

## 本州四国連絡橋公団「来島大橋」主塔の制振設計

名 取 悦 朗 機械鉄構事業本部橋梁事業部基本計画部 課長  
 樋 口 徹 機械鉄構事業本部橋梁事業部基本計画部  
 小 池 裕 二 技術本部技術研究所機械鉄構開発部  
 山 田 真 吾 機械鉄構事業本部砂町工場機械設計部

## Design of Vibration Dampers for Kurushima Main Tower Built for Honshu-Shikoku Bridge Authority

NATORI Etsuro, HIGUCHI Toru  
 KOIKE Yuji, YAMADA Shingo

The "Kurushima Bridge" consists of three continuous suspension bridges. The main towers are relatively flexible structure due to light vertical and horizontal reaction from cable. The cross-sectional shape of the towers is designed to have aerodynamic stability. However, the towers were found to oscillate due to wind force during bridge construction and after completion. A cross-sectional design considering the influence of the wind was adopted for suppression of oscillation after completion. Two damping systems, AMD and TMD, were used to reduce oscillation during construction to ensure safety and working efficiency. The new control ( $H^\infty$ ) theory was first applied to designing the 9P main tower for the No. 3 bridge.

キーワード：来島大橋，長大橋，主塔，制振対策，制振装置，AMD，渦励振， $H^\infty$ 制御

## 1. 緒 言

「来島大橋」は、本州四国連絡橋・尾道～今治ルート（Eルート）に属し、愛媛県今治市と大島の間、約4 kmの来島海峡を吊橋3橋でつなぐ世界初の三連吊橋である。今治側に位置する「来島第三大橋」の主塔工事は、1993年3月、本州四国連絡橋公団第三建設局から、IHI、住友重機械工業株式会社、松尾橋梁株式会社、株式会社東京鉄骨橋梁製作所の共同企業体に発注された。来島大橋主塔は道路単独橋で、補剛げたに流線型箱げたを採用して比較的自由重が軽いことから、ケーブルからの鉛直および水平反力が小さく、従来の同規模の本州四国連絡橋の吊橋主塔に比べフレキシブルな構造となっている。このため、吊橋完成時においては曲げ1次とねじれ1次の渦励振が生じることが風洞試験により確認されており、この影響を断面設計に見込むこととした。また、架設時においてはこれら以外に曲げ2次、架設クレーン（タワークレーン）の振動モードなどの高次の渦励振が生じることが予測された<sup>(1)</sup>。

主塔架設時の耐風対策は各架設ステップで想定される渦励振に対し、主塔本体、仮設備の安全性と架設現場での作業性の確保を目的として、AMD（Active Mass Damper）、TMD（Tuned Mass Damper）の2種類の制振装置により

実施した。また、架設時耐風対策にあたっては現地の風の乱れ特性を考慮した制振計画を検討した。AMDの設計に際しては、新しい制御理論で、振動制御にきわめて有効である $H^\infty$ 制御を初めて導入し、現地での自由振動試験結果よりその成果が十分発揮されていることを確認した。以下、来島第三大橋9P主塔の制振設計を報告する<sup>(2)</sup>。

## 2. 仕様と主塔構造

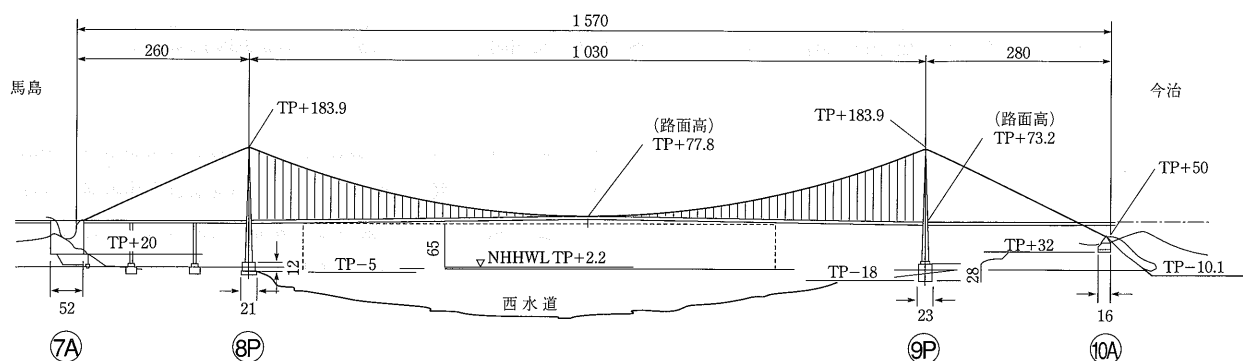
「来島第三大橋」の全体一般図を第1図に、9P主塔一般図を第2図に示す。

## 2.1 仕 様

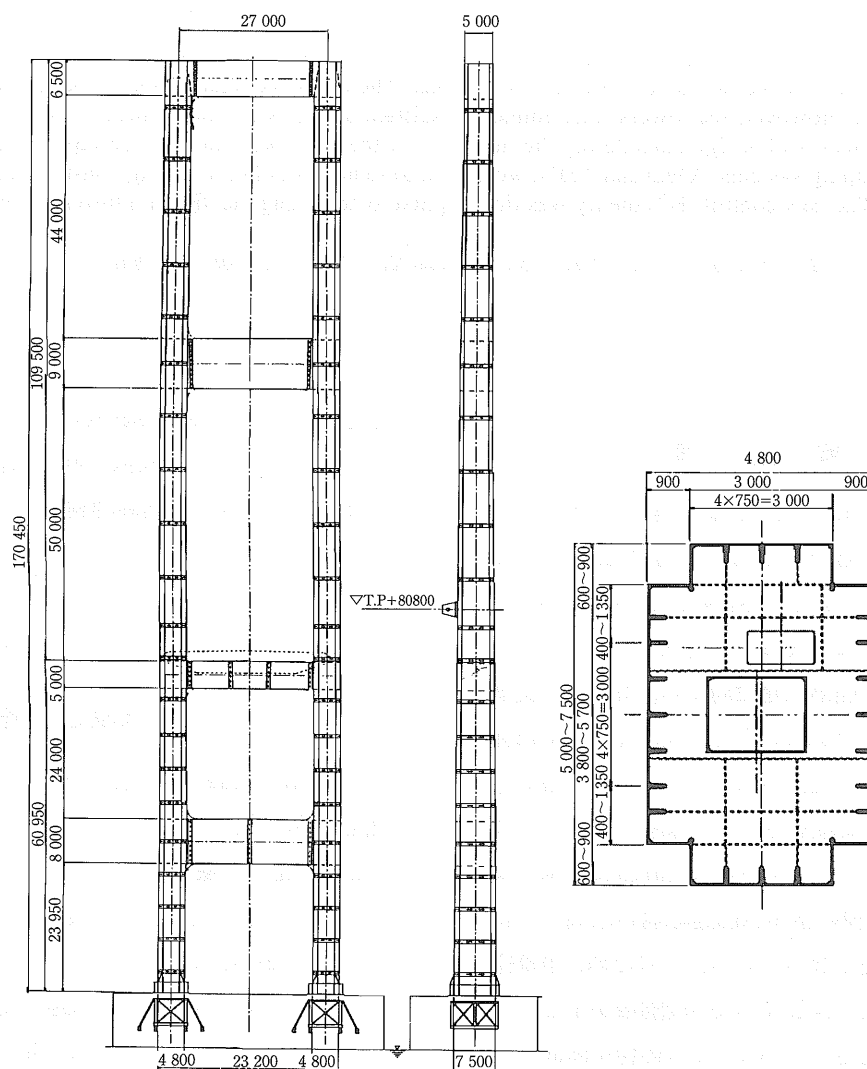
路 線 名	一般国道317号
道 路 規 格	第1種第3級
車 線 数	4車線（幅員20 m）
設 計 速 度	80 km/h
縦 断 勾 配	1.8% 放物線勾配
横 断 勾 配	2.0% 直線勾配
道 路 形 式	鋼床版，アスファルト舗装
航 路 限 界	TP+67.2 m

## 2.2 主塔構造

本主塔は、高さ約10 mのブロック22段の塔柱と、四つの水平材から構成され、塔柱は耐風性の向上を目的として、



第1図 全体一般図 (単位:m)  
 Fig. 1 General arrangement (unit : m)



第2図 主塔一般図 (単位:mm)  
 Fig. 2 Arrangement of main tower (unit : mm)

矩形断面の四隅を切り欠いた単室十字断面を採用した。塔柱断面を構成する主要鋼材はSM570材、板厚は37～44mmである。現場継手は、塔壁、縦リブのメタルタッチ

による応力伝達を考慮した高力ボルト摩擦接合であり、設計上、塔壁、縦リブのメタルタッチ率をそれぞれ50%、25%と考えている。現場架設は160t吊りタワークレーン

を用い、ブロック1段ずつ架設した。

### 3. 吊橋完成時の制振対策

#### 3.1 基本方針

吊橋完成時の風洞試験結果によると、四隅を切り欠いた十字断面においても風速30 m/s程度で渦励振が発生することが予測されていたが<sup>(4)・(5)</sup>、応答振幅が比較的小さい値になることから、振動による影響を断面設計に見込むことにした。その理由として、来島大橋主塔では、塔柱断面内部に制振装置を持ち込むことが塔内エレベータや階段スペースに支障をきたすこと、また将来の維持管理省力化を配慮したためである。

#### 3.2 渦励振時の応答振幅

渦励振時の断面力として静的解析のほか、吊橋全体系立体モデルで振動解析を行ない動的断面力を求めた。来島大橋6主塔では、面外曲げ1次振動時とねじれ1次振動時の発振風速が広範囲にばらついているため、各主塔の安全性をバランスさせる必要があった。そのため、荷重の組合せと許容応力度の割増率については、風速別の発生頻度を考慮し、信頼性理論により算出される破壊確率が暴風時のそれと同程度になるように設定した。

吊橋全体系立体モード解析の結果および風洞試験によって得られた無次元量により、渦励振時の応答諸量を精算した9Pの結果は、曲げ1次の固有振動数0.697 Hz、最大片振幅0.396 m、開始風速22 m/s、ピーク風速30 m/s、終了風速33 m/sであった。また、ねじれ1次(68次)では、固有振動数1.305 Hz、最大片振幅0.147 m、開始風速39 m/s、ピーク風速49 m/s、終了風速52 m/sであった。

#### 3.3 断面決定結果

渦励振を断面決定に配慮した結果、主塔基部、主塔と中間水平材との結合部分付近の2カ所の応力が49 MPa {500 kgf/cm<sup>2</sup>}程度増加し、このため材質を当初のSM490YからSM570に変更して対応した。また、100年を想定した供用期間中の渦励振による疲労を検討した結果、9P主塔では塔基部の一部がJSSCの疲労強度ランクがE等級に到達した。このため、スカラップ形状と溶接仕上げに配慮を行なった。

### 4. 主塔架設時の制振対策

#### 4.1 基本方針

主塔架設時の制振対策は、各架設ステップで想定される渦励振に対し、主塔本体と仮設備の安全性と架設現場での

作業性の確保を目的として、AMDとTMD2種類の制振装置によって実施した。また、架設時耐風対策にあたっては現地の風の乱れ特性を考慮した制振設計を行なった。

#### 4.2 風洞試験

タワークレーンを架設に採用することを想定し、架設時主塔の空力特性について、主塔の断面形状、クレーンポストとの位置関係を考慮して、縮尺1/93の主塔3次元弾性体模型による一様流中での風洞試験を、代表的な架設段階で実施した。

一方現地風観測結果から、風の主流方向の乱れ強度が10%は見込めることから、乱れ強度10%を基本とした風洞試験を追加で実施し、乱流中での空力特性を把握した。風洞試験で対象としたケースは、タワークレーン架設状態の中から塔頂水平材架設直前および、その架設状態が長期にわたることから塔独立完成状態の二つを代表させた。二つの風洞試験結果から、一様流中で発生していた各振動モードの渦励振振幅は、乱流効果による振幅の低減が確認され、制振装置設計の基本となる一様流中で求められたScruton数-振幅曲線を越えていないこと、また、乱流効果による振幅低減の度合いが曲げ1次、曲げ2次、ねじれ1次の各振動モードにより異なることが明らかになった。

#### 4.3 制振条件

主塔架設時の制振レベルを決定する要因は、作業性から決まる許容加速度、主塔本体および架設クレーンの安全性(強度)から決まる許容加速度であり、制振条件はつぎとした。

##### (1) 作業時(作業時限界風速 $V_{cr} \leq 16$ m/s)

作業性確保のため塔柱全体で50 Gal以下の加速度に抑えること。なお主塔本体、架設クレーンの安全性はこの条件下では問題とならない。

##### (2) 休止時 ( $V_{cr} > 16$ m/s)

主塔本体、架設クレーンの安全性(強度)を考慮する。この場合、他項目の評価値に対する余裕代に配慮して許容応力度の割増率は1.7とする。

なお、塔頂クレーンと塔頂足場については、制振装置の能力決定条件にはせず、養生などでの対応を前提とした。対数構造減衰率については、キャットウォーク完成系までを0.01とし、それ以降は0.02とした。また、乱流中の振幅は、風洞試験結果比較をもとに定めた次の振幅低減率を一様流中での結果に対して用いた。

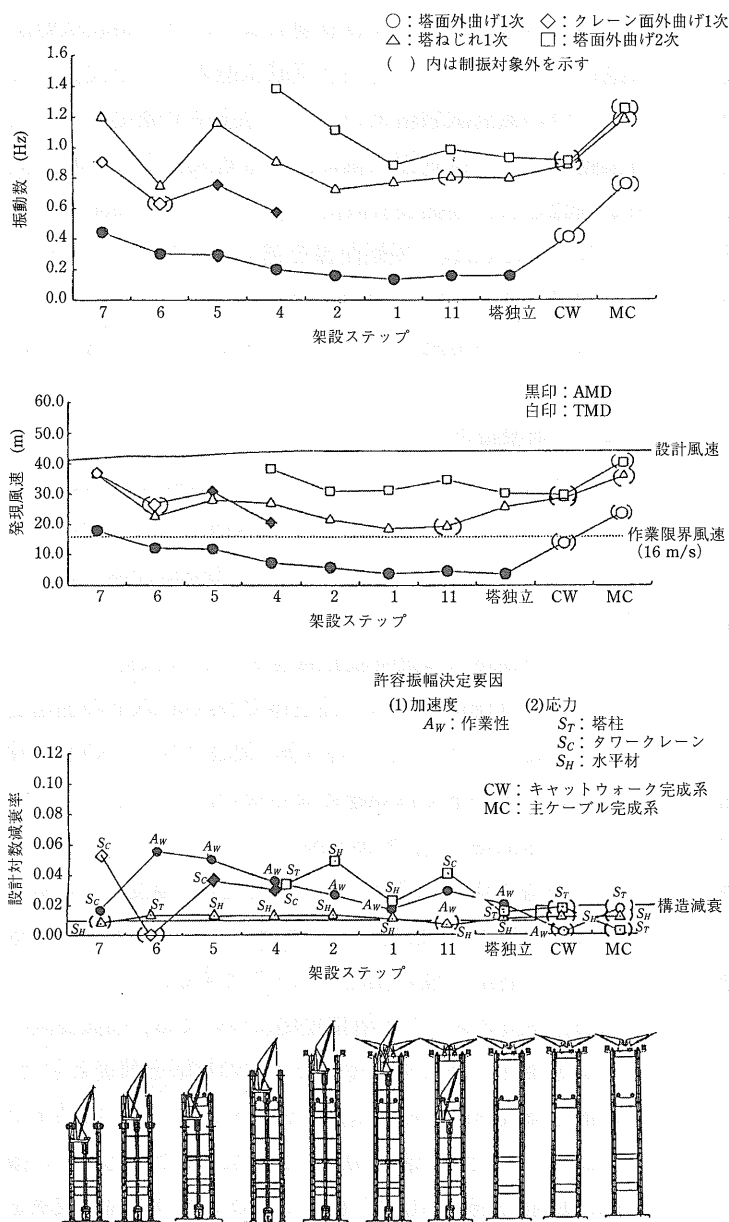
面外曲げ1次 85%

- 面外曲げ2次 60%
- ねじれ1次 50%
- その他のモード 85% (前記3モードの最大値を採用)

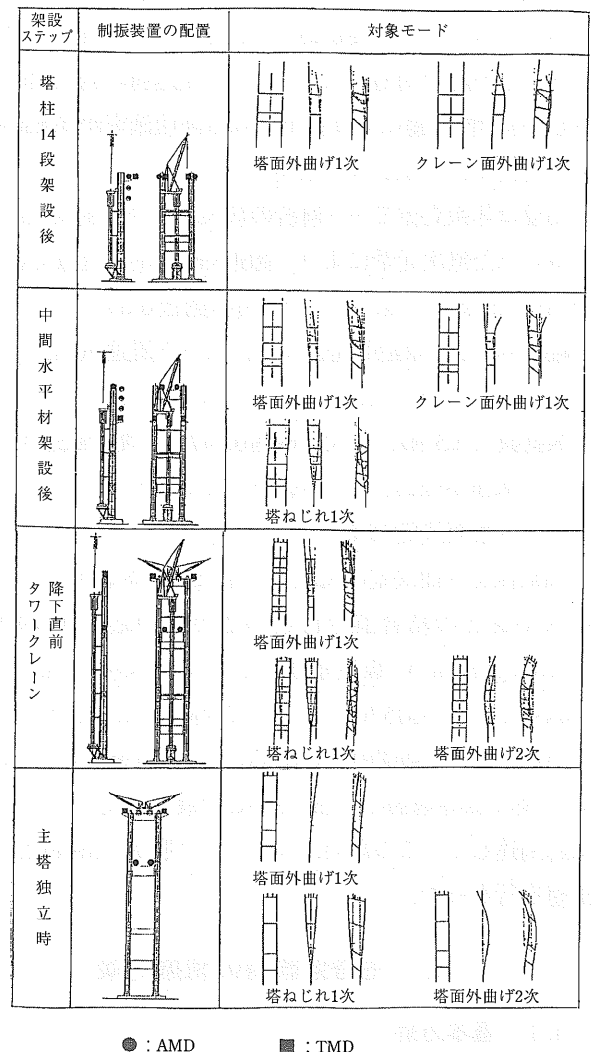
#### 4.4 制振装置の種類と配置

9P主塔の制振装置のために、主塔の架設ステップごとの振動数、発現風速、設計対数減衰率の推移を整理した(第3図)。この結果、振動数域が0.14~1.5 Hzと広い範囲にわたることになり、また、作業限界風速16 m/s以下の状態で曲げ1次の低振動域を制御する必要があった。本主塔の制

振方法として、制振能力・制振費用・現地での取扱いなど種々検討の結果、低振動域の面外曲げ1次に対してはAMDを、高振動域の面外曲げ2次とねじれ1次にはTMDを採用することにした。前者は作業性を確保するための微妙な制御ができるもので、当社の吊橋主塔での実績に「レインボーブリッジ」(首都高速道路公団)、「白鳥大橋」(北海道開発局)がある<sup>(3)</sup>。9P主塔架設時のAMDとTMDの配置と制振対象モードを第4図に示す。架設ステップの進展とともに、最初主塔第14段に配置したAMD2組は中間水平材上に移り、同様に2組のTMDは第14段から途中第20段を経て、最終的に最上段の第22段に盛り換えた。



第3図 制振条件  
Fig. 3 Conditions of vibration control



第4図 制振装置配置  
Fig. 4 Damper arrangement

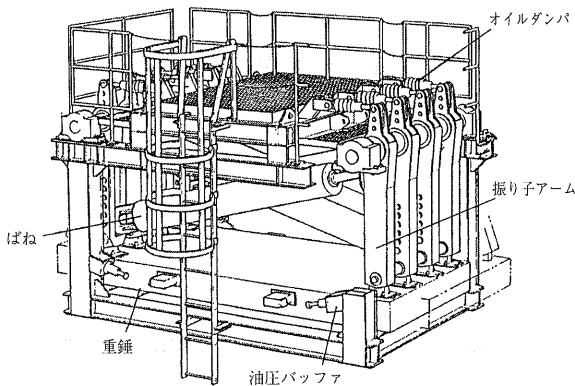
## 5. 制振装置

来島大橋主塔9Pに使用したTMDとAMDの仕様と外観図を第5図、第6図に示す。TMDは、4本吊りの振り子(重錘)にコイルばねとオイルダンパを取り付けたパッシブ(受動)方式で、主塔が振動すると自然に重錘が動くことで制振する。一方、AMDは、V字形の重錘がローラ上を揺動するパッシブ方式の機構に、電動モータ制御を加えたハイブリッド方式である。重錘を制御する指令値(制御入力)は、主塔に取り付けたセンサで検出された主塔の振動をもとにコントローラで演算される。本装置では、制御則にロバスト制御理論の一つとして知られている $H^\infty$ 制御理論を採用した。 $H^\infty$ 制御理論を採用した理由として、つぎの

2点が挙げられる。まず第一に、制御系には、制振対象モードにおいて必要減衰を確保し、その制御の影響を非対象モードには及ぼさないことが要求される。しかしながら、本主塔は、架設用クレーンと一体になった構造となっているため、連成をともなった複雑な振動特性を有しており、高次モードまでをも正確にモデルで表現するのは難しい。 $H^\infty$ 制御理論では、周波数をベースにした設計が可能のため、誤差が生じやすい高次モードの影響を不確かさとして設計に取り込み、この影響を及ぼさないようにすることができ、設計仕様を明確に反映できる。第二に制御系は主塔の振動特性の変化に対しても、安定性を保ちることが必要である。主塔の振動特性は、架設の進行とともに大きく変化する。本橋では、制振が必要となる塔柱第14段で、0.452 Hzの面外1次固有振動数は、もっとも低下したときで0.138 Hzと約1/4に変化している。 $H^\infty$ 制御は、このようなパラメータ変動に対しても高いロバスト性が期待できるため、架設期間中の制御パラメータの変更回数を削減でき、きわめて有効である。

制御系の設計では、日常風で発生する比較的低いレベルの振動に対しては高い制振効果が発揮できるように、付加減衰として対数減衰率で0.1~0.2程度を目標とし、レベルの高い振動に対しては制御入力の大きさが随時変えられるようにした。第7図は、制御系の構成を示したものである。AMDの制振対象は面外1次のみであることから、2台の装置にそれぞれコントローラと加速度計を配置し、独立に制御するようにした。コントローラでは、離散化した $H^\infty$ 制御器がDigital Signal Processor (DSP) で実装され、加速度センサで検出した信号を積分した主塔の変位とモー

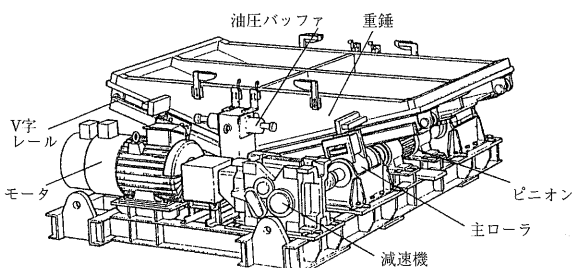
仕様  
装置重量 : 20 t  
重錘重量 : 10 t  
有効ストローク : 0.3 m  
制振対象振動数 : 0.736~1.458 Hz  
設置台数 : 2台



第5図 TMDの概観

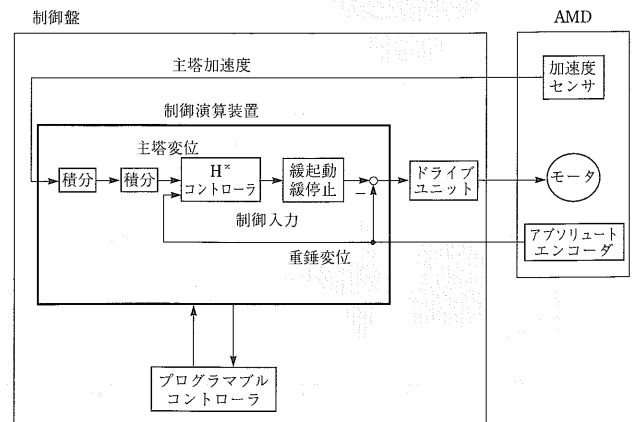
Fig. 5 Schematic view of TMD

仕様  
制振方法 : V字レール転動振り子方式  
装置重量 : 21 t  
重錘重量 : 11 t  
有効ストローク : 0.4 m  
制振対象振動数 : 0.138~0.766 Hz  
電動機 : 55 kWインバータモータ  
設置台数 : 2台



第6図 AMDの概観

Fig. 6 Schematic view of AMD



第7図 制御系の構成

Fig. 7 Control system

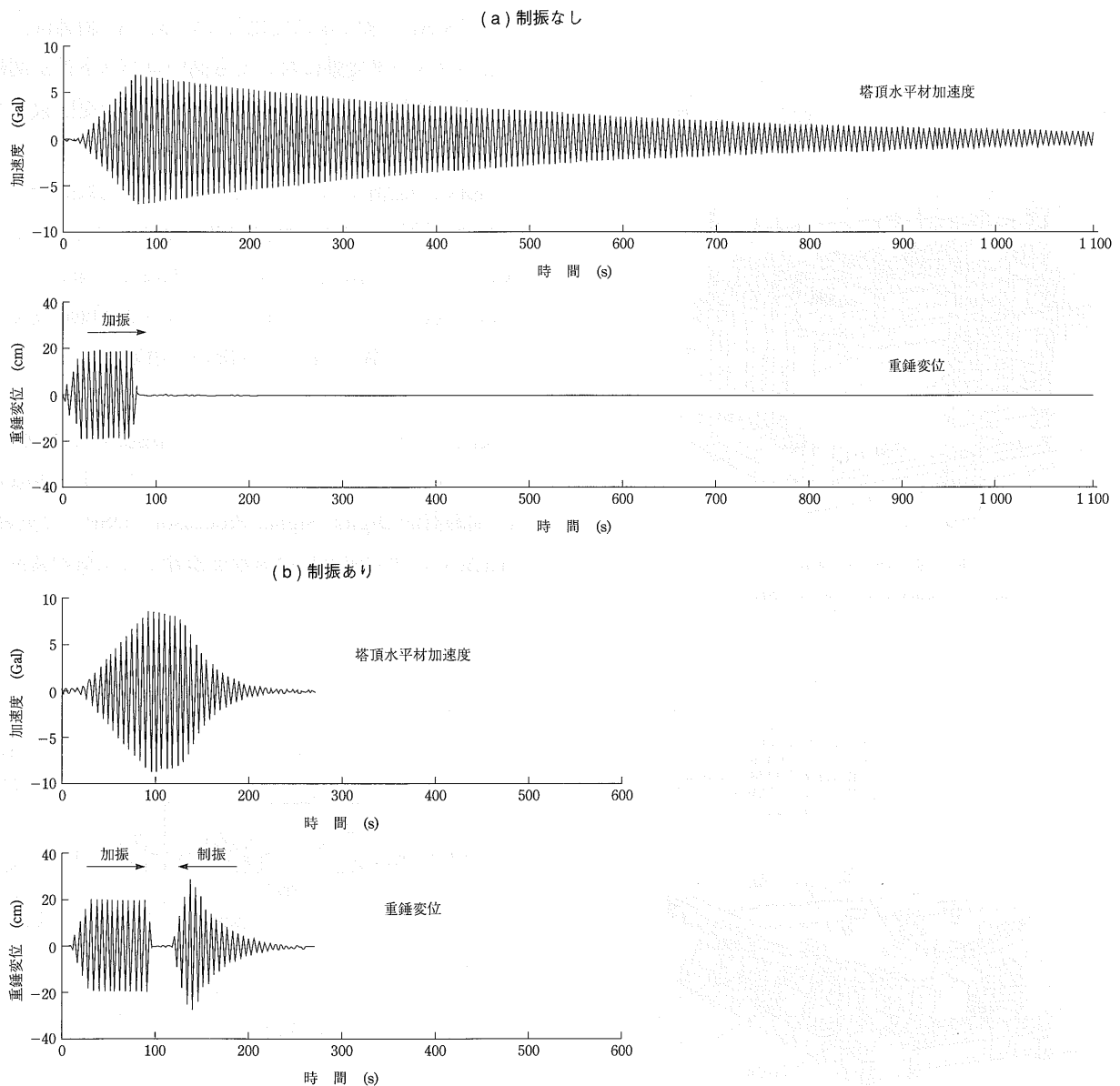
タに取り付けたパルスジェネレータからの重錘の変位をもとに制御入力が演算される。

現地据え付け後の装置の性能確認は、制御パラメータの変更時のほか、主塔完成時に振動実験により行った。試験方法は、制振装置を加振器として主塔を加振し、その後の自由振動から減衰を算定した。試験は、振動への風の影響を排除するため、無風時に行った。主塔完成時の時刻歴波形および波数と振幅の関係をそれぞれ **第8図**、**第9図** に示す。これらの結果から、装置は安定に作動し、主塔の対数減衰率は、装置作動により約20倍の0.2程度

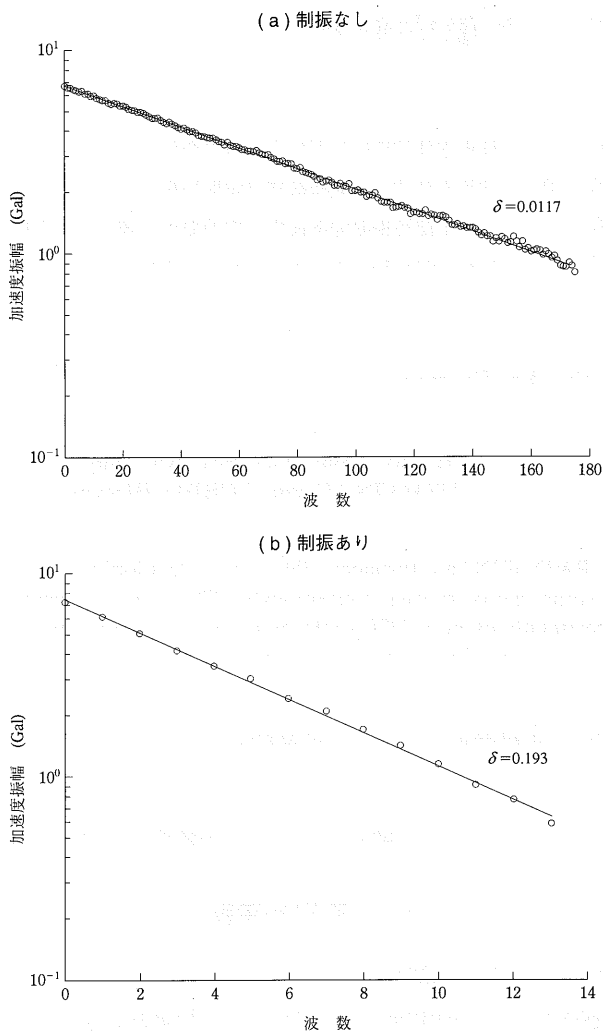
に向上でき、目標通りの性能が発揮できていることがわかる。

## 6. 結 言

本稿では主塔の制振対策の概要を述べたが、「来島第三大橋」は現在ケーブル一期工事が最盛期をむかえ、パイロットロープに続いてキャットウォークの準備中であり、架設時制振装置も当初の役割を十分に果たすことができた。ここでの制振対策が今後の参考になれば幸いである。



第8図 自由振動試験結果  
Fig. 8 Results of free vibration test



第9図 波数と加速度振幅の関係

Fig. 9 Relationship between number of waves and acceleration amplitude

## 参考文献

- (1) 山口和範, 佐々木雅敏, 堀内 博, 樋口 徹, 梅田 聡 : 来島大橋主塔の架設時耐風対策 土木学会第51回年次学術講演会講演概要集第1部 1996年9月 pp. 506-507
- (2) 本州四国連絡橋公団 : 来島大橋8P・9P主塔工事鋼構造物の実施設計報告書 1994年9月
- (3) 小池裕二, 谷田宏次, 牟田口勝生, 宇野名右衛門 : 能動型制振装置の開発 石川島播磨技報 橋梁特集号 1995年 pp. 45-50
- (4) 本州四国連絡橋公団 : 来島大橋主塔風洞試験 (その3) 1991年1月
- (5) 本州四国連絡橋公団 : 来島大橋主塔風洞試験 (その4) 1991年10月

## 謝 辞

本主塔の制振設計にあたって、多くのご指導とご協力をいただいた本州四国連絡橋公団第三建設局今治工事事務所の方々をはじめ、関係各位のご厚誼に対し、紙上ながら深く感謝の意を表するしだいである。