

免震構造を採用した PC 道路橋とその振動実験

菊地 敏 男
伊 奈 義 直
(本社 土木技術本部
設計第 3 部)

後 藤 洋 三
榊 原 直 樹
(本社 土木技術本部
設計第 3 部)

Vibration Test of Prestressed Concrete Road Bridge Designed Applying the Menshin Method

Toshio Kikuchi Yozo Goto
Yoshinao Ina Naoki Sakakibara

Abstract

This prestressed concrete (PC) bridge for which the Menshin (base isolation) method was adapted for the first time in Japan, is a 2-span structure of 76.95 m length and 11.2 m width. This bridge was first designed by the conventional seismic method upon which earthquake resistance was enhanced by the Menshin method. In order to grasp the fundamental vibration properties of the Menshin-designed bridge, a forced vibration test was performed in a limited amplitude range smaller than that of a large earthquake. The results were as follows: (1) The vibration property of the girder was simplified to that of a one-mass system and was controlled by the Menshin bearing. (2) The stopper in the transverse direction of the bridge demonstrated an appropriate work. (3) Vibration due to traffic load were isolated by the Menshin bearing to the abutment and pier.

概 要

相馬共同火力発電(株)新地発電所内道路用の PC 橋は、橋長 76.95 m、幅員 11.2 m、2 径間 6 主桁である。本橋は通常の耐震設計を施された上で免震構造を採用して耐震性の向上が図られており、PC 橋としては我が国で最初の免震橋である。

そこで、免震橋としての基本的な振動特性を把握するため、大地震に比較すると小さな振幅の領域ではあるが、起振機を用いた振動実験と大型車による走行試験を実施した。

この結果、免震設計の採用により、桁が振動特性の上で 1 質点系に単純化され、かつその特性が免震支承の特性によって決定されること、橋軸直角方向のストッパーの機能が適切であること、交通荷重による振動が免震支承より下の橋台、橋脚には伝播され難いこと、などが明らかになった。

1. まえがき

橋梁の免震設計については、ニュージーランドが先進国で 45 の免震橋が完成している。米国では、1989 年のロマ・プリータ地震でサンフランシスコ周辺の高速度道路橋が大きな被害を受けたことから、既設、新設を問わず橋梁の耐震性の見直しが行われており、20 橋以上に免震設計が適用されさらに急速に増加しつつある。一方、我が国では建築物への免震設計の適用が先行し、すでに 60 棟近くの免震ビルが出現しているが、道路橋への適用は次の理由から慎重に進められている。①道路橋では免震化された橋桁と免震化されていない橋台の間で路面の連続性が保たれねばならない。②基礎部に免震装置を設置する建築物の場合と異なって橋梁の場合には橋脚上に免震装置を設置するのが一般的である。③活荷重の影響が大きい。④装置の設置環境が厳しい。⑤平野部の河川横断橋や都市内の高架橋は免震設計の適用性が比較的不向き

とされる軟弱地盤に建設されることが多い。⑥我が国の道路橋の設計震度は米国やニュージーランドと比較すると 1 秒以上の長周期で相当に大きく設定されており、米国やニュージーランドの免震設計法をそのまま導入できない。

(財)国土開発技術研究センターは 1988 年に「道路橋の免震設計ガイドライン(案)」(以下ガイドライン(案)とする)を作成し、このガイドライン(案)に基づいて設計された静岡県の宮川橋(3 スパン鋼桁橋)が我が国最初の免震橋として 1991 年 3 月に完成している。次いで建設省土木研究所は、民間 28 社と共に官民共同研究「道路橋の免震構造システムの開発」を進めており、1992 年には、道路橋の免震設計マニュアル(案)がとりまとめられる予定である。免震橋の建設も引き続き数地点で進められており、我が国でも橋梁の免震設計は実用化の段階を迎えている。1990 年から 1991 年にかけて(株)大林組はプレストレストコンクリート桁橋としては我が国で最初

の免震構造を採用した橋梁を設計施工する機会を得た。そこで、これまでの研究成果を設計に導入すると共に完成後の橋梁について振動実験を行った。実験は小さな振幅で行われ大地震時の免震橋の挙動を再現するものではないが、設計に取り入れた免震構造の妥当性を検証することができた。

そこで本論は導入した免震構造の特徴と振動実験について報告する。

2. 橋梁と免震構造の概要

2.1 橋梁の諸元

本橋は福島県相馬郡の相馬共同火力発電(株)新地発電所構内の川を横断する道路橋である。

橋長と幅員は図-1と図-2に示すように76.95mと11.2mであり、すべての桁を免震支承で支持した2径間プレストレストコンクリート桁橋である。2径間の間の床版は図-3に示すようにφ32mmのPC鋼棒とRCの床版で連続化されている。

2.2 地盤状況

地盤は標高(CDL)-20~-25m以深に分布する第三紀固結シルト層とその上部に堆積する細砂主体の沖積層で構成されている。

河川中央橋付近の地盤状況を図-4に示す。CDL-23m付近以深の T_{s1} 層は $V_s=560$ m/sと実測されており、工学的な基盤と考えてよい。道路橋示方書(以下、道示)に従って地盤種別を求めるとII種地盤($T_c=0.45$ sec)に区分される。

架橋地点付近の地盤の固有周期は、0.65~0.89secと解

析されている。よって免震後の橋梁の固有周期は地盤との連成をさけるため、 $T=1.4$ secとした。

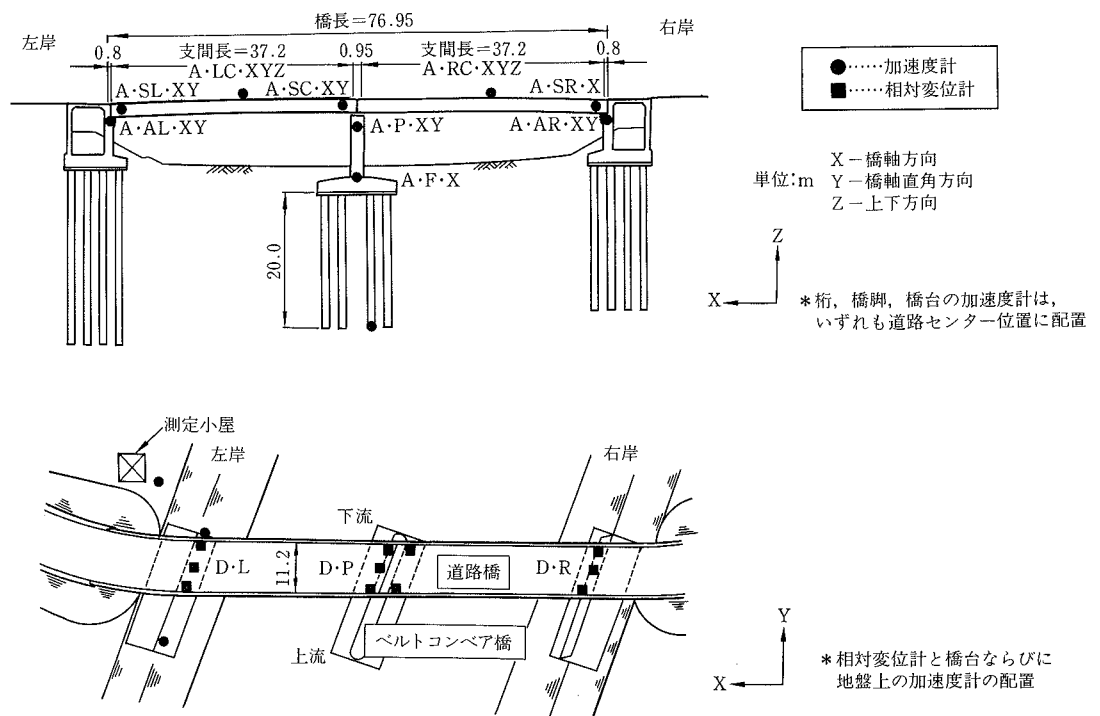
2.3 免震構造

(1) 設計方針 本橋はベルトコンベア橋と橋台ならびに橋脚を共有した道路橋であるが、死荷重、活荷重ともベルトコンベア橋に比べて大きく、橋梁全体の耐震性に与える影響は大きい。このため、本橋に免震構造を採用することにより橋梁全体の地震時安定性を向上させ、合わせて常時の交通振動がベルトコンベア橋に与える影響の低減をはかった。橋軸直角方向はベルトコンベア橋との衝突を避けることと斜橋であるので複雑なモードの発生を避けることのため免震化しないこととした。強震時の地盤固有周期は、土の非線形性を等価線形化法によって考慮した地盤の地震応答解析より算定した。結果は、 $T=0.65\sim 0.89$ secである。

(2) 免震支承 免震支承には、高減衰ゴム支承を採用した。支承設計はガイドライン(案)に示される手法に基づいて行うが、地震荷重は道示の震度法用設計水平震度(以下、震度法レベル)および減衰性を考慮した保有水平耐力照査用設計水平震度(以下、保耐法レベル)とした。

(3) 伸縮装置 ガイドライン(案)により震度法レベルにおける水平変位を用いて橋軸方向の移動量を算定した。必要遊間は119mmとなるため、ゴム系のジョイントを採用した。また、伸縮装置の剛性は免震支承の1/100程度である。

(4) 橋軸直角方向の移動制限装置 桁の橋軸直角方向変位を拘束するため、橋台・橋脚にストッパーを設け



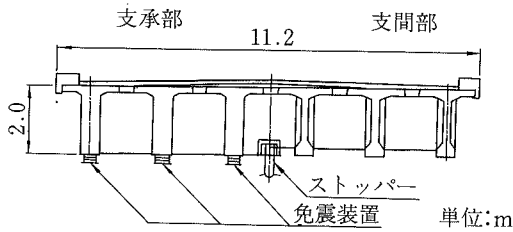


図-2 橋脚・橋台の概要

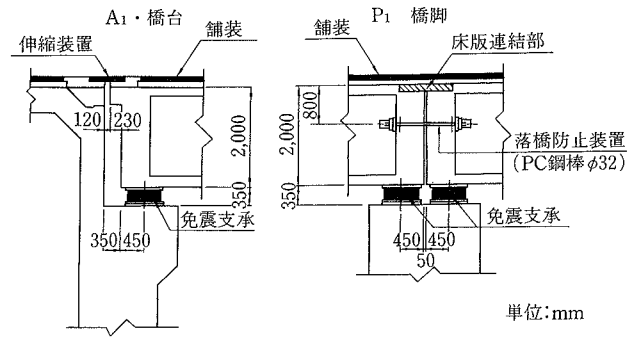
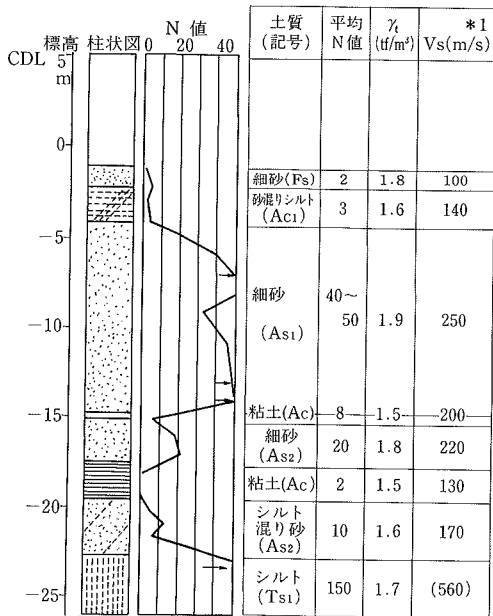


図-3 免震支承および桁結合の状況



*1 道示より平均N値を用いて推定した弾性波速度 ()内は実測値

図-4 橋脚付近の地盤状況

表-1 免震設計の計算結果

項	目	免震前	免震後
固有周期	T (sec)	0.32	1.44
設計震度	k_h	0.25	0.17
橋脚	σ_c (kgf/cm ²)	67	40
	σ_s (kgf/cm ²)	2,230	950
杭反力	R_{max} (tf/本)	234	190
	R_{min} (tf/本)	-9	35
杭本数		32	28 (試算)

*1 許容圧縮応力度 $\sigma_{ca}=120\text{kgf/cm}^2$ (コンクリート)
 *2 許容引張応力度 $\sigma_{sa}=2,700\text{kgf/cm}^2$ (鉄筋)
 *3 最大杭反力 $R_a=240\text{tf/本}$
 *4 最小杭反力 $R_a=-55\text{tf/本}$

た。桁とストッパー間には衝撃を吸収するため減衰性の高い繊維補強ゴムをはさんでいる。なお、ストッパーは橋軸方向にはすべり面を有する構造となっており、橋軸方向の桁の動きはほとんど拘束しない。

(5) 主要構造物間の遊間 橋台と主桁の間には 350 mm の遊間を取り、震度法レベルを大きく越えた入力があっても衝突しないようにした。

(6) ノックオフ装置 震度法レベル以上の入力があった場合、橋桁の床版部は橋台に衝突するため、橋台にノックオフ装置を設置した。概略の寸法を図-5に示す。ノックオフ装置の設計では、図中の T 荷重 (16 tf) による桁張出部の応力度照査とノックオフ部の転倒、T 荷重と H 荷重 (発進・制動荷重) によるノックオフ部のずれの安定をそれぞれ検討するとともに、地震時におけるノックオフ機能の検討を行っている。

(7) 床版連続化と桁間連結装置 免震方向 (橋軸方向) に対する落橋防止構造として、中間支点部で 2 連の桁を $\phi 32$ PC 鋼棒で連結した。中間支点上の床版部は 1 m 当たり D16 を 10 本設置したあとコンクリートを打設し連続化した。

2.4 免震設計計算

免震橋梁化に伴い地震時の安定性が向上した事を確認するため、免震設計計算を行った。免震前後での固有周期、設計震度、橋脚応力度ならびに杭反力の比較を表-1に示す。また、杭本数の低減も可能となることを試算した。

3. 振動実験

3.1 実験方法

(1) 起振機による加振実験 使用した起振機は図-6に示すように慣性質量 (15 t) をサーボモータで回転するポールねじ軸で水平方向に加振するタイプのものである。0.5 Hz 以上の振動数における連続運転時の最大加振力は約 3 tf である。起振機架台の底面にネオプレンゴムを接着し、起振機から発生する水平力を摩擦によって路面に伝達させた。起振機は左岸側橋台近くの桁上に設置した。加振した振動数は 0.2~7 Hz 間である。

(2) トラック走行試験 約 25 tf のトラックを試験車両とし、橋のセンターライン付近を定速走行した場合、および急制動、急発進した場合における桁、橋台ならびに橋脚の振動を測定した。

(3) ノックオフ装置上の走行試験 車両走行時にお

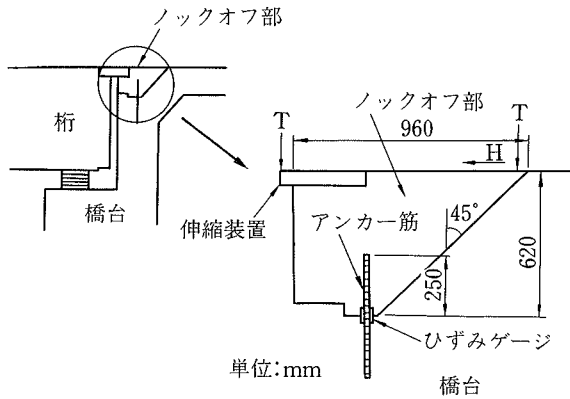


図-5 ノックオフ装置の概要

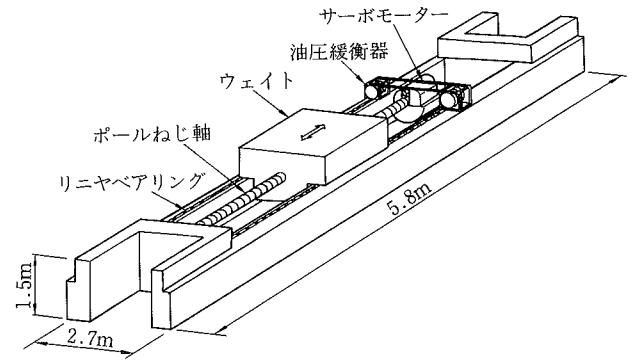


図-6 起振機の概要

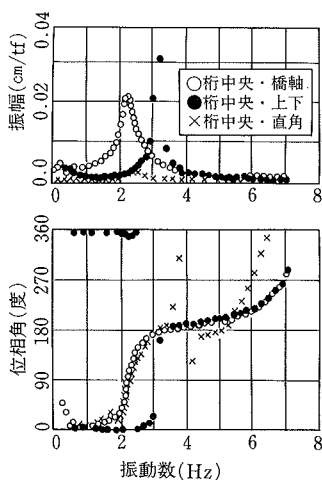


図-7 共振・位相曲線 (桁)

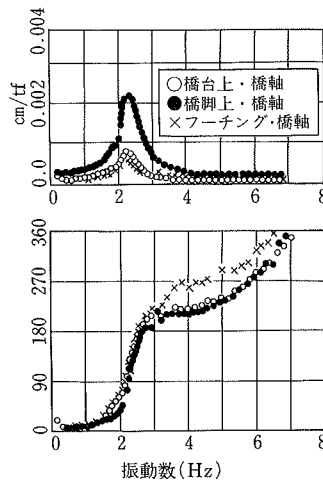


図-8 共振・位相曲線 (橋台・橋脚)

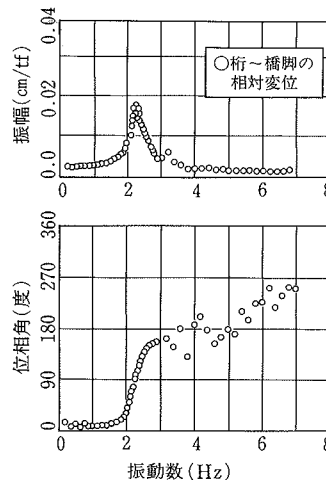


図-9 共振・位相曲線 (桁～橋脚)

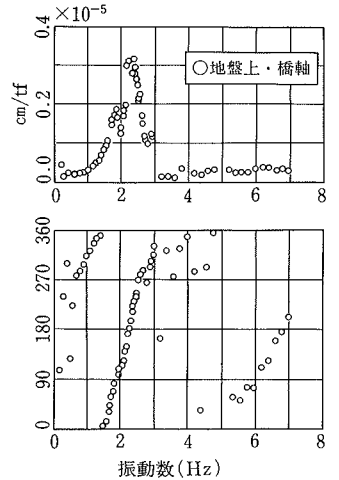


図-10 共振・位相曲線 (地盤)

けるロックオフ装置の安定性を検証するため、ロックオフのアンカー筋に発生するひずみを測定した。試験内容はトラック走行試験と同じ定速走行、ロックオフ上の急制動および急発進である。

3.2 実験結果

(1) 起振機による加振実験 代表的な測点における共振・位相曲線を図-7から図-10に示す。

図-7は左岸側桁中央の共振・位相曲線である。橋軸方向(X方向)の共振曲線は、2.3 Hzに0.022 cm/tfのピークを有する単純な形状を示している。橋軸直角方向(Y方向)は明瞭なピークが見られないことから、桁のY方向変位がストッパーで良好に拘束されていることを示している。一方、上下方向(Z方向)には3.1 Hzのピークが見られる。桁の質量および上下方向の曲げ剛性から一端固定・他端単純支持梁として桁の上下振動の固定振動数を計算すると3.5 Hzとなり、実測とかなり近い値が得られる(単純梁とすると2.2 Hz)。このことより、当橋の2スパン間床版の結合はヒンジと剛結の間であり、2スパン連続橋に近い構造となっていることがわかる。

図-8は橋台・橋脚天端およびフーチングにおける橋軸方向の共振・位相曲線である。橋台、橋脚天端およびフ

ーチングでは2.3 Hzに大きなピークが見られる。このピークは桁の動きに引きずられた振動である。ただし、橋台の振幅は桁の約1/30であり、橋脚天端の振幅は桁の約1/10である。フーチングの振幅は橋脚の約1/4である。

図-9は桁と橋脚天端の相対変位の共振・位相曲線である。相対変位はいずれも2.3 Hzに明瞭なピークが見られ、振幅も約0.02 cm/tfであり桁の絶対振幅とほぼ同程度の大きさとなっている。このことは図-8の結果と整合しており、水平変位の大部分が免震支承で生じていることを示している。

図-10は左岸橋台近くの地表面における共振・位相曲線である。この図より地盤の共振振動数が1.8 Hz付近にあることがわかる。

(2) トラック走行試験 トラック走行試験の代表的な加速度波形および桁上でのフーリエスペクトルの1例を図-11に示す。また、桁・橋台の最大加速度を示したものが表-2である。

これらの図・表より、橋軸方向における最大加速度は定速走行より発進、制動時の方が大きく、発進時で約3 galである。橋台と橋脚の最大加速度は桁に対して1/7と1/10～1/20に低下しており、免震支承の効果が現れてい

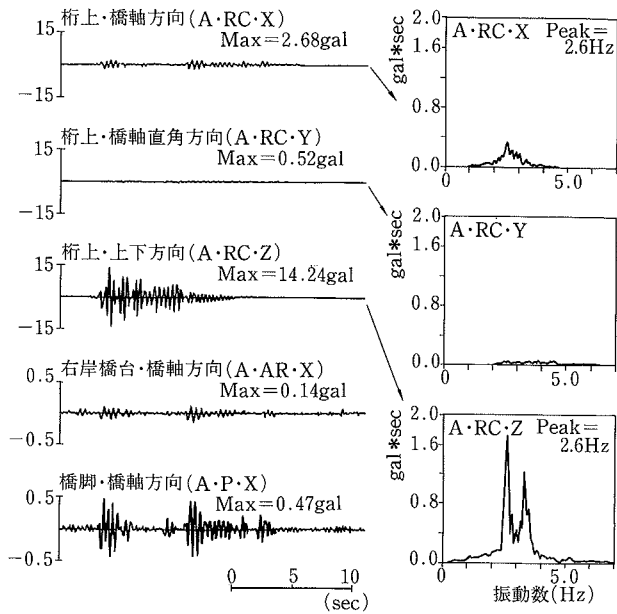


図-11 トラック発進時の波形とフーリエスペクトル

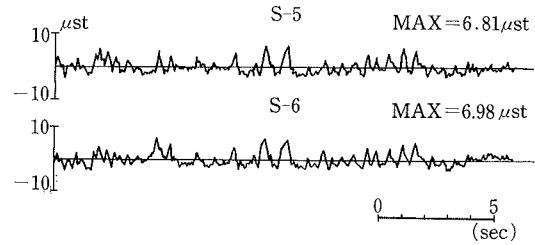
る。桁上のフーリエスペクトルには橋軸方向の固有振動数と考えられる2.5~2.7 Hzにピークが現れる。橋軸直角方向における最大加速度は各試験ケースにおいて同程度である。また、桁に対する橋台・橋脚の低下率が橋軸方向に比較して小さいのは、ストッパーの効果が現れているものと考えられる。上下方向の振動は、おおまかに発進、制動、定速走行の順に小さくなり、発進時の最大加速度は14 gal程度である。桁のフーリエスペクトルは2.5~2.7 Hzと3.2~3.3 Hzに大きなピークが見られ、橋軸方向と上下方向の固有振動が重なり合うように生じていることがわかる。

(3) ノックオフ装置上の走行試験 ノックオフ装置におけるアンカー鉄筋のひずみ波形の一例を図-12に示す。ひずみは各種の走行パターンとも5~10 μ程度と小さく、応力度に換算しても11~21 kgf/cm²程度である。ノックオフ装置は日常の車両走行に対して十分安定と判断される。

4. 実験結果の解析

4.1 免震支承のバネ定数と減衰定数

(1) 支承単体の載荷試験から得られるバネ定数 支承単体の載荷試験は、所定の鉛直荷重を載荷し、底面を固定した状態で支承の上端に0.5 Hzの水平交番荷重を加えて実施した。代表的な荷重-変位曲線を図-13に示す。載荷試験は大地震時を想定した変形が生じるまで荷重を加えているが、変位量の小さい振動実験時に対応させるため、微小変位部分の水平変位(±1 mm)と荷重の関係からバネ定数を求めた。その値は約10.6 tf/cmである。



S-5: 桁側のひずみゲージ, S-6: 橋台側のひずみゲージ

図-12 ノックオフ ひずみ波形

表-2 走行試験最大加速度一覧

測定点	単位: gal										
	橋軸方向					橋軸直角方向				上下方向	
	桁(1)	桁(2)	橋台左岸	橋台右岸	橋脚	桁(1)	桁(2)	橋台右岸	橋脚	桁(1)	橋台左岸
定速走行(30km/h)	1.92	1.83	0.17	0.23	0.27	0.74	0.51	0.13	0.10	7.63	9.58
発進時	3.13	2.68	0.19	0.14	0.47	0.78	0.52	0.09	0.15	12.0	0.51
制動時	2.73	2.69	0.16	0.13	0.44	0.84	0.72	0.10	0.16	6.27	0.58

* 桁(1)は左岸橋台と橋脚間の桁, 桁(2)は右岸橋台と橋脚間の桁

(2) $1/\sqrt{2}$ 法で得られる減衰定数 加振実験で得られた桁上の共振曲線から $1/\sqrt{2}$ 法で求めた減衰定数は $h=7\sim 10\%$ である。桁変位はほとんど免震支承の変形によって生じているので、この減衰定数は免震支承の特性によって決まっていると考えて良い。なお、この時の相対変位は±0.6 mm程度であり、振幅が小さいため高減衰ゴム支承本来の減衰定数は発揮されていない。

(3) 加振実験結果から求めたバネ定数 (位相を考慮した加振力+桁の加速度×質量)から求めた力と支承部の相対変位(振幅は±0.6 mm程度)の実測値から逆算してバネ定数を求めた結果が図-14である。共振点付近のバネ定数は11~15 tf/cmであることがわかる。支承単体の載荷試験から得られたバネ定数10.6 tf/cmと比較した場合、実験結果からのバネ定数はやや大きな値を示す。これは支承単体の載荷試験と振動実験の振幅に差があるので、支承剛性のひずみ依存性の影響と考えることができる。

4.2 質点系モデルによる実験結果のシミュレーション

(1) モデル化 解析モデルを図-15に示す。桁、橋台、橋脚、フーチングはビーム材とし、フーチング部には回転慣性を考慮した。杭基礎および地盤は回転バネと水平バネでモデル化し、バネ定数は道示に基づく V_s 値を用いる方法より算出した。免震支承はひとつの部材としてモデル化し、そのせん断剛性は4.1(3)項で求められたバネ定数より設定した。また、減衰定数は8%とした。桁での各節点は自由とし、橋台、橋脚の各節点は上下方向を固定とした。起振力は実験時と同じ位置(左岸側の桁端)に入力した。

(2) 解析結果 解析と実験結果を比較したものが

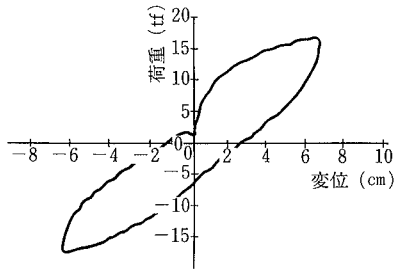


図-13 荷重～変位曲線

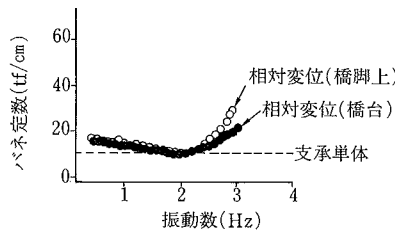


図-14 バネ定数の比較

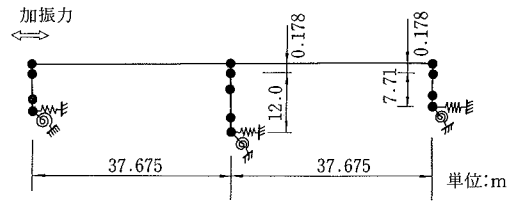


図-15 解析モデル

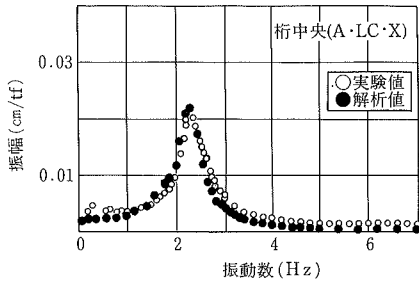


図-16 共振曲線 (桁中央)

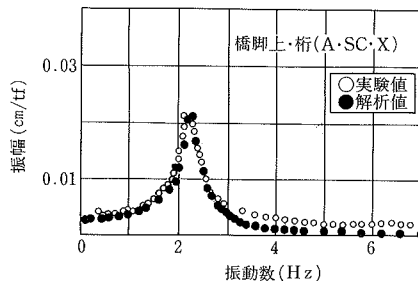


図-17 共振曲線 (橋脚上)

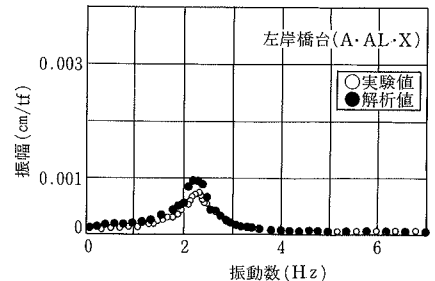


図-18 共振曲線 (左岸橋台)

図-16から図-18である。図より、解析モデルは実験結果を良くシミュレーションできていることがわかる。

5. まとめ

① 高減衰ゴム支承を用いて震度法レベルの入力に対する固有周期が1.4秒になるように免震設計を行った結果、主要構造物の遊間は35 cm、伸縮装置の遊間は12 cmと設定され、動的解析により求められる応答値は免震設計を適用しない場合の69%に減少した。

② 振動実験から桁の固有振動数と減衰定数は微小な変形の範囲であるが、免震支承の剛性と減衰性によって決まることが確認できた。今回の実験では大地震に相当する大きな変形を加えることはできなかったが、使用されている免震支承については単体で大地震に相当する変位を作用させてその剛性と減衰性を確認している。当橋には、その確認した性能に基づいた免震設計が適用されているので、大地震時にも所期の免震性能が発揮されることができると考えることができる。

③ 同じ微小な変形の範囲であるが、桁のたわみの固有振動数から2スパン間の床版が適当な剛性をもって結合されていることがわかった。

④ ノックオフ構造のアンカー筋には、重量車両走行時にも大きな応力が発生しないことから、ノックオフ構造は、日常の交通荷重に対して充分安定であることがわかった。

⑤ 橋軸直角方向のストッパーは桁の直角方向の動きを拘束し、かつ橋軸方向の桁の動きをほとんど拘束しないことが確認できた。

⑥ 桁上を重量車両が走行した場合における桁の橋軸方向の振動は、免震装置によって減衰され、橋脚上では約1/7に減少した。従って、共通の橋台、橋脚上に架橋されるベルトコンベア橋に対する交通振動の影響は極めて小さいと考えられる。

謝 辞

この橋梁の建設に当たり免震設計採用と性能確認実験の機会を提供して頂いた相馬共同火力発電(株)の関係各位と当社の工事スタッフに深謝致します。

参考文献

- 1) (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)，(1989. 3)
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V 耐震設計編(1990. 2)
- 3) 安斎，菊地，他：免震設計されたPC 道路橋の振動実験，土木学会第47回年次学術講演会，第1部門，P. 742～743，(1992. 9)
- 4) 庄司，安斎，他：PC 道路橋の免震設計と施工について，土木学会第47回年次学術講演会，第VI部門，P. 124～125，(1992. 9)