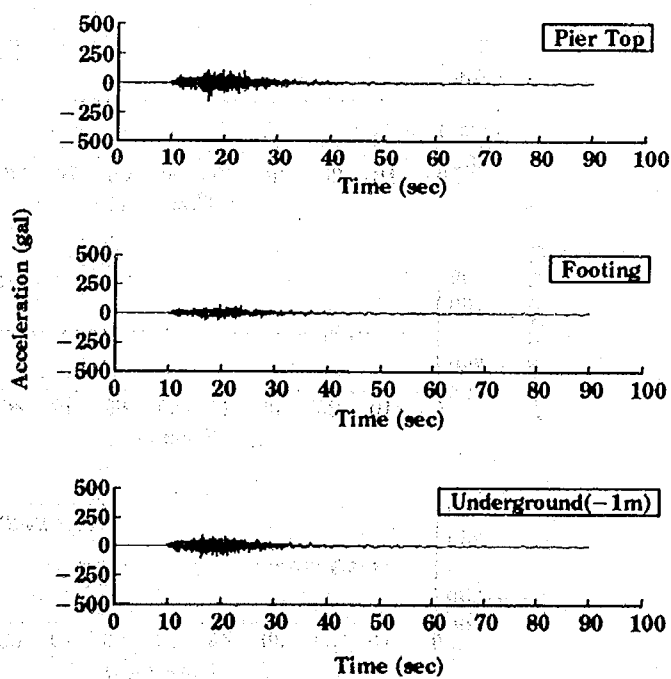
また、地盤から桁、フーチングから桁の増幅率を比較してみると、P₂₃橋脚と同様に固有周期0.4秒以下の増幅率が異なっているが、これは前述と同じ理由と考えられる。

橋脚天端から桁の増幅率を見ても、固有周期0.5秒以下で増幅率が1以下程度となっており、また、橋脚の1次固有振動と思われる固有周期0.2秒付近の増幅率は約0.2程度となっており、ゴム支承を用いているP₂₃の場合よりもさらに増幅率が小さい。また、橋全体の橋軸方向の1次固有周期と考えられる1秒付近では約3の増幅率となっている。



(a) 橋軸方向

(b) 橋軸直角方向



(c) 上下方向

図-3.6 P₂₃橋脚（ゴム支承）で観測された加速度記録

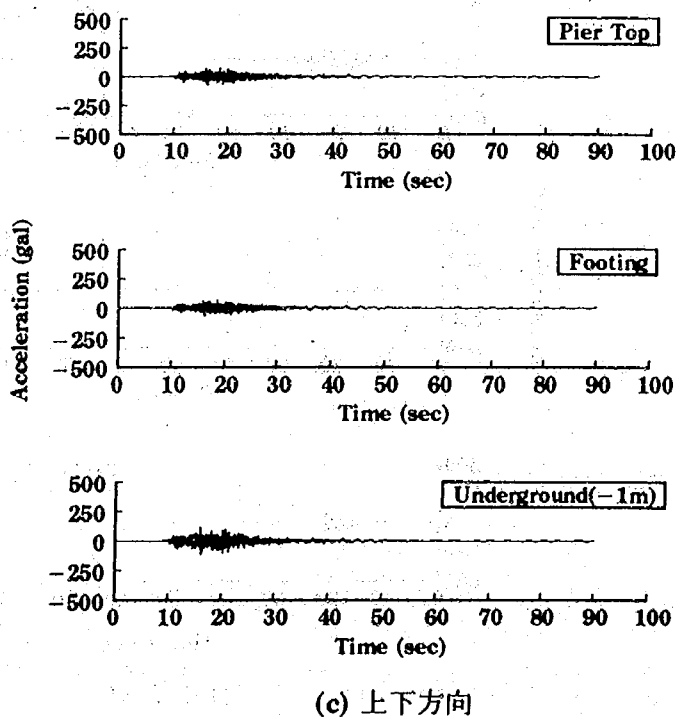
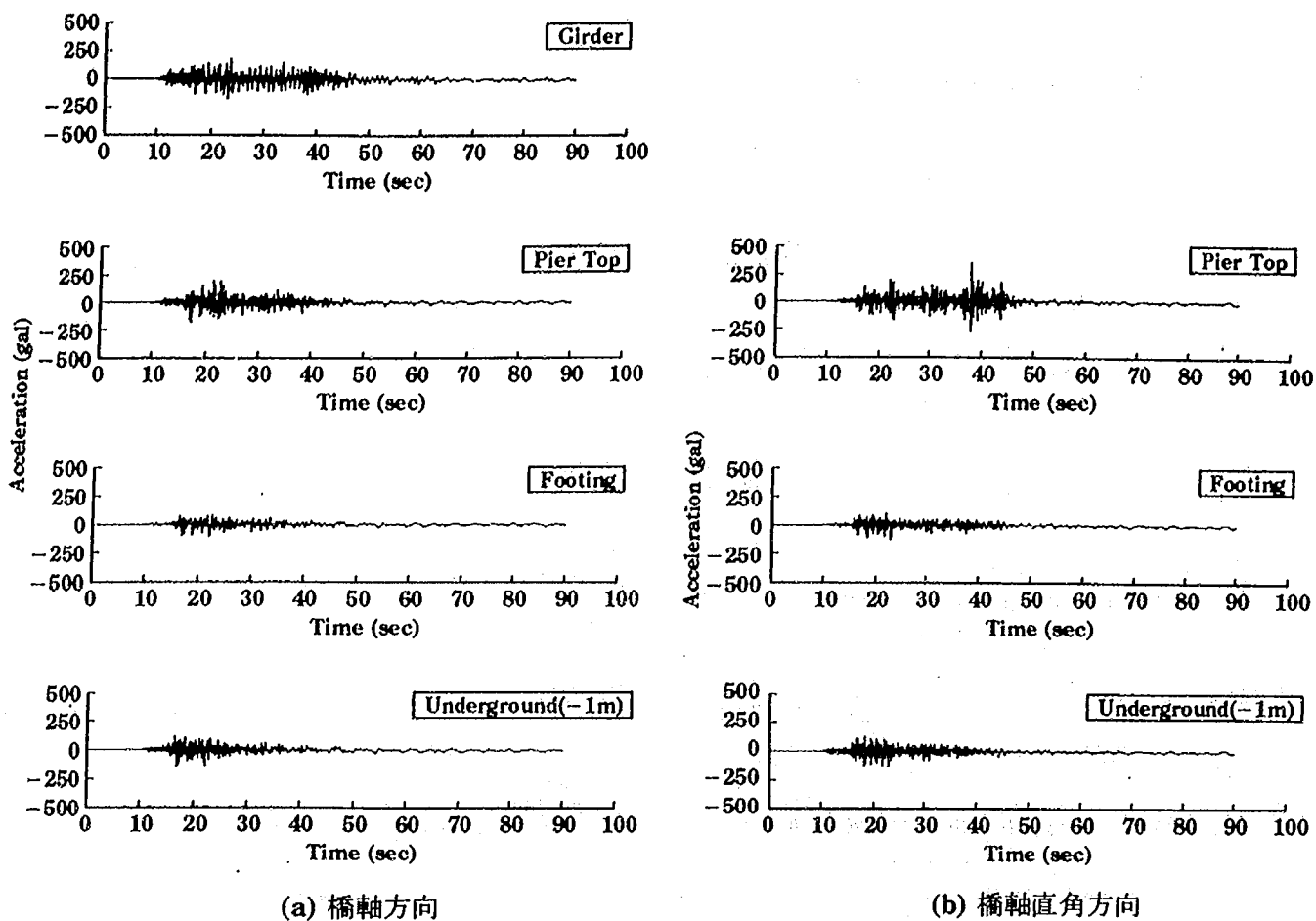
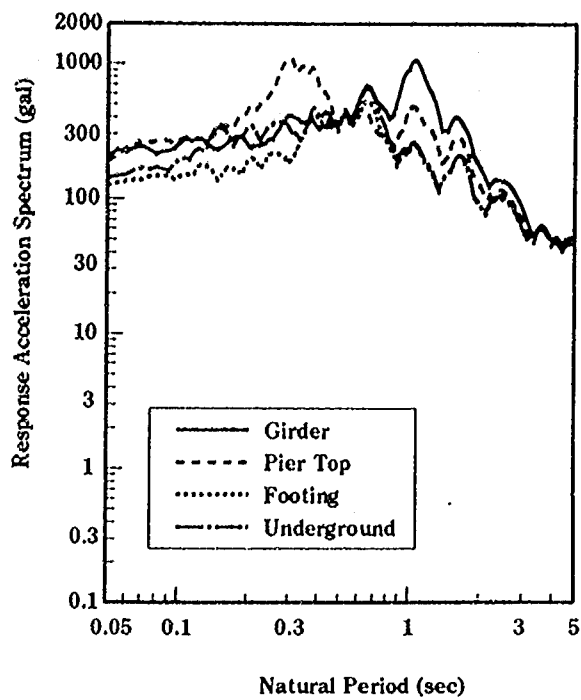
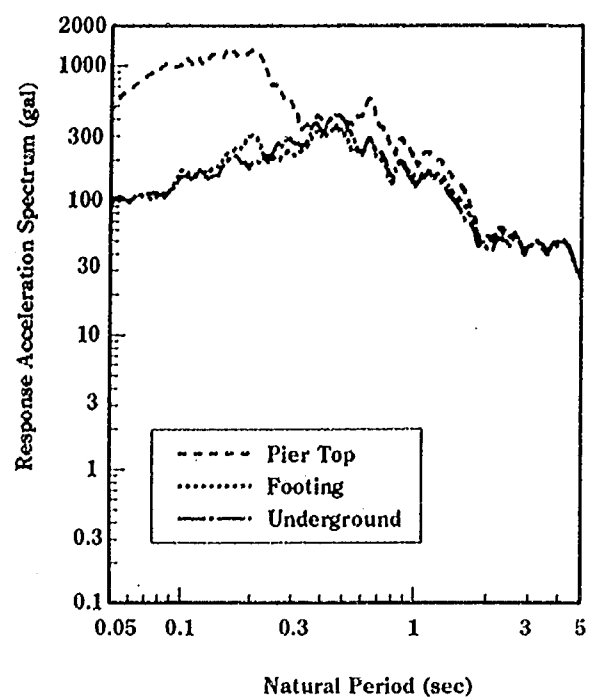


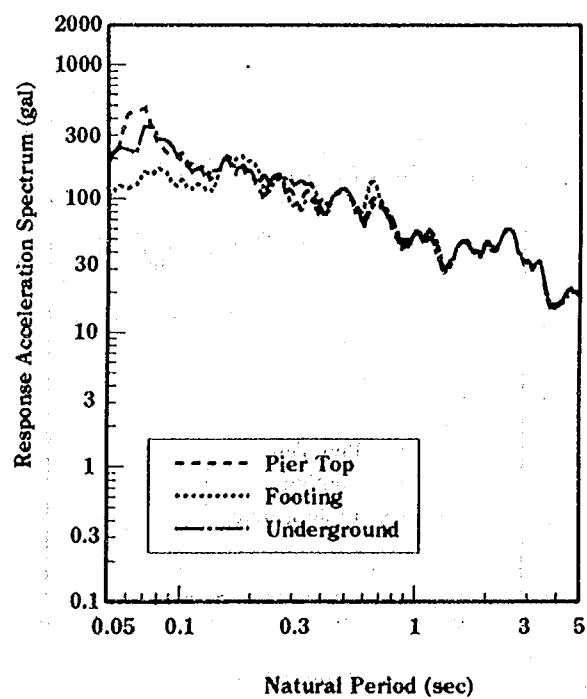
図-3.7 P₃₂ 橋脚（免震支承）で観測された加速度記録



(a) 橋軸方向

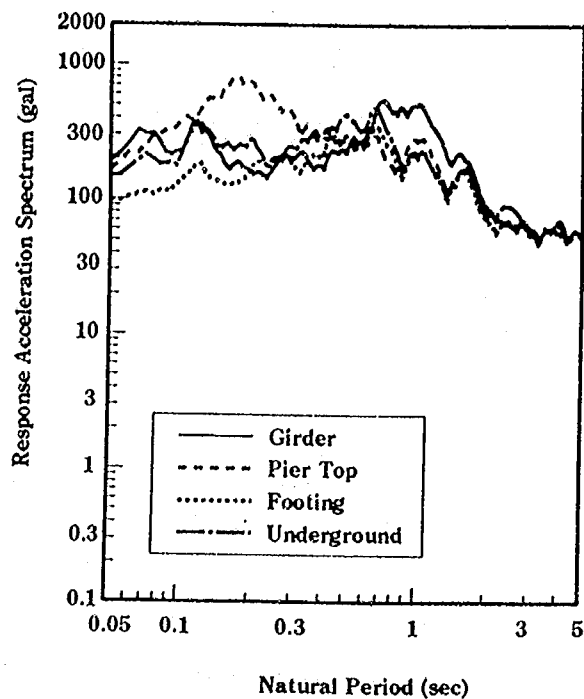


(b) 橋軸直角方向

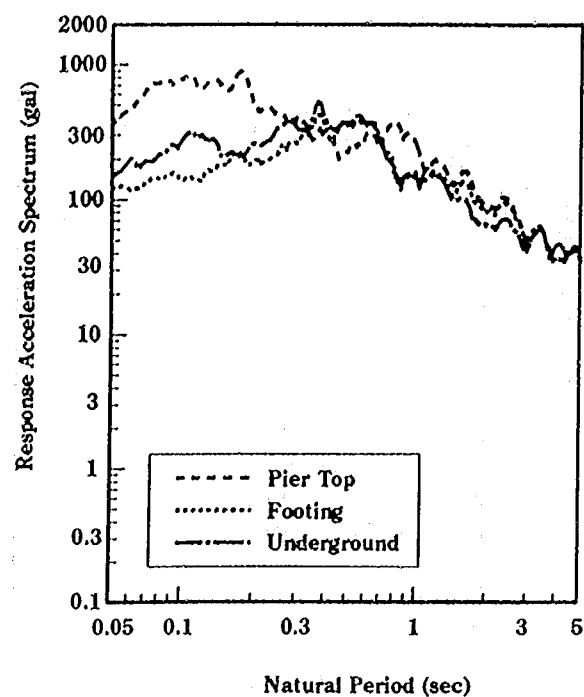


(c) 上下方向

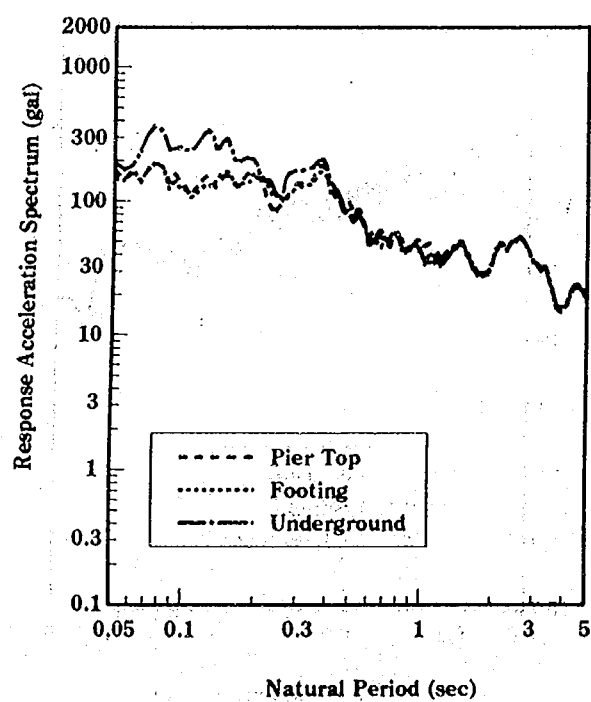
図-3.8 P23 橋脚の実測記録の加速度応答スペクトル (減衰定数 5%)



(a) 橋軸方向

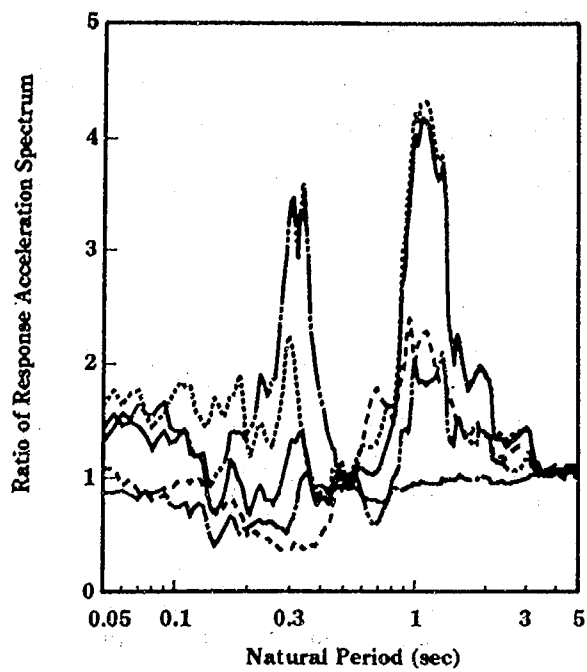


(b) 橋軸直角方向

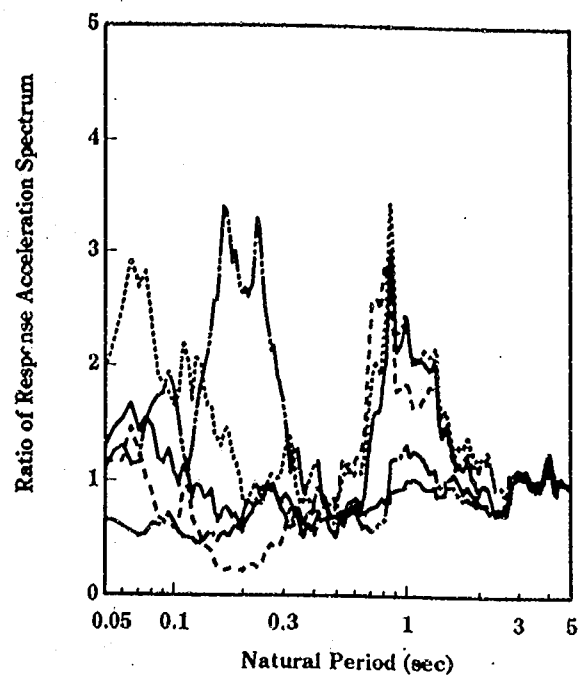


(c) 上下方向

図-3.9 P₃₂ 橋脚の実測記録の加速度応答スペクトル (減衰定数 5%)



(a) P23橋軸方向



(b) P32橋軸方向

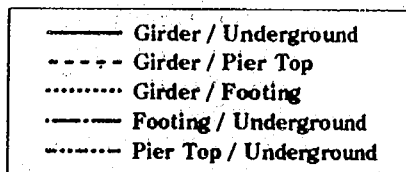
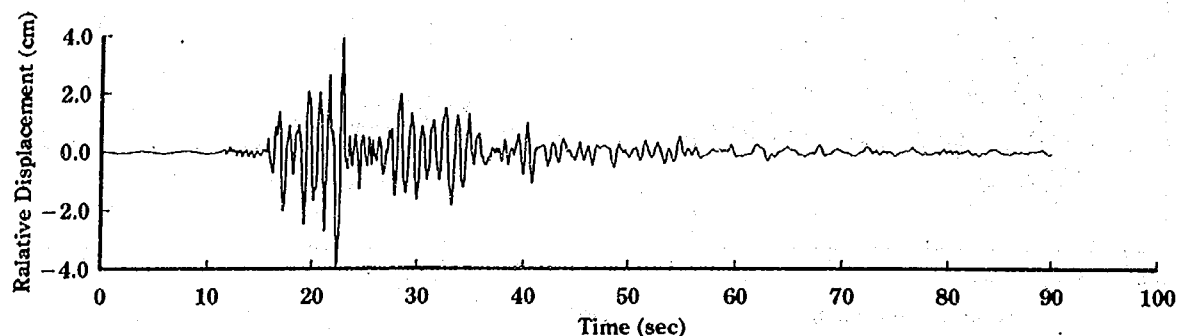


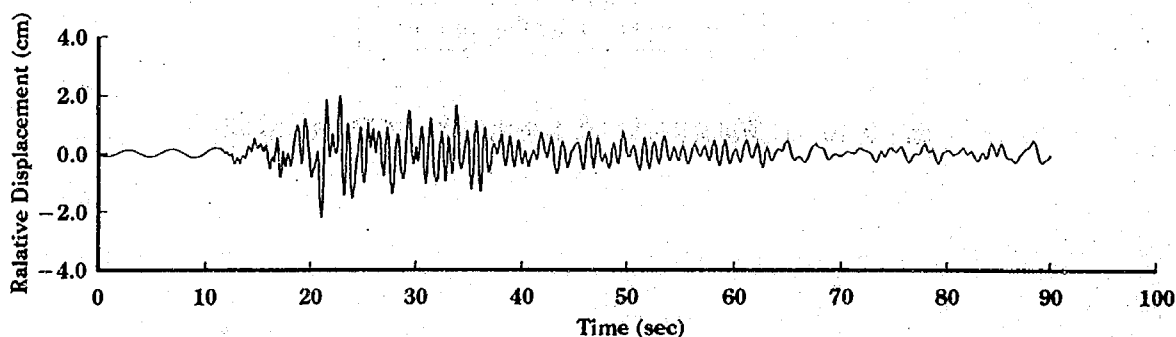
図-3.10 加速度応答スペクトル比によって表した増幅率

3.2.3 免震支承の変位

今回の地震の際に、松の浜高架橋の免震支承の橋軸方向（P₃₂ 橋脚）および隣接する高架橋のゴム支承（P₂₃ 橋脚）にどの程度の変位が生じたかを計算した結果を図-3.11に示す。図-3.11に示す変位は、橋脚天端および桁で得られた加速度時刻歴の記録を周波数領域で積分し、計算された変位の差を免震支承の相対変位として求めたものである。なお、積分の際には、振動数 0.25Hz ~ 13Hz の範囲で矩形状のバンドパスフィルターを用いた。これによれば、今回の振動による支承の最大変位は、免震支承を用いた P₃₂ 橋脚で約 2.2cm、ゴム支承を用いた P₂₃ 橋脚で約 3.9cm である。



(a) P₂₃橋軸方向



(b) P₃₂橋軸方向

図-3.11 免震支承に生じた相対変位

4. まとめ

山あげ大橋、丸木橋大橋および松の浜高架橋の3橋において、各地震により得られた強震記録の解析により、免震効果を検討した。本検討結果をまとめると、以下の通りとなる。

4.1 山あげ大橋

① 北海道東方沖地震により、山あげ大橋の桁位置において橋軸方向で 11.8gal、橋軸直角方向で 18.9gal の応答加速度が生じた。地盤から橋脚天端への最大加速度の増幅率は橋軸方向で約 4.1 倍、橋軸直角方向で約 1.7 倍に増幅されている。桁の最大加速度は、免震化を図っていない橋軸直角方向では、橋脚天端の約 1.3 倍に増幅されているのに対し、免震化を図った橋軸方向では橋脚天端の約 32% に小さくなっている。

② 橋脚天端から桁にどのような周期成分が伝達されたかを加速度応答スペクトルの比によって解析すると、免震化を図っている橋軸方向の増幅率は、固有周期が 0.4 秒以下の短周期領域の増幅率が 1 以下となっており、さらに、固有周期 0.2 秒程度以下では 0.5 程度以下と小さく、免震効果により短周期成分の振動が伝達されていないことが確認された。また、橋脚の 1 次固有周期と考えられる 0.1 秒付近の増幅率は 0.1 程度となっており、橋脚の卓越する振動がほとんど伝達されないことが確認された。

移動制限装置で固定された橋軸直角方向の振動については、橋軸方向の場合と同様に固有周期 0.2 秒以下の短周期成分の増幅率が 1 以下となっているが、増幅率は、橋軸方向に比較すると大きい。

③ 北海道東方沖地震の際に、山あげ大橋の免震支承にどの程度の変位が生じたかを加速度記録の積分値から算出すると、橋軸方向には約 0.8mm、橋軸直角方向には約 1.0mm であった。免震支承の載荷実験によると降伏変位は 10mm であり、いずれの支承も降伏に至っていない。

④ 設計段階で用いられた動的解析モデルにおいて、基礎バネを考慮した場合と完全固定とした場合について今回の地震動を入力して解析した結果、桁の最大加速度は基礎バネを考慮した場合では支承の減衰定数を 5% に設定したケースで、基礎を完全固定とした場合では減衰定数を考慮しないケースでほぼ近い値を示す。また、橋の 1 次固有周期は基礎バネを考慮した場合では 0.86 秒となり、実測から求められた卓越周期より長くなっているが、基礎を完全固定とした場合では 0.66 秒となり、実測の卓越周期とほぼ同じ値となる。

4.2 丸木橋大橋

① 三陸はるか沖地震により、丸木橋大橋の桁位置において橋軸方向で 96.5gal、橋軸直角方向で 119.4gal の応答加速度が生じた。地盤から橋脚天端への最大加速度の増幅率は橋軸方向で約 1.7 倍、橋軸直角方向では約 2.2 倍であり、橋脚天端から桁では橋軸方向で 11% 程度、橋軸直角方向で 5% 程度小さくなっている。

② 橋脚天端から桁にどのような周期成分が伝えられたかを加速度応答スペクトルの比によって解析して

みると、固有周期が0.06秒付近で増幅率が0.6程度になっているが、ほとんどの固有周期において増幅率はほぼ1.0であり、桁は橋脚とほぼ同様の振動をしていることがわかる。ただし、橋脚単独の1次固有周期と考えられる0.06秒付近で増幅率が0.6程度となっており、橋脚の固有振動が桁に伝達されていないことが重要である。

③ 三陸はるか沖地震の際に、丸木橋大橋の免震支承にどの程度の変位が生じたかを加速度記録の積分値から算出すると、橋軸方向には約1.5mm、橋軸直角方向には約3.0mmであった。支承の鉛プラグの降伏変位（設計値）は、橋台上の免震支承では4.5mm、橋脚上の免震支承では4.3mmであるため、今回の地震ではいずれの支承も降伏に至っていない。

④ 設計段階で用いられた動的解析モデルに今回の地震動を入力して解析した結果、桁の最大加速度は橋軸方向では支承の減衰定数を10%に設定したケースで、橋軸直角方向では20%に設定したケースでほぼ近い値を示した。なお、解析に用いた免震支承の剛性は、今回の地震により生じた支承変位に相当する値とした。また、橋の1次固有周期は橋軸方向で0.39秒、橋軸直角方向で0.28秒となり、実測から求められた卓越周期とほぼ同じ値となる。

⑤ 今回の三陸はるか沖地震では、前回の釧路沖地震と同様にはっきりとした免震効果は見られなかったが、前回の解析に比べて卓越周期の長周期化と加速度応答の増幅率の低下が見られた。これは、釧路沖地震の振動では免震支承が1次剛性の範囲内であったのに対し、今回の振動では1次剛性と2次剛性の移行区間であったためと考えられる。したがって、さらに大きな振動が生じ、免震支承が降伏して2次剛性の範囲に入るようになれば、設計どおりの免震効果が期待できるものと考えられる。

4.3 松の浜高架橋

① 兵庫県南部地震により、通常のコム支承を用いたP23橋脚の桁位置の橋軸方向では236gal、免震支承を用いた松の浜高架橋のP32橋脚の桁位置の橋軸方向で189galの応答加速度が生じた。地盤から橋脚天端への最大加速度の増幅率はP23橋脚の橋軸方向で約1.3倍、橋軸直角方向で約4.2倍に増幅おり、P32橋脚の橋軸方向で約1.4倍、橋軸直角方向で約2.6倍に増幅されている。桁の最大加速度は、免震構造としていないP23橋脚の橋軸方向では、橋脚天端に比べわずかに増幅されているのに対し、免震構造を採用しているP32橋脚の橋軸方向ではわずかに減少している。

② 橋脚天端から桁にどのような周期成分が伝えられたかを加速度応答スペクトルの比によって解析してみると、固有周期0.5秒以下で増幅率が1以下程度となっており、また、橋脚の1次固有振動と思われる固有周期0.2秒付近の増幅率は約0.2程度となっており、免震効果が確認される。橋脚の1次固有周期の振動の増幅率は、コム支承を用いているP23の場合よりもさらに小さく、免震支承がコム支承よりも有効に機能していることが確認された。

③ 兵庫県南部地震の際に、松の浜高架橋の免震支承にどの程度の変位が生じたかを加速度記録の積分値から算出すると、免震構造としていないP32橋脚の橋軸方向には約2.2cm、免震構造としていないP23橋脚の橋軸方向には約3.9cmであった。

謝 辞

各橋梁の設計条件および強震観測データについては、阪神高速道路公団工務部設計課，岩手県道路部道路建設課，栃木県道路部道路建設課の関係各位のご協力を得ました。ここに記して厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) (社) 国土開発技術センター：道路橋の免震設計法ガイドライン（案），平成元年 3 月
- 2) 建設省土木研究所および民間 28 社：道路橋の免震構造システムに関する共同研究報告書，（その 1），（その 2），（その 3），平成 2 年 3 月，平成 3 年 7 月，平成 4 年 10 月
- 3) 建設省土木研究所：道路橋の免震設計法マニュアル（案），土木研究所彙報第 60 号，平成 4 年 10 月
- 4) (社) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料（案），平成 7 年 6 月
- 5) 松尾芳郎，大石昭雄，原広司，山下幹夫：宮川橋の設計と施工－我が国初の免震橋梁－，橋梁と基礎，91-2，pp.15-22
- 6) 川島一彦，長島博之，増本秀二，原広司：強震記録から見た宮川橋（免震橋）の振動特性，橋梁と基礎，92-11，pp.34-36
- 7) Kawashima, K., Nagashima, H., Masumoto, S. and Hara, K.: Response Analysis of Miyagawa Bridge Based on A Measured Acceleration Record, Proceedings of the Second U.S.-Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridge, Technical Memorandum of PWRI, No.3196, pp.467-476
- 8) 池田猛，大関克人，熊倉一臣，阿部登：烏丸 1 号橋（免震橋梁）の設計，橋梁と基礎，91-6，pp.5-10
- 9) 川上和彦，阿部登，熊倉一臣，窪田良明，谷英夫：山あげ大橋の振動実験，橋梁と基礎，94-9，pp.21-24
- 10) 川上和彦，熊倉一臣，谷英夫：山あげ大橋の設計と振動実験－高減衰積層ゴム支承を用いた免震橋梁－，土木技術，93-8，pp.53-61
- 11) (社) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編，平成 2 年 2 月
- 12) 土木研究所第一次調査団：平成 6 年度北海道東方沖地震災害調査報告，土木技術資料，95-1, pp.20-27
- 13) 河田周，佐藤照美，田中隆：丸木橋大橋の設計－我が国初の PC 免震橋梁－，橋梁と基礎，92-9, pp.9-14
- 14) 建設省土木研究所：免震橋梁の地震時動的特性に関する研究，土木研究所資料第 3299 号，平成 6 年 8 月
- 15) 建設省土木研究所：平成 5 年（1993 年）釧路沖地震災害調査報告，土木研究所報告第 193 号，平成 6 年 1 月
- 16) (社) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編，昭和 55 年 5 月
- 17) 堀松正芳，小松郁夫，佐々木伸幸：湾岸線松の浜工区高架橋で実施した振動実験と動的解析，土木技術，93-8，pp.70-77
- 18) 建設省土木研究所：平成 7 年度兵庫県南部地震土木研究所被害調査速報，土木研究所資料第 3362 号，平成 7 年 3 月
- 19) 堀江 佳平，小林 寛，佐々木 伸幸：阪神大震災における免震橋の地震応答，第 21 回日本道路会議，平成 7 年 10 月

参 考 資 料

I. 山あげ大橋動的解析モデルデータ および固有値解析結果

1. 動的解析モデルデータ

1.1 節点データ

節点番号	座標値		固定条件			節点番号	座標値		固定条件		
	X(m)	Y(m)	X	Y	0		X(m)	Y(m)	X	Y	0
1	0.0000	-0.0000				31	81.6000	-3.7990			
2	20.4000	-0.3750				32	81.6000	-11.7490			
3	40.8000	-0.9160				33	81.6000	-19.6990			
4	61.2000	-1.6240				34	81.6000	-20.7730			
5	81.6000	-2.4990				35	81.6000	-21.9660	0	1	0
6	102.0000	-3.5070				36	122.4000	-5.8270			
7	122.4000	-4.5270				37	122.4000	-12.8270			
8	142.8000	-5.5470				38	122.4000	-19.8270			
9	163.2000	-6.5670				39	122.4000	-20.9020			
10	183.6000	-7.5870				40	122.4000	-21.8280	0	1	0
11	204.0000	-8.6070				41	163.2000	-7.8670			
12	224.4000	-9.6270				42	163.2000	-14.1170			
13	244.8000	-10.6470				43	163.2000	-20.3670			
14	0.0000	-1.3000				44	163.2000	-21.4400			
15	40.8000	-2.2160				45	163.2000	-22.3670	0	1	0
16	81.6000	-3.7990				46	204.0000	-9.9070			
17	122.4000	-5.8270				47	204.0000	-15.1070			
18	163.2000	-7.8670				48	204.0000	-20.3070			
19	204.0000	-9.9070				49	204.0000	-21.3790			
20	244.8000	-11.9470				50	204.0000	-22.3070	0	1	0
21	0.0000	-1.3000				51	244.8000	-11.9470			
22	0.0000	-11.4970				52	244.8000	-16.0920			
23	0.0000	-18.9000				53	244.8000	-20.2370			
24	0.0000	-21.6450				54	244.8000	-21.3240			
25	0.0000	-23.9000	1	1	1	55	244.8000	-22.2370	0	1	0
26	40.8000	-2.2160				56	82.6000	-21.9660	1	1	1
27	40.8000	-11.0660				57	123.4000	-21.8280	1	1	1
28	40.8000	-19.9160				58	164.2000	-22.3670	1	1	1
29	40.8000	-21.1910	1	1	1	59	205.0000	-22.3070	1	1	1
30	40.8000	-22.3160				60	245.8000	-22.2370	1	1	1

※礎を完全固定とするケースでは節点 3 40, 45, 50, 55

固定とし, 56 ~ 60 を削除

1.2 節点重量データ

節点番号	付加荷重		節点番号	付加荷重		節点番号	付加荷重	
	Mx(tf)	My(tf)		Mx(tf)	My(tf)		Mx(tf)	My(tf)
1	319.9	319.9	21			41		
2	521.8	521.8	22	2151.4	2151.4	42	406.3	406.3
3	622.8	622.8	23			43		
4	521.3	521.3	24	3068.6	3068.6	44	253.9	253.9
5	605.7	605.7	25			45		
6	485.6	485.6	26			46		
7	541.1	541.1	27	885.0	885.0	47	338.0	338.0
8	450.6	450.6	28			48		
9	530.8	530.8	29	475.6	475.6	49	234.8	234.8
10	450.6	450.6	30			50		
11	530.8	530.8	31			51		
12	441.3	441.3	32	699.6	699.6	52	476.7	476.7
13	272.3	272.3	33			53		
14			34	344.4	344.4	54	468.6	468.6
15			35			55		
16			36			56		
17			37	500.5	500.5	57		
18			38			58		
19			39	273.1	273.1	59		
20			40			60		

1.3 部材データ

部材 番号	要 素 タイプ	部材端節点		X 方向	材質 番号	減 番	衰 号	部材 番号	要 素 タイプ	部材端節点		X 方向	材質 番号	減 番	衰 号
		I 端	J 端							I 端	J 端				
1	B	1	2		1		1	31	B	34	35		20		2
2	B	2	3		2		1	32	B	36	37		16		2
3	B	3	4		3		1	33	B	37	38		16		2
4	B	4	5		4		1	34	B	38	39		20		2
5	B	5	6		5		1	35	B	39	40		20		2
6	B	6	7		6		1	36	B	41	42		17		2
7	B	7	8		7		1	37	B	42	43		17		2
8	B	8	9		8		1	38	B	43	44		20		2
9	B	9	10		9		1	39	B	44	45		20		2
10	B	10	11		10		1	40	B	46	47		18		2
11	B	11	12		11		1	41	B	47	48		18		2
12	B	12	13		12		1	42	B	48	49		20		2
13	B	1	14		20		2	43	B	49	50		20		2
14	B	3	15		20		2	44	B	51	52		19		2
15	B	5	16		20		2	45	B	52	53		19		2
16	B	7	17		20		2	46	B	53	54		20		2
17	B	9	18		20		2	47	B	54	55		20		2
18	B	11	19		20		2	48	S	14	21	22	1		4
19	B	13	20		20		2	49	S	15	26	27	2		4
20	B	21	22		13		2	50	S	16	31	32	3		4
21	B	22	23		13		2	51	S	17	36	37	4		4
22	B	23	24		20		2	52	S	18	41	42	5		4
23	B	24	25		20		2	53	S	19	46	47	6		4
24	B	26	27		14		2	54	S	20	51	52	7		4
25	B	27	28		14		2	55	S	35	56	56	8		3
26	B	28	29		20		2	56	S	40	57	57	9		3
27	B	29	30		20		2	57	S	45	58	58	10		3
28	B	31	32		15		2	58	S	50	59	59	11		3
29	B	32	33		15		2	59	S	55	60	60	12		3
30	B	33	34		20		2								

※基礎を完全固定とするケースでは、部材 55 ～ 59 を削除

※ B : 梁要素 / S : パネ要素

1.4 材質データ

材質 番号	構 造 部 材	弾 性 係 数 $E(\text{tf/m}^2)$	せん断弾性係数 $G(\text{tf/m}^2)$	断 面 積 $A(\text{m}^2)$	断面 2 次モーメント $I(\text{m}^4)$
1	上部構造	3.10×10^6	1.348×10^6	9.2220	4.855
2	"	3.10×10^6	1.348×10^6	9.4030	4.799
3	"	3.10×10^6	1.348×10^6	9.2360	4.860
4	"	3.10×10^6	1.348×10^6	9.1750	4.689
5	"	3.10×10^6	1.348×10^6	8.8910	4.619
6	"	3.10×10^6	1.348×10^6	8.5540	4.212
7	"	3.10×10^6	1.348×10^6	7.9560	4.016
8	"	3.10×10^6	1.348×10^6	8.2560	4.011
9	"	3.10×10^6	1.348×10^6	8.0310	4.028
10	"	3.10×10^6	1.348×10^6	8.2560	4.011
11	"	3.10×10^6	1.348×10^6	8.0310	4.028
12	"	3.10×10^6	1.348×10^6	7.8890	3.973
13	下部構造柱部材	2.35×10^6	1.022×10^6	64.5320	106.513
14	"	2.35×10^6	1.022×10^6	20.0000	10.417
15	"	2.35×10^6	1.022×10^6	17.6000	7.099
16	"	2.35×10^6	1.022×10^6	14.3000	5.768
17	"	2.35×10^6	1.022×10^6	13.0000	4.333
18	"	2.35×10^6	1.022×10^6	13.0000	4.333
19	"	2.35×10^6	1.022×10^6	23.0000	7.667
20	剛体部材	2.35×10^6	1.022×10^6	999.0000	999.000

1.5 バネ部材データ

部材 番号	構造部材	バネ係数 (tf/m)			回転バネ係数 (tfm/rad)		
		Kx	Ky	Kz	θx	θy	θz
1	免震装置	1.00×10^{10}	7.00×10^3	1.00×10^{10}	1.00×10^{10}	1.00×10^{10}	0.0
2	"	1.00×10^{10}	2.00×10^4	1.00×10^{10}	1.00×10^{10}	1.00×10^{10}	0.0
3	"	1.00×10^{10}	2.00×10^4	1.00×10^{10}	1.00×10^{10}	1.00×10^{10}	0.0
4	"	1.00×10^{10}	2.00×10^4	1.00×10^{10}	1.00×10^{10}	1.00×10^{10}	0.0
5	"	1.00×10^{10}	2.00×10^4	1.00×10^{10}	1.00×10^{10}	1.00×10^{10}	0.0
6	"	1.00×10^{10}	2.00×10^4	1.00×10^{10}	1.00×10^{10}	1.00×10^{10}	0.0
7	"	1.00×10^{10}	7.00×10^3	1.00×10^{10}	1.00×10^{10}	1.00×10^{10}	0.0
8	地盤バネ	2.01×10^5	1.00×10^{10}	2.01×10^5	1.00×10^{10}	1.00×10^8	2.82×10^6
9	"	1.74×10^5	1.00×10^{10}	1.74×10^5	1.00×10^{10}	1.00×10^8	2.13×10^6
10	"	1.67×10^5	1.00×10^{10}	1.67×10^5	1.00×10^{10}	1.00×10^8	1.75×10^6
11	"	1.58×10^5	1.00×10^{10}	1.58×10^5	1.00×10^{10}	1.00×10^8	1.42×10^6
12	"	2.45×10^5	1.00×10^{10}	2.45×10^5	1.00×10^{10}	1.00×10^8	4.97×10^6

※基礎を完全固定とするケースでは、地盤バネを削除

1.6 減衰定数データ

減衰番号	構造部材	減衰定数
1	上部構造	0.03
2	下部構造	0.05
3	基礎構造	0.10
4	免震装置	0.00

2. 固有値解析結果

2.1 固有周期特性

振動 次数	固有周期 (sec)	刺激係数		有効質量比 (%)	
		橋軸方向	上下方向	橋軸方向	上下方向
1	0.658	27.556	0.073	44.107	0.000
2	0.449	-0.192	-0.039	0.002	0.000
3	0.418	-0.022	-4.025	0.000	0.941
4	0.356	0.034	-0.180	0.000	0.002
5	0.299	0.063	-5.807	0.000	1.959
6	0.259	0.033	0.127	0.000	0.001
7	0.235	-0.165	15.982	0.002	14.837
8	0.154	1.762	0.070	0.180	0.000
9	0.123	-5.838	0.017	1.980	0.000
10	0.117	-7.502	-0.056	3.269	0.000

※0.658は卓越周期を示す。

2.2 各モードの減衰定数

振動 次数	固有周期 (sec)	減衰定数			
		h _B = 0%	h _B = 5%	h _B = 10%	h _B = 15%
1	0.658	0.0265	0.0499	0.0732	0.0965
2	0.449	0.0300	0.0302	0.0304	0.0307
3	0.418	0.0300	0.0302	0.0304	0.0307
4	0.356	0.0301	0.0302	0.0303	0.0305
5	0.299	0.0301	0.0302	0.0303	0.0304
6	0.259	0.0302	0.0303	0.0303	0.0303
7	0.235	0.0303	0.0303	0.0303	0.0303
8	0.154	0.0306	0.0321	0.0336	0.0351
9	0.123	0.0313	0.0491	0.0669	0.0847
10	0.117	0.0316	0.0496	0.0676	0.0856

参 考 資 料

Ⅱ. 丸木橋大橋動的解析モデルデータ および固有値解析結果

1. 動的解析モデルデータ

1.1 節点データ

節点番号	座 標 値 (m)			固定条件					
				並 進			回 転		
	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
1	0.5956	11.3500	-0.0723						
2	15.6663	11.3500	-2.3888						
3	30.5677	11.3500	-5.6196						
4	45.2444	11.3500	-9.7529						
5	59.6419	11.3500	-14.7732						
6	73.7065	11.3500	-20.6619						
7	88.1201	11.3500	-27.4917						
8	0.5956	11.3500	-0.0723	1	1	1	1	1	1
9	30.5677	11.3500	-5.6196						
10	30.5677	10.2360	-5.6196						
11	30.5677	9.2000	-5.6196						
12	30.5677	4.6000	-5.6196						
13	30.5677	0.0000	-5.6196	1	1	1	1	1	1
14	59.6419	11.3500	-14.7723						
15	59.6419	10.2360	-14.7723						
16	59.6419	9.2000	-14.7723						
17	59.6419	5.2000	-14.7723						
18	59.6419	1.2000	-14.7723	1	1	1	1	1	1
19	88.1201	11.3500	-27.4917	1	1	1	1	1	1
20	0.5956	12.0000	-0.0723						
21	88.1201	12.0000	-27.4917						

1.2 節点重量データ

節点番号	付加重量 (tf)		
	Mx	My	Mz
1	165.000	165.000	165.000
2	330.000	330.000	330.000
3	330.000	330.000	330.000
4	330.000	330.000	330.000
5	330.000	330.000	330.000
6	330.000	330.000	330.000
7	165.000	165.000	165.000
8	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000
10	86.250	86.250	86.250
11	0.000	0.000	0.000
12	232.408	232.408	232.408
13	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000
15	88.875	88.875	88.875
16	0.000	0.000	0.000
17	202.094	202.094	202.094
18	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000

1.3 部材データ

節点番号	要素 タイプ	部材端節点		X 方向	材 料 番 号	減 衰 番 号
		I 端	J 端			
1	B	1	2		1	1
2	B	2	3		1	1
3	B	3	4		1	1
4	B	4	5		1	1
5	B	5	6		1	1
6	B	6	7		1	1
7	B	9	10		3	2
8	B	10	11		3	2
9	B	11	12		2	2
10	B	12	13		2	2
11	B	14	15		3	2
12	B	15	16		3	2
13	B	16	17		2	2
14	B	17	18		2	2
15	S	1	8	2	1	3
16	S	3	9	1	2	4
17	S	5	14	1	3	5
18	S	7	19	2	1	6

※ B : 梁要素 / S : パネ要素

1.4 材質データ

節点 番号	構造部材	弾 性 係 数 E (tf/m ²)	せん断弾性係数 G (tf/m ²)	断 面 積 A (m ²)	断面 2 次モーメント (m ⁴)		
					Ix	Iy	Iz
1	上部構造	3.25×10^8	1.25×10^8	5.851	3.380	62.566	1.891
2	下部構造	2.60×10^8	1.00×10^8	10.105	8.711	27.304	2.556
3	剛体部材	3.25×10^8	1.25×10^8	999.	999.	999.	999.

1.5 バネ部材データ

部材 番号	構造部材	バネ係数 (tf/m)			回転バネ係数 (tfm/rad)		
		Kx	Ky	Kz	θ_x	θ_y	θ_z
1	免震装置	1.00×10^8	1.613×10^4	1.613×10^4	1.00×10^8	1.00×10^8	0.0
2	"	1.00×10^8	4.730×10^4	4.730×10^4	1.00×10^8	1.00×10^8	0.0
3	"	1.00×10^8	4.455×10^4	4.455×10^4	1.00×10^8	1.00×10^8	0.0

1.6 減衰定数データ

減衰番号	構造部材	減衰定数
1	上部構造	0.03
2	下部構造	0.05
3	免震装置	0.0 ~ 0.20
4	免震装置	0.0 ~ 0.20
5	免震装置	0.0 ~ 0.20
6	免震装置	0.0 ~ 0.20

2. 固有値解析結果

2.1 固有周期特性

振動 次数	固有周期 (sec)	刺激係数			有効質量比 (%)		
		橋軸方向	上下方向	直角方向	橋軸方向	上下方向	直角方向
1	0.386	15.207	-0.005	0.007	87.511	0.000	0.000
2	0.353	0.027	3.424	0.055	0.000	4.436	0.001
3	0.284	0.001	0.136	2.036	0.000	0.007	1.569
4	0.277	-0.011	0.000	14.403	0.000	0.000	78.508
5	0.252	0.345	-0.062	0.406	0.045	0.002	0.062
6	0.206	-0.000	9.587	-0.040	0.000	34.784	0.001
7	0.129	-0.133	-0.006	0.357	0.007	0.000	0.048
8	0.075	-1.565	-0.000	0.007	0.927	0.000	0.000
9	0.070	-3.516	0.000	0.028	4.679	0.000	0.000
10	0.063	0.463	0.000	0.174	0.081	0.000	0.011

※ 78.508 は卓越周期を示す。

2.2 各モードの減衰定数

振動 次数	固有周期 (sec)	減衰定数		
		hb= 0%	hb= 10%	hb= 20%
1	0.386	0.01743	0.08257	0.14772
2	0.353	0.04997	0.05003	0.05008
3	0.284	0.04920	0.05080	0.05241
4	0.277	0.00851	0.09149	0.17448
5	0.252	0.01354	0.08646	0.15938
6	0.206	0.04998	0.05002	0.05005
7	0.129	0.03715	0.06285	0.08856
8	0.075	0.02146	0.07854	0.13563
9	0.070	0.01961	0.08039	0.14116
10	0.063	0.04053	0.05947	0.07840

要 旨

平成7年8月現在で、我が国において免震設計を採用した橋梁は設計中のものを含めると40橋におよぶ。この他に免震支承を用いて反力分散を図った橋梁、上部桁のノージョイント工事に伴い免震支承を用いた橋梁を含めると80橋以上にのぼり、徐々に実績が増えつつある。また、実橋梁の実際の地震時の振動特性についても、免震橋の建設の歴史が浅い中で少しずつではあるがデータが蓄積されつつある。

本資料は、平成6年度に起きた北海道東方沖地震、三陸はるか沖地震、兵庫県南部地震の際に得られた山あげ大橋、丸木橋大橋、松の浜高架橋の3橋の地震記録を解析し、地震記録から見た免震橋梁の地震時振動特性を検討した結果を取りまとめたものである。

キーワード：免震橋梁、山あげ大橋、丸木橋大橋、松の浜高架橋、北海道東方沖地震、三陸はるか沖地震、兵庫県南部地震、地震時振動特性、強震記録



郵便はがき

切手をは
いて下さ
い。

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所

地震防災部耐震研究室 行

茨城県つくば市大字旭一番地

No. 003

No. 003

配布先住所

配布先氏名



土木研究所資料 第3383号

部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

○