

19 径間連続立体免震橋の 振動実験に基づく動的解析

林 秀侃¹・梶川 康男²・深田 幸史³・枚本 正信⁴・浜 博和⁵

¹ 正会員	阪神高速道路公団 保全施設部	(〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4丁目1番3号)
² 正会員 工博	金沢大学 工学部土木建設工学科	(〒920-8667 金沢市小立野2丁目40番20号)
³ 学生員 工修	金沢大学大学院 自然科学研究科	(同上)
⁴ 正会員 工博	(株)フジエンジニアリング	(〒532-0002 大阪市淀川区東三国4丁目13番3号)
⁵ 正会員	(株)フジエンジニアリング調査設計部	(同上)

阪神高速道路3号神戸線における弁天工区では、阪神・淡路大震災により、上部構造では単純桁3連が落橋、5連に主桁座屈、下部構造ではRC脚柱にせん断破壊が生じるなど大被害を被った。被災後、橋脚基部に免震支承を設けた19径間連続鋼床版立体ラーメン免震橋が採用された。このような例は、世界的にも道路橋としては初めての試みであることから、免震支承が構造の一部材となったことによる構造全体、および免震支承の地震時の動的な応答がどのようなものかを確認すること、また免震支承単体で得られている諸定数と比較するために急速解放実験を行い、その実験結果と解析結果を比較検討した。

Key Words : lead rubber bearing, vibration characteristics, isolator, continuous frame structure, dynamic test

1. まえがき

阪神高速道路3号神戸線における神戸市中央区波止場町～弁天町(以下、弁天工区)の区間は、RC単柱橋脚で支持されたRC床版3径間連続桁が6連、同単純桁が2連で構成されていた。しかし、阪神・淡路大震災¹⁾により上部構造では単純桁3連が落橋、5連に主桁座屈、下部構造ではRC脚柱にせん断破壊が生じるなど大被害を被った。被災後、路下の国道2号の一般交通を確保するためにフーチングを残して上・下部構造はすべて撤去した。再構築の構造形式選定においては、以下の基本方針に基づき種々検討の結果、橋脚基部に免震支承を配置した19径間連続鋼床版立体ラーメン免震橋を採用した^{2), 3)}。

- ①既設杭基礎は、損傷がほとんどなかったため、工期短縮のため原則として再利用する。
- ②上部構造の軽量化を図るとともに、免震支承を用いることにより、地震力の低減を図る。
- ③落橋を防止するために、単柱橋脚と横梁を剛結するとともに可能な限り連続桁形式とする。

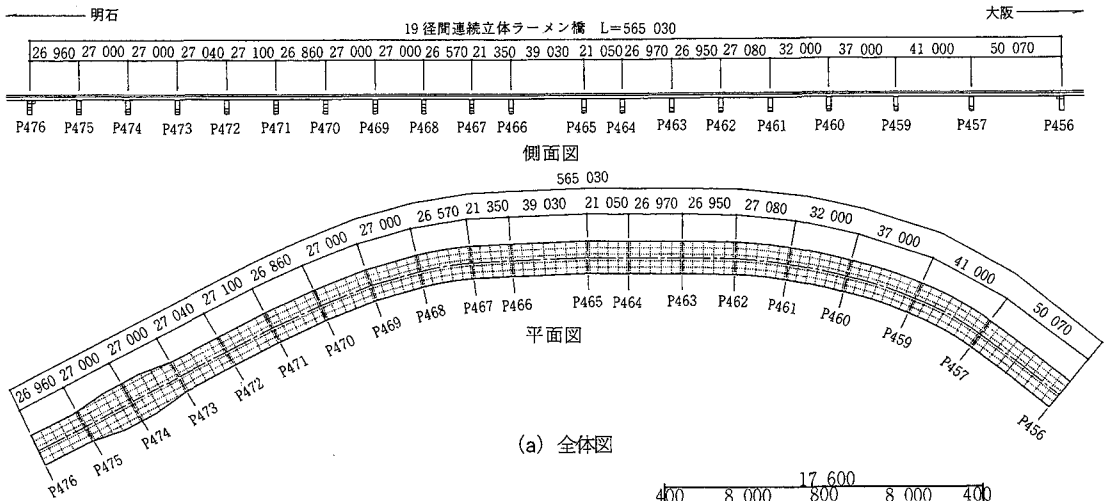
本橋のように橋脚基部に免震支承を設けた例は、世界的

にも道路橋としては初めての試みである。したがって、免震支承を含めた全体構造が地震時にどのような挙動をするのかを確認すること、また免震支承単体で得られている諸定数と比較することが必要であると考えた。

そこで、本研究では急速解放機構付きジャッキを用いて、橋脚基部に静的に荷重を載荷する単調載荷実験、および載荷した荷重を瞬時に除荷する急速解放実験を行った⁴⁾。また、解析上で実験のシミュレーションを行い、実験値と解析値を比較することで解析モデルを確立させた。さらに、本橋の地震時の挙動を把握するために、その解析モデルを用いて地震応答解析を行った。

阪神・淡路大震災以降、設計において積極的に動的解析が行われ、全体構造としての性能照査がなされてきている。しかし、完成した構造物が設計したとおりの性能を有するものが、様々な方法により確認することが必要である。

特に、免震装置を有する場合には、実際の構造物に対して、油圧ジャッキなどを用いて耐震性の確認^{5)・9)}をしており、免震構造物に対する確認試験の一方として、本実験は今後の資料に役立つと言える。



(a) 全体図

2. 実験方法

本研究で対象とした橋梁は、阪神高速道路3号神戸線の弁天工区に架設された19径間連続鋼床版立体ラーメン免震橋である。本橋の一般図を図-1に示す。また、本橋は各径間長が一定ではないために、上部構造の反力が各径間で異なり、4タイプの免震支承(LRB)を用いている。そのうちの1つの免震支承(LRB)の一般図を図-2に示す¹⁰⁾。

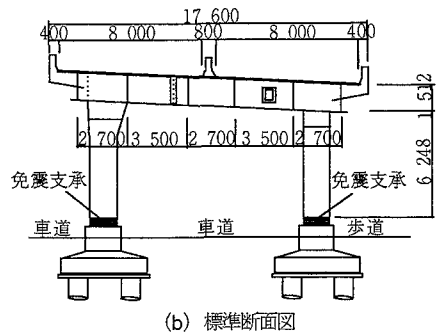
本橋において、免震支承と全体構造の挙動を把握するために、静的載荷実験および振動実験を行った。本橋は、19径間が連続しているために橋長が非常に長く、全体質量もかなり大きいため、起振機による加振では免震支承に有意な変形を与えることが困難である。

そこで、急速解放機構付きジャッキ(日本道路公団試験研究所所有、急速解放弁付き油圧ジャッキ6台、最大出力180tf(1764kN)、最大ストローク150mm)を用いて以下のような振動実験を行った。なお、以下の実験では、図-3に示すように油圧ジャッキを橋脚基部に設置した。また、図-4に測点配置図を示す。

(1) 単調載荷実験

この実験では、図-4に示すように、P463の山側の脚柱基部(1箇所載荷;単独載荷)、P462~P464の3橋脚の山側の脚柱基部(3箇所載荷;並列載荷)および、その3橋脚の海・山側の両脚柱基部(6箇所載荷;直列載荷)を同時に橋軸直角方向に静的に荷重を載荷することで、免震支承の剛性や減衰定数を把握した。

なお、これらの実験は、50、100、150、180tf(490、980、1470、1764kN)の各載荷荷重に達した時点で、各測点の変位を計測し、その後、除荷して次の荷重を再載荷する順序で行った。



(b) 標準断面図

図-1 一般図(単位:mm)

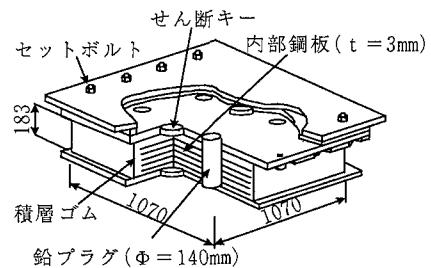


図-2 P457~P461の免震支承(LRB)の一般図

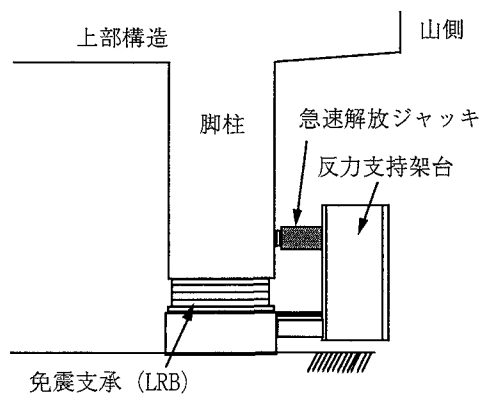
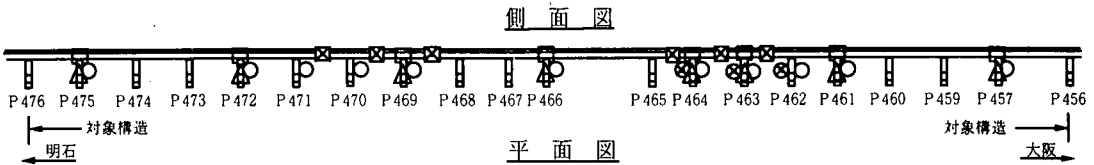


図-3 油圧ジャッキの設置図



- ⊗ ジャッキ反力
- 橋脚下変位 (XY方向)
- △ 橋脚下加速度 (XY方向)
- 橋脚上振動 (速度, 加速度, XY方向)
- ⊠ 主桁振動 (速度, 加速度, Z方向)
- × 応力

図-4 油圧ジャッキ配置場所と測点配置図



図-5 解析モデル図

(2) 急速解放実験

この実験では、P462～P464の3橋脚の海・山側の両脚柱基部に橋軸直角方向に荷重を加え、載荷荷重が180tf (1764kN)に達した段階で与えていた変位を急速に解放した。そして、各測点における自由減衰波形を計測し、振動モードや卓越振動数および減衰定数を把握した¹¹⁾。

3. 解析方法

本実験での動的な挙動を有限要素法を用いてシミュレーション解析した^{12), 13)}。解析モデルは、図-5に示すように平面線形および縦断線形を考慮した3次元骨組構造とした。なお、解析モデルの全体座標系X方向は、本橋の両端のP456とP476橋脚柱間の中心を結ぶ方向を、Y方向はそれに直角方向とした。主桁は1本の梁に置き換え、主桁と橋脚横梁、脚柱隅角部を剛結とした。質量は集中質量として扱い、主桁部分は径間を4等分する程度の分割とし

て回転慣性も考慮した。また、端部橋脚P476, P456については、実際には各主桁部に免震支承を用いているため、橋脚下端では固定とし、主桁部との接合部を線形ばねで置き換えた。図-6に橋脚部分の解析モデルの詳細図を示す。橋脚基部における免震支承は、ばね部材とした。なお、この際の回転ばねは線形ばねとして扱い、そのばね定数は、式(1)より算出した¹⁴⁾。

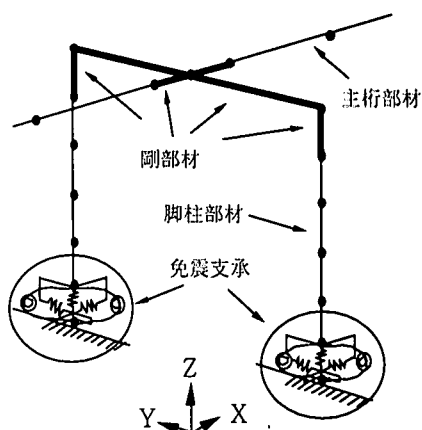
ここに、 G はゴムのせん断弾性係数、 a 、 b はそれぞれ橋軸および橋軸直角方向の支承寸法、 t は1層のゴム厚、 n は層数、 C は係数で文献14)より求めた。

$$K_{\theta} = CG \frac{a^5 b}{t^3 n} \quad (1)$$

水平方向のせん断ばねは、線形と非線形ばねの2つのモデルを用いた。非線形ばねモデルは、実物支承単体試験でのせん断ひずみ (水平変形量/ゴムの総厚) 175%をモデ

表一 解析ケース

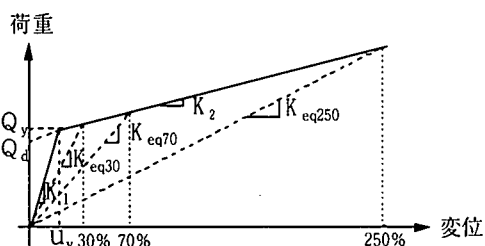
		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
荷重載荷位置	単独載荷	○	○	○	○								
	並列載荷					○	○	○	○				
	直列載荷									○	○	○	○
免震支承減衰機構	履歴減衰	○	○			○	○			○	○		
	等価減衰			○	○			○	○			○	○
免震支承モデル化	等価剛性			○	○			○	○			○	○
	bi-linear	○	○			○	○			○	○		
上部構造減衰定数	h=2%	○		○		○		○		○		○	
	h=5%		○		○		○		○		○		○



図一六 橋脚部のモデル詳細図

また、比較のために、急速解放実験で門型橋脚がロッキング振動している際に、橋脚横梁上で観測された自由減衰波形から得られた減衰定数5%も用いた。

また、免震支承については、線形ばねの場合には等価減衰定数(h_{eq})として、実験より得られた下限値15%を用い、bi-linearの非線形ばねの場合には、履歴減衰によりその減衰を考慮することにした。



$$\begin{aligned}
 K_1 &= 2\,364 \text{ tf/m} & u_y &= 0.01925 \text{ m} \\
 K_2 &= 364 \text{ tf/m} & Q_y &= 45.51 \text{ tf} \\
 K_{eq30} &= 1\,128 \text{ tf/m} & Q_d &= 38.5 \text{ tf} \\
 K_{eq70} &= 691 \text{ tf/m} & K_{eq250} &= 456 \text{ tf/m}
 \end{aligned}$$

図一七 免震支承の履歴特性

ル化した図一七に示す bi-linear モデルを用いた。なお、図一七は P475~P462 の免震支承に対する値である。

また、線形ばねは、本実験の支承変位の大きさを考慮して、図一七に示す bi-linear モデルのせん断ひずみ 30%、70%の等価剛性を用いた。さらに、地震応答解析には 250% 時の等価剛性を用いた。

本解析は、実験を再現し、そこから得られた情報から解析モデルを構築しようとするものである。したがって、基礎においては、地盤ばねは考慮せず橋脚下端は固定とし、支承以外の部材はすべて弾性として扱った。

表一に本解析で行う解析ケースを示す。解析ケースは、荷重載荷位置、免震支承のモデル化および上部構造減衰定数のそれぞれの組み合わせから決めた。

固有値解析においては、免震支承を等価剛性（せん断ひずみ 250%）を有する線形ばねとして扱い、サブスペース法を用いて解析した。

単調載荷および急速解放による動的応答解析では、直接積分法による Newmark β 法を用いて、時間間隔 0.01 秒、 $\beta=1/4$ として逐次積分して応答値を求めた。

減衰の扱いとしては、上部構造と橋脚部分には 1, 2 次モードで減衰定数(h) 2%となる Rayleigh 減衰を仮定した。

4. 実験値・解析値の比較

(1) 単調載荷実験

構造全体でみた変形性状として、P462~P464 の 3 橋脚の海・山側脚柱（直列載荷）に 180tf (1764kN) の荷重を同時に載荷した場合の免震支承部の橋軸直角方向の変位性状を図一八に示す。解析値としては、免震支承を線形ばね（等価剛性 30, 70%）とした場合と非線形ばねとした場合の 2 通りで示す。

また、P463 橋脚に着目して、P463 橋脚の山側脚柱のみに載荷した場合（単独載荷）、P462~P464 の 3 橋脚の山側脚柱に載荷した場合（並列載荷）、およびそれらの 3 橋脚の海・山側脚柱に同時載荷した場合（直列載荷）の実験と解析の変形性状を図一九に示す。

図一九の実験値を見ると、山側の脚柱だけに載荷した単独載荷および並列載荷の場合には、載荷した脚柱側の支承部のみが大きく変位して、海側の脚柱はほとんど変形していない。それに対して、海・山側の橋脚柱を同時に載荷した直列載荷の場合には、両方の支承部で同程度の変位が生じている。これは、免震支承の 1 次剛性がかなり大きいため、片側の橋脚柱基部に荷重を載荷しただけでは、荷重を載荷していないもう一方の脚柱の免震支承が 2 次剛性に至らないために変位が生じにくかったと考えられ、免震支承の非線形性がかなり影響している。

また、支承部とラーメン隅角部付近での変位を比較する

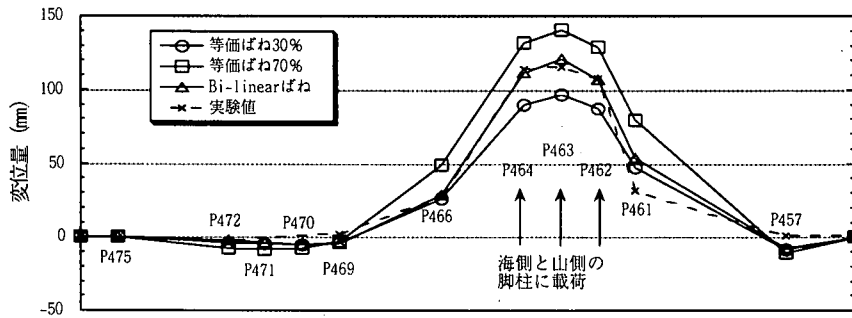


図-8 構造全体の変形性状

と、支承とは平行に変位していない。これは、上部構造には主桁や壁高欄等の拘束力があるために、隅角部付近では支承の変位に追従できなかったものと考えられる。

次に、実験値と解析値を比較する。線形ばねを用いた解析の場合、免震支承を等価剛性30%で評価した方が実験値に近いが、単独載荷および並列載荷のように、荷重を載荷していない側の支承においては、非線形ばねとした方が、実験値に近い。また、直列載荷の場合には、免震支承が十分に変位したために、等価剛性30%と非線形ばねはともに実験値にかなり近い値になっている。

次に、図-8に示した橋梁全体でみた支承部の変形性状について考察する。実験値、解析値ともに荷重を載荷したP462~P464の3橋脚の海・山側の支承では大きく変位しており、3橋脚ともに180tf(1764kN)載荷時で、最大変位量は約110mm程度見られる。しかしながら、載荷していない他の橋脚では変位がほとんど見られなく、荷重載荷の影響範囲が小さいことがわかる。

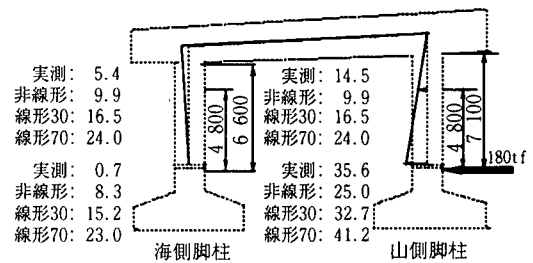
(2) 急速解放実験

P462~P464の3橋脚の海側と山側の脚柱(6箇所)を同時に180tf(1764kN)まで載荷し、その後急速解放したときのP463の山側脚柱に関する橋軸直角水平方向の載荷荷重、免震支承の変位、および隅角部付近の加速度の各応答波形をそれぞれ図-10(a)~(c)に示す。

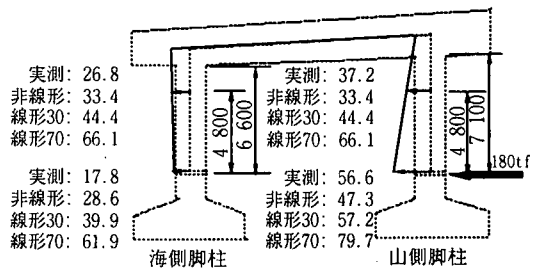
また、実験と同様に解析においても、上述した脚柱に180tf(1764kN)まで荷重を加えて、急速に解放した。そのときの結果として、支承を線形ばね(等価剛性30%)とした場合とbi-linearの非線形ばねとした場合、上部構造の減衰定数を2%、5%とした、それぞれの組み合わせによる変位波形を図-11(a)~(d)に示す。

まず、図-10(b)に示した橋脚基部における実測変位波形を見ると、解放と同時にゼロ点近傍まで急速に戻り、数波で振動成分が減衰している。さらに、その後に、緩やかに変位が減少していき、解放後約10秒ではほぼゼロ点位置に戻り、残留変位が生じていないことがわかる。

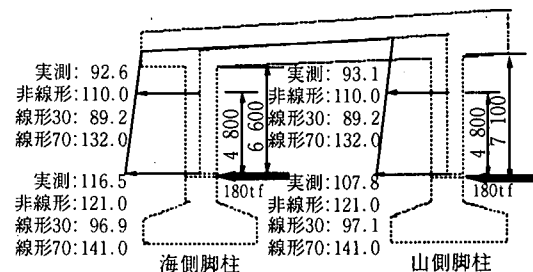
また、図-10(d)に示した加速度波形(図-10(c))の



(a) 単独載荷



(b) 並列載荷



(c) 直列載荷

図-9 P463橋脚の変形性状(単位:mm)

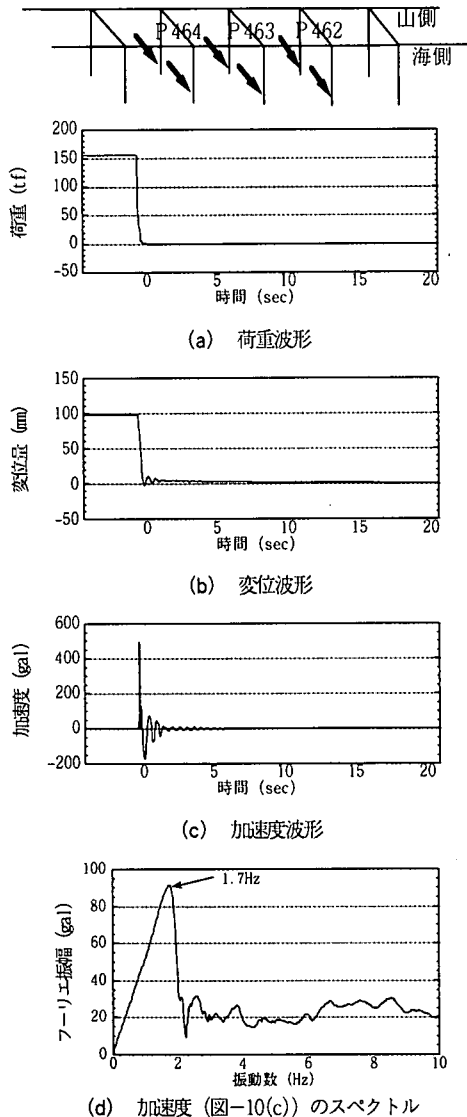


図-10 急速解放実験による応答波形 (P463 山側)

スペクトルを見ると、自由減衰している部分では約 2Hz に卓越振動成分があることがわかる。この約 2Hz の振動成分は、免震支承部の回転変形を計測した波形からそのモード形状を観測したところ、支承部の回転を伴う門型橋脚のロッキング振動であることがわかった。なお、このロッキング振動は、橋脚基部を免震支承の代わりにヒンジとした平面モデルの固有値解析結果とほぼ一致した。

次に、解析での変位波形を見ると、免震支承を線形ばね(等価剛性 30%)とした場合には、支承部の等価減衰定数として 15% を仮定したために、上部構造の減衰を変化させてもほとんど差異が見られない(図-11(a), (b)参照)。一方、免震支承を bi-linear ばねとした場合には、上部構造の減衰定数を 5% にしたケースが実験値にやや近いが、実験値はさらに減衰が大きくなっている。

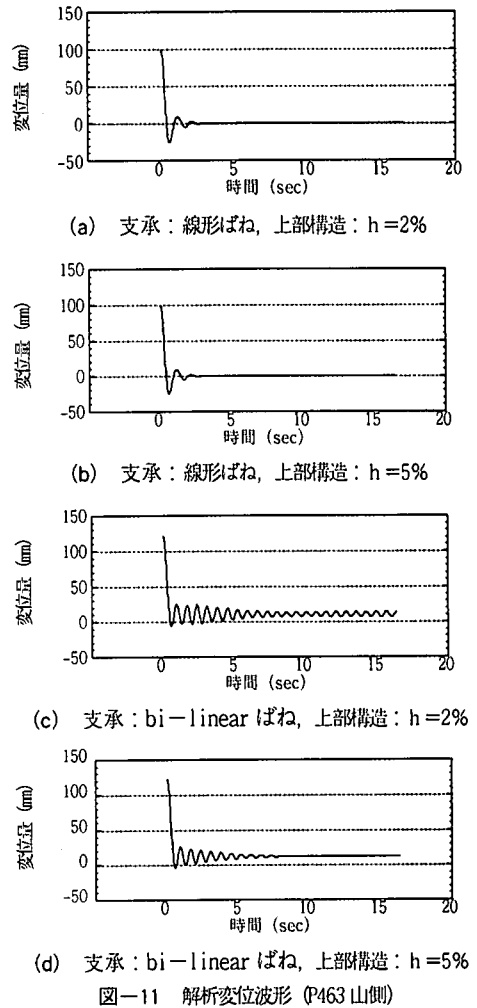
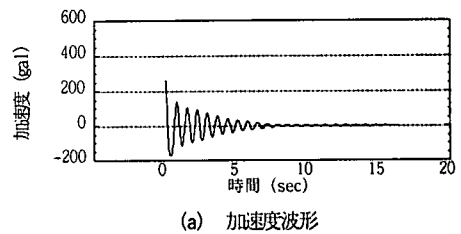
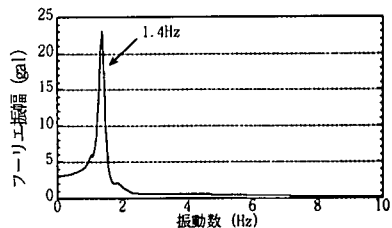


図-11 解析変位波形 (P463 山側)



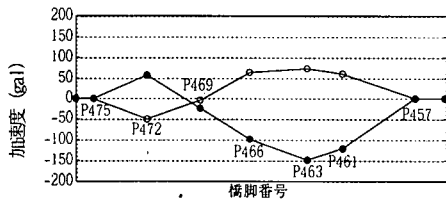
(a) 加速度波形



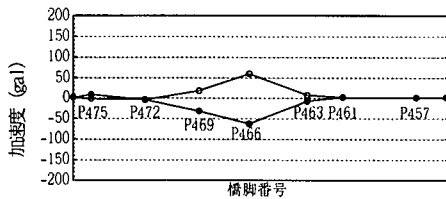
(b) 加速度スペクトル

図-12 解析応答波形

(支承 bi-linear ばね, 上部構造 h=5%, P463 山側)

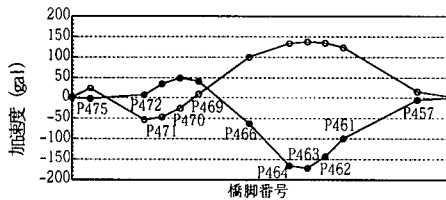


(a) 急速解放直後

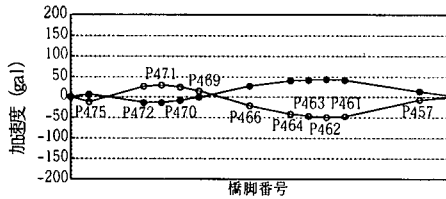


(b) 1秒後

図-13 急速解放後の振動モード (実験, 6個所)



(a) 急速解放直後



(b) 1秒後

図-14 急速解放後の振動モード (解析, 6個所)

また、実験値に似た傾向を示していた、支承を bi-linear ばねとした上部構造の減衰定数 5% の場合の図-10(c), (d) に対応した加速度波形とそのスペクトルを図-12(a), (b) にそれぞれ示す。これより、解析における加速度の振幅や減衰性は実験値に比べて差異はあるものの、解析においても 1.4Hz に卓越振動数が湧起している。

次に、これら実験と解析における卓越振動成分の違いについて考察する。P462~P464 の 3 橋脚の海・山側の脚柱を同時に 180tf (1764kN) まで載荷し、その後急速解放した時の実験の加速度波形により確認できた振動モードを図-13 に示す。また、実験に対応させた解析における急速解放後の振動モードを図-14 に示す。

これらは、解放から静止までの橋梁全体 (主桁部) の振動モードであるが、図-13 の実験値では、解放直後は載荷橋脚近傍を腹とした 2 つの腹をもつ振動モードが卓越する

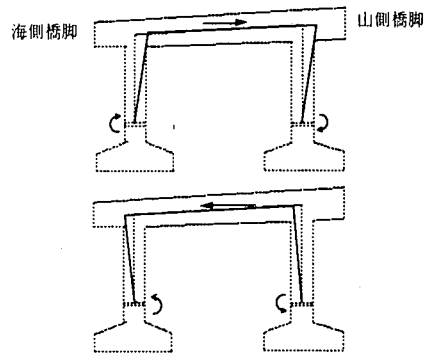


図-15 断面でみた急速解放後の振動モード (実験, 6個所)

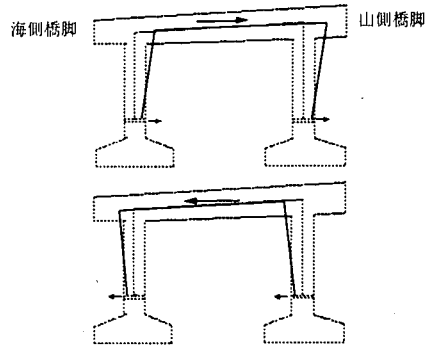


図-16 断面でみた急速解放後の振動モード (解析, 6個所)

が、4 波目以降は、節の位置が移動し橋梁中心付近である P466 近傍を腹とするモードに変化する振動性状を示した。

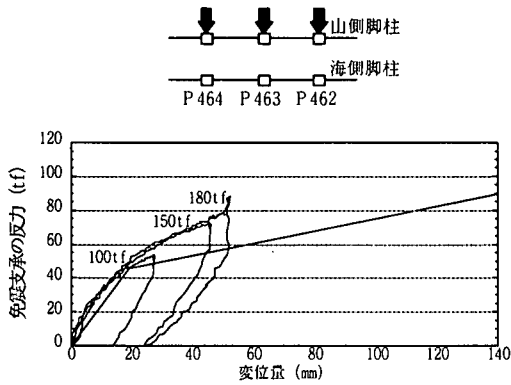
しかし、免震支承は 1 波目でもとの位置に戻っていることから、上述の振動モードは、いずれも支承のせん断変形に起因するものではなく、図-15 に示すように、免震支承がピン支持となった上部構造のロッキング振動が支配的な要因で生じている。

一方、解析では、解放直後は解析値と実測値とは、ほぼ似た傾向にあるといえるが、それ以降は、P466 近傍を腹とするモードに変化していない。この理由として、実験では免震支承が 1 波目でもとの位置に戻っているが、解析では、bi-linear 形状の 1 次剛性で戻る (参照: 図-17) ために、図-16 に示すように、支承のせん断変形による振動モードが表れているためであると考えられる。

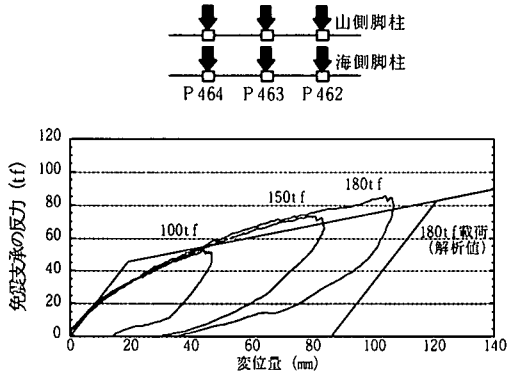
(3) 免震支承の剛性評価¹⁵⁾

本実験により得られたデータから、免震支承のばね剛性を推定することにした。ここで、支承の反力を算定するにあたり、橋脚部が受け持つ力を差し引いて補正する必要があり、本実験ではロードセルにより得られた荷重値から、橋脚隅角部でひずみゲージにより測定した応力を差し引いて免震支承のばね反力とした。単調載荷実験での各載荷ケースに対する P463 橋脚の荷重-変位図を図-17 に示す。

これより、並列載荷の場合には、実物単体試験における



(a) 並列載荷



(b) 直列載荷

図-17 各載荷ケースの荷重-変位の関係

せん断ひずみ 175%から仮定した bi-linear モデルとかなり異なっていることがわかる。この理由としては、荷重を載荷していない方の支承剛性が大きいため、図-9 に示したように橋脚全体として水平に変位せず、脚柱の曲げ剛性が影響したためと考えられる。それに対して、直列載荷した場合には、 K_1 と K_2 領域の境界は bi-linear モデルのように明瞭ではないが、変位量が大きくなると K_2 の剛性にかかなり近い値になっている。

また、荷重を除荷した場合には、実測ではすぐにゼロ点まで復元している。しかし、解析では bi-linear を仮定しているために、2次剛性域からは1次剛性で除荷され、残留変位が生じている。

これらは急速解放実験においても同様で、実測では荷重解放後にすぐにゼロ点まで復元して橋脚ロックン振動に移行するが、解析では残留変形を生じながら振動するために、先に述べた解放後の挙動に影響を与えたと考えられる(図-15, 16 参照)。

図-18 に、実物単体試験および本実験の単調載荷実験により得られた等価剛性と変位量との関係を示す。

ここで、本解析では免震支承を実物単体試験から得られたせん断ひずみ 175% (ゴムの総厚の 1.75 倍まで変形) の結果を用いて、図-7 に示すような bi-linear 形状にモデ

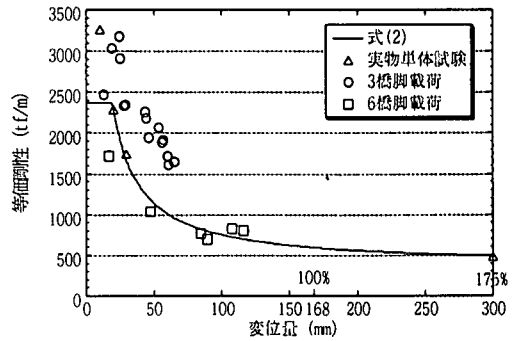


図-18 変位量と等価剛性との関係 (P463 山側)

ル化しているの、等価剛性と変形量の関係は式(2)のように表わされる。ここに、等価剛性を K 、任意の荷重における変位量を δ とする。

$$K = \frac{K_2 \delta + Q_d}{\delta} \quad (\delta \geq u_y) \quad (2)$$

この図より、変位量が小さい領域では、式(2)との相違が見られるが、変位量大きい場合には式(2)にかなり近いことがわかる。本実験では、せん断ひずみ約 70% までの実験であるが、約 50% ひずみまで変位させることができれば、かなり式(2)に近い値となっていることがわかる。

(4) 免震支承と構造全体の減衰特性

免震支承の変位量と等価減衰定数の関係を図-19 に示す。また、この図に実物単体試験により得られた等価減衰定数と、P462~P464 の 3 橋脚の海・山側の脚柱を同時に 50tf~180tf (490~1764kN) まで載荷(直列載荷)した時に得られた等価減衰定数を付記する。

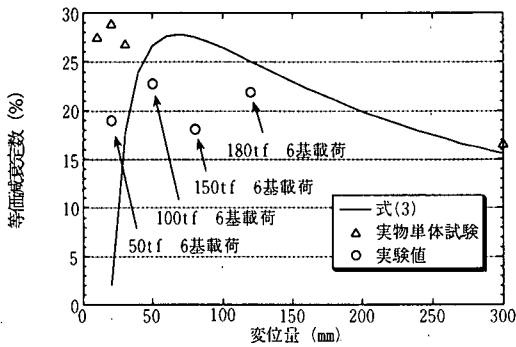
ここで、本解析で仮定した bi-linear モデルの等価減衰定数は式(3)で表わされる¹⁶⁾。

$$h = \frac{2Q_d \{ \delta + Q_d / (K_2 - K_1) \}}{\pi \delta (Q_d + K_2 \delta)} \quad (\delta \geq u_y) \quad (3)$$

ここに、変位量を δ とし、その変位量ときの等価減衰定数を h とする。

減衰性能は任意の荷重載荷により得られた変位量に依存しており、式(3)では変位量が 70mm を越えた辺りから等価減衰定数は減少傾向にある。

また、この図からもわかるように、多少のばらつきはあるものの、実験値は、式(3)に近い結果が得られており、免震支承は載荷した荷重レベルに関係なく 15%~25% の減衰特性を有している。



図一19 変位量と等価減衰定数との関係 (P463山側)

また、急速解放後に橋脚がロッキング振動しているときの門型橋脚横梁上で得られた減衰波形から上部構造の減衰定数を求めたところ、設計上では2%としているが、約4~5%有していた。このような上部構造の構造減衰や免震支承の復元力の差異は、本実験が局部的な加振であったことに要因していると考えられる。

5. 地震応答解析

(1) 固有振動特性

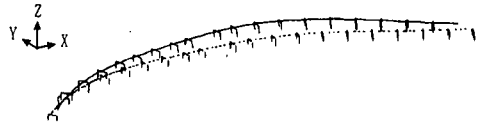
免震支承に等価剛性250%のばね定数を用いた場合の固有値解析結果とその振動モード図を図一20に示す。これより、5次モードまでがすべて水平方向の固有モードが卓越している。これらのモードから判断すると、剛性の高いコンクリート製の橋脚基部と鋼製立体ラーメン部との間に、比較的剛性の低い免震支承を設置することにより、免震支承の剛性が、構造全体の振動モードを支配していると考えられる。しかし、本実験の急速解放実験およびここでは示していないが別途行った常時微動測定からも、これらの振動モードは確認できなかった。

この理由として、本実験では局部的な加振であり、全体モードが生じるまで構造全体を十分に加振させることができなかったことが挙げられる。また、固有値解析では、免震支承を等価剛性を有する線形ばね部材として解析しているが、実際には実験からもわかるように、非線形性を有し、さらに復元力が大きいために、支承部のモデル化(履歴特性、剛性)に相違がある。したがって、一部の支承のみが2次剛性域まで到達している場合、全体構造の固有振動モードの存在を従来からの固有値解析により求めることは難しいと考えられる。

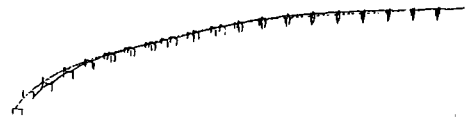
(2) 地震時の振動特性

免震橋においては、実際の地震時の振動特性について、免震橋で計測されたデータを用いて、動的解析と比較検討するなど、その免震効果の確認がなされている^{17), 18)}。

1次モード 0.669 Hz 刺激係数 X:-3.4 Y:29.1 Z:0.0



2次モード 0.673 Hz 刺激係数 X:-31.4 Y:-1.6 Z:0.0



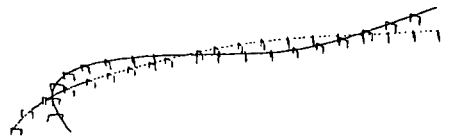
3次モード 0.686 Hz 刺激係数 X:4.9 Y:11.0 Z:0.0



4次モード 0.718 Hz 刺激係数 X:0.3 Y:-7.4 Z:0.0



5次モード 0.823 Hz 刺激係数 X:-2.0 Y:2.0 Z:0.0



図一20 固有値解析結果

このような比較ができることは稀であるが、本研究のように、可能な限りの実験により、本橋の振動特性を確認し、解析モデルを確立させて、それを用いて地震応答解析をすることは、実測で得られる結果に値すると考えられる。そこで、本研究では地震時に本橋がどのような挙動を示すのか確認するために地震応答解析を行った。

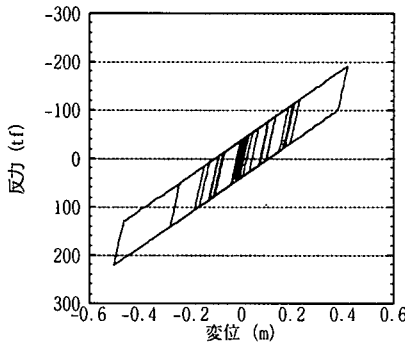
実験から免震支承の非線形の影響がかなり大きく、さらに3橋脚の海・山側の脚柱を同時に180tf (1764kN)まで載荷(直列載荷)した時に得られたデータは、本研究で仮定したbi-linearモデルにかなり近かったことから判断して、このbi-linearモデルを免震支承部に用いて、地震応答解析を行うことにした。なお、上部構造の減衰定数としては、実験により5%という値が得られたが、本実験は局部的な加振状態であったことを考慮して、安全側として2%で解析することにした。また、比較として免震支承部に線形ばねモデルを用いて、等価剛性250%のばね定数で等価減衰定数10%の場合も合わせて解析した。

ここで、入力地震動は、本橋が2種地盤であることから、道路橋の耐震設計に関する資料¹⁹⁾に示された2種地盤のType1, Type2のそれぞれの3波形を用いた。

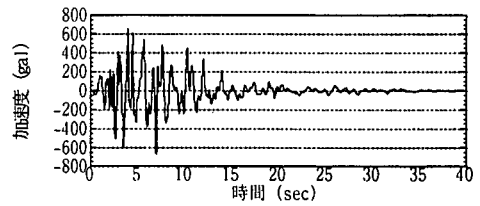
入力方向は、図一5で採用したものと同一X方向とY方

表一 地震応答解析の解析ケース

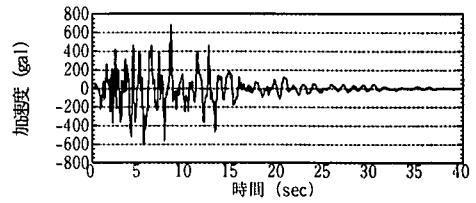
		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
地震波	全体X方向	○	○	○					
入力方向	全体Y方向				○	○	○	○	○
免震支承	履歴減衰	○	○			○	○		
減衰機構	等価減衰			○	○			○	○
免震支承	等価剛性			○	○			○	○
モデル化	bi-linear	○	○			○	○		
地震波	Type1	○		○		○		○	
	Type2		○		○		○		○



図一 23 橋軸直角方向の荷重-変位図 (P463 橋脚)

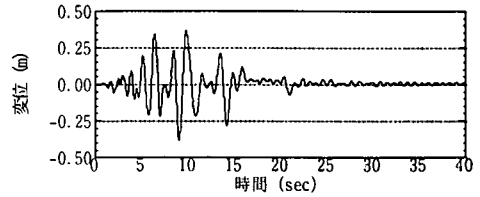


(a) 全体X方向入力：EW波



(b) 全体Y方向入力：NS波

図一 21 入力地震波 (文献¹⁹) による騰取波形



図一 22 橋軸方向の変位波形 (P463 橋脚)

表一 3 地震応答解析結果

解析ケース	変位応答 (mm)								加速度応答 (gal)							
	P457		P463		P466		P470		P457		P463		P466		P470	
	橋軸	軸直	橋軸	軸直	橋軸	軸直	橋軸	軸直	橋軸	軸直	橋軸	軸直	橋軸	軸直	橋軸	軸直
I, X方向(bi)Type1	143	105	169	20	171	11	164	33	359	338	416	195	415	111	410	228
II, X方向(bi)Type2	425	284	493	26	504	17	487	76	781	679	905	191	927	150	925	288
III, X方向(等)Type1	283	200	355	30	360	9	327	139	549	396	681	61	684	17	636	264
IV, X方向(等)Type2	404	290	509	49	516	13	469	202	788	580	984	106	985	26	918	387
V, Y方向(bi)Type1	102	165	13	148	9	164	45	151	334	426	77	419	65	520	173	406
VI, Y方向(bi)Type2	304	473	31	452	11	443	155	485	639	938	107	868	72	826	305	1007
VII, Y方向(等)Type1	199	270	24	344	5	370	130	357	396	545	44	660	12	688	248	677
VIII, Y方向(等)Type2	290	413	33	483	9	512	183	505	583	840	60	926	21	945	352	964

(等：等価線形ばね, bi: bi-linear ばね, 橋軸：橋軸方向入力, 軸直：橋軸直角方向入力)

向の 2 つの場合に分けてそれぞれ解析した²⁰⁾。表一 2 に上述した組み合わせによる解析ケースを示す。測点としては、本橋の端部付近にあたる P457, 中央付近の P466, 両端からそれぞれ 1/4 付近にあたる P463, P470 の各 4 橋脚隅角部の加速度波形と支承部の変位波形で橋軸および橋軸直角方向を対象とした。

各解析ケースの結果を表一 3 に示す。なお、これらの結果は、3 波のそれぞれの波を入力した時の最大応答値の平均値を示している。これより、ほとんどの測点において、支承を等価剛性 250% の線形ばねでモデル化した場合の方が、bi-linear の場合に比べて、変位、加速度ともに大きいことがわかる。また、どの測点においても Type2 の地震

波において最大応答値を示している。特に、bi-linear ばねで X 方向に地震波を入力した場合には、本橋の中央付近である P466 において、また Y 方向に地震波を入力した場合には、1/4 付近の P470 において、変位、加速度ともに最大となっている。

なお、本橋は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²¹⁾ に則って設計されており、本解析で得られた最大変位は、現行の道路橋示方書²²⁾ で規定されている免震支承のせん断ひずみ 250% (420mm) を満足していないが、ゴムの破断ひずみ 400% (672mm) 以下となっているので安全性に問題はないと判断している。

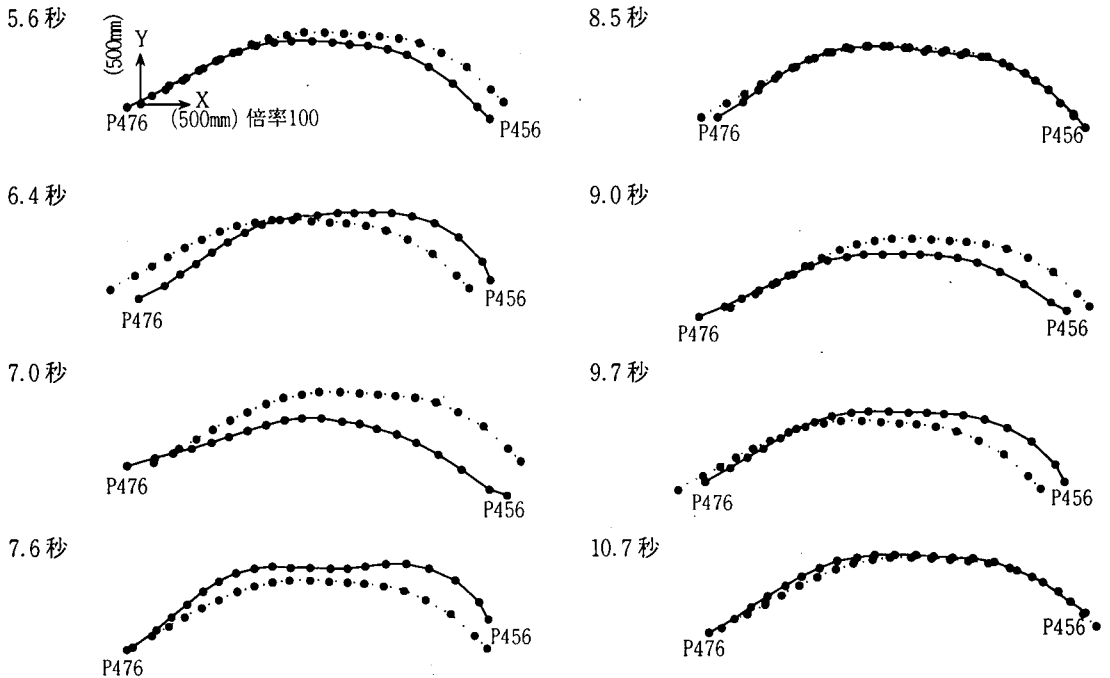


図-24 地震応答解析時の全体構造の変位性状 (点線：原形，実線：変位図)

次に、文献19)に2種地盤、Type2の地震波として挙げられている、JR鷹取駅で観測されたEW、NS波の各加速度波形(図-21(a)、(b)参照)を解析モデルのX方向(東西方向)、Y方向(南北方向)にそれぞれ入力した。

解析結果の一例として、P463橋脚を例にとり、図-22に橋軸方向の変位波形を、図-23に橋軸直角方向の荷重-変位図を示す。また、このときの本橋全体の変位性状を時刻ごとくに図-24に示す。

これを見ると、5.6秒、6.4秒の変位図は図-20で示した固有振動モードの1次、3次モード形状に似ていることがわかる。しかしながら、スペクトルからは固有振動数に一致したものは確認できなかった。さらに、図-24に示した時刻歴の流れに添って変位形状をみると、本橋の平面線形、および本解析のX、Y方向の地震波入力の影響により、本橋全体が一体となって、Z軸(鉛直軸)回りに回転するような挙動を示していることがわかる。

6. まとめ

本研究では、19径間連続立体免震橋という長大高架橋に対して実橋振動実験を行い、その橋梁のもつ性能を確認した。さらに、動的解析により、実験のシミュレーションを行い、実験値と解析値の比較をした。

本研究により明らかになった事項は次の通りである。

(1) 免震支承をbi-linearばねにモデル化することで、本実験の現象を概ね表わせる解析モデルを構築することができた。

(2) 単調載荷実験により、免震支承をせん断ひずみ50%程度せん断変形させれば、免震支承の単体試験結果に近い値が得られることがわかった。

(3) 固有値解析により得られた固有振動モードや固有振動数は、急速解放実験から確認できなかった。

(4) 急速解放実験において、解放後に約1波では元の位置に復元したことから、免震支承の復元力が大きいこと、また本橋のような構造形式の場合には、上部構造の構造減衰もかなり有効に働いていることがわかった。

(5) 実験により得られたデータをもとに、本橋をよく表わす解析モデルを構築し、そのモデルを用いて地震応答解析を行ったことで、より信頼性のある解析結果を得ることができた。

実構造物に対して振動実験を行い、解析モデルを構築し、そのモデルを用いた地震応答解析を行うことにより、信頼性のある結果を得ることができた。したがって、今後もこのような実験を行い、免震橋梁の特性を把握していく必要があると考えられる。

謝辞：本橋における設計・施工までを復旧工事という非常に限られた時間内で無事達成でき、さらにこのような貴重なデータを得られたことは、ひとえに本工事に携わった関

係者各位のお力添えがあったため深く感謝いたします。
また、実験に用いました急速解放弁付き油圧ジャッキを快
くご貸与頂いた日本道路公団試験研究所に対してこの場
を借りてお礼申し上げます。

参考文献

- 1) Kawashima, K. and Unjoh, S. : Impact of HANSHIN/AWAJI Earthquake on Seismic Design and Seismic Strengthening of Highway Bridges, *Proc. of JSCE*, No. 556/I-38, pp. 1-30, 1997. 1.
- 2) 林秀侃, 川北司郎 : 阪神高速 3 号神戸線弁天工区の復旧事例, 橋梁と基礎, Vol. 30, No. 8, pp. 48-52, 1996. 8.
- 3) 林秀侃, 川北司郎, 林田充弘 : 弁天高架橋の設計施工概要, 土木技術, Vol. 52, No. 2, pp. 57-64, 1997. 2.
- 4) 林秀侃, 川北司郎, 中東剛彦, 真田健司, 浜博和 : 19 径間連続立体免震橋の振動実験, 第 1 回免震・制震コロキウム講演論文集, pp. 63-70, 1996. 11.
- 5) 下田郁夫, 宮崎光生, 中野清司, 北川良和, 池永雅良 : 鉛プラグ入り積層ゴムを用いた免震建物の実物振動実験, 構造工学論文集, Vol. 35A, pp. 607-619, 1989. 3.
- 6) 早川和利, 高橋広幸, 角本周, 関口富夫, 岡本裕昭 : ゴム支承を用いた多脚固定形式 P C 連続桁橋の耐震性, 構造工学論文集, Vol. 40A, pp. 979-990, 1994. 3.
- 7) 堀松正芳, 佐々木伸幸, 小松郁夫, 中谷真二 : 免震支承を用いた松の浜工区鋼桁の振動実験および動的応答解析, 橋梁と基礎, Vol. 28, No. 4, pp. 25-32, 1994. 4.
- 8) 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, Vol. 28, No. 9, pp. 21-24, 1994. 9.
- 9) Robinson, W.H. and Tucker, A.G. : Test results for lead-rubber bearings for Wm. Clayton Building, Toe Toe Bridge and Waiotukupuna Bridge, *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 14, pp. 21-33, 1981.
- 10) Robinson, W.H. : Lead-Rubber hysteretic Bearing Suitable for protecting Structures During Earthquakes, *Earthquakes Engineering and Structural Dynamic Journal*, Vol. 10, pp. 593-604, 1982.
- 11) 加藤雅史, 島田静雄 : 橋梁の現地振動実験法, 土木学会誌, Vol. 66, No. 2, pp. 38-42, 1981. 2.
- 12) K.J.Bathe/E.L.Wilson 著, 菊池文雄 訳 : 有限要素法の数値計算, 科学技術出版社, 1979.
- 13) D.R.J.Owen/E.Hinton 著, 山田嘉昭 訳 : 塑性の有限要素法, 科学技術出版社, 1988.
- 14) Reicha, C. : Design of Elastomer Bearings, *PCI Journal*, Vol. 10, pp. 62-78, 1964.
- 15) 川島一彦, 長谷川金二, 長島博之 : 免震支承をバイリニア型非線形モデルで表わした場合の免震橋の地震応答特性, 土木技術資料, Vol. 34-5, pp. 46-53, 1992. 5.
- 16) (財) 土木研究センター : 道路橋の免震設計法マニュアル (案), 1992.
- 17) 川島一彦, 増本秀二, 長島博之, 原広司 : 強震記録からみた宮川橋 (免震橋) の振動特性, 橋梁と基礎, Vol. 26, No. 11, pp. 34-36, 1992. 11.
- 18) 大塚久哲, 運上茂樹, 西原史和 : 実測記録に基づく山あげ大橋 (免震橋) の地震時振動特性, 土木技術資料, Vol. 38-3, pp. 62-67, 1996. 3.
- 19) (社) 日本道路協会 : 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997. 3.
- 20) 松田泰治, 入江達雄, アラン. D. スマヤ, 楊光遠 : 多径間連続橋の橋軸直角方向の免震化に関する一考察, 第 1 回免震・制震コロキウム講演論文集, pp. 407-414, 1996. 11.
- 21) 建設省 : 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, 1995. 2
- 22) (社) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 1996.

(1997. 9. 29 受付)

DYNAMIC ANALYSIS OF 19-SPAN CONTINUOUS SPACE FRAME BRIDGE WITH LEAD RUBBER BEARINGS BASED ON VIBRATION TESTS

Hidenao HAYASHI, Yasuo KAJIKAWA, Saiji FUKADA,
Masanobu SUGIMOTO and Hirokazu HAMA

The Hanshin/Awaji Earthquake caused extensive damage to many bridge of the Hanshin Expressway. Especially falling-down of superstructures and other destructive damage occurred at Benten Kouku which locates in downtown of Kobe. After the earthquake, the continuous 19-span space frame bridge with lead rubber bearings which has approximate 565m bridge length was reconstructed in this region. It is the first trial in Japan to use large lead rubber bearings as an isolator or as a damper at the bottom of the steel pier for the purpose of reduction of seismic force acting on this bridge. Therefore this study had vibration tests via a jack. This paper describes the results of vibration tests and make a comparison between experiment and analysis.