

若戸大橋拡幅工事における形状観測と振動特性について

ON FORM-OBSERVATION AND VIBRATION CHARACTERISTICS OF WAKATO BRIDGE DURING ITS WIDENING CONSTRUCTION

石井孝男*・金子鉄男**・讃岐康博***・枚本正信****

By Takao ISHII, Tetsuo KANEKO, Yasuhiro SANUKI and Masanobu SUGIMOTO

The Four-lanes widening construction in WAKATO bridge is to change RC slab for steel deck with assuring the regular traffic to run. Some problem about it were studied before this work technically or constitutively. We should reported here of an observation result and management of deformation caused by the variation of load system. In the meantime, the variation of vibration characteristics, the affection to stability of active and wind-standing with the construction are also dealt with. The result was that it is a best method for deformation management to use a water-level connecting pipe that made the measurement data in accordance with the calculation almost. Therefore, the method and procedure of construction this time may be thought adoptable. On the other hand, the vibration characteristics has no any difference with widening. Stability of the widened bridge with wind-standing equipment is better than it was.

Keywords: widening construction of suspension bridge, steel-deck, form observation, vibration characteristics, wind-standing stability

1. はじめに

昭和37年9月、当時の最先端技術を駆使して「東洋一の夢の吊橋」として若戸大橋は北九州市の若松区と戸畑区を隔てる洞海湾に架けられた(図-1)。

若戸大橋は四半世紀もの間、北九州の幹線道路としての役割を果たしてきたが、現在では交通量も約36000台/日に達し慢性的な交通渋滞を引き起こしており、この渋滞解消のため、4車線拡幅工事が事業化されることとなった。拡幅工事に際して、長期間の完全通行止めは北九州幹線道路網の機能低下を引き起こし、そのための社会的・経済的効果のマイナス面を考慮すると完全通行止めを実施することはできず、現交通を確保しながら吊橋を拡幅するという日本では先例のない工事となった。

したがって、設計・施工するにあたり、次の項目を前提条件とした。

① 床トラス、補剛トラス、メインケーブル、ハンガー

* 正会員 日本道路公団東京第一管理局技術部調査役
(〒216 川崎市宮前区)

** 正会員 横河工事(株)大阪支店工事部技術課長
(〒550 大阪市西区西本町1-3-15)

*** 正会員 (株)フジエンジニアリング調査設計部調査一課長
(〒530 大阪市北区中崎西4-3-27)

**** 正会員 工修(株)フジエンジニアリング取締役調査設計部長(同上)

ロープ、主塔等の補強、取替えは行わない。

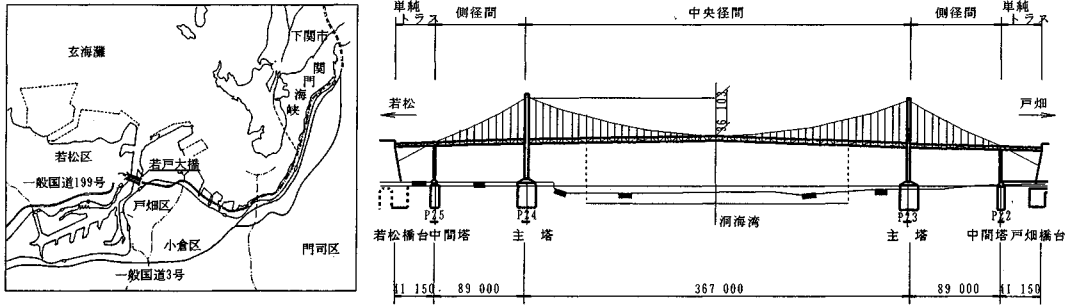
- ② RC床版に損傷がみられることから床版は撤去し新設するが死荷重増とならない構造とする。
- ③ 工事は安全面からも工期短縮をはかり、搬入・搬出車両の少ない工法とする。
- ④ 交通止め等が生じないように、なおかつ交通規制が最小限となる施工工程とする。

以上の前提条件をもとに、床版形式・幅員構成・吊橋全体系の安全性・施工性・交通規制等の検討を行った結果今回の拡幅工事は、Ⅰ期工事、Ⅱ期工事に分けて施工することとなった(図-2)。

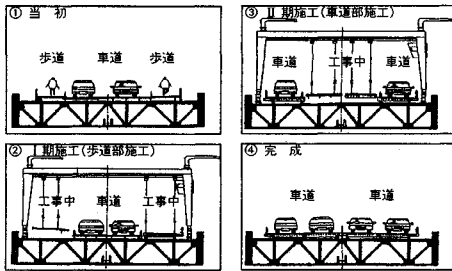
つまり、Ⅰ期施工で歩道部の床組構造の変更による車道化を行い、現交通を切り替えた。続くⅡ期施工で、旧車道部の床組構造の変更後、Ⅰ期施工床版と連結することにより、4車線に拡幅する工事である。

床組形式はRC床版・RCプレキャスト床版・人工軽量コンクリート床版・I形鋼格子床版・オープンI形鋼格子床版・PC埋設型枠床版・鋼床版の7タイプの中から、死荷重の軽減・走行性・工費・工期・工法等の総合判断から鋼床版を採択することにした(図-3)。

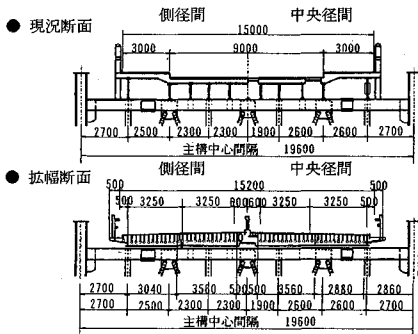
床版の撤去、架設には荷揚げクレーンおよび橋形クレーン等の大型機械を導入し、工期短縮を図るとともに、作業ヤードと一般車両の通行帯を分離することで走行



図一 若戸大橋



図二 施工工程



図三 若戸大橋標準断面図

性・工事安全性の向上に努めた。

このように、現交通を確保しながらという厳しい条件の中、施工法・施工順序等技術面についてさまざまな検討がなされた。一方、床版撤去・架設等死荷重分布の変化に伴う大変形発生の有無、主塔・中間塔の異状な倒れ、床組構造変更に伴う耐風性・振動特性の変化等構造物の安全性に関する問題点についてもさまざまな検討がなされた。

ここでは構造物の安全性に着目し、死荷重分布の変化に伴う形状変化（主塔・中間塔）を高精度で計測管理する手法および結果について述べるとともに、拡幅に伴う耐風安定性・振動特性（固有振動数・振動モード・減衰特性）の変化を模型橋による風洞実験および工事前後の振動実験から検討した。また昭和37年建設当時からの振動特性の変化という先例のない比較検討結果について

表一 測定時間の比較

光波距離計	約60秒/測点
水レベルバランス方式	120秒/測点
水レベル連通管方式	0.2秒/測点

も報告する。

2. 工事中の形状観測

(1) 形状観測の目的

工事中の死荷重分布の変化、特に RC 床版撤去時の荷重減は橋体および主塔・中間塔の形状変形をもたらす。この形状変形を工事の進捗に合わせ逐次計測し、大変形の有無を管理することは、補剛トラス部材等への超過応力導入を未然に防止し、構造物の安全性を確保するとともに、供用中の一般車の走行安全性を維持するうえで非常に重要である。また、事前に検討された施工段階ごとの変形量の理論値と実測値を比較することにより、施工順序の変更の決定および最適な撤去順序をフィードバックすることも可能である。そして、形状観測することは理論値と実測値との整合性のみならず、施工法・施工順序の妥当性も検証することができる。

(2) 形状観測試験

形状観測手法を決定するため光波距離計による方法、水レベルバランス方式および水レベル連通管方式の3手法で同時計測を行った¹⁾。

その結果、測定値に差はないものの、測定に要する時間には表一のような顕著な差が現われた。

吊橋は温度変化や風の影響、活荷重の影響によっても時々刻々変形している。このような状況下では短時間に多点同時計測が可能でしかも遮蔽物（一般車両）の影響を受けないことが重要であり、これらの条件を満足する手法としては前記3手法のうち水レベル連通管方式が最適であり今回はこの方式を採用することとした。

なお、測定は温度変化および活荷重の影響の少ない深夜に行った。また、主塔および中間塔の変形は光波距離計により観測した（図一四）。

今回実験に使用した水レベル連通管方式は水レベルの

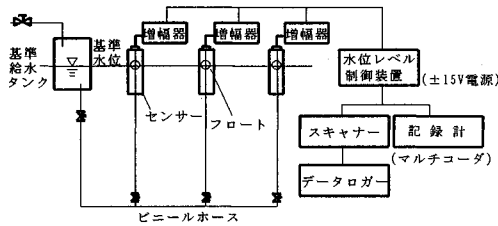


図-4 水レベル計

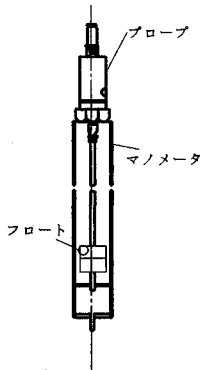


図-5 マノメータ型変位センサー

相対変位を電気出力に変換させ、電算機を利用して解析する測定システムで、①多点同時測定、②測定の省力化、③高精度の確保等優れた特徴を有するシステムである。水レベル連通管方式は基準タンクと変位センサーを配管により連結したもので、その変位センサーは液面検出用の磁気スケールと磁気スケールに沿って上下するフロート（磁気内蔵）から構成されている。

測定原理は、磁石でできたフロートが吊橋の変形に追随し、磁気を帯びたロッドに沿って上下すると電圧が変化しその数値を変位変換する仕組みを利用したものである（図-5）。

変位センサーを取り付けた計測点は吊橋全体の変形が把握できるよう、左右の補剛トラス上に約25mピッチに21か所（計42か所）設け、基準タンクは戸畑橋台・戸畑主塔・若松橋台の不動点上に設置した。変位センサーからの出力は有線を通じて集中管理室で計測管理し、変形の有無・施工順序の妥当性の判断資料とした。

（3）形状観測結果

a) 橋体の形状観測結果

床版の撤去・鋼床版の架設順序は両主塔やメインケーブルにアンバランスな力が作用しないように橋軸方向・橋軸直角方向に原則として対称になるように管理しながら施工した。

I期施工では交通切替え時の迂回路の線形をよくするためと中央径間の変形量を小さくするために最初に側径間の床版を撤去した。中央径間は中央部から両主塔に向

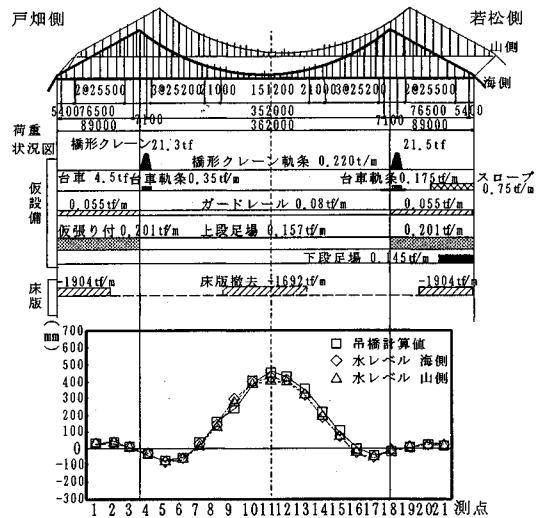


図-6 形状観測結果例（中央径間1/2撤去時）

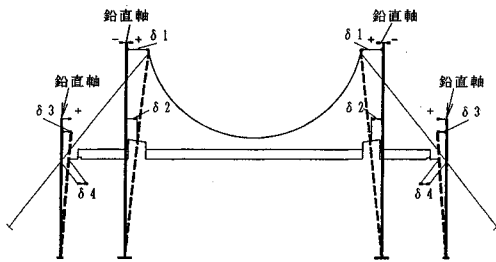
かって撤去し、架設材の搬出を容易にした。

中央径間の撤去が6~7割進行した時点で補剛トラスが極端に屈曲していることが観測された。これは、床版撤去に伴う自重減がハンガーロープを介しメインケーブルに吊るされている補剛トラス部材に回転変形を生じさせたためと考えられる。対策として早急に中央径間中央部に鋼床版を架設して回転変形を抑制する方法を採った。

II期施工ではI期施工よりも床版撤去重量が重い場合、より大きな回転変形が発生し補剛トラス部材の許容軸力を超過するおそれがあった。このため、安全を考慮して撤去床版はすぐに搬出せずカウンターウェイトとして緊急開口部（車道切替えにより1車線1方通行となったために旧車道部に3~5か所設置された非常用）に仮置き、変形を最小限にとどめた。

橋体の形状観測結果の一例を示す。これはI期施工の中央径間床版1/2撤去時のものである（図-6）。

縦軸は補剛トラス部材の鉛直変位であり、0点は工事着手前を基準としている。下図は荷重状況図・仮設備、および床版撤去状況である。なお、変位は基準温度30°Cで補正した値である。図-6からも計算値と実測値はほぼ一致していること、山側、海側の変形差もほとんどなく床版撤去がなされていることがわかる。戸畑側の中央径間の下がりが若松側より大きいのは、戸畑側の橋形クレーンが中央径間に載っているためである。いずれにしてもバランスよく対称になっており、メインケーブルにもアンバランスな力は作用していないといえる。



	戸畑側				若松側			
	中間塔		主塔		主塔		中間塔	
	δ4	δ3	δ2	δ1	δ1	δ2	δ3	δ4
建設当時の設計値	0	0	-17	-50	-50	-17	0	0
建設当時の実測値		30		-6	-6		30	
拡幅工事着手前の実測値 1988.6.6	48	60	16	46	46	16	61	49
中央径間1/2撤去時の 実測値 1988.12.2	38	48	8	21	19	7	49	39
拡幅工事完成後の計算値 1990.3.17	47	59	16	46	46	16	60	48
拡幅工事完成後の実測値 1990.3.17		56		43	40		56	

表中の値は鉛直軸からの変位量を示したものであり、その変位量は標準温度に変換したものを示している。

図-7 塔の形状変化

b) 主塔・中間塔の形状観測結果

吊橋部の主塔および中間塔の形状変化は、光波距離計により建設以来、継続的に観測されている。これらの結果によると塔は、建設当初の形状から徐々に変化をきたしているが、工事前ではほぼ安定化の傾向を示していた。形状変化の原因として以下のことが考えられる。

- ① ケーブルアンカーの変位（移動、傾き）
- ② ケーブルの伸び（ケーブルのクリープ、撚り線による伸び）
- ③ 橋脚基礎の回転、移動
- ④ サドルの滑り
- ⑤ アンカーソケットの抜け出し

しかし、点検および測量調査結果から主原因は②の主ケーブルが撚り線であることによる伸び、および素線のクリープによる伸び等に起因するものと考えられた。このケーブルのクリープも四半世紀の時間経過により、ほぼ収束し、形状変化の安定化につながったものと思料される。

図-7に主塔・中間塔の建設当初、拡幅工事前・I期施工中・拡幅工事完了後の形状観測結果を示す。

建設当初クリープ等を考慮し、両主塔とも側径間側に50 mmの変位を設計上与えていたが、建設直後の実測値によると両主塔は6 mmしか変位せず、中間塔は30 mmも主塔側に変位していることがわかった。その後クリープや撚り線による伸びにより拡幅工事前には両主塔とも46 mm中央径間側に傾斜した状態ではほぼ安定傾向を示していた。

I期施工時には撤去荷重の影響により、両主塔は25

mm、中間塔は12 mm工事前に比べ変位が戻る傾向がみられたが、対称形を保持しアンバランス力は作用していなかった。工事完了後の実測値は鋼床版化による2%の重量減により工事前に比べ主塔は側径間側に変位したが、その量は数mmで計算値とも大差ないこと、対称形を維持していることから構造物の安全性に問題はないといえる。

(4) 形状観測の評価

形状観測は、約1年間実施したが、夏季の蒸発や冬季の凍結、連通管内の気泡の発生等測定誤差を大きくさせる要因が含まれていた。ここでは夏の蒸発による水位変化を防ぐため、基礎タンクの水位が一定となるようなオーバーフロー方式を採用した。また、冬の凍結防止および液面活性化による変形への追従性向上のため不凍液を混入し、測定精度の確保に努めた。このような水レベル連通管方式により橋本体の変形を集中管理したことは、施工順序・施工段階の変形・応力のチェックを容易なものとし、橋軸・橋軸直角方向への対称性を維持しながら工事を完了できた大きな要因であるといえる。今後このような現交通を確保しながらの拡幅工事、床版打替え工事等の必要性が高まると予想されるが、今回採用した形状観測システムが参考になれば幸いである。

3. 拡幅工事前後の振動実験

(1) 実験目的

交通混雑の緩和、今後の交通需要の増大に対応すべく実施された4車線拡幅工事は、床組構造の大幅な変更に伴い、若戸大橋の振動特性に微妙な変化をもたらすことが予想される。特に昭和37年建設以来初めて載荷されるであろう旧歩道部への交通切替えによる偏心荷重は、ねじれ振動の出現頻度の増大を誘発し、動的・耐風安定性にも影響を与える可能性を含んでいる。

ここでは、拡幅工事前、第I期施工完了後（以下工事中という）、工事後の振動実験²⁾を実施し、工事に伴う振動特性の変化および動的・耐風安定性への影響を検討するとともに、昭和37年建設当時の振動特性と比較し、約30年近い荷重履歴を受けた長大橋梁の振動特性の変化についても検討を加えた。

(2) 振動実験の概要

振動実験は図-8に示す流れ図に従い実施した。

a) 現地振動実験法

① 加振法：現交通を確保しながらの振動実験であるため、加振法としては、車両移動に伴う動的荷重および路面不陸により励起される接地圧を加振力とする車両走行実験（試験車：45 t吊りレッカー車、一般大型車）法を主に採用した。

また深夜の無走行状態で常時微動測定を従として採

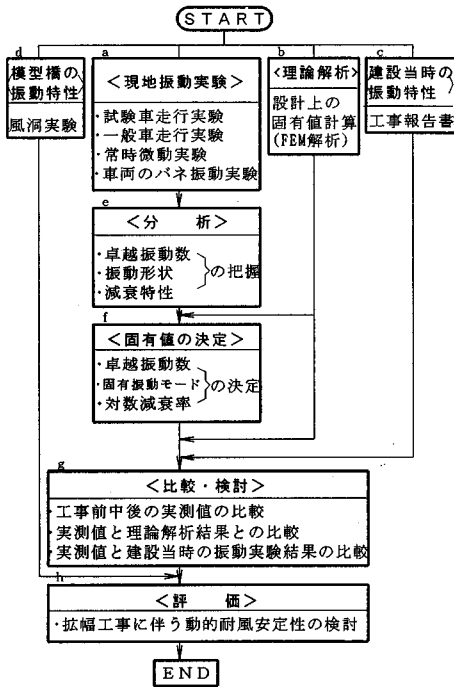


図-8 振動実験の流れ図

表-2 工事前中後の実験内容

	車両走行実験		常時微動実験	備考
	試験車走行	一般車走行		
工事前	◎	○	○	夜間一時通行止実施
工事中	-	○	○	深夜測定
工事後	○	○	-	昼間測定

◎は車両のパネ上振動(車体系の振動),パネ下振動(車軸系の振動)を測定し、橋梁振動への影響を検討した。

用した。ただ、表-2に示すように現場状況により工事前・中・後で実験内容が若干異なっている。

② 使用計器：長大橋の場合固有周期が長いので、固有周期の2乗に反比例する振動加速度を検出するよりも、振動変位を検出する方が容易である。今回は動電型の受振器でその振動速度出力を積分回路を介し、振動変位に変換することのできる微振動計を使用した(図-9参照)。

③ 使用計器の配置：低次から高次までの振動形状を検出するために、図-10に示すように橋梁全体に配置(補剛トラス上弦材上)した。

④ 測定法：車両走行時の不規則振動および橋梁退出後の自由減衰振動を連続約5分間測定し、微振動計からの出力を増幅器を介しデータレコーダーに全測点同時記録した。

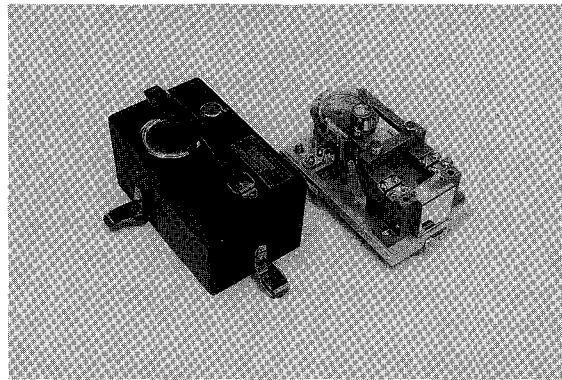


図-9 微振動計

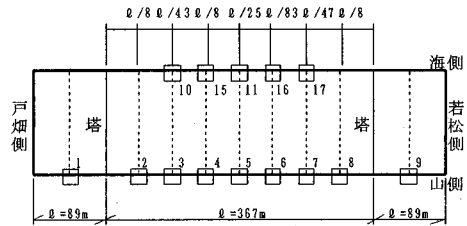


図-10 使用計器配置図

b) 理論解析

若戸大橋の固有振動解析は有限要素法を用い、次の仮定に基づいて行った。

- ① 微小振動の範囲では鉛直・ねじれおよび水平振動は非連成である。
- ② ケーブル・補剛桁の死荷重および断面性能は各径間ごとに一定である。
- ③ 補剛桁は左右対称で一般のはり理論が成立する。
- ④ 吊材は振動中も振動前と同じ傾斜で伸縮もしない。

数値解析では、固有振動数および振動モードを実測値と比較し、設計時の諸数値の妥当性の検証・側径間との連成効果等を明らかにした。

c) 建設当時の振動特性

建設当時の振動特性は「若戸大橋工事報告書」³⁾の第18章3節「振動試験」の試験結果(昭和38年3月現在)を引用した。

d) 模型橋の振動特性

模型橋の振動特性は「若戸大橋の拡幅計画案の耐風性調査報告書」(昭和63年1月)⁴⁾を引用した。

e) 分析

振動実験で得られた橋梁振動のアナログ情報をデジタル情報に変換後コンピュータ処理し、振動の各特性を定性的・定量的に把握した。振動の各特性のうち、卓越振動数はフーリエ変換後パワースペクトル表示したピーク値から求め、振動形状は各卓越振動数を中心とする逆

フーリエ変換波形をもとに、全質点挙動をアニメーション化し検討した。全質点挙動のアニメーション化とは、同一平面内に配置された全測点の時刻歴データ（逆フーリエ変換波形）から、位相と変位量を考慮した同一時刻における各測点の相対位置をディスプレイ上で結び、サンプリング時間間隔ごとに順次描かせることにより振動形状を具象化することである。減衰特性は、自由減衰波形の隣り合う振幅の自然対数比および、パワースペクトル図から「Half Power Method」⁵⁾により算出した対数減衰率で評価した。

f) 固有値の決定

分析により得られた卓越振動数およびその振動形状をもとに、理論解析から得られる固有値を参考にして実橋に対する固有振動数・固有振動モード・対数減衰率を決定（決定後の値を実測値とよぶ）した。

g) 比較検討

工事前・中・後の実測値を比較検討し、拡幅工事に伴う振動特性の変化を把握するとともに建設当時の振動実験結果との比較から建設時の健全性を保っているか否かを検討した。

また、実測値と理論解析結果を比較検討し、設計上の諸数値の妥当性を検証した。

h) 評価

拡幅工事前後の振動特性の変化および風洞実験結果から、拡幅工事が動的・耐風安定性に与える影響を評価するとともに、振動特性からの観点で拡幅工法全体の妥当性を評価した。

(3) 工事前中後の実験結果

実験結果の概要を各振動特性ごとにまとめると以下のようになる。

a) 卓越振動数の変化

試験車走行実験、一般車走行実験、常時微動実験における振動変位データを下記に示す分析条件にてパワースペクトル分析を行った。

- サンプリング間隔：0.1 秒
- 分析対象周波数：5 Hz
- 分析データ個数：2 048 個
- 分析時間：204.8 秒
- 周波数分析能：0.005 Hz

図-11 は、中央径間中央測点の代表例として工事前、中、後でのパワースペクトル分析結果を比較したものであり、横軸に振動数を、縦軸にパワースペクトル密度のピークを 100 % として基準化表示している。

図-11 によると、工事前中後で卓越振動数が若干変化しているものの拡幅工事に伴う振動の卓越傾向に変化はみられない。また、卓越振動数は 2 Hz 以下に分布しており、車両の固有振動数（ばね上振動数 2.3~2.8 Hz、

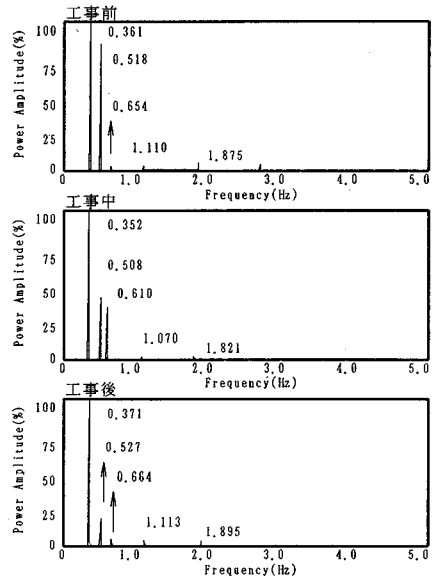


図-11 工事前中後の卓越振動数の変化例

	振動数 (Hz)		
	工事前	工事中	工事後
対称一次たわみ振動	0.361	0.352	0.352 ? 0.372
	(1)	(0.98)	(1)
対称二次たわみ振動	0.513 ? 0.518	0.508	0.527
	(1)	(0.98)	(1.02)
逆対称一次たわみ振動	0.332	0.332	0.332
	(1)	(1)	(1)
対称一次ねじれ振動	0.630 ? 0.654	0.610 ? 0.615	0.664
	(1)	(0.95)	(1.03)

実測値の凡例: ■ 工事前測定 ▲ 工事中測定 ● 工事後測定
() 内数字は工事前を1とした時の振動数比

図-12 固有振動数・振動モードの変化

ばね下振動数 12 Hz 前後)とは分離でき、2 Hz 以下の卓越振動数はすべて橋梁の固有振動数といえる。

b) 固有振動数・固有振動モードの変化

前述したパワースペクトルのピーク付近の逆フーリエ変換波形をもとにアニメーション化して求めた振動形状を理論計算上の振動モードを参照して固有振動数を決定した。今回の実験データからは鉛直たわみ振動については、対称一次~四次までと逆対称一次~三次、ねじれ振動・水平振動については一次~二次まで確認することができた。このうち優勢に卓越する低次振動の固有振動数を計算上の振動モードとともに図-12 に示した。

振動モード図には工事前中後の実測値をプロットしてあるが、拡幅工事に伴う振動モードの変化はみられない。しかし、固有振動数は工事前に対し工事中が 2~5 % の

表-3 橋梁の諸数値の変化

	工事前	工事中	工事後
橋梁重量比	1	1.07	0.98
極貫性モーメント比	1	工事中架設材により増加	0.98

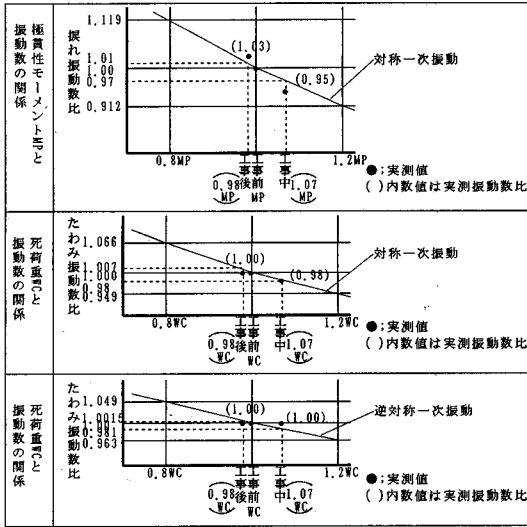


図-13 振動数変化の要因

減少，工事後が0～3%の増加傾向を示している。特にねじれ振動の方が鉛直振動に比べ変化は顕著である。

こうした工事前中後の固有振動数の変化は，表-3に示す橋梁の重量変化および極貫性モーメントの変化によるものと考えられる。

橋梁の重量変化および極貫性モーメントをパラメーターとしたときの振動数の変化を計算し，図-13に実測結果とともに示した。図中縦軸には工事前の固有振動数を1とした振動数比，横軸には工事前の質量・極貫性モーメントを1とした質量比，モーメント比を表わしている。図によると工事前中後に固有振動数の変化はほぼ計算値どおりの変化を示している。また，ねじれ振動の変化が大きいのは振動数が質量よりも極貫性モーメントの変化に敏感に反応するためと考えられる。

今回の検討項目の1つであるねじれ振動(0.61～0.66 Hz)の出現頻度の変化を図-11のパワースペクトルの大きさから検討した。図-11は，0.36 Hz(対称一次たわみ振動)のパワースペクトル密度を100%として表示してあるため，工事前・中・後でのスペクトルの大きさは即，各振動の出現頻度の相対的な変化として検討できる。図-11によると工事中においてスペクトル密度が増大しているものの工事後では工事前と同程度まで減少し，拡幅工事に伴いねじれ振動が優勢に励起されるという傾向は認められなかった。工事中において，ねじれ振動のスペクトル密度が増大したのは，車両走行位置が

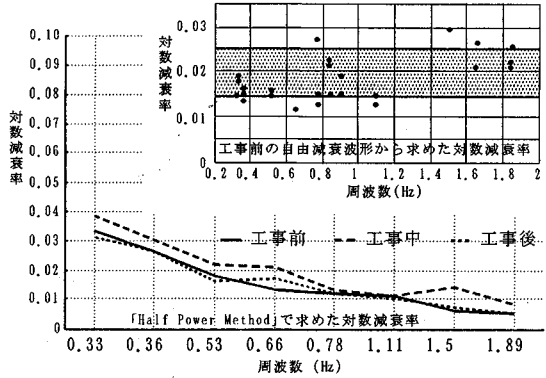


図-14 対数減衰率の工事前中後の比較

表-4 実測値と理論解析結果との比較

実測値 工事前 (A)	理論解析値			A/D
	ケーブルヤング係数 $2.0 \times 10^4 \text{ t/m}$ (B)	ケーブルヤング係数 $1.5 \times 10^4 \text{ t/m}$ (C)	ケーブルヤング係数 $1.0 \times 10^4 \text{ t/m}$ (D)	
対称一次たわみ振動 0.361 Hz	0.358 Hz	0.342 Hz	0.318 Hz	1.14
対称二次たわみ振動 0.513-0.518 Hz	0.506 Hz	0.496 Hz	0.480 Hz	1.05-1.06
逆対称一次たわみ振動 0.332 Hz	0.344 Hz	0.344 Hz	0.344 Hz	0.97
対称ねじれ一次振動 0.630-0.654 Hz	0.525 Hz	0.516 Hz	0.484 Hz	1.30-1.35

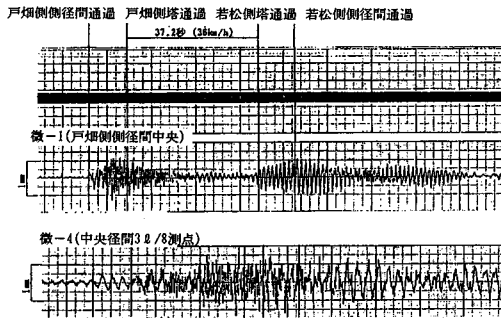
□は、設計上の仮定値で計算した値

ねじれモードを励起しやすい拡幅側であったこと，床組が一体でなく床組のねじれ剛性が低下していたこと等に起因するものと考えられる。

c) 対数減衰率の変化

減衰特性は，自由減衰波形の隣り合う振幅の自然対数比で表わされる対数減衰率で算出するのが最も信頼性が高く一般的である。工事前・中の測定では通行止めや深夜の測定により，自由減衰振動を得ることができたが，工事後の測定では現場の諸事情により昼間の交通開放時の実験を余儀なくされ，自由減衰振動を得ることができなかった。

このため，減衰特性の変化は工事前・中・後とも同一手法で算出できる「Half Power Method」(図-14参照)で比較することにしたが，拡幅工事前後の減衰特性はあくまでも自由減衰振動波形から求めた対数減衰率で評価した。図-14から工事前中後に対数減衰率に変化がみられないことがわかる。ただ，工事中はわずかに対数減衰率の増加が認められる。これは工事中の測定では床組構造が一体でなく，床組間のエネルギー減衰による制振効果の影響ではないかと考えられる。工事後の対数減衰率は，工事前後の対数減衰率に変化がみられないことから自由減衰振動波形から求めた工事前の対数減衰率と同様「 0.02 ± 0.005 」と評価できる。



図—15 実測波形例

(4) 実測値と理論解析結果との比較

実測値と理論解析結果の比較を工事前を代表例にとり、表—4に示した。表—4によるとケーブルに弾性伸びが生じず、ケーブルのヤング係数の影響を受けない逆対称一次たわみ振動では、実測値と計算値は3%以内で整合しており設計上の諸数値はほぼ妥当であるといえる。しかし、ケーブルの弾性伸びを生じる対称たわみ振動は、設計上のヤング係数 $1.6 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$ では14%程度計算値の方が小さな値となっている。これは、設計上の諸数値の誤差と計算上の仮定による誤差と計算上考慮しなかった部材の影響が累積されたものと考えられるが、特にケーブルの弾性係数の評価が大きな要因である。一般にスパイラルロープの弾性係数は素線に比べて15~25%も低くなっているといわれている⁵⁾が、今回の設計上のヤング係数 $1.6 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$ は、微小振動の範囲では過小評価ではないかと考えられる。

たわみおよびねじれ振動の対称振動では、中央径間と側径間の間にケーブルの弾性伸びによる変動張力に起因する連成振動を生じるが、表—4のケーブルヤング係数を $2.0 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$ とした場合の計算値によれば、実測値は側径間との連成を無視した計算値に近く、本橋では側径間の連成振動の影響をほとんど受けないといえる。図—15に示した側径間中央測点、中央径間3 l/8 測点における実測波形例をみてもそれぞれ独立の挙動をし連成の影響のないことが見受けられる。

一方、対称ねじれ振動は実測値の方が30~35%程度高い値となっている。これは本橋のようにトラス部材で構成され、横トラス上弦材が主構垂直材の中間に接合されているような断面のねじり中心を厳密に求めるのは困難で、理論計算時の主構トラスのねじれ剛度の過小評価によるものと考えられるが、逆に実橋では予想以上のねじれ剛度を有していることを示している。

(5) 建設当時の振動実験結果との比較

実測値(工事前)と建設当時の振動実験結果との比較を表—5に示した。表—5によると、逆対称一次たわみ振動を除く他のすべての次数で建設当時と現在で一致し

表—5 実測値と建設当時の振動実験結果比較

		固有振動数		対数減衰率		
		昭和37年 建設当時	昭和63年 工事前	昭和37年 建設当時	昭和63年 工事前	
たわみ振動	対称	一次	0.349-0.368	0.361	0.012-0.024	0.013-0.019
		二次	0.518-0.520	0.513-0.518		
	逆対称	一次	1.091-1.111	1.099-1.113	0.019-0.033	0.012-0.027
		二次	(0.261)	(0.261)		
ねじれ振動	対称	(0.757-0.771)	0.776-0.781	0.019-0.033	0.012-0.027	
	逆対称	0.642-0.650	0.630-0.654			

()内は確定値ではない。

ていることがわかる。また、対称減衰率もほとんど変化はみられず、30年近く荷重履歴を受けたにもかかわらず、今も建設当時の健全性を保っているといえよう。

ただし、建設当時の実験で得られた逆対称一次たわみ振動の0.261 Hzの卓越振動数は、起振器の付加質量としての影響とも考えられるが、引用した当時の報告書に「逆対称振動の結果は未整理のため未だ不明である。(昭和38年3月現在)」という記述があることから逆対称一次振動モードの固有振動数であると断定できず、その後の報告書が入手できない現時点では今回(0.332 Hz)との差については言葉を差しひかえたい。

(6) 評 価

若戸大橋の拡幅工事の前・中・後における振動特性の変化に着目してまとめたが、拡幅後の振動特性は死荷重の低減(2%減)による固有振動数のわずかな変化はみられたものの、対数減衰率・振動モードに関しては工事前と同じ特性を示し、耐風・動的に関する安定性を損なうものではないことを確認した。ただし、振動実験によって得られた実橋の対数減衰率「 0.02 ± 0.005 」の値は、風洞実験に適用された模型橋の構造減衰「0.03」よりも若干小さな値となり、風洞実験結果は実橋に対し安全側の値であるといえる。しかし、模型橋の固有振動数は実橋よりも小さく安全側であること、実橋の対数減衰率「 0.02 ± 0.005 」の値は工事前で変化がないこと、しかも今回スタビライザー・中央防護柵等耐風安定性向上のための付属物も新設されていることから拡幅工事後の耐風安定性は工事前に比べより一層確保されているといえよう。

また、長大橋では初めてなされたであろう昭和37年建設当時の振動実験との比較でも、固有振動数・対数減衰率にほとんど差異は認められず30年近く過酷な交通荷重履歴を受けたにもかかわらず建設当時の健全性を有していることが確認された。このことは長大橋の先駆的な役割を果たした若戸大橋の技術水準の高さを証明するものであり、また当時の計測技術の高さを示すもので、今後の長大橋の設計に寄与するところも大きいものと考えられる。

4. 今後への課題

今回工事中の管理計測に用いた水レベル連通管方式による集中管理システムは、死荷重変化に対応する形状観測には最適なシステムといえるが、強風時や地震時の動的な測定に追従するシステムには現在至っていない。

今後は、①管の体積膨張の影響把握、②管内の適正粗度係数の把握、③適正な材質・管径、④水面活性剤の種類、などまだまだ検討課題は多いものの、その水面変形による連通管内の微気圧変動を差圧計等で検出し、死荷重変化等の静的変位ばかりでなく、動的な観測にも利用可能になることを期待したい。

また、若戸大橋の動的・耐風安定性を工事前後の振動特性の変化から検討したが、できれば強風条件下での振動特性ならびにスタビライザーの制振効果等を把握し、風洞実験結果と比較することができればさらなる耐風安定性について言及できるものと考えられる。また、今回30年近く経過した長大橋梁の建設当時の振動実験と比較できたことはわれわれ建設工事に携わる技術者にとって非常に幸運であった。

今後、さまざまな社会資本が整備されていく中「隠れた社会資本」ともいうべき、工事報告書、実験報告書を維持管理用の資料として整理し、次世代に伝えていくこ

とも現在に生きる技術者にとって重要な課題といえる。

5. おわりに

先例のない拡幅工事を設計・施工するにあたり、技術的なご検討・ご指導を賜った「若戸大橋拡幅に伴う技術検討委員会」の委員および幹事の皆様、風洞実験を実施して頂いた建設省土木研究所構造研究室、振動解析にご指導・ご協力を賜った長崎大学工学部 高橋助教授、そして拡幅工事を安全に遂行するため、日夜ご尽力なされた工事関係各位の皆様にご心より感謝の意を表する次第であります。

参 考 文 献

- 1) 石川島播磨重工業(株)：若戸大橋(拡幅)吊橋部橋体観測試験, 1987. 1.
- 2) 日本道路公団若戸大橋工事事務所, 日立・横河共同企業体：若戸大橋拡幅前後の振動実験報告書, 1990. 5.
- 3) 日本道路公団若戸大橋工事事務所：若戸大橋工事報告書, 1963.
- 4) 建設省土木研究所橋梁構造研究室：若戸大橋の拡幅計画案の耐風性調査報告書, 1988. 1.
- 5) Nieves J. Gimsing：吊形式橋梁, 建設図書.

(1990. 7. 2・受付)