

免震支承を用いた鋼橋の現場振動実験

大阪第一建設部	設計課	堀	松	正	芳
同	部 同 課	伊	藤	和	利
同	部 同 課	小	松	郁	夫

要 約

本報告は、湾岸線（南伸部2期）松の浜工区の4径間連続鋼箱桁橋において実施した実橋振動実験とその解析の結果をまとめたものである。

本橋は当公団として新設橋梁への初めての免震構造支承（減衰付き弾性支承）の採用であり、実用に当っては実橋の振動性状を実測確認しておくことが必要であった。実験は、大型起振機および油圧ジャッキを用いて桁全体を加振し、固有振動特性（固有振動数、モード、減衰定数）を実測した。また、この桁の加振実験に先立ち、橋脚単体の振動特性も実験で求めた。

一方、解析では橋全体の立体骨組モデルを作成し、振動実験に対応する振動解析を行った。この時、免震構造支承は単体の工場試験データに基づき、線形または非線形のパネに置換した。今回の実験および解析によって、本橋の主要な低次振動の振動特性が高精度に実測把握できたと共に、この実測値と解析値の対比は良好であり、解析モデル、解析手法の妥当性が検証できた。

これらの結果は、今後免震橋の動的な耐震設計資料として役立つものと考えられる。

キーワード：現場実験、振動実験、免震、ゴム支承、地震応答、減衰定数、固有振動数

まえがき

湾岸線（南伸部2期）松の浜工区の4径間連続非合成鋼箱桁橋においては地震荷重の分散化を図り、さらに地震応答の低減を可能とする免震構造支承（減衰付き弾性支承）を採用している。このような免震装置は、従来橋梁への適用例は少なく、当公団としても新設橋梁へは初めての施工である。

このため実用に当っては、免震装置を組み込んだ実橋において振動実験を行い、橋梁全体の振動特性を実測確認しておくことが必要と考えられた。

このような目的から実橋の加振実験を行い固有振動特性（固有振動数、モード、減衰定数）を実測すると共に、実験に対応する解析を行い、両者を

比較検討し免震橋の動的設計資料を得たものである。

また、両者の比較検討を精度良く行うため、桁の加振実験に先立つ予備的な実験として鋼桁架設前の橋脚単体について加振実験を行い、橋脚下部の動的な地盤パネ定数を実測した。

本報告では、まず実橋実験の概要を述べる。

実験の結果、当初目的とした橋梁全体系の固有振動が全て良好な精度のもとに実測把握できた。

次に実験に対応する理論解析として免震構造支承を含む橋梁全体構造を立体骨組系として固有振動解析を行い、実験結果と比較検討した。両者の

対比は実用上十分な精度で一致する結果となり、耐震設計の基礎となる橋梁全体系の固有振動特性に関し解析法の妥当性が実測データにより裏付けられたと言える。

1 実験対象橋梁

対象橋梁は、図-1に示すような橋長211.5m、総幅員21.94m、曲線半径560mの橋梁である。実

験は、床版施工前の状態（鋼重約1,450ton）で実施した。支承配置は中央の3橋脚（橋脚B、C、D）上が免震構造支承であり、両端支点（橋脚A、E）はピボットローラ沓である。免震構造支承は鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB）であり、単体サイズ850×1,050×201H(mm)のもの2個を一体化構造として、合計12個用いている。免震構造支承の概形状とその諸元を図-2および表-1にそれぞれ示す。

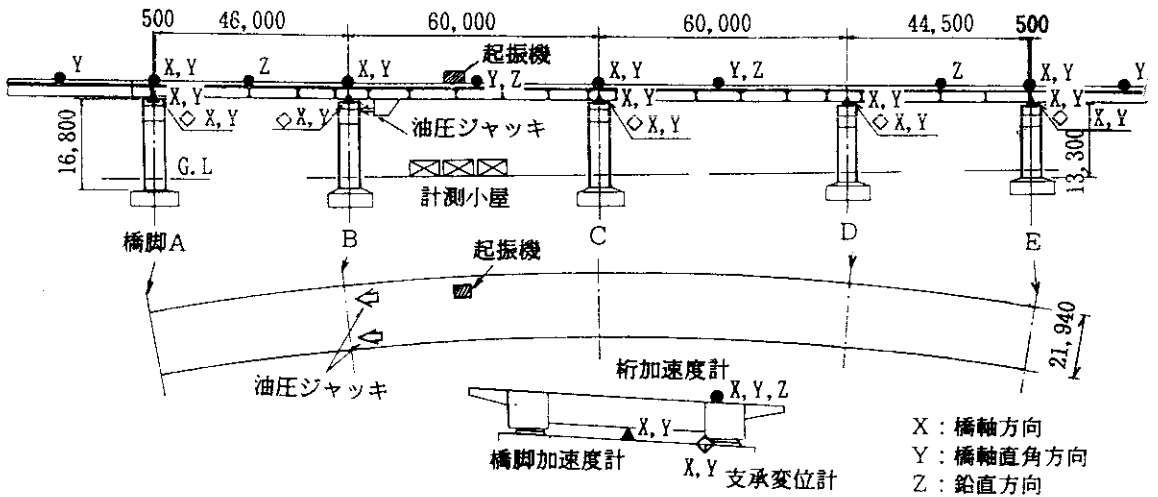


図-1 対象橋梁および実験概要

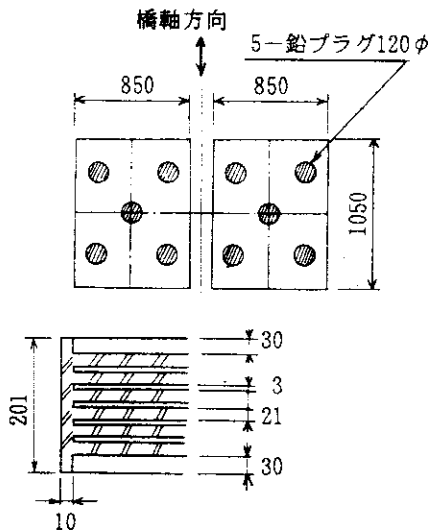


図-2 鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB) の概形状

表-1 鉛プラグ入り積層ゴム支承の諸元 (1支承当り)

		設計諸元	
形状寸法	平面寸法	$a \times b$ (cm)	103×83×2set
	有効面積	A_r (cm ²)	7883.5×2set
	鉛プラグ径	$N \times D_p$ (cm)	5×12×2set
	ゴム有効厚	$n \times t_e$ (cm)	6×2.1
	支承全高	H (cm)	20.1
ゴム特性	せん断弾性係数	G_0 (kgf/cm ²)	8.0
	形状係数	S	10.22
	圧縮剛性	K_v (tf/m)	699.8×10 ³
	水平剛性	K_r (tf/m)	1013.8
降伏強度	Q (tf)	88.2	
1次剛性	K_1 (tf/m)	12180	
2次剛性	K_2 (tf/m)	1875.5	

本橋は免震装置を用いているが、橋梁全体の耐震設計は免震効果を積極的に取り入れたいいわゆる免震橋としての設計は行っていない。耐震設計は通常の道路橋示方書の修正震度法により設計を行っており、免震装置は本橋の耐震安全性の向上を図ったものである。ただし、免震装置単体の設計に当たっては、道路橋示方書の規定に加えて「道路橋の免震設計法ガイドライン（案）」¹¹に規定される安全規準を全て満足するよう諸元を定めている。免震構造支承の設計条件は最大鉛直荷重1,254ton・f、最大水平変位100mm（せん断歪約80%）である。また、免震装置の設置に先立ち単体2個を代表に選び、微小変形から最大変形までの荷重～変形特性を工場にて測定している。

2 実験方法

2-1 橋脚単体実験

鋼桁架設前の単独状態のB橋脚において、振動実験を行った。加振は橋脚天端に電気・油圧アクチュエータ方式の小型起振機（最大加振力5ton・f）を設置し、橋軸方向及び橋軸直角方向にそれぞれ正弦波で加振した。

計測はサーボ型加速度計を用い、橋脚天端、橋脚下端の加振方向（水平方向）加速度および橋脚下端の鉛直方向加速度（回転動）を計測した。

2-2 鋼桁加振実験

2-2-1 加振方法

起振機は建設省土木研究所所有の不均衡重錘型の大型起振機（水平用、EX-6300H-VF型、最大加振力20ton・f、1台）を用い、0.5～5.0Hzの範囲で正弦波加振を行った。加振点は図-1に示すガーダー上で加振方向は橋軸方向および橋軸直角方向とした。

油圧ジャッキは、日本道路公団試験所所有の急速解放弁付き180ton油圧ジャッキ6台を用いた。加振方法は図-1に示すように橋脚Bをアンカーとして油圧ジャッキにより橋体を橋軸方向に強制変位させた後、ジャッキを急速解放し、自由減衰実験を行った。また油圧ジャッキによる静的載荷

も行っている。こうした載荷方法であれば、油圧ジャッキの総荷重は3本の橋脚B、C、D上の支承が均等分担とはならず、BおよびC、Dに作用する荷重の比率は約2：1：1となる。

2-2-2 計測方法

計測項目は桁加速度、橋脚天端加速度（サーボ型加速度計 合計20成分）および支承部の桁と橋脚天端間の相対変位（ダイヤルゲージ式変位計合計 10成分）であり、その配置を図-1に示す。その他、起振機加振力信号および油圧ジャッキの荷重をそれぞれ外力基準信号として計測した。

3 実験結果および考察

3-1 橋脚単体実験

加振を行ったB橋脚について橋軸方向および橋軸直角方向とも良好な正弦波応答データが得られた。

正弦波応答曲線の代表例を図-3に示す。同図(a)は加振力1ton当たりの振幅応答曲線であり、(b)は加振力に対する応答の位相曲線を示している。

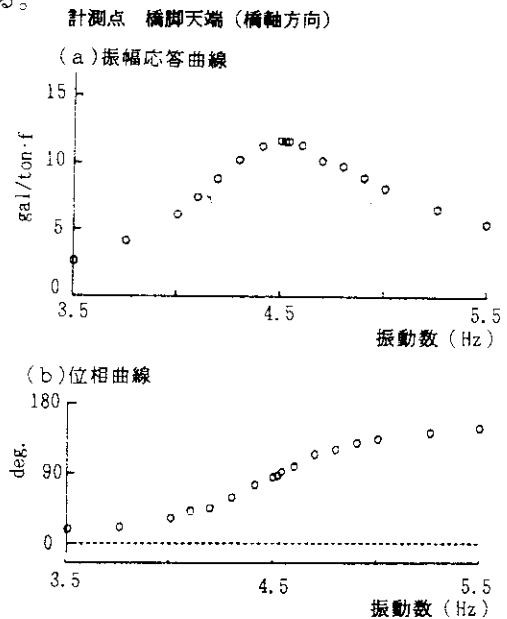


図-3 正弦波応答代表例

正弦波応答データから求めた橋脚単体の固有振動特性をまとめて表-2および図-4に示す。

図-4の振動モード図から橋脚下端の水平変位は橋脚下端の回転に伴う変形が大きな割合を占めていることが判る。

これら実測固有振動特性に基づき、橋脚下端の地盤バネ定数を同定した。これは橋脚単体の解析モデルを作成し、地盤バネ定数（水平バネ K_H 、回転バネ K_R ）を変化させて固有振動解析を行い、固有振動数および振動モードが最も実測値に適合するようなバネ定数値を求めたものである。

表-2および図-4には同定した地盤バネ定数を用いた固有振動数、モードの計算値を示しているが、実測値との対比は良好である。

なお、こうして同定された地盤バネ定数値は道路橋示方書に基づく算出値に対し、水平バネ K_H が5.2倍、また回転バネ K_R が3.1倍とそれぞれ高い結果となった。この違いは、今回実験から同定されたバネ定数値は実験時の地盤振動の振幅レベルが微小であるのに対し、道路橋示方書の値は大地震時の地盤を対象としたバネ定数値であることなどによるものと考えられる。

表-2 橋脚の固有振動数および減衰定数

起振方向	固有振動数 f (Hz)		減衰定数 h (%)
	実測値	計算値	実測値
橋軸方向	4.53	4.51	9.2
橋軸直角方向	4.19	4.14	5.4

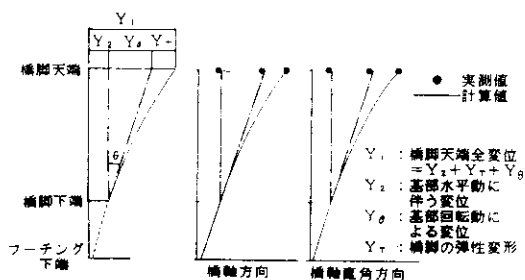


図-4 橋脚振動モードの実測値と計算値の比較

3-2 鋼桁加振実験

起振機加振による鋼桁正弦波応答データの代表例を図-5に示す。

同図(a), (b)は、図-2と同じ定義のそれぞれ振幅応答曲線、位相曲線である。また同図(c)は、この振幅と位相の関係を同時に極座標表示したモデル円であり、共振点付近で円形になる性質を持っている。

図-5は橋軸方向モードについて加振力レベルを2倍変えた場合の共振曲線である。両者は明確な差異があり、振幅レベルが大きくなるとピーク振動数の低下および共振曲線のピークの鈍化が見られ、これは主として免震装置の非線形性によるものと考えられる。起振機加振による正弦波応答データの最大振幅と位相関係から固有振動数を、また各点の振幅比率から振動モードを、さらに共振曲線形状からハーフパワー法で減衰定数をそれぞれ特定した。

次に、油圧ジャッキ急速解放後の主要計測点の自由減衰波形代表例を図-6に示す。

図-6から500ton載荷時の支承部最大相対変位（橋脚B上の免震構造支承変形量）は約36mmで

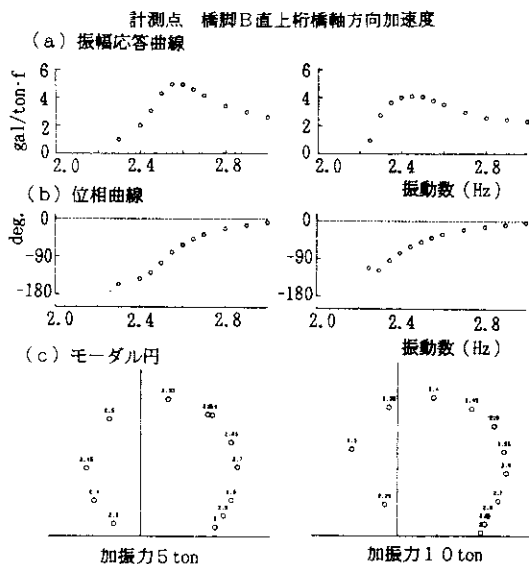


図-5 起振機加振データ代表例（橋軸方向加振）

ある。荷重を解放した直後、支承部の相対変位は瞬時にほぼ中立位置まで急減するが、その後橋軸方向振動モードが卓越した比較的良好な自由減衰波形が現われており、自由減衰後の残留変位も比較的小さい結果となっている。このような傾向は、さらに小さい荷重(400, 300, 200, 100ton・f) 載荷後の急速解放データについても同様であった。

図-6において、橋脚Aの支承相対変位の波形は橋脚Aの支承がピボットローラ脊で動かないことから、橋全体の絶対変位応答波形を示している。また、桁加速度波形、橋脚天端加速度波形にはそれぞれ荷重解放時の衝撃による高周波成分が混在している。

この自由減衰波形から固有振動数、モード、減衰定数が良好な計測精度で求められた。

以上のような方法で求めた固有振動特性実測値をまとめて表-3に示す。

表-3 最下段で鉛直方向振動を示しているが、これは起振機を橋軸方向に加振した場合、桁に対

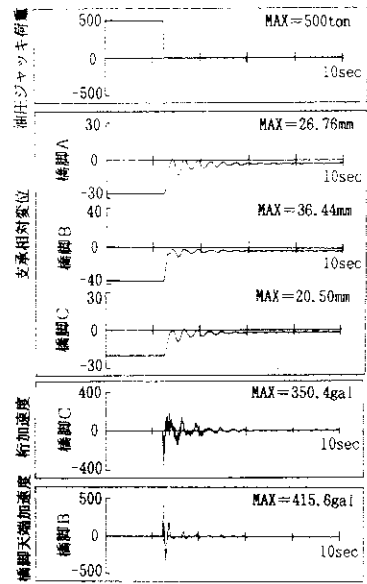


図-6 油圧ジャッキ急速解放時波形 (500ton載荷後)

表-3 振動特性実測結果のまとめ

振動方向	加振方法 (加振方向)	振動次数	モード概形状	固有振動数 f (Hz)	減衰定数 h (%)	桁最大振幅(片振幅)	
						加速度 (gal)	変位 (mm)
橋軸方向	起振機 (橋軸方向)	1	(側面)	2.55 (起振力5t) 2.40 (起振力10t)	5.8 7.8	25.0 41.9	1.0 1.8
	油圧 ジャッキ (橋軸方向)	1	同上	2.86 (載荷力200t) 2.30 (載荷力500t)	6.5 * 7.3 *	—	2.6 12.5
橋軸直角方向	起振機 (橋軸直角 方向)	1	(平面)	1.97	1.2 *	34.0	2.2
		2	(平面)	2.23	1.8	54.6	2.8
		3	(平面)	3.72	3.0	14.0	0.3
鉛直	起振機 (橋軸方向)	1	(側面)	2.22	0.5 *	30.0	1.5

注) 減衰定数の*印は自由減衰から求めた値。その他は全て共振曲線からハーフパワー法で求めた値。

するモーメント成分が作用し誘起されたものと考えられる。

表-3に示す振動モードの中の、免震装置の変形が寄与する割合が大きい橋軸方向モードでは、振動数および減衰定数の振幅依存性が大きく、免震装置がほとんど変形しない橋軸直角方向1次モードおよび鉛直方向モードでは振幅依存性が小さいという結果が得られた。

なお、表-3において橋軸直角方向の1次、3次モードなどで主桁の弾性変形を主体とするモードが比較的低い振動数で現われていることが判る。これは、実験時は床版が未打設であり、主桁の橋軸直角方向剛性が低い状態であったためと考えられる。床版打設後の完成状態においては、このような主桁の弾性変形は現われ難くなると思われる。その他、油圧ジャッキによる静的載荷時の変形データは後の図-11に計算値と対比して示す。

4 解析

実験に対応する固有振動解析を行った。解析モデルは、実験時の対象橋梁構造を出来るだけ忠実にモデル化するため、図-7に示す立体骨組構造とした。

モデルにおける免震構造支承バネ K_M は工場試験データより定めた。このデータは、図-8に示すように支承水平変位の振幅レベルの大小によりかなり異なったものになっており、特に実橋実験における微小振幅レベルでは、いわゆるバイリニア形状とはならない。

本解析では先ず起振機実験に対応する固有振動解析に当っては、実験時の振幅レベルに対応した図-8(a)に示す微小変形時の荷重～変形関係の平均勾配で定めた線形バネを用いた。また地盤バネ定数は3-1で述べた実測値を用いた。

解析は、固有振動解析により振動数、モードを求めた。次に、減衰定数は図-7のモデルの各部に減衰を与え、対応するモーダルダンピング(1)式²⁾により算定した。

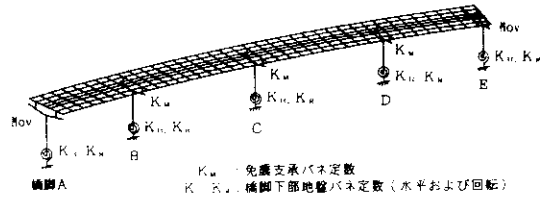


図-7 解析モデル

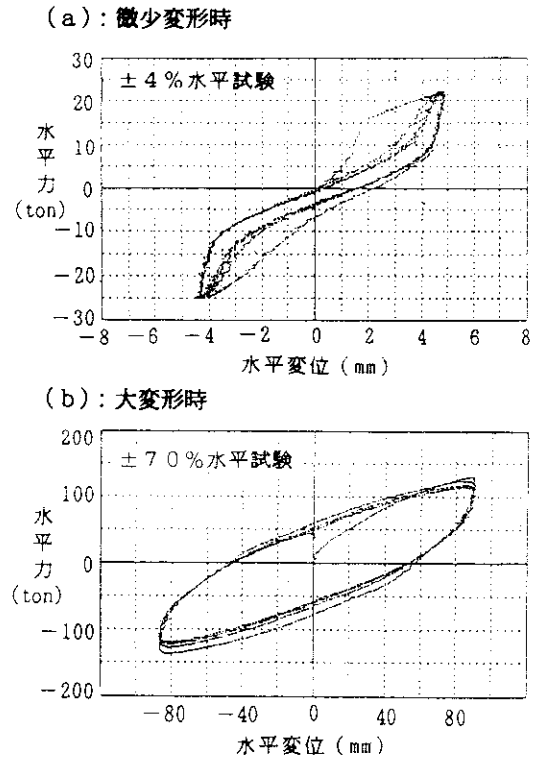


図-8 免震支承工場試験データ代表例

表-4 実測値と計算値の比較

振動方向	振動次数	固有振動数 f (Hz)		減衰定数 h (%)	
		実測値	計算値	実測値	計算値
橋軸方向	1	2.55 (起振力 5t)	2.52	5.8	7.0
		2.40 (起振力 10t)		7.8	
橋軸直角方向	1	1.97	1.95	1.2	1.5
	2	2.23	2.17	1.8	3.2
	3	3.72	3.83	3.0	2.6
鉛直方向	1	2.22	2.12	0.5	0.7

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

ここに

- ϕ_{ij} : i次振動モードの要素jのモードベクトル
- h_j : 要素jの減衰定数
- K_j : 要素jの剛性マトリックス
- ϕ_i : i次振動モードの構造全体のモードベクトル
- K : 構造全体の剛性マトリックス

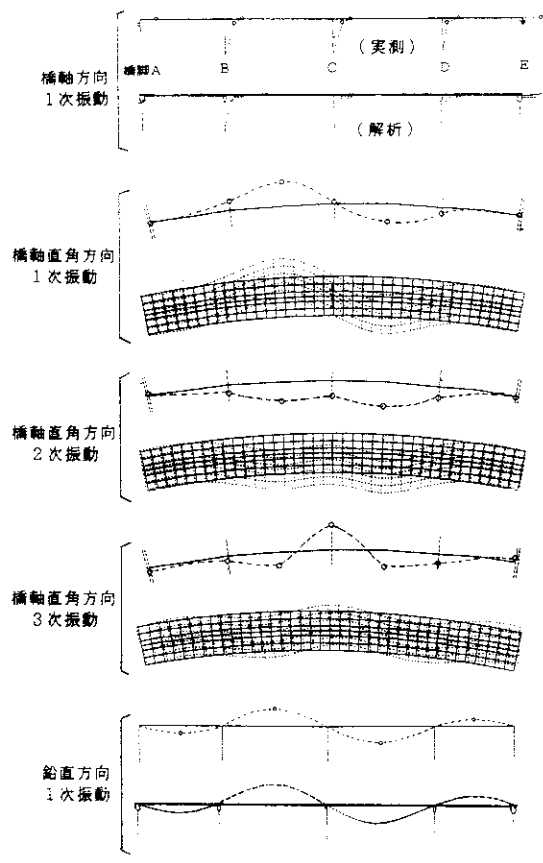


図-9 振動モードの比較

ここで、各部の減衰は表-3に示した実験データを参考に、鋼構造部 $h = 0.5\%$ 、地盤バネ部 $h = 10\%$ 、また免震支承バネ部は $h = 5.8\%$ (図-8(a)の荷重～変形関係におけるループの閉面積より算出) とした。

解析結果を実験値と対比して表-4に示す。両者を比較すると、固有振動数は全モードとも良く一致している。また減衰定数については少し差異は生じているが、実用上十分な精度であると考えられる。

振動モードの実験値と計算値の対比を図-9に示す。全モードとも両者はほぼ対応している。

以上の結果から免震橋の耐震設計に際して基本的に重要となる橋梁全体系の主要な低次振動の固有振動特性が、このような解析モデルを用いることにより十分な実用精度で計算できることが認められた。

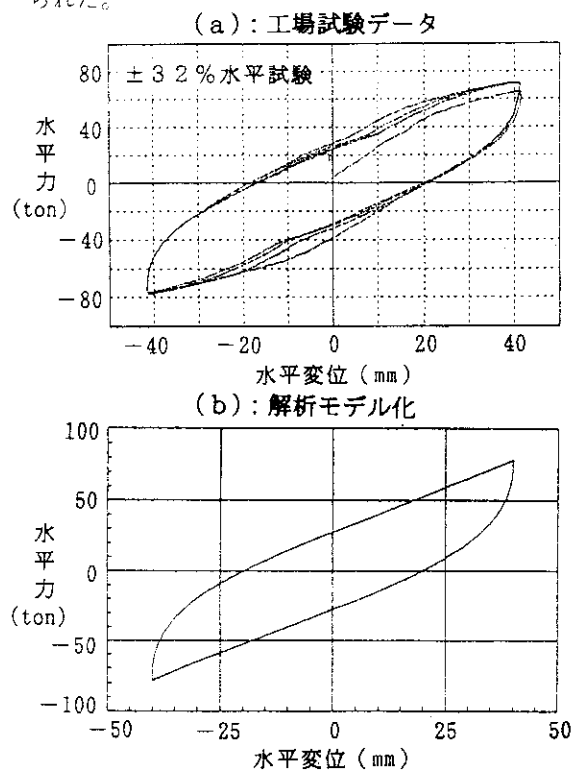


図-10 免震構造支承特性の非線形モデル

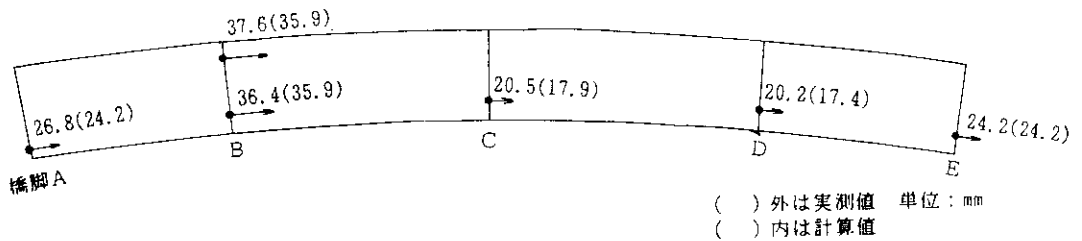


図-11 500ton載荷時支承部静的変形の比較

次に、油圧ジャッキ載荷実験に対応する解析としてここでは500ton載荷時の静的変形解析の結果を示す。この解析に当っては免震構造支承のバネを工場試験データに基づき図-10に示す非線形バネで置換し非線形解析を行った。図-11に計測を行った各支承の相対変位について実験値と計算値を対比して示す。実験値が少し大きめであるが、ほぼ妥当な結果が得られている。

あとがき

今回実験により、当初目的とした免震構造支承を組込んだ実橋の振動特性が良好な精度のもとに実測できた。また対応する解析結果も十分な精度であることが認められ、解析法の妥当性が検証されたと言える。

本報告は編集時期と解析の進捗の都合から実験を行った範囲内での検討について述べることにしたが、現在、上記結果に基づき本橋の大地震時の地震応答解析等を鋭意進めており、免振装置による効果が量的に明らかになってきている。

これらの検討の結果については、後日機会をあらためて報告する予定であるが、その一部を紹介すると、本橋に免震構造支承を組込んだことにより、震度法レベルの地震入力に対し地震応答を約65%程度に低減できることが判ったということが挙げられる。

なお、本研究を進めるにあたっては阪神高速道路技術審議会 耐震分科会ならびに阪神高速道路管理技術センター免震橋梁の実用化に関する研究会の関係各位のご指導をおおいだ。

また、実験の実施は松の浜工区鋼桁工事建設工事共同企業体の皆様に御協力頂いた。

関係者の皆様方に感謝致します。

参考文献

- 1) 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1年3月
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成2年2月