



HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	橋梁構造物の知的構造化を目指したセミアクティブ振動制御の適用に関する研究
Author(s)	宮森, 保紀
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	甲第6394号
Issue Date	2003-03-25
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/91713
Type	doctoral thesis
File Information	6394.pdf



橋梁構造物の知的構造化を目指した
セミアクティブ振動制御の適用に関する研究

宮 森 保 紀

目 次

第1章 序論	1
1.1 概説	1
1.2 既往の研究	2
1.3 研究の目的	8
1.4 論文の構成と概要	10
参考文献	11
第2章 制御対象構造物	16
2.1 概説	16
2.2 塔状構造物	17
2.2.1 実験供試体と可変剛性・減衰型制御装置	17
2.2.2 実験供試体の固有振動特性	19
2.2.3 塔状構造物モデルと固有振動解析	21
2.3 鋼鈑桁橋モデル	25
2.3.1 鋼鈑桁橋の諸元と可変剛性型システム	25
2.3.2 鋼鈑桁橋モデルと固有振動特性	27
2.4 本章のまとめ	28
参考文献	29
第3章 構造性能可変型セミアクティブ制御	31
3.1 概説	31
3.2 構造性能可変型セミアクティブ制御	32
3.2.1 構造性能可変型システムの制御機構	32
3.2.2 ニューマーク β 法による時刻歴応答解析	35
3.3 ON-OFF 方式によるセミアクティブ制御	36
3.4 遺伝的アルゴリズムの制御系設計への適用	38
3.4.1 遺伝的アルゴリズムの概要	38
3.4.2 GA における最適化オペレーション	39
3.4.3 ON-OFF 制御におけるパラメータ最適化	45
3.5 瞬間最適制御理論による可変剛性型セミアクティブ制御	50
3.6 可変減衰型システムによるセミアクティブ制御	53
3.6.1 解析モデルと可変減衰型セミアクティブ制御	53
3.6.2 制御力型制御とアクティブ剛性型制御	57
3.6.3 可変減衰型システムによる振動制御シミュレーション	58
3.6.4 可変減衰型 ON-OFF 制御の制振効果と適用性	63
3.7 本章のまとめ	64
参考文献	65

第4章	塔状構造物の可変剛性・減衰型制御	67
4.1	概説	67
4.2	減衰自由振動に対する可変剛性・減衰型制御	67
4.3	塔状構造物の振動制御シミュレーション	70
4.4	セミアクティブ振動制御実験	82
4.4.1	振動制御実験システム	82
4.4.2	振動制御実験における制振効果	86
4.5	本章のまとめ	95
	参考文献	97
第5章	鋼鈑桁橋の可変剛性型制御	98
5.1	概説	98
5.2	地震加速度に対する制振シミュレーション	99
5.3	交通振動に対する制振シミュレーション	108
5.3.1	路面凹凸の設定と橋梁と車両の動的相互作用	108
5.3.2	交通振動に対する制振効果と適用性	112
5.4	本章のまとめ	122
	参考文献	124
第6章	橋梁構造物の知的構造化に向けたセンサ技術の開発	125
6.1	概説	125
6.2	知的構造化の要素技術	126
6.3	CCD カメラによる非接触変位計測システムの構築	129
6.3.1	振動計測システムと画像処理	129
6.3.2	測定結果と計測精度の検討	132
6.4	本章のまとめ	134
	参考文献	135
第7章	結論	138
	謝辞	144

第1章 序 論

1.1 概説

20 世紀後半の高度経済成長を経て安定成長期を迎えた我が国では、各種の財やサービスの量的拡大から質的向上を重視した社会への転換が進んでいる。このような動向は社会基盤整備に関しては、国土全体の整備水準を限られた予算の中で迅速に向上させるために、統一的な設計・施工法を採用してきた従来の方法から、個々の施設に要求される機能や周辺環境を吟味し、供用開始後の維持管理も含めた長期的で広い視野から最適な方策を選択することと考えることができる。社会基盤施設の建設や維持管理における上述のような動きは、社会的要請や技術水準の向上に伴う技術基準類の改定などによって具現化される。例えば、橋梁構造物の設計法に関しては、荷重や材料の強度、断面の照査方法などをそれぞれ規定することで、建設される構造物の性能を確保する仕様規定型設計法から、構造物の安全性や使用性などの要求性能を直接規定し、構造物の保有性能が要求性能を満足するように設計される性能照査型設計法の導入が進められている¹⁾²⁾。したがって今後はこのような手法の導入により設計における自由度が増え、構造物の性能向上や維持管理のための新技術の導入が容易になることが予測される。

橋梁を始めとする土木構造物に求められる要求性能を列举すると、合目的性、安全性、施工性、経済性、環境との調和などが挙げられる。現実の構造物は合目的性と安全性を満足させた上で、施工性、経済性や環境との調和を考慮しバランスを取ることで建設される³⁾。このうち合目的性および安全性に関する項目としては、通常の活荷重のみではなく、地震荷重のように常時作用しないが強度の大きな荷重や、風や通過車両などに起因する振動に対しても安全性や使用性を確保することが含まれる。また建設時のみならず供用開始後においても、適切な維持管理や補修・補強を行うことで合目的性や安全性を保持し、社会基盤施設の信頼性を保つことが重要である。このような背景を考慮すると、構造物の建設や維持管理において、各種の要求性能を合理的に満足させ得る構造システムを構築することは、将来の社会資本整備において極めて重要な課題である。

上述のような要求性能の確保に関して、振動制御は構造物の動的性能を向上する手法の一つとして知られており、土木あるいは建築分野では、橋梁や高層建築物への適用を中心に研究が行われてきた。橋梁構造物においては、吊橋および斜張橋の主塔の施工時作業性や耐風安定性の向上を目的としたものを中心に多くの適用例が存在する⁴⁾。これらの成果を通して振動制御の有効性は明らかにされてきたが、制御装置の駆動エネルギーや長期間の運用に関する問題、制御系設計において専門的知識が要求されることなど、解決すべき課題は未だ多く存在する。このため現在では、振動制御が橋梁構造物の保有性能を向上させる一般的な手法として用いられてはいないが、橋梁の規模や構造形式、新設・既設の別を問わずに適用が可能な振動制御技術が開発されれば、構造物の動的性能を向上させる非常に有用な方法になると期待される。振動制御方式としては、アクティブ方式やパッシブ方式など各種の方法が提案されているが、現在では制御対象構造物に直接制御力を作用させることなく、構造特性を変化させることで、高い振動抑制効果が期待でき

るセミアクティブ制御に関する研究が行われている。

ところで、能動的振動制御を行うためには構造物自身の応答や外乱を感知して制御装置を適切に動作させる必要があり、構造物に対して制御動作を行うアクチュエータや構造物や外乱の状態を感知するセンサ、センサで得られた状態量に基づいて制御出力を決定するプロセッサが不可欠である。最近では、このような要素機能を複合化させて構造物そのものに組み込む、知的構造化あるいはインテリジェント化と称される手法が提案されている⁵⁾。一般に知的構造物とは、センサ機能（検知・感知機能）、プロセッサ機能（判断機能）、アクチュエータ機能（指令・駆動機能）などの生体と類似した機能を有し、階層的なシステム制御が可能な構造物と定義できる^{6)~9)}。近年の制御技術や情報処理技術などの急速な進歩により、航空機などの輸送機械を始めとして知的構造化が盛んに行われており、橋梁構造物においても、制御により構造物の安全性や使用性が大幅に向上するほか、モニタリングの充実により維持管理が効率化されるなど多くの利点が考えられる。現状では、橋梁構造物は規模や架設位置の状況が様々であり、自然環境下で数十年間供用されることなどの厳しい条件から、インテリジェント構造物で想定されるすべての機能を有する知的構造化を多数の橋梁で実現させることは困難である。しかしながら、知的構造化の要素技術であるアクチュエータ機能やセンサ機能に関しては、振動制御やモニタリングの研究が既に行われており、これらの要素技術に関する研究の進展が、将来のインテリジェント構造物の実現可能性を高めてゆくものと考えられる。振動制御に関しては、アクチュエータの出力を決定するためにセンサ機能やプロセッサ機能も本来的に含むことから、制御システムを構造物そのものと複合化させることで、知的構造化を実現させることが可能になると考えられる。また、知的構造化に不可欠な要素技術であるセンサ機能に関しては、光ファイバや固体撮像素子を利用して高精度で使用性に優れた各種のセンサの開発が進みつつある。

このように、振動制御は構造物の動的性能を向上させる一手法として有効性が認識されており、橋梁構造物への適用性を向上させるためにセミアクティブ制御などの新しい制御方式が注目されている。また制御における要素機能を構造物そのものに組み込む知的構造化によって、安全性や使用性などの保有性能を確保、向上させることが期待できる。本章では研究の序論として、1.2 節で構造物の振動制御に関する既往の研究と知的構造化に関してこれまでに提案されている概念をまとめ、1.3 節で本研究の目的を明らかにし、1.4 節では本論文の構成について述べる。

1.2 既往の研究

制御工学あるいは制御理論に関する研究は、19 世紀中頃に発表された蒸気機関の調速装置に関する Maxwell の研究に端を発している。20 世紀に入り、第二次世界大戦以降の兵器開発や工業生産過程の自動化における飛躍的な発展を経て、1950 年代には伝達関数に基づくいわゆる古典制御理論がほぼ体系化された。その後、複雑・高度化する制御問題に対応する必要に迫られ、1950 年代後半から、予め設定した評価関数を用いて制御を行う最適制御理論の研究が進められた。Kalman は制御過程を多自由度系の状態方程式で表し、状態変数と制御量のそれぞれの 2 乗項の和を制御範囲内で積分した評価関数を最小とするように制御量を決定することで、多入力・多出力系の取り扱いを可能にした。このいわゆる現代制御理論は、コンピュータやセンサ技術の急速な進歩と

ともに大きく発展し、制御工学は多くの技術分野で適用範囲を広げた。しかしながら現代制御理論では、制御対象を線形かつ少ない自由度でモデル化することによるモデル化誤差や、センサの精度不足で状態量の把握が正確に行えないことなどによる、理論と応用のギャップが大きな問題となった^{10),11)}。そこで1980年代以降ロバスト制御系の研究が活発に行われ、 H^∞ 制御理論として整理された。 H^∞ 制御では評価関数は古典制御理論で用いられた周波数応答、設計手順は現代制御理論の状態方程式で表現され、制御問題は周波数領域と時間領域の両面から扱うことができる¹²⁾。さらに、Gibson の学習機能を有する適応制御の研究や、Zadeh のファジィ集合論を制御アルゴリズムに応用したファジィ制御理論などのさまざまな制御理論の研究も盛んに進められている^{13),14)}。このような制御工学の進歩とともに、現在では制御系の設計と実装に不可欠なセンサやプロセッサなどのハードウェアはますます安価かつ高性能になり、ソフトウェアについてはMATLAB などの高機能な制御系設計 CAD が普及したことで、制御工学は多くの分野でより容易に用いられる技術になりつつある。

制御工学やこれに基づく振動制御に関する研究は工学の様々な分野で行われているが、本節では土木あるいは建築分野に限ってまとめる。土木あるいは建築などの大型構造物に対する能動的制御技術の適用は、上述の制御工学の進展を背景として1970年代以降研究が進められてきた^{15),16)}。まず1972年にYao¹⁷⁾が風や地震などの外乱による構造物の振動を、外部からの制御力を利用して抑制するシステムの概念を提案した。これは、多くの不確定量を考慮して評価されていた従来の設計手法に対して、構造物の時々刻々の振動状態を評価して能動的に構造物の特性を変化させることで、その安全性を確保しようとする考え方に立つものであった。Masri^{18),19)}は衝撃ダンパを用いた構造物の振動制御の研究に続いて、パルスジェネレーターを用いた制御力型システムを開発した。この際の制御力を決定するアルゴリズムとしては、制御対象の構造物の振動状態に制御限界値を設定し、その値を超えたときに制御力を作用させる閾値制御を採用した。Yang^{20),21)}は多層構造物や斜張橋に最適制御を適用する研究を行ったが、斜張橋を想定した解析では、ケーブルにアクティブテンドン方式を導入することで耐風安定性が向上することを示している。Soong²²⁾は、構造物の主要モードを重点的に制御することを目指すクリティカルモードコントロールを中核としたモーダル制御を行い、また、Abdel-Rohman および Leipholz ら^{23)~25)}は、ラーメン構造を対象とした最適制御において極配置法を用いた解析を行っている。わが国では、小堀^{10),26)}が地震動に対する構造技術の概念として「制震構造」を提案し、先駆的な研究を行っている。「制震構造」の条件として小堀は文献10)において、①地震動のエネルギー伝達経路自体の遮断、②地震動のもつ振動数帯から建築物系の固有振動数帯をアイソレートする、③非線形特性を与えて非定常非共振系とする、④制御力を付加する、⑤エネルギー吸収機構を利用する、の5点を挙げて④以外の2つ以上を満たすことが、建築物を地震から守るための普遍的な手法であるとしている。

ところで、土木構造物に作用する外力は、地震や風などの非定常な外乱であり本来は予測不可能なものであり、通常最適制御理論では評価関数を最小にすることができない。Yang^{27),28)}はこれらの問題に対処するために、観測可能な外乱の振幅と位相の特性を統計的モデルと仮定して、時間依存型の評価関数を用いて最適制御力を算出する瞬間最適制御理論を提案した。さらに佐藤^{29),30)}らは、入力する地震エネルギーを評価関数に導入し、自己回帰過程とカルマンフィルタを用いた入力地震動の予測によって時間遅れを考慮した制御則を誘導した。岡林³¹⁾は、近接固有振動

数を有する吊床版橋を対象として、 H^∞ 制御理論を用いた振動制御シミュレーションを行い、特定の振動モードを安定して制御できることを示した。また、小幡、下田ら^{32)~35)}は塔状構造物の振動制御において、制御対象の非線形性に対応が可能な論理型制御理論であるファジィ制御理論を適用して、土木構造物の制振におけるファジィ制御理論の有効性を明らかにした。

数値解析により構造制御の可能性が明らかになると、1980年代には実験供試体による実験を経て実構造物への適用が図られるようになった。まず Soong³⁶⁾は1981年に高層建築物を模した1/400規模の実験供試体を製作し、風洞実験によって制振効果を確認した。この実験では、金属板で作られた空力学的な制御装置をソレノイドで駆動する制御装置を用いており、ON-OFF 制御則によって変位振幅の低減を達成した。わが国では1985年に矢作ら^{37),38)}が、構造物の結合部材の軸方向にアクチュエータで制御力を作用させるアクティブテンドンを高速道路高架橋に設置して実験を行い、高架橋の応答加速度を約1/2に、隣接した建物の加速度を約2/3に低減させることによって交通振動の低減が可能であることを示した。橋梁の主塔や建築構造物などの塔状構造物においては、サーボモータで重錘に慣性力を加えるAMD(Active Mass Driver)が注目され、1989年に竣工した京橋成和ビルには中小地震や強風に対する使用性・快適性の向上を目的としてAMDが設置された^{4),15),39)}。さらに1990年代以降では、レインボーブリッジ⁴⁰⁾、明石海峡大橋⁴¹⁾、白鳥大橋⁴²⁾のような長大橋の架設における主塔独立時において、耐風安定性を向上させることを目的にAMDによる振動制御が行われ、アクティブ方式を用いた振動制御は実用段階に至った。これらのアクティブ制振では外乱や構造物の応答に応じて制御を行うことから、複数の振動モードで安定した制振効果を期待できる。しかしながら、制御力を発生させるアクチュエータはもちろん、センサや制御力を計算するコンピュータのために電力を確保し、供用期間中はこれらを常時稼働させる必要があるため橋梁での常時使用は困難で、前述のように実橋梁においては、高架橋での実験的適用や長大橋の架設時に用いられた例にとどまっている。

振動制御手法としては、上述のように制御装置に電力などを供給することで制御装置を動作させるアクティブ方式とは別に、外部からの駆動エネルギーを必要としないパッシブ方式も比較的早くから適用が進められている。このパッシブ方式は1970年代に関門橋の架設で主塔の渦励振を抑制するためにスライディングブロックを用いた制振が行われたのを始めとして、1980年代には長大橋架設時の主塔の耐風安定性などを確保するためにTMD(Tuned Mass Damper)などのパッシブ制振装置が盛んに用いられた⁴⁾。また、地震応答の低減を目的とした免震支承や、風による斜張橋ケーブルの振動を抑制するための粘性ダンパなどもパッシブ方式の振動抑制装置として考えた場合、極めて多くの適用例がある。パッシブ制振は、アイソレータにより構造物の固有周期と地盤の振動周期を離す長周期化と、ダンパのエネルギー吸収による減衰性能の増加が主要な原理である⁴³⁾。このうち減衰の増加による制振は振動振幅の抑制に直接作用することから、効果的な制振手法であると考えられる。橋梁構造物においても前述のような吊橋や斜張橋の主塔やケーブルを中心に、各種のダンパによる制振が行われている。また、桁橋でもTMDによる交通振動の低減を目的とした解析的研究や高架橋における実橋実験が行われており^{44),45)}、粘性ダンパを桁端に取り付けた場合の制振効果についても研究が行われている⁴⁶⁾。パッシブ制御の一般的な問題点としては、粘性ダンパや弾塑性ダンパなどのようにダンパを支持する支点が必要な装置は、取り付け位置が構造物の支点近くにならざるを得ず、接続位置での振幅が小さくなるため減衰付加効

果が限定される。このような場合には、TMDのように構造物に付加した重錘や液体の動吸振効果により制振を行う動吸振器の適用が効果的と考えられるが、通常は単一の振動モードのみに対して制御系の設計が行われおり、複数の振動モードの同時制振は極めて困難である。また、外力が作用してから制振装置が作動して動吸振効果が得られるまでの立ち上がり時間が長く、地震動などのように外力が急激に増大する場合には十分な制振効果が得られない。さらに、ロバスト安定性の確保については、マルチプル同調質量ダンパ(MTMD)の導入が効果的であることが示されているものの^{47),48)}、一般のTMDでは通過車両などと橋梁が連成して振動する場合や、供用中に構造特性が変化するような場合に制振効果を確保することは難しいと思われる。

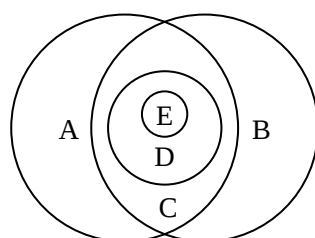
アクティブ方式やパッシブ方式の有する欠点を解消するために、現在ではハイブリッド方式やセミアクティブ方式などの新たな制御方式が提案されている。ハイブリッド方式はTMDに付加的な駆動力の作用により制振効率を向上させることを目的とするもので、HMD(Hybrid Mass Damper)などと称され、高層建築物の居住性確保のための適用例があり、橋梁においては、桁構造の交通振動に対する解析的研究や模型実験が行われている^{49)~52)}。セミアクティブ方式は、一般のアクティブ制御が構造物に直接制御力を付加していることと比較して、制御装置の剛性や減衰などを動的に変化させることで、構造性能を変化させ制振を図るものである⁵³⁾。制御方式としては可変減衰型に分類される研究例が比較的多く、道路橋の水平振動に対して可変減衰ダンパを適用した川島ら⁵⁴⁾の研究や、家村、五十嵐ら^{55)~57)}によるダンパ装置によって連結したフレーム連結構造物の振動制御に関する一連の研究が行われている。これらの研究では、粘性減衰を制御可能なデバイスとして、ダンパのシリンダ室を開度調整バルブ付きのバイパス管で接続し、そのバルブ開度を調整するバリアブルダンパが当初から用いられている。さらに最近では、電場や磁場を印加することで流体の粘性を変化させるER(Electro-Rheological)流体やMR(Magneto-Rheological)流体を利用したダンパが開発されており^{58),59)}、土木構造物などの振動制御用の装置としても検討が進められている^{60)~63)}。可変剛性型システムに関しては、可変減衰型と組み合わせた例が存在し、米国ではPattenら⁶⁴⁾が大型車両の通過に伴うたわみと応力の低減を目的として、実在の道路橋にバルブ開度を調節できる油圧シリンダを用い自動車用バッテリーを電源としたISB(Intelligent Stiffener for Bridges)による実験を行っている。これは実際の橋梁に対する最初のセミアクティブ制御の実施例として知られており、応力とたわみが最大で約50%低減したと報告されている。また、那須、小堀ら⁶⁵⁾は研究所の壁面に付加ブレースと減衰可変型油圧式シリンダを組み合わせたAVSD(Active Variable Stiffness and Damping)システムを設置することで建築物の制震を行っている。このように、振動制御方式においては、比較的高い振動抑制効果を有しながら、制御システムの安定性と駆動エネルギーの省力化を両立できるセミアクティブ制御が実大構造物への適用を考えるととても現実的であり、橋梁のインテリジェント化におけるアクチュエータ機能の実現にはこのようなセミアクティブ方式の制振手法の適用性が高いものと考えられる。

振動制御においては、構造物の応答量や作用する外力を測定するセンサ、測定結果に基づいて制御装置に命令を発するプロセッサ、実際に制御動作を行うアクチュエータの各機能が不可欠である。これまでの構造物の振動制御は主要な荷重を負担する構造部材とは別に、センサやアクチュエータなどを制御対象に設置して制御システムを構築することが一般的であった。近年、振動制御のみならずモニタリングやメンテナンスを効率的かつ良好な精度で行い、合理的な構造シ

システムを構築するために、センサ機能やアクチュエータ機能およびプロセッサ機能を構造物と一体化させた、知的構造物やインテリジェント構造物あるいはスマート構造物などと称されるものが提案されている。従来の構造物は、供用期間中に作用する荷重、疲労や経年劣化に対する十分な余裕を見込んで設計を行い、供用開始後は外部からの検査によって所定の強度を保持しているか否かを診断し、必要に応じて人間が補修、補強することでその性能を維持してきた。これに対して、知的構造化は構造物や材料に生体と類似した機能を持たせようとする考えに基づいている。すなわち、人間の骨格、筋肉、神経、頭脳を、それぞれ骨組（構造）、アクチュエータ、センサ、プロセッサに模して、構造物自身に荷重負担機能や、自己検出・自己修復機能あるいは学習機能を持たせるものである^{6),9)}。

このような機能を持つ構造物の概念に対しては、これまでに各種の定義や呼称が提案されているため、以下に各文献における定義や呼称をまとめる^{5)~8)}。Wada⁷⁾は、図 1-1 のような階層関係を示し、まずシステムの状態や特性を変えるアクチュエータを持つ“Adaptive Structures”と、システムの状態や特性を感知するセンサを持つ“Sensory Structures”が基本的な分類であるとした。これらの交点に位置づけられる“Controlled Structures”は両者の機能を併せ持ち、フィードバックシステムによってシステムの状態や特性を能動的に制御できるものとしており、センサやアクチュエータが構造物内に高度に集積されて、構造物の機能そのものを担うようになったものが“Active Structures”である。さらに、論理的に最高度の段階として、高密度に分散されたプロセッサ機能が加わり階層的なシステム制御ができるものを“Intelligent Structures”と定義した。また Measures⁸⁾は、インテリジェント構造を個々の要素技術の組み合わせとして、図 1-2 のようなやや詳細な分類を示した。文献 8)によると各々の円はインテリジェント化の要素技術であり、それらの相互作用によって各レベルのスマート構造が作り出される。ここでは要素技術はそれぞれ“Structures”，“Sensor systems”，“Actuator systems”，“Neural network systems”と称されている。構造物に組み込まれたセンサから得られた情報を基に、剛性、形状、位置あるいは方向を制御するシステムは“Smart Structures”と称され、これに学習能力が加われば、変化する環境に対して経験に基づいた適切な対応ができる知性を有する“Intelligent structures”に達すると説明されている。

ところで、このような知的構造物に関連して、材料の分野においてはインテリジェント材料などと称される新材料の研究が行われている^{9),66)~68)}。いずれも生命体の有する検知・判断・動作機能に着想を得たものであるが、インテリジェント構造は既存の材料を応用したセンサやアクチュエ



A...Adaptive Structures
B...Sensory Structures
C...Controlled Structures
D...Active Structures
E...Intelligent Structures

図 1-1 Wada による知的構造の概念⁷⁾

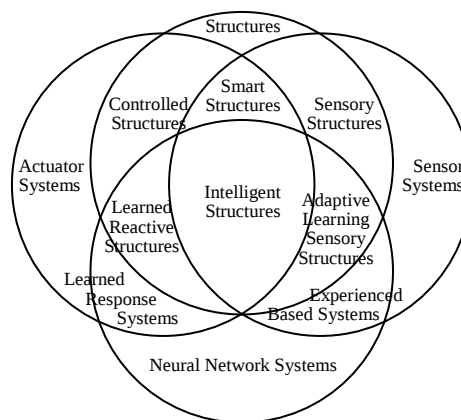


図 1-2 Measures による知的構造の概念⁸⁾

ータを構造物に埋め込み、構造系全体として知的構造化を目指すものである。一方、インテリジェント材料は、材料自身がセンサ、アクチュエータ、プロセッサ機能の一部あるいは全部を併せ持つ「賢い」材料と定義できる。このように、インテリジェント構造あるいはインテリジェント材料はその概念が出現して間がないこと、材料と構造の両面から研究が進められ応用分野は多岐にわたることなどから、上記のような知的構造・材料の統一的な呼び名や定義はまだ確立されていないと思われる。しかしながら構造物や構造材料が、自己や周辺環境の状態を検出し、検出した結果に基づいて自身の状態を適切に変化させ、構造物に求められる機能を保持、向上させる点は共通している。

インテリジェント構造の実用化に向けた研究は、軽量化への要求が厳しく、かつ高度な信頼性、安全性および低コスト化が求められる航空・宇宙分野で積極的に行われてきた⁹⁾。航空機においては、飛行のために翼面などの構造を制御する技術がそもそも不可欠であることに加え、ジェット機登場以降の高速、高々度における安全性や信頼性を確保するためにいわゆるメカトロニクス化が行われてきた。このような流れの延長線上にスマート材料・構造システムの適用は位置づけられ、ヘリコプタのロータブレードなどを対象としてモニタリングと構造制御の両面で盛んな研究が行われている^{6),66)}。

橋梁などの土木構造物に関しては、Chong⁶⁹⁾は図 1-3 のようにワイヤレスセンサ、光ファイバセンサ、データ収集・処理システムあるいは構造制御装置などを有するスマートブリッジシステムの概念を紹介している。また、古屋⁷⁰⁾は形状記憶合金(SMA; Shape Memory Alloy)を利用してセンサおよびアクチュエータ機能を与える橋梁の制振システムを提案している。これらは将来的なインテリジェント橋梁のイメージを示すにとどまっており、階層化されたシステムを有するインテリジェント橋梁の取り組みは端についたばかりと言えるものの、その要素技術であるモニタリングや振動制御の分野では、スマート構造あるいはインテリジェント構造の思想を取り入れたさまざまな研究が進められている。

まず、モニタリングを目的とした知的構造化は、感知機能と情報処理機能を併せ持つスマート

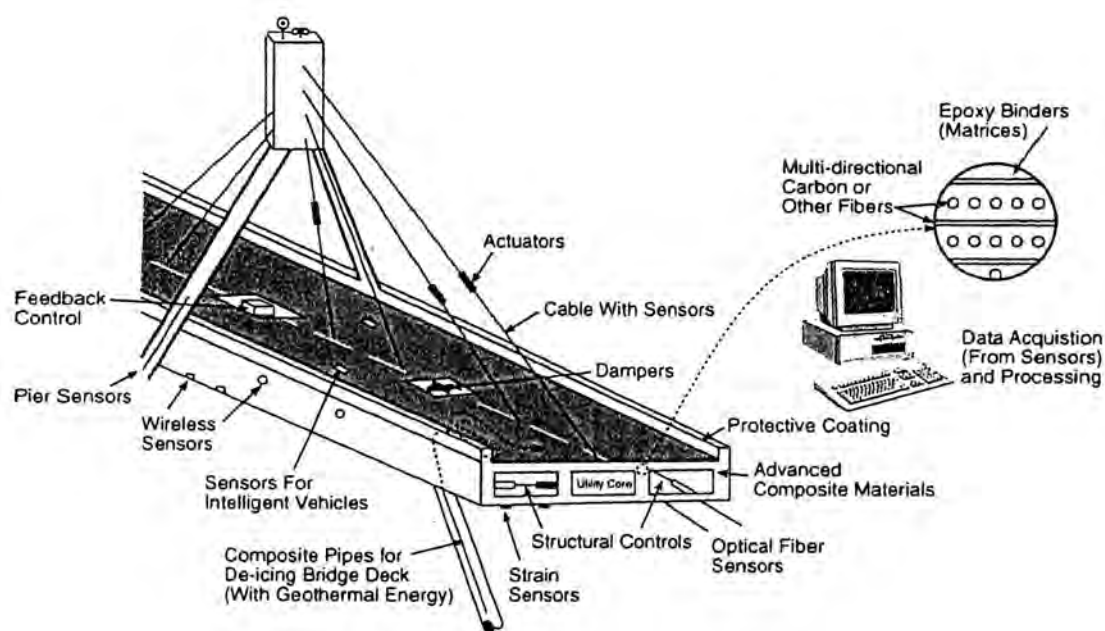


図 1-3 スマートブリッジ⁶⁹⁾

センサと称されるセンサ素子を構造物に組み込むことで行われている。橋梁においては、光ファイバーセンサや最大ひずみ記憶型センサが比較的によく用いられており、Watkins⁷¹⁾らは炭素繊維とガラス繊維を用いた複合材料を用いてスパン 9m の実験的な橋梁を架設し、桁部材に埋め込んだ光ファイバーセンサにより交通荷重によるひずみ計測を行っている。また、最大ひずみ記憶型センサは、米国ジョージア州の既設・新設の4橋について、コンクリート桁のひび割れや鋼橋のフランジとガセット溶接部のひび割れの監視などに適用された例がある⁷²⁾。

このような知的構造物のモニタリングにおいては、多数のセンサによる常時観測が行われ、これによって得られた大量のデータから、構造物全体の挙動と部材の局所的な状態を明らかにする高度な解析機能が不可欠である。近年では情報処理および通信技術の発展に伴って、遠隔計測技術の技術革新が進行している。遠隔計測は、①検出器（センサ）、②信号処理、③信号伝送の各部から構成される⁵⁾。センサは従来型の検出器に加え、上述のようなスマートセンサの開発が進んでおり、信号処理に関しては、コンピュータの高性能化と低価格化により、大量のデータを高速に処理することで、構造物の動的特性の把握などを実時間で高精度に行うことが可能になってきている。また信号伝送に関しても、従来は専用線を敷設した大がかりな設備が必要であったが、インターネットの普及を契機として公衆回線を通じたデジタル通信が安価で利用できるようになり、無線通信技術の進歩とともに極めて容易に遠隔計測を行う環境が整いつつある^{73),74)}。

橋梁構造物の知的構造化でアクチュエータ機能に分類される構造制御は、風や地震あるいは通過車両などの不規則外力によって発生する振動の抑制を目的として、振動制御に関する研究が中心に進められてきた。この構造制御を実現するには、装置化された制御システムを効率的かつ、意図した通りに動作させるための制御技術が不可欠であり、前述のような多数の研究や実用化への取り組みがなされてきた。

上述のように橋梁構造物の知的構造化については、荷重負担機能、自己検出・自己修復機能などを全て有し階層的にシステム制御を行えるインテリジェント橋梁の実現にはまだ時間を要するが、センサ機能やプロセッサ機能、そしてアクチュエータ機能など個別の要素については既に研究が進められている。このうちアクチュエータ機能は構造物の動的性能の向上を目指して振動制御の研究がこれまで盛んに行われてきており、セミアクティブ方式のようなより簡便でエネルギー効率の良い制御手法の開発によって、構造物の保有性能を大幅に向上させることが可能になると考えられる。

1.3 研究の目的

大規模地震動に対する耐震安全性や大型化・重量化する通過車両に対する保有耐力の向上、あるいは不規則外力に対する振動使用性の確保など、橋梁構造物に求められる合目的性、使用性はこれまで以上に高い水準になりつつある。また、建設や補修補強に際しての経済性や施工性に関しても今後はより厳しい制約条件が課せられると考えられ、環境への負荷の低減や環境との調和についても十分な配慮が必要である。このように多様化する要求性能のバランスをとりながら、社会基盤施設の一部として橋梁の機能を向上あるいは維持させるためには、新しい技術を取り入れた合理的な手法を採用することが不可避であると考えられる。構造物に作用する入力外力や制

御対象の応答に応じて制御装置を動作させる振動制御は、その動的性能を向上させる手法の一つとして有効であるが、橋梁のような制御対象の規模が大きい場合、十分な制御力を得ることや装置の駆動エネルギーの確保が難しく、橋梁構造物にアクティブ制振手法を適用することはこれまで比較的困難であった。そこで構造物に制御力を直接作用させることなく、構造物の剛性や減衰などの構造性能を変化させることで制振を行う、セミアクティブ方式の振動制御が提案されている。また、最近では構造物の保有性能の維持や強化に寄与する一手法として、制御の要素技術であるアクチュエータ、センサ、プロセッサの各機能が複合化した知的構造化が提唱されている。

本研究は、セミアクティブ振動制御が橋梁構造物の動的性能を向上させる手法として有効であることを明らかにし、簡便で適用性の高い制御システムやその設計手法について検討するとともに、知的構造化においてもっとも重要と考えられるセンサ機能の開発について基礎的な検討を行うことを目的とする。

振動制御方式としては、従来のアクティブ方式・パッシブ方式の制約を緩和し、簡便でエネルギー効率に優れた制御システムを構築するために、制御装置の動作によって構造物の剛性や減衰を可変とする構造性能可変型システムによるセミアクティブ制御を採用する。また、制御則に関してもセンサやアクチュエータなどを含む制御系全体を簡便な構成にし、設計が容易に行えるようにするために、一般的なアクティブ制御で用いられるような比較的高度な制御理論を用いず、構造物の振動の状態によって制御装置の出力を選択的に変更する ON-OFF 制御を適用する^{75)~79)}。ON-OFF 制御を採用した場合には、制御装置の動作を切り替える閾値の設定などが制振効果に極めて重要な影響を及ぼすが、この決定に汎用性のある最適化手法を導入すれば、容易かつ合理的に設計パラメータを決定することが可能になる。そこで、近年工学の各分野で最適化手法や同定手法として有用性が広く認められている遺伝的アルゴリズム(GA; Genetic Algorithm)^{80)~85)}を採用し、前述の制御装置の動作における閾値などを決定する^{86)~92)}。

まず、セミアクティブ制振システムの設計手法や制振効果について解析と実験の双方から基本的な検討を行うため、3層ラーメン構造を有する実験供試体を製作し、制振シミュレーションと振動制御実験を実施する^{93),94)}。実験供試体においては剛性と減衰を可変にできる可変剛性・減衰型制御を適用し、構造物の応答量に応じて制御装置の動作を ON-OFF で切り替える手法を採用した。前述のように制御装置の状態を切り替える際の構造物の応答量に対する閾値や制御対象の減衰と剛性を付加する時間が制振効果に大きな影響を与えるため、実験に先立って振動制御シミュレーションを実施し、GA を用いて設計パラメータの決定を行った。解析結果に基づいて制振実験を行い、制振効果や制御系設計手法の適否について検討を行う。

次に、本研究の手法が一般の構造形式や規模を有する橋梁構造物においても適用が可能で、その保有性能を維持あるいは向上させ得ることを明らかにするために、支間長 40m の鋼鈑桁形式の橋梁を対象として制振シミュレーションを実施する^{95),96)}。解析に際しては、既存の橋梁における本手法の適用性を確認するために、活荷重関連規定が TL-20 当時の建設省土木構造物標準設計に基づいた橋梁モデルを構築した。制御装置としては橋梁の補強対策として知られる外ケーブルとこれに接続した可変剛性部材の剛性を変更する可変剛性型システムを用いる。制御対象に作用する外力は、不規則強制振動に対する制振効果を検討するための地震観測波と、交通荷重の増大へ対応し得ることを検討するため B 活荷重を想定した車両モデルを用いた。制御則については塔状

構造物と同様の ON-OFF 制御に加えて、入力外力の予測が困難な場合でも制御が可能なが知られている瞬間最適制御理論を適用した。したがって、入力外力の相違や ON-OFF 制御と瞬間最適制御の比較から、可変剛性型セミアクティブ制御の橋梁構造物に対する制振効果や適用性、制御系設計手法などについて検討する。

橋梁構造物の知的構造化を考慮した場合、自律的に構造物の状態を最適化するインテリジェントブリッジの実現には構造制御技術が不可欠である。したがって、本研究では解析や実験を通して橋梁構造物へのセミアクティブ振動制御の適用性を明らかにするが、制御を適切に行うためには、入力や応答量を精度良く把握することが極めて重要であり、構造物や周辺環境の状態を観測するセンサ機能を有することが前提となる。橋梁を含む社会基盤施設の知的構造化を推進するためには、まず構造物にセンサ機能を備えることが必要であり、このためには廉価かつ取り扱いが容易で高密度に配置できるセンサ素子が求められる。そこで、高性能化と低価格化が進み汎用性を有するセンサである電荷結合素子(CCD; Charged Coupled Device)を用いた非接触変位計測装置を構築し、その計測精度や知的構造システムへの適用可能性について述べる^{97),98)}。

以上より、本研究は知的構造化の要素技術である構造制御について、構造性能可変型セミアクティブ制御に着目し、簡便で汎用性を有する制御系設計手法を提案し、解析および実験を通して本研究の手法が橋梁構造物の動的性能を向上させ得ることを明らかにすると同時に、知的構造化の前提となるセンサ機能の開発を行うものである。

1.4 論文の構成と概要

本論文は7章から構成されており、まず第1章では、構造物の振動制御に関する既往の研究と知的構造化に関してこれまでに提案されている概念をまとめ、本研究の目的を明らかにした。

第2章では、本研究で制御対象とした2種類の構造物について述べ、解析モデルの構築を行うとともに固有振動特性を把握する。最初に、解析と実験の両面から本研究の制御手法について検討するために塔状の実験供試体を製作する。次に、一般的な構造形式を有する橋梁に対して本制御手法の制振効果などを検討するために、支間長40mの鋼鈹桁橋に外ケーブルと可変剛性部材からなる可変剛性型システムを適用した解析モデルを構築する。実験供試体の減衰自由振動実験や解析モデルに対する固有振動解析から、これらの制御対象構造物の固有振動特性を把握するとともにモデル化の妥当性について検討する。

第3章では、構造性能可変型システムの制御則について述べ、具体的な制御系の設計を行う。構造性能可変型制御は、制御装置の動作に伴う固有振動特性の変化による非共振化と、構造物全体の剛性・減衰の増大により動的応答量を抑制するものである。制御則については、制御対象の固有振動モードの卓越状況に応じて、制御装置の動作を選択的に変更する ON-OFF 制御を適用する。この ON-OFF 制御系の設計変数の設定が制振効果に大きな影響を与えるため、GA を用いて組み合わせ最適化を行う。GA における解析では、構造物の動的応答量を総合的に把握できる指標として構造物のエネルギー量を評価関数に用いて、制振効果を最大化するパラメータの組み合わせを探索する。上述のようなセミアクティブ制御の基本的な制振効果や制御系設計手法の妥当性を検討するために、塔状構造と吊床版を有する実験供試体を対象として可変減衰型制御による制

振シミュレーションを実施して制振効果を確認する。

第4章では、可変剛性・減衰型制御が橋梁構造物の動的性能を向上させる手法として有効であることを明らかにするために、実験供試体を対象とした解析と実験を行う。最初に1次モードの減衰自由振動に対して制御を実施し、ON-OFF 動作が適切に行われることと、卓越モードに対する制振効果を確認する。強制外力に対する検討は振動数特性の異なる2種類の入力加速度について行う。制振シミュレーションでは、制御対象に可変減衰と可変剛性を付加しない状態で固定した場合、付加しない状態で固定した場合と ON-OFF 制御を行った場合の比較から、入力外力の振動特性と構造物の固有振動特性の関係や構造性能可変型制御による振動抑制効果などについて検討する。振動制御実験においては、解析と実験の整合性を確認した上で、本研究の制御手法が実験においても制振効果を発揮可能であることを明らかにする。

第5章では、鋼鉄桁橋モデルの可変剛性型制御について、地震加速度と交通荷重を入力して制振シミュレーションを行い、ON-OFF 制御と瞬間最適制御の比較から制振効果や橋梁構造物への適用性を明らかにすることを目的とする。まず地震加速度に対する解析によって不規則振動に対する制御効果を把握し、制御則の相違や桁構造を有する橋梁への適用性について検討する。次に、交通振動については現行のB活荷重を想定して解析を行い、静的あるいは動的な応答量について応答加速度や変位に加えて車両の通過によって発生する曲げモーメントの変化などから、本手法が橋梁構造物の動的性能を向上させるために有効な手法であることを述べる。

第6章では、振動制御においては状態量の観測が極めて重要で、将来の知的構造化においてもセンサ機能の充実が不可欠であることから、センサ機能やアクチュエータ機能に関する要素技術についてまとめるとともに、廉価で汎用性を有するセンサ素子である CCD を用いた非接触変位計測装置を構築して、その計測精度や適用性について検討する。

第7章では、各章で得られた知見についてまとめ、本研究の総括を行う。

【参考文献】

- 1) 堺孝司：性能照査型設計法の行方、橋梁と基礎、Vol.31, No.8, pp.73-83, 1997.
- 2) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説、I 共通編、2002.
- 3) 村上永一：土木構造物の設計とは何か、土木学会誌、57 巻 7 号、pp.3-6, 1972.
- 4) 津村直宣編：制振事例、振動制御コロキウム PART A, pp.102-172, 1991.
- 5) 大島俊之編：橋梁振動モニタリングのガイドライン、土木学会、pp.64-69, 2000.
- 6) J.S.サーキス：米国における知的（スマート）構造の進歩、江川幸一訳、非破壊検査、第 43 巻、第 3 号、pp.177-184, 1994.
- 7) Wada, B. K., Fanson, J. L., and Crawley, E. F.: Adaptive structures, *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, Vol.1 No.2, pp.157-174, 1990.
- 8) Measures, R. M.: Advances toward fiber optic based smart structures, *Optical Engineering*, Vol.31 No.1, pp.34-47, 1992.
- 9) 日本機械学会編：インテリジェント技術 材料・構造、日刊工業新聞社、2001.
- 10) 小堀鐸二：制振構造、鹿島出版会、1993.
- 11) 中野道雄監修、西山清著：パソコンでとくカルマンフィルタ、丸善、1993.
- 12) 電子情報通信学会編：エンサイクロペディア電子情報通信ハンドブック、オーム社、1998.
- 13) 野波健蔵 編著、西村秀和 共著：MATLAB による制御理論の基礎、東京電気大学出版局、1998.
- 14) 野波健蔵 編著、西村秀和、平田光男 共著：MATLAB による制御系設計、東京電気大学出版局、1998.

- 15) 家村浩和、谷田宏次、野波健蔵、佐藤忠信、鎌形修一：構造物のアクティブコントロール、振動制御コロキウム PART A, pp.61-89, 1991.
- 16) Housner, G.W., Bergman, L.A., Caughey, T.K., Chassialos, A.G., Claus, R.O., Masri, S.F., Skelton, R.E., Soong, T.T., Spnecer, B.F. and Yao, J.T.P.: Structural control: Past, Present, and Future, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.123 No.9, 1997.
- 17) Yao, J.T.P.: Concept of structural control, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.98, ST7, pp.1567-1574, 1972.
- 18) Masri, S.F.: Steady-state response of a multidegree system with an impact damper, *Journal of Applied Mechanics*, ASME, Vol. 40, pp.127-132, 1973.
- 19) Safford, F.B. and Masri, S.F.: Analytical and experimental studies of mechanical pulse generator, *Journal of Engineering for Industry*, ASME, Vol.96, pp.459-470, 1974.
- 20) Yang, J.N.: Application of optimal control theory to civil engineering structures, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol.101, EM6, pp.819-838, 1975.
- 21) Yang, J.N.: Active control and stability of cable-stayed bridge. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol.105, EM4, pp.677-694, 1979.
- 22) Soong, T.T. and Martin, C.R.: Modal control of multistory structures, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol.102, EM4, 1976.
- 23) Rohman, M.A. and Leipholz, H.H.E.: General approach to active structural control, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol.105, EM6, pp.1007-1023, 1979.
- 24) Rohman, M.A., Quintana, V.H., and Leipholz, H.H.: Optimal control of civil engineering structures, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol.106, EM1, pp.57-73, 1980.
- 25) Rohman, M.A.: Active control of large structures, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol.108, EM5, pp.719-730, 1982.
- 26) Kobori, T.: Active seismic response control, *Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol.VIII, SE-R2, 1988.
- 27) Yang, J.N., Akbarpour, A. and Ghaemmaghami, P.: New optimal control algorithms for structural control, *Journal of the Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.113, No.9, pp.1369-1386, 1987.
- 28) Chang, C.C. and Yang, H.T.Y.: Instantaneous optimal control of building frames, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.120, No.4, pp.1307-1326, 1994.
- 29) Sato, T., Toki, K., and Sugiyama, K.: Optimal control of seismic response of structures, *Structural Eng. / Earthquake Eng.*, JSCE, Vol.7, No.1, 179s-188s, (Proc. of JSCE, No.416 / I-13), 1990.
- 30) 佐藤忠信、土岐憲三、橋本雅道：作用時間遅れを考慮した構造物の震動制御、土木学会論文集、No.428/I-15, pp.193-202, 1991.
- 31) 岡林隆敏、小松正貴、角本周、下田郁夫：歩行者による吊床版橋振動の H^∞ 制御理論によるアクティブ制御、土木学会論文集、No.577/I-41, pp.153-163, 1997.
- 32) 小幡卓司、斉藤慎吾、林川俊郎、佐藤浩一：Fuzzy 制御理論を用いた塔状構造物のアクティブ振動制御について、鋼構造年次論文報告集、第2巻、pp.1-6, 1994.
- 33) 小幡卓司、下田和敏、林川俊郎、佐藤浩一：塔状構造物のアクティブ振動制御理論に関する一考察、鋼構造年次論文報告集、第3巻、pp.107-114, 1995.
- 34) 下田和敏、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一、宅和大助：GA を用いたファジィアクティブ制御の効率化に関する研究、構造工学論文集、Vol.43A, pp.685-692, 1997.
- 35) Obata, T., Hayashikawa, T., Sato, K. and Shimoda, K.: Consideration on efficiency of Fuzzy active control by means of Genetic Algorithm, *Proceedings of the Second World Conference on Structural Control*, pp.1997-2006, 1999.
- 36) Soong, T.T. and Skinner, G.T.: Experimental study of active structural control, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol.107, EM6, pp.1057-1067, 1981.
- 37) 矢作枢、吉田和彦：高架橋における交通振動のアクティブコントロール、土木学会論文集、No.356/I-3, pp.435-444, 1985.
- 38) 古石嘉郎：橋梁のアクティブ振動制御装置の開発事例、計測と制御、第31巻、第4号、pp.501-502, 1992.
- 39) 坂本光雄、小鹿紀英：京橋成和ビル AMD システムの計測と制御、計測と制御、第31巻、第4号、pp.493-494, 1992.
- 40) 川上剛司、佐藤栄作、並川賢治、富永博夫：首都高速 12 号線吊橋主塔における動態観測、土

- 木学会年次学術講演会講演概要集、第1部、47巻、pp.514-515, 1992.
- 41) 辰巳正明、秦健作、大倉幸三、大西悦郎：明石海峡大橋主塔の制振対策、第2回振動制御コロキウム、PART B, pp.1-8, 1993.
 - 42) 高橋守人、西本聡、橋本幸、小池裕二、牟田口勝生、上島秀作：能動型制振装置による白鳥大橋の主塔架設時の制振対策、第2回振動制御コロキウム、PART B, pp.79-86, 1993.
 - 43) 山口宏樹：構造振動・制御、共立出版、1996.
 - 44) 梶川康男、沖野真、宇藤滋、松浦康夫、伊関治郎：動吸振器による高架橋の振動軽減対策、構造工学論文集、Vol.35A, pp.585-595, 1989.
 - 45) 岡林隆敏、竹下渡：単一車両が走行するプレートガーダー橋の動吸振器の最適設計、構造工学論文集、Vol.39A, pp.671-680, 1993.
 - 46) 比江島慎二、藤野陽三：桁端ダンパーによる橋梁の交通振動の軽減、土木学会論文集、No.465/I-23, pp.107-116, 1993.
 - 47) 阿部雅人、藤野陽三：マルチプル同調質量ダンパ(MTMD)の基本的特性、土木学会論文集、No.465/I-23, pp.87-96, 1993.
 - 48) 阿部雅人、藤野陽三：マルチプル同調質量ダンパ(MTMD)の性能評価式、土木学会論文集、No.465/I-23, pp.97-106, 1993.
 - 49) 稲田泰夫、小川雄一郎、田村和夫、前林和彦、柴慶治：大型ハイブリッドマスダンパシステムの開発と超高層建物への適用、第2回振動制御コロキウム、PART B, pp.95-102, 1993.
 - 50) 川谷充郎、山田靖則、下野正人、清木計成、森淳彦：桁橋の交通振動に対するハイブリッド制御の模型実験、構造工学論文集、Vol.41A, pp.683-690, 1995.
 - 51) 笠原覚、藤野陽三、ビノド K. バルティア：道路橋の交通振動に対するアクティブ制御、構造工学論文集、Vol.41A, pp.677-681, 1995.
 - 52) 岡林隆敏、加賀敏明、吉村徹、尾口慎也：単一車両が走行する道路橋の確率的制御理論による振動制御、土木学会論文集、No.591/I-43, pp.339-349, 1998.
 - 53) Soong, T. T.: Basic concepts and applications of active structural vibration control, *Proceedings of International Conference on Advanced Problems in Vibration Theory and Applications*, pp.1-9, 2000.
 - 54) 川島一彦、運上茂樹：バリアブルダンパーを用いた道路橋の地震応答制御、土木学会論文集、No.501/I-29, pp.143-152, 1994.
 - 55) 家村浩和、五十嵐晃、中田成智：連結構造物のバリアブルダンパーによる最適震動制御に関する研究、構造工学論文集、Vol.46A, pp.575-582, 2000.
 - 56) 家村浩和、五十嵐晃、豊岡亮洋：実大構造物を用いた JDS の制振効果に関する実験的検討、地震工学研究発表会講演論文集、26巻、pp.1121-1124, 2001.
 - 57) 家村浩和、五十嵐晃、中田成智：実大連結構造システムのセミアクティブ最適震動制御実験、地震工学研究発表会講演論文集、26巻、pp.1113-1116, 2001.
 - 58) 日高尚志、森下信：ER 流体を用いた可変減衰型動吸振器による適応的制振システム、日本機械学会論文集 (C 編)、65巻 638号、pp.110-116, 1999.
 - 59) 土屋高志、森下信、永安供、阿部裕子：MR 流体を用いた可変減衰マウントによる振動制御、日本機械学会論文集 (C 編)、65巻 640号、pp.83-88, 1999.
 - 60) 山崎智之、大島俊之、三上修一、当麻庄司、杵本正信、藤村浩：ER 流体によるインテリジェント振動減衰装置の開発、土木学会北海道支部論文報告集、第55号(A), pp.202-205, 1999.
 - 61) Ruangrassamee, A. and Kawashima, K.: Semi-active control of a bridge with use of magnetorheological damper, 地震工学研究発表会講演論文集、26巻、pp.1117-1120, 2001.
 - 62) 廣岡孝治、家村浩和、豊岡亮洋、五十嵐晃：動的載荷試験による MR ダンパの力学特性のモデル化に関する研究、土木学会年次学術講演会講演概要集、57巻、I-603, pp.1205-1206, 2002.
 - 63) 阿部雅人、Baris, E., 藤野陽三、Kwan-Sown, P.: Applicability of semi-active control for seismic protection of elevated bridges, 土木学会年次学術講演会講演概要集、第1部(A)、55巻、pp.326-327, 2000.
 - 64) Patten, W.N., Sun, J., Li, G., Kuhen, J. and Song, G.: Field test of an intelligent stiffener for bridges at the I-35 Walnut Creek Bridge, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol.28, Issue 2, pp.109-126, 1999.

- 65) 那須正、小堀鐸二、高橋元一：可変剛性(AVS)制震システムにおけるリアルタイム共振検知方法、第2回日本制震(振)シンポジウム論文集、pp.511-518, 2000.
- 66) 谷順二：インテリジェント材料・流体システムの研究動向、日本機械学会論文集(C編)、63巻615号、pp.6-13、1997.
- 67) 高木俊宣：インテリジェント材料の開発動向、電子材料、31巻1号、pp.34-38, 1992.
- 68) 柳田博明、山吉恵子：テクノデモクラシー宣言 技術者よ、市民であれ、丸善、1996.
- 69) Chong, K.P.: Smart structures research in U.S., *Smart Structures*, pp.37-44, 1999.
- 70) 古屋泰文：インテリジェントなセンサ/アクチュエータとしての形状記憶合金—非破壊検査・評価技術への応用—、非破壊検査、第43巻第3号、pp.157-162, 1994.
- 71) Watkins, S.E., Unser, J.F., Nanni, A., Chandrashekhara, K. and Belarbi, A.: Instrumentation and manufacture of a smart composite bridge for short-span applications, *8th Annual International Symposium on Smart Structures and Materials: Smart Systems for Bridges, Structures, and Highways*, SPIE, Vol.4330, pp.147-157, 2001.
- 72) 下見成明、松井義昌、新川秀一、中泉義政：最大ひずみ記憶センサーを用いた橋梁の診断技術、第3回耐震補強・補修、耐震診断に関するシンポジウム講演論文集、1999.
- 73) 岡林隆敏：道路橋遠隔モニタリングのためのデータ転送技術、橋梁振動コロキウム'01 論文集、pp.33-42, 2001.
- 74) 三上修一、大島俊之、ムハマド S ラーマン、山崎智之：構造物維持管理のためのワイヤレスモニタリングシステムの開発、土木学会年次学術講演会講演概要集、第1部(A)、54巻、pp.410-411、1999.
- 75) 伊津野和行、川村弘昌、森泰樹、小林紘士：簡易アクティブ制御連結システムによる線状に連続する構造物の地震応答低減の試み、土木学会論文集、No.647/I-51, pp.229-240, 2000.
- 76) 宮森保紀、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一、鈴木隆：可変減衰型セミアクティブ制御によるケーブル構造物の動的挙動、鋼構造年次論文報告集、第8巻、pp.103-108, 2000.
- 77) 宮森保紀、小幡卓司、鈴木隆、林川俊郎、佐藤浩一：可変減衰型セミアクティブ制御の鋼製タワーにおける適用性、鋼構造年次論文報告集、第8巻、pp.97-101, 2000.
- 78) 宮森保紀、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一：可変減衰型セミアクティブ制御の橋梁構造物への適用に関する一考察、構造工学論文集、Vol.47A, pp.371-380, 2001.
- 79) 宮森保紀、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一、鈴木隆：外ケーブルを用いた可変剛性型セミアクティブ制御について、鋼構造年次論文報告集、第9巻、pp.333-338, 2001.
- 80) L.デービス編：遺伝アルゴリズムハンドブック、嘉数侑昇、三上貞芳、皆川雅章、川上敬、高取則彦、鈴木恵二共訳、森北出版、1994.
- 81) 北野宏明編：遺伝的アルゴリズム、産業図書、1993.
- 82) 岡南博夫、古田均、金吉正勝、田中洋：ファジリアクティブ制御のチューニングに対する遺伝的アルゴリズムの応用、第2回振動制御コロキウム、PART B, pp.207-214, 1993.
- 83) 鹿汴麗、杉本博之：GAにおけるパラメータの効果に関する研究、構造工学論文集、Vol.41A, pp.619-626, 1995.
- 84) 杉本博之、鹿汴麗、山本洋敬：離散的構造最適設計のためのGAの信頼性向上に関する研究、土木学会論文集、No.471/I-24, pp.67-76, 1993.
- 85) 近田康夫、橋謙二、城戸隆良、小堀為雄：GAによる既存橋梁の補修計画支援の試み、土木学会論文集、No.543/I-36, pp.281-283, 1996.
- 86) 小幡卓司、宮森保紀、井上圭介、林川俊郎、佐藤浩一：ケーブル構造物におけるアクティブ剛性型制振システムの適用に関する一考察、構造工学論文集、Vol.45A, pp.737-744, 1999.
- 87) 宮森保紀、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一：歩道橋の応答特性に基づいた人型歩行モデルの同定に関する研究、鋼構造年次論文報告集、第7巻、pp.103-108, 1999.
- 88) Miyamori, Y., Obata, T., Hayashikawa, T., Sato, K., Oikawa, A. And Obata, M.: Study on applicability of active stiffness control system on cable structures, *Proceedings of International Conference on Advanced Problems in Vibration Theory and Applications*, pp.93-99, 2000.
- 89) 宮森保紀、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一：歩道橋の動的応答に基づいた歩行外力モデルの同定に関する研究、構造工学論文集、Vol.47A, pp.343-350, 2001.

- 90) Miyamori, Y., Obata, T., Hayashikawa, T. and Sato, K.: Study on identification of human walking model based on dynamic response characteristics of pedestrian bridges, *Proceedings of the Eighth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC-8)*, No.1066, 2001.
- 91) Miyamori, Y., Obata, T., Hayashikawa, T. and Sato, K.: Study on active vibration control of cable structure by using adjustable stiffness system, *Proceedings of the Eighth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC-8)*, No.1067, 2001.
- 92) Miyamori, Y., Obata, T., Hayashikawa, T., Sato, K. and Oikawa, A.: Analytical study on variable stiffness vibration control on bridge structures by using external cable system, *Proceedings of the Fifth European Conference on Structural Dynamics (Eurodyn2002)*, pp.961-966, 2002.
- 93) 宮森保紀、安達一憲、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一、下田和敏：鋼製タワーにおける断面性能可変型セミアクティブ制御の適用性に関する実験的研究、土木学会北海道支部論文報告集、第 58 号、pp.220-223, 2002.
- 94) 宮森保紀、小幡卓司、安達一憲、林川俊郎、佐藤浩一、下田和敏：塔状構造物の可変剛性・減衰型振動制御の適用性について、土木学会北海道支部論文報告集、第 59 号、pp.46-49, 2003.
- 95) 宮森保紀、鈴木隆、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一：外ケーブルを用いた可変剛性型セミアクティブ制御の交通振動に対する適用性について、土木学会北海道支部論文報告集、第 58 号、pp.216-219, 2002.
- 96) 鈴木隆、宮森保紀、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一：鋼橋の動的性能向上を目指したセミアクティブ交通振動制御の適用性について、土木学会年次学術講演会講演概要集、57 巻、I-606, pp.1211-1212, 2002.
- 97) 安達一憲、宮森保紀、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一：非接触変位計測システムへの家庭用 DV カメラの応用について、土木学会北海道支部論文報告集、第 58 号、pp.200-203, 2002.
- 98) 安達一憲、宮森保紀、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一：非接触変位計測システムへの家庭用 CCD カメラの適用に関する一考察、土木学会年次学術講演会講演概要集、57 巻、I-572, pp.1143-1144, 2002.

第2章 制御対象構造物

2.1 概説

橋梁構造物における振動制御では、吊橋や斜張橋の主塔を対象とした適用例が比較的多く、動的応答量の抑制に効果があることが明らかになっているが、桁構造を有する橋梁においては数例が実施されているのみである。桁橋の内でも鋼鈑桁橋は、構造が簡単で、設計、製作、架設が容易であることから中小支間の橋梁としては非常に架設件数が多い¹⁾。我が国では、1954 年の第一次道路整備五カ年計画以降において道路橋の架設件数が急増したが、とりわけ 1960 年代後半から 1970 年代後半にかけては鋼橋だけで年間 1 万橋以上が架設された²⁾。これらの鋼橋はフレキシブルな構造特性を有しており、地震動や風荷重、交通荷重などの不規則性を有する外力に対して振動しやすい構造特性を有している。さらに、重量が比較的軽量であることから、荷重全体に占める交通荷重などの変動荷重の割合が多いため疲労の影響を受けやすく、供用開始から数十年程度が経過した橋梁では、車両の大型化や交通状況の変化により作用する荷重そのものが設計時より大きくなっている場合が多い。したがって、このような橋梁構造物においては新設・既存の別を問わず、保有性能の向上や維持が大きな課題になると考えられ、振動制御による動的性能の確保や、制御を含む知的構造化の適用を検討することは極めて重要である。

本研究では、セミアクティブ振動制御の制御対象となる構造物として、これまでの研究実績が多い吊橋および斜張橋の主塔を想定した塔状構造物と、橋梁として一般的な形式であり保有性能の維持が今後の大きな課題になる桁構造を有する橋梁構造物を選定した。本章では、この 2 種類の制御対象構造物について構造特性を明らかにし、制御系の設計や解析を行うためのモデル化を行う。また、減衰自由振動や固有振動解析によって制御対象の固有振動特性を把握するとともに、モデル化の妥当性を検討することを目的とする。

まず塔状構造物に関しては、本研究で提案する制御手法の適用性を解析と実験の両面から検討するために、3 層ラーメン構造を有する実験供試体を製作した³⁾。この実験供試体の中層に制御装置を設置し、この出力を ON-OFF で切り替えることにより構造物全体の剛性および減衰を同時に変更する。桁構造を有する橋梁構造物としては、鋼鈑桁形式の橋梁に対してセミアクティブ方式の振動制御を適用し、シミュレーションによって制振効果などについて検討を加える。対象橋梁は、現在、多数の既設橋において設計時に想定していなかった通過車両の大型化への対応や耐震性能の強化が求められている例が多いことから、既存の橋梁における本手法の適用性を確認するために、道路橋示方書で活荷重関連規定が TL-20 当時の土木構造物標準設計に基づいて橋梁モデルを構築する⁴⁾。鋼鈑桁橋モデルの制御装置としては橋梁の補強対策として知られる外ケーブルに着目し、これに接続した可変剛性部材の作動によって、ケーブルに導入される張力を変更することで構造物全体の剛性を可変とする。制御対象構造物のモデル化については、塔状構造物では実験供試体の各部材をはり要素とする 2 次元多自由度系でモデル化する。鋼鈑桁橋においても、多主桁形式の鋼単純合成桁橋について、等価な断面性能を有する 2 次元多自由度系モデルを用いる。

本研究の制振システムでは、制御装置が動作することで構造物の剛性が増大し、固有振動特性が変化する。本研究の制御則はこの固有振動特性の変化に着目して制御系の設計を行う。このためには構造物の固有振動数を把握することが必要である。塔状構造物については実験供試体の減衰自由振動実験を実施するとともに、上述の塔状構造物モデルに対して固有振動解析を行い、固有振動特性の把握とともにモデル化の妥当性について検討する。鋼鈑桁橋モデルに対しても同様に固有振動解析を実施する。なお、塔状構造物モデルにおいては、制御装置に搭載したオイルダンパにより粘性減衰が付加される。このため減衰を考慮した固有振動特性を把握するために、複素固有振動解析を行う。

したがって本章では、2.2 節において塔状構造を有する実験供試体の諸元ならびに搭載した制御装置の詳細を明らかにし、これに基づいた解析モデルの構築と固有振動特性について述べる。2.3 節においては、活荷重が TL-20 当時の標準設計に基づいて鋼鈑桁橋の諸元を設定し、外ケーブルを用いた可変剛性型システムを導入する。さらに、2 次元多自由度系へのモデル化を行い、固有振動解析によって得られた固有振動特性について検討する。

2.2 塔状構造物

2.2.1 実験供試体と可変剛性・減衰型制御装置

本研究では、セミアクティブ制振システムの基本的な制振効果や適用性を検討するために、実験供試体を用いた検討を行う。製作した実験供試体は写真 2-1 に示すような 3 層からなる鋼製塔状構造物である。実験供試体は長さ 2.1m の平鋼 4 本に一边 0.4m の鋼板と棒鋼を溶接した構造で、平鋼の配置によって強軸と弱軸を有している。図 2-1 は実験供試体の一般図である。この実験供試体の中層部に、角形鋼管とオイルダンパからなる制御装置が搭載されており、この装置と実験供試体との連結状態を変化させることで、構造物の剛性と減衰を変化させることができる。制御

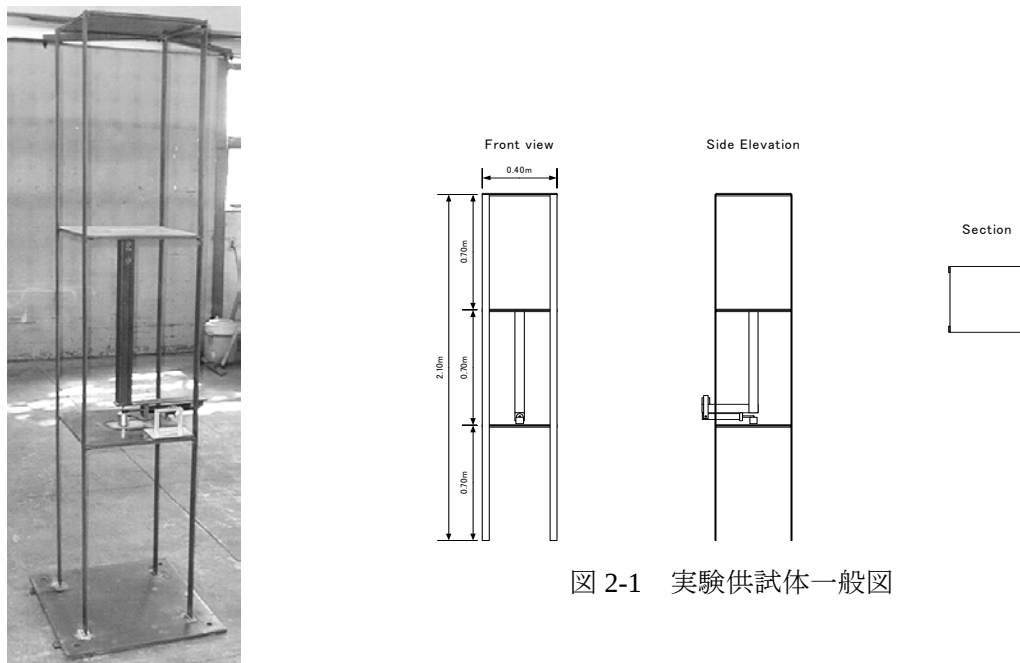


図 2-1 実験供試体一般図

写真 2-1 実験供試体

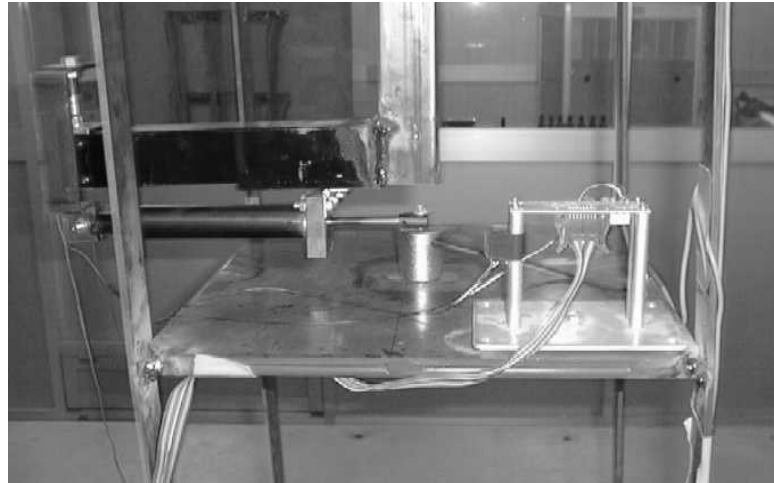


写真 2-2 制御装置

表 2-1 オイルダンパの諸元

型式		RB-ADA510M (エニダイン製)
シリンダ寸法		$\phi 30\text{mm} \times 224\text{ mm}$
ストローク		100 mm
最大推進力	伸長	2,000 N
	圧縮	1,670 N
質量		372 g

表 2-2 電磁石の諸元

型式		KE-4B (カネテック製)
寸法		$\phi 40 \times 40\text{ mm}$
最大吸着力		400 N
電圧		DC24 V
電流		0.24 A
質量		300 g

装置と実験供試体の接続部は写真 2-2 のようになっており、鋼管上端を中層部の鋼板に溶接し、下端は取り付け具を介してオイルダンパに接続されている。オイルダンパのピストンロッド先端には電磁石が取り付けられており、この電磁石に電力が供給されることで電磁石と下層の鋼板が連結される。この機構によって、オイルダンパの粘性減衰と鋼管の剛性が構造物に付加される。

制御装置の詳細としてオイルダンパの諸元を表 2-1、電磁石の諸元を表 2-2 にまとめる。オイルダンパは伸長・圧縮両方向で粘性減衰が作用するようになっており、ダンパの減衰係数を求めるために性能試験を実施した。試験に際しては、本研究の制御装置における層間の相対速度や電磁石の吸着力を考慮してダンパに作用する荷重の最大値を 70N とし、ピストンに一定の圧縮力ある

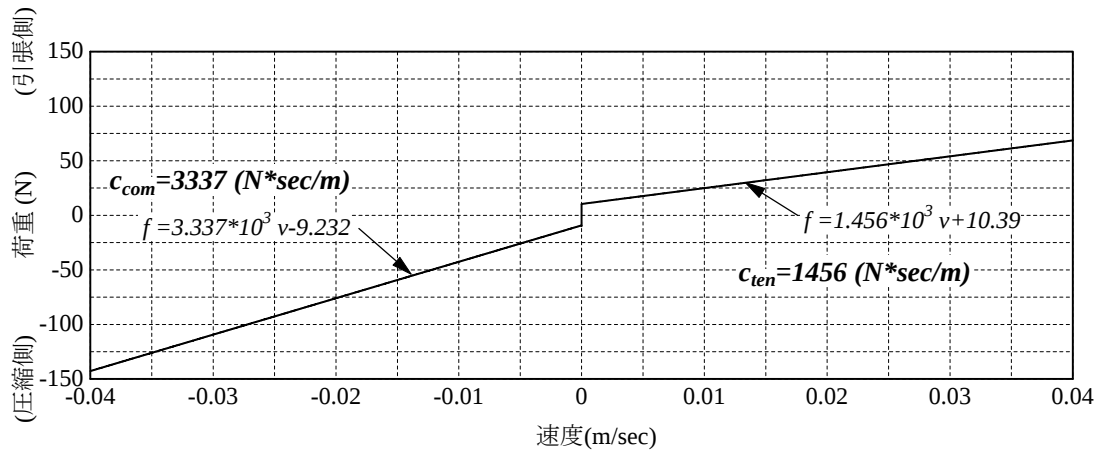


図 2-2 オイルダンパの減衰係数測定結果

いは引張力を作用させた際のピストンロッド先端部の移動速度を測定した。図 2-2 は試験結果であり、荷重-速度曲線の勾配から得られた減衰係数は圧縮側に関しては 3342.0Nsec/m、引張側に関しては 1457.5Nsec/m であった。また、圧縮・伸長側の両者において、約 10N 以下ではピストンが動作しないことが明らかになった。また、前述のようにこの制御装置の動作状態の切り替えは電磁石の吸着によって行っているが、入力信号が発出されてから実際に電磁石が鋼板に接触するまでには機械的な時間遅れが生じる。この時間を計測したところ、平均で接触時では 0.065sec、離隔時では 0.039sec であったが、特に離隔時においては OFF 信号が発出される前にどれだけの間、電磁石に電力が印加していたかによって時間にばらつきがあることがわかった。一般のアクチュエータを用いた制御では装置の位相遅れによって制御対象を加振し、制振効果を低下させる恐れがあるが、本研究の制御システムでは制御装置に直接制御力を加えることがないので、時間遅れによる影響は限定的であると思われる。

2.2.2 実験供試体の固有振動特性

実験供試体の固有振動特性を把握するために減衰自由振動実験を実施した。減衰自由振動実験は制御装置を作動させない状態(以下、通常状態と称す)および作動によって剛性・減衰を付加させた状態(以下、作動状態と称す)のそれぞれに対して行った。減衰自由振動の計測は弱軸方向の水平 1～3 次までの各振動モードについて実施し、人力によって各モードの最大振幅が得られる位置を打撃することによって加振した。測定は供試体の各層に設置した 3 基のひずみゲージ式加速度計によって行い、動ひずみ計を介してパーソナルコンピュータに装着した A/D 変換カードからデータを収録した。コンピュータにおけるデータの収録と解析は汎用数値計算ソフト MATLAB を用い、データ収録用の関数群をパッケージ化した Data Acquisition Toolbox とユーザインターフェイス開発環境 GUIDE によってデータの収録と解析を一貫して行えるデータ収録・解析システムを製作した^{5)～7)}。

固有振動数およびモード形状は、加速度応答波形から求めたパワースペクトルのピークから卓越振動数を求め、振動振幅や測定点間のコヒーレンス・位相角を確認することによってモード形状を特定した。減衰定数は応答加速度波形に対して対象とする振動モードの振動数成分を通過させるようなバンドパスフィルタを適用し、フィルタによって抽出された波形から対数減衰率を求

表 2-3 減衰自由振動実験結果

	固有振動数(Hz)		減衰定数	
	通常	作動	通常	作動 (ダンパ動作無/有)
1 次モード	1.95	2.61	0.0028	0.0040 / 0.0217
2 次モード	6.53	6.65	0.0029	0.0025 / 0.0058
3 次モード	9.95	---	0.0019	---

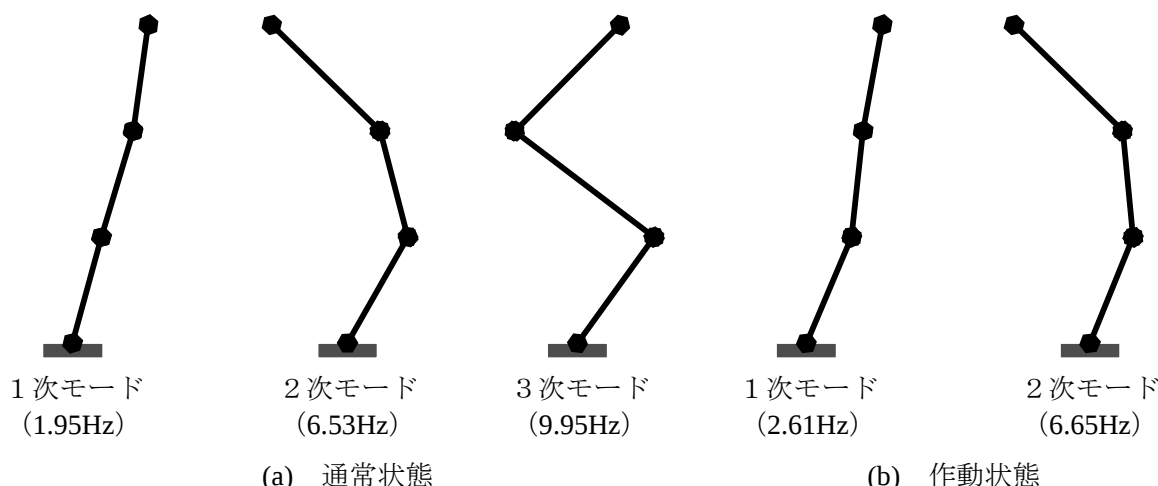


図 2-3 実験供試体の固有振動モード

めることで算出した。作動状態においては制御装置のダンパが構造物本体と接続された状態であるが、振幅によってダンパのピストンが動作する場合としない場合がある。このため、作動状態の減衰定数の算出はピストンが作動する時間領域と作動しない時間に分けて行った。

以上の手法によって得られた実験供試体の固有振動特性とモード形状を表 2-3、図 2-3 に示す。図 2-3 のモード形状は、応答加速度波形に対して振動モード毎にバンドパスフィルタを適用し、抽出された各測点の加速度波形の振幅比に基づいて作成した。なお、作動状態の 3 次モードに関しては、制御装置の動作によって実験供試体の中層の剛性が大きくなることから 3 次モードが極めて卓越しにくい構造特性となり、卓越振動数の確認ができなかった。

図 2-3 のモード形状については、通常の片持梁と同様のモード形状になっており、1 次モードと 2 次モードでは上層が最大振幅となることから、地震加速度のような不規則外力が作用した場合においても上層の応答量が大きくなることが予想される。表 2-3 より作動状態の 1 次固有振動数は、制御装置による剛性の付加によって通常状態から約 33%上昇しており、制御系の設計はこの固有振動数の変化に着目して行う。また、2 次モードについては制御装置が動作した場合でも固有振動数はあまり変化しておらず、制御装置の動作が固有振動数に与える影響は振動モードによって異なることが明らかになった。減衰定数に関しては、通常状態ではいずれのモードでも 0.3%以下であり極めて減衰が小さい。作動状態では、1 次モードのダンパ動作時で 2.17%、2 次モードで 0.58%と通常状態と比較すると大きな減衰を有することが確認できる。このことから、可変減衰については振動モードに関わらず一定の減衰付加効果が見込めるものと考えられる。

2.2.3 塔状構造物モデルと固有振動解析

構造物を適切にモデル化し、運動方程式が定式化されれば、その方程式を数学的に解くことで構造物の動的応答を知ることが可能となる。とりわけ本研究のような振動制御においては、固有振動数、モード形状等の固有振動特性を把握することは非常に重要である。

塔状構造物のモデル化に際しては、実験供試体における各部材の断面諸元を用いて図2-4のような2次元骨組モデルを構築した。本研究では、制御装置の動作によって構造特性が異なるため、通常状態および作動状態のそれぞれについてモデル化を行った。図2-4において部材⑤～⑩までが制御装置の鋼管、オイルダンパおよび電磁石を想定した部材であり、これらの部材の剛性や粘性減衰を変化させることで通常状態と作動状態を表現する。

一般に、離散座標系における多自由度系の構造物における自由振動の運動方程式は次式によって表される。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{0} \quad \dots \quad (2.1)$$

ここで、 $\mathbf{M}$, $\mathbf{C}$, $\mathbf{K}$ はそれぞれ質量、減衰、剛性マトリックスで、 $\mathbf{x}(t)$ は変位ベクトルである。

まず、減衰を無視した場合の固有振動解析について述べると、非減衰自由振動方程式は式(2.2)で表される⁸⁾。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{0} \quad \dots \quad (2.2)$$

式(2.2)における一般解を周期関数で仮定すると、式(2.3)で与えられる。

$$\mathbf{x}(t) = \boldsymbol{\phi} e^{i\omega t} \quad \dots \quad (2.3)$$

ここで、 $\boldsymbol{\phi}$ および ω は未定ベクトルであり、式(2.3)を式(2.2)に代入すれば次式が得られる。

$$[\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}] \boldsymbol{\phi} = \mathbf{0} \quad \dots \quad (2.4)$$

式(2.4)が振動解を持つためには、係数マトリックスの行列式が0であればよいから、

$$\det[\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}] = 0 \quad \dots \quad (2.5)$$

となり、固有円振動数 ω が得られる。

次に、減衰を考慮した場合を考えると、式(2.1)の減衰自由振動方程式について、非減衰の場合

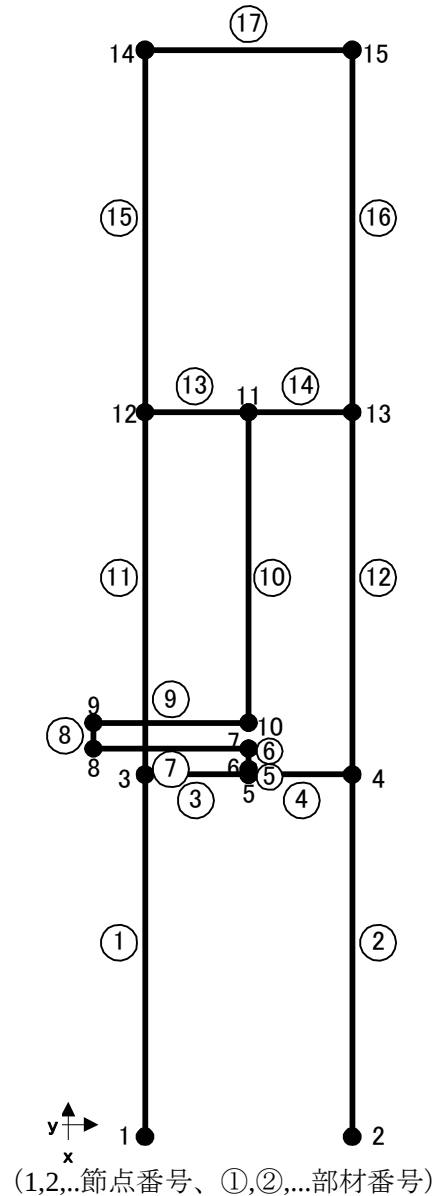


図 2-4 塔状構造物モデル

と同様に一般解を式(2.3)で仮定すると、次式が得られる。

$$[\mathbf{K} + i\omega\mathbf{C} - \omega^2\mathbf{M}]\phi = \mathbf{0} \cdots \cdots \cdots (2.6)$$

式(2.6)を解くことによって複素固有円振動数 ω と複素固有ベクトル ϕ が求められ、減衰を考慮した構造物の固有振動解析が可能となる。

以上の固有振動解析を行うためには、剛性マトリックス $\mathbf{K}$ 、質量マトリックス $\mathbf{M}$ ならびに減衰マトリックス $\mathbf{C}$ を定める必要がある。まず剛性マトリックスに関しては、一般に各部材の格点部を軸力のみを伝達するヒンジ結合とする場合と、軸力、せん断力、曲げモーメントを伝達する剛結合として扱う場合があり、剛結合とした場合の要素剛性マトリックスは、ヤング率 E 、部材断面積 A 、部材長 L ならびに断面2次モーメント I を用いて式(2.7)のようになる。

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \cdots \cdots \cdots (2.7)$$

しかし、現実の構造物で曲げ変形を受ける部材の接合部は必ずしもヒンジ結合または剛結合とは限らず、実際にはこの中間的な結合状態にあるものも少なくない。たとえば、本研究の実験供試体では、平鋼と鋼板の溶接部などは比較的剛結に近いと考えられるものの、その溶接の状態によってはかならずしも完全な剛結合ではなく、また、制御装置のオイルダンパ接続部ではピン結合に近い状態となっている。このため、本研究では材端に半剛結部分を持つ部材を仮定して、次式のような要素剛性マトリックスを用いた⁹⁾。

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} \frac{4k_1k_2 + k_1 + k_2}{2k} & \frac{6EI}{L^2} \frac{2k_1k_2 + k_1}{k} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} \frac{4k_1k_2 + k_1 + k_2}{2k} & \frac{6EI}{L^2} \frac{2k_1k_2 + k_2}{k} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} \frac{2k_1k_2 + k_1}{k} & \frac{4EI}{L} \frac{4k_1k_2 + 3k_1}{2k} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} \frac{2k_1k_2 + k_1}{k} & \frac{2EI}{L} \frac{2k_1k_2}{k} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} \frac{4k_1k_2 + k_1 + k_2}{2k} & -\frac{6EI}{L^2} \frac{2k_1k_2 + k_1}{k} & 0 & \frac{12EI}{L^3} \frac{4k_1k_2 + k_1 + k_2}{2k} & -\frac{6EI}{L^2} \frac{2k_1k_2 + k_2}{k} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} \frac{2k_1k_2 + k_2}{k} & \frac{2EI}{L} \frac{2k_1k_2}{k} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} \frac{2k_1k_2 + k_2}{k} & \frac{4EI}{L} \frac{4k_1k_2 + 3k_2}{2k} \end{bmatrix} \cdots \cdots (2.8)$$

ただし、 $k=2(k_1+1)(k_2+1)-1/2$

ここで、 k_1 および k_2 は部材の端部における剛結度を表す変数で、 $k_1=0$ あるいは $k_2=0$ とすることでピン接合と同等になり、 $k_1=\infty$ もしくは $k_2=\infty$ とすることで剛結合が表現できる。各要素剛性マトリックスの具体的な数値は、ヤング係数は鋼材の $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ を用い、断面積、部材長、断面2次モーメントについては空間的に配置されている各部材を2次元断面に換算して用いた。また、材端の剛結度については供試体の外見のみから判断することは困難であるため、固有振動解析によって得られた固有振動数が、減衰自由振動で得られた結果と同等になるように調整を行った。

質量マトリックスについては、軸変形に1次式、曲げ変形に3次式の変位関数を用いて部分要素質量を分配する整合質量マトリックスと、部材要素の片側半分の質量と質量モーメントを両節点に等しく置換する集中質量マトリックスが一般によく用いられる。本研究では、整合質量マトリックスを用いており、その要素質量マトリックスは部材質量 M 、部材長 L を用いて式(2.9)によって表される。

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} \frac{ML}{3} & 0 & 0 & \frac{ML}{6} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{13ML}{35} & \frac{11ML^2}{210} & 0 & \frac{9ML}{70} & -\frac{13ML^2}{420} \\ 0 & \frac{11ML^2}{210} & \frac{ML^3}{105} & 0 & \frac{13ML^2}{420} & -\frac{ML^3}{140} \\ \frac{ML}{6} & 0 & 0 & \frac{ML}{3} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{9ML}{70} & \frac{13ML^2}{420} & 0 & \frac{13ML}{35} & -\frac{11ML^2}{210} \\ 0 & -\frac{13ML^2}{420} & -\frac{ML^3}{140} & 0 & -\frac{11ML^2}{210} & \frac{ML^3}{105} \end{bmatrix} \cdots \cdots (2.9)$$

以上のようにして導かれた各要素マトリックスに対して、全体座標系への座標変換を行い、重ね合わせによって、全体系での剛性マトリックス $\mathbf{K}$ および質量マトリックス $\mathbf{M}$ を求める。

最後に減衰マトリックスであるが、構造物の減衰が各層ごとに減衰係数として与えられたり、材料の減衰性を表すロスファクターが明確な場合には減衰マトリックスを直接定めることが可能である。しかしながら、構造物の減衰はさまざまな要因に影響されこれを直接評価することは一般に困難である。このため、通常は振動モードが減衰マトリックスに対して直交性を有すると仮定して、質量マトリックスや剛性マトリックスに比例した形で表す。本研究では、制御装置の剛性が時間によって変化するため、質量のみに比例する式(2.10)のような質量比例型の減衰マトリックスを用いた¹⁰⁾。式(2.10)の質量比例型減衰マトリックスにおける固有円振動数 ω と減衰定数 ζ は減衰自由振動実験で得られた実験値を用いている。

$$\mathbf{C} = 2\omega\zeta\mathbf{M} \cdots \cdots (2.10)$$

ところで、本研究の塔状構造物では、制御装置が作動した場合は連結部に設置したオイルダンパの粘性減衰が付加される機構になっている。構造物全体の減衰を直接評価することは困難であるが、ダンパの減衰係数は2.2.1項において確認されている。したがって、作動状態の解析モデルではダンパに相当する図2-4の部材⑦については減衰係数を与えることが可能であり、要素減衰マトリックスは部材の軸方向に減衰係数 c を導入して式(2.11)のようになる。

$$\mathbf{c} = \left[\begin{array}{ccc|ccc} c & 0 & 0 & -c & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \hline -c & 0 & 0 & c & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{array} \right] \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (2.11)$$

この要素減衰マトリックスについても全体座標系への変換を行い、式(2.10)で得られた減衰マトリックスの所定の自由度に加えることで作動状態の全体減衰マトリックスを構築した。なお、式(2.11)におけるダンパの粘性減衰係数の具体的な値は、2.2.1で測定した圧縮側と引張側の平均値を用いて $c=2399.8\text{Nsec/m}$ とした。

以上のようにして定めた各特性行列を用いて、式(2.4)あるいは式(2.6)を解くことにより固有振動数や減衰定数を求めることができる。塔状構造物モデルではダンパの粘性減衰を考慮した解析を行うために式(2.6)から複素固有振動解析を行った。表2-4は塔状構造物モデルの固有振動特性で()内は減衰自由振動実験で得られた値である。図2-5は各振動モードのモード形状である。実験と解析の結果を比較すると、モード形状は図2-3と図2-5でおおむね同様であり、固有振動数に関しては通常状態と作動状態のいずれにおいても解析値は実測値とほぼ一致している。特に1次モードについては実験値と解析値の差は0.5%未満であり、制御系の設計時や解析において実構造物の固有振動特性を正確に反映した検討ができると思われる。減衰定数については、通常状態の質量比例型減衰マトリックスの作成における式(2.10)の比例定数に1次モードの実測値を用いたことから、解析と実験の結果は一致しているが、2次モードと3次モードに関しては解析値が実験値より小さくなっている。これは質量比例減衰を用いた際の減衰定数が、有効質量の大きい低次モードで大きくなったためと考えられ、第4章の振動制御シミュレーションの結果ではこの影響に留意する必要があるものと思われる。作動状態の減衰定数は実験においてダンパが動作して

表 2-4 複素固有振動解析結果（塔状構造物）

	固有振動数(Hz)		減衰定数	
	通常状態	作動状態	通常状態	作動状態
1次モード	1.95 (1.95)	2.61 (2.61)	0.0028 (0.0028)	0.0217 (0.0217)
2次モード	6.53 (6.53)	6.73 (6.65)	0.0008 (0.0029)	0.0087 (0.0058)
3次モード	10.42 (9.95)	11.76	0.0005 (0.0019)	0.0048

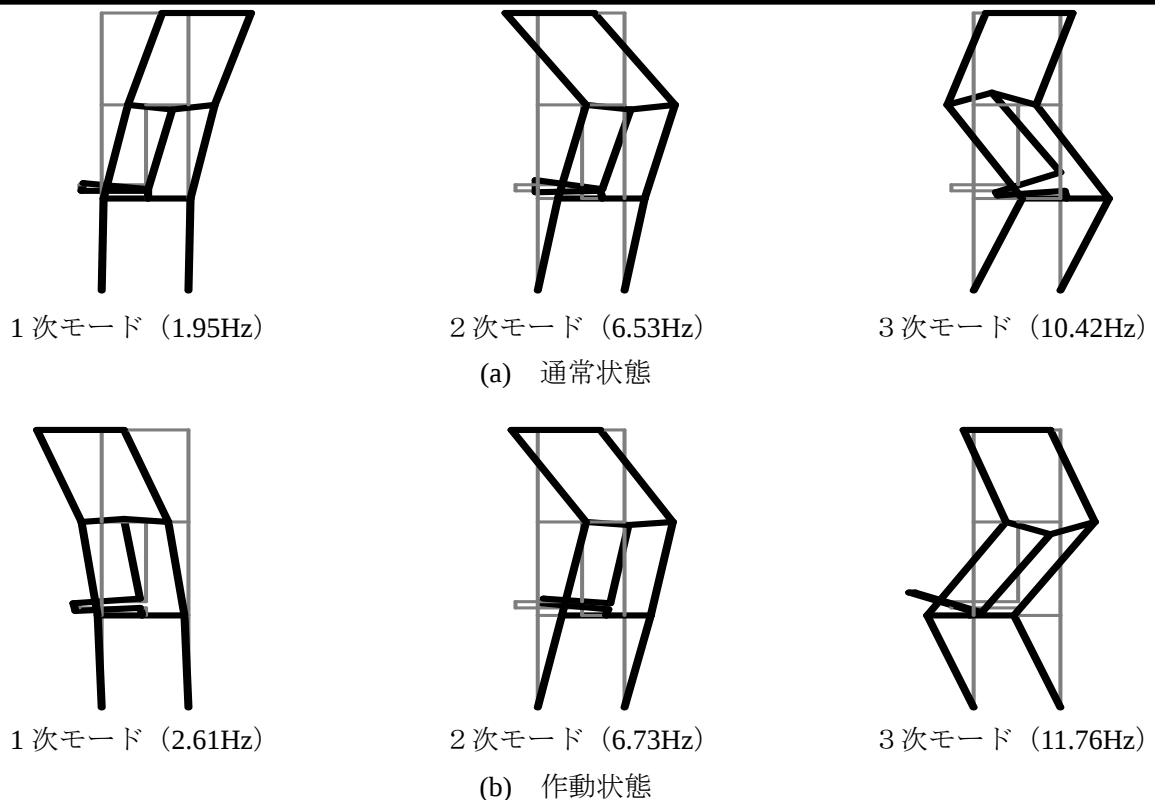


図 2-5 塔状構造物モデルの固有振動モード

いる振幅範囲で算出された減衰定数が解析結果とよく一致しており、減衰マトリックスの設定は妥当であったと判断できる。制御に際しては、構造物の応答量が大きい場合に制御装置が作動するため、ダンパが動作した場合に対応した減衰マトリックスを用いて解析を行う。

これらの結果から、塔状構造物の解析モデルから得られた固有振動特性は、通常状態と作動状態のいずれにおいても、モード形状や固有振動数および減衰定数が減衰自由振動実験の結果と一致しており、モデル化が妥当であったと判断できる。

2.3 鋼鈹桁橋モデル

2.3.1 鋼鈹桁橋の諸元と可変剛性型システム

本研究で提案するセミアクティブ制振方式について、通常の橋梁構造物に対する制振効果や適用性を検討するために、橋梁の構造形式としてもっとも一般的なものの一つである鋼鈹桁橋を制御対象とした解析を行う。

鋼鈹桁橋の解析モデルの構築は 1978 年（昭和 53 年）に改訂された旧建設省土木構造物標準設計（昭和 53 年改訂版）¹¹⁾に基づいて行うこととした。解析対象の橋梁は支間長 40m、幅員 14.8m の活荷重合成鈹桁橋として、上述の標準設計に基づき、図 2-6 ならびに表 2-5 のような橋梁構造物を想定した。鋼鈹桁橋モデルのセミアクティブ制御方式としては、構造物の剛性を応答に応じて変化させる可変剛性型システムを採用する。この可変剛性型システムは剛性を変化させることで動的外力に対して非共振化を行うとともに、一時的に構造物の剛性を高めることによって変位振幅の抑制を図るものである。解析対象に対する可変剛性型制振システムの導入については、橋梁

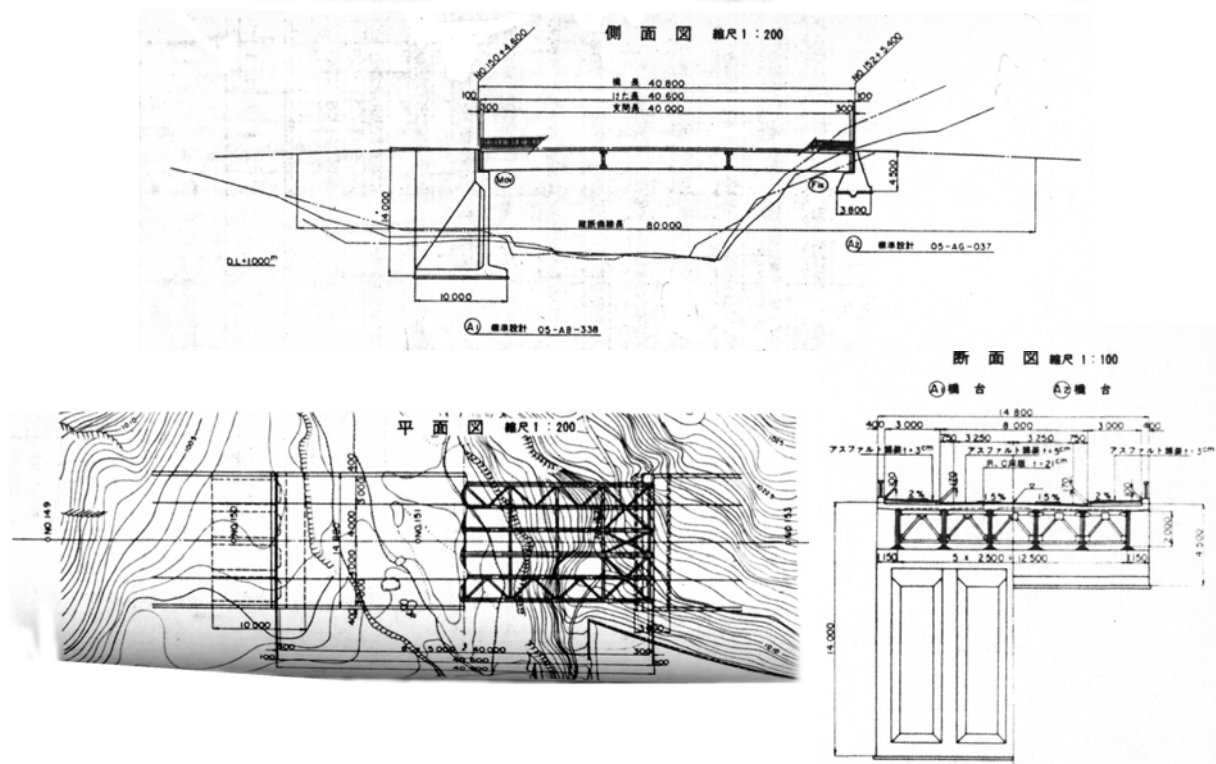


図 2-6 鋼桁橋一般図 11)

表 2-5 鋼桁橋の諸元

形式	単純活荷重合成桁	
適用示方書	昭和 54 年 道路橋示方書	
支間長	40.0m	
幅員	14.8m	
活荷重	TL-20	
床版厚	21cm	
主桁断面 (外側主桁) 支間中央	上フランジ	380×19mm
	下フランジ	610×28mm
	ウェブ	2000×10mm

表 2-6 外ケーブルの諸元

記号	SWPR19L
呼び名	19 本より 28.6mm
公称断面積	532.4mm ²
単位質量	4229kg/km
引張強さ	1780N/mm ²

構造物の補強手法としてこれまで比較的多くの適用例がある外ケーブルを応用することを想定し、外ケーブルに加える張力を変化させることによって動的応答の低減を試みる。また外ケーブルに張力を導入するための部材としてケーブルと桁下の固定点を連結する可変剛性部材を設置し、ケーブル張力と同時にこの部材の剛性を切り替えることで、構造物の固有振動特性を変化させる。ケーブルは表 2-6 のような諸元を有する 19 本より 29.6mm の SWPR19L を用いることとし、ストランドを 8 本用いた 8S28.6 を各桁に 2 本ずつ合計 12 本配置する¹²⁾。ケーブルの配置形式は、ケーブル定着位置の偏心により発生するモーメントにより静的な降伏耐力の向上が期待できるクイーンポスト形式とし、定着位置を合成断面中立軸としてウェブ下端までケーブルを偏心させるものとする^{13),14)}。ケーブルに作用させる制御張力は、ケーブルや合成桁の許容応力を超過しない範囲で、これまでの施工例を参考にケーブル 1 本あたり 35.9kN、合計 0.43MN に設定した^{15),16)}。

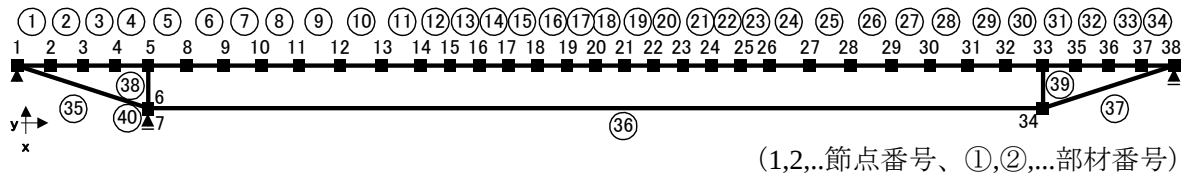


図 2-7 鋼鈹桁橋モデル

2.3.2 鋼鈹桁橋モデルと固有振動特性

鋼鈹桁橋においても塔状構造物の場合と同様に図 2-7 のような 2 次元骨組モデルを構築した。図 2-8 は図 2-7 において、可変剛性部材の近傍を拡大したものである。モデル化に際しては、主桁と床版からなる橋梁本体と外ケーブルならびに可変剛性部材をそれぞれ鋼断面に換算してモデル化を行った。また、ケーブルと桁の間にはケーブルの偏心量に相当する長さを持つ仮想部材を設ける。可変剛性部材はこの仮想部材下端の節点 6 に接続する部材④であり、部材軸方向のばね

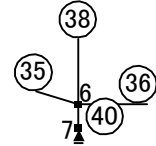


図 2-8 可変剛性部材

剛性を変化させて通常時のばね剛性 $k_0=41.16\text{MN/m}$ 、作動時のばね剛性を $k_1=41.16\times 10^3\text{MN/m}$ とする。通常状態のばね剛性は作動状態の 1/1000 になっているが、これは可変剛性部材とケーブルの接続状態を ON-OFF で切り替えるような場合を想定している。

以上のようにして構築した鋼鈹桁橋モデルの固有振動特性を把握するために固有振動解析を行う。固有振動解析は塔状構造物と同じ方法で実施するが、鋼鈹桁橋モデルの外ケーブルには張力が導入されている。張力 T が導入された場合の要素剛性マトリックスは、次式で表される。

$$\begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} + \frac{6T}{5L} & \frac{6EI}{L^2} + \frac{T}{10} & 0 & -\left(\frac{12EI}{L^3} + \frac{6T}{5L}\right) & \frac{6EI}{L^2} + \frac{T}{10} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} + \frac{T}{10} & \frac{4EI}{L} + \frac{2TL}{15} & 0 & -\left(\frac{6EI}{L^2} + \frac{T}{10}\right) & \frac{2EI}{L} - \frac{TL}{30} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\left(\frac{12EI}{L^3} + \frac{6T}{5L}\right) & -\left(\frac{6EI}{L^2} + \frac{T}{10}\right) & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\left(\frac{6EI}{L^2} + \frac{T}{10}\right) \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} + \frac{T}{10} & \frac{2EI}{L} - \frac{TL}{30} & 0 & -\left(\frac{6EI}{L^2} + \frac{T}{10}\right) & \frac{4EI}{L} + \frac{2TL}{15} \end{bmatrix} \cdots \cdots (2.12)$$

鋼鈹桁橋モデルでは、張力が作用しない桁部材には式(2.7)、ケーブル部材には式(2.12)の要素剛性マトリックスを用いて全体剛性マトリックスを作成した。

この鋼鈹桁橋モデルの固有振動解析は減衰を無視した非減衰固有振動解析によることとし、通常状態と作動状態のそれぞれで式(2.4)を解くことによって固有振動数を算出した。なお、時刻歴応答解析における鋼鈹桁橋の減衰マトリックスは式(2.10)の質量比例型減衰を用い、1 次モードの減衰定数は 2.5%とした。表 2-7 は鋼鈹桁橋モデルの固有振動特性、図 2-9 は各振動モードのモード形状である。表 2-7 において通常状態の 1 次固有振動数は 3.13Hz であり、同程度の支間長を有

表 2-7 固有振動解析結果（鋼鈹桁橋）

	固有振動数(Hz)	
	通常状態	作動状態
1 次モード	3.13	4.43
2 次モード	11.68	14.01
3 次モード	25.52	28.23

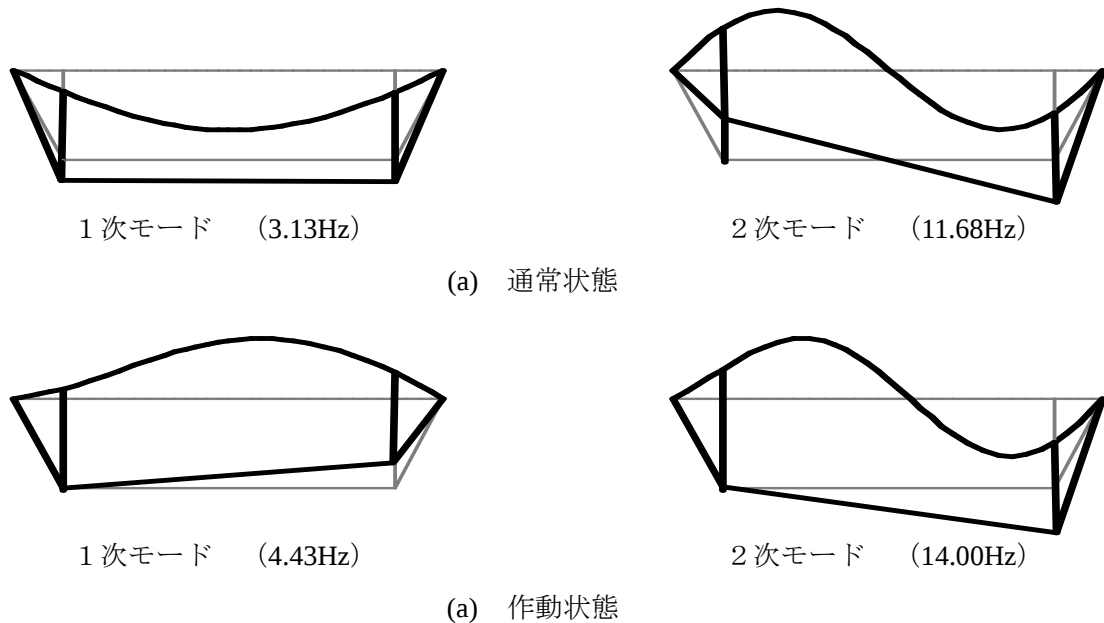


図 2-9 鋼鈹桁橋モデルの固有振動モード形状

する桁橋の実測値と比較しても適当な値である¹⁷⁾。また、モード形状は通常の単純桁の場合と同様に 1 次モードが対称、2 次モードが逆対称形状になっている。通常状態と作動状態の比較を行うと、表 2-7 からケーブル張力と可変剛性部材の作用によって作動状態の固有振動数は通常状態から上昇し、1 次モードでは 1.3Hz 上昇している。また、図 2-9 に関しては、通常状態、作動状態ともに類似したモード形状を有しているが、作動状態では制御装置を設置した側の剛性が上昇することで左右対称のモード形状とはならず、1 次モードで最大振幅を有する位置や 2 次モードで振幅が零になる位置は支間中央から若干移動している。これらの結果から鋼鈹桁橋のモデル化は適切に行われたものと考えられ、制御装置の動作によって固有振動数が変化することも確認されたため、第 3 章における制御系の設計ではこの固有振動数の変化に着目して ON-OFF 制御系の設計を行う。

2.4 本章のまとめ

本章では、本研究で制御対象とした塔状構造物と鋼鈹桁橋について述べ、解析モデルの構築を行うとともに、減衰自由振動実験ならびに固有振動解析によって固有振動特性を把握した。

制御対象構造物としては、最初に振動制御に関するこれまでの研究例が比較的多い塔状構造物について、解析と実験の両面から構造性能可変型制御の制振効果や適用性を検討するために、3

層塔状構造を有する鋼製の実験供試体を製作した。鋼管とオイルダンパからなる制御装置は実験供試体の中層に設置され、ダンパの先端に取り付けた電磁石を介して制御装置と構造物の接続状態を ON-OFF で切り替えることにより、構造物全体の剛性および減衰を同時に変更する。実験供試体の固有振動特性を把握するために実施した減衰自由振動実験では、制御装置が構造物に接続されることで実験供試体の固有振動数が上昇し、制御装置に搭載しているオイルダンパが動作した場合には減衰定数が大幅に上昇することを確認した。

次に、一般的な構造形式を有する橋梁に対して本制御手法の制振効果などを検討するために、支間長 40m の鋼鈑桁橋を制御対象として選定した。鋼鈑桁橋の部材断面は活荷重の増大に対する長寿命化手法としての適用性を検討するために、TL-20 荷重に対応した土木構造物標準設計に基づいて決定した。セミアクティブ制御装置としては、橋梁の補強対策として知られる外ケーブルに着目し、これに接続した可変剛性部材の動作によって構造物の剛性を変化させる可変剛性型システムを適用する。外ケーブルの配置はクイーンポスト形式とし、可変剛性部材は偏心した外ケーブルの定着部と主桁の下側外部に設定した固定点を結ぶ部材としてモデル化を行った。

制御系の設計や制振シミュレーションの実施に際しては、制御対象の解析モデルが必要であるため、それぞれの制御対象構造物について 2 次元多自由度系モデルを構築した。解析モデルの固有振動特性を把握するために、塔状構造物に対しては複素固有振動解析、鋼鈑桁橋モデルに対しては非減衰固有振動解析を行った。塔状構造物の固有振動解析結果は、モード形状、固有振動数、減衰定数のいずれも減衰自由振動結果とよく一致し、構造物に可変剛性と可変減衰を付加した作動状態では通常状態と比較して固有振動数と減衰定数が上昇することが確認された。鋼鈑桁橋モデルについては、モード形状や固有振動数が一般的な桁橋の実測結果と同様の傾向を有しており、制御装置の動作によって固有振動数が上昇することも明らかになった。

以上のように、本研究で制御対象とした塔状構造物と鋼鈑桁橋のモデル化は適切に行われたと考えられる。また、制御装置の動作によって通常状態と作動状態で固有振動数が変化することも確認されたため、次章ではこの固有振動特性の変化に着目して制御系の設計を行う。

【参考文献】

- 1) 林川俊郎：橋梁工学、朝倉書店、2000.
- 2) 西川和廣：道路橋の寿命と維持管理、土木学会論文集、No.501/I-29, pp.1-10, 1994.
- 3) 宮森保紀、安達一憲、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一、下田和敏：鋼製タワーにおける断面性能可変型セミアクティブ制御の適用性に関する実験的研究、土木学会北海道支部論文報告集、第 58 号、pp.220-223, 2002.
- 4) 鈴木隆、宮森保紀、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一：鋼橋の動的性能向上を目指したセミアクティブ交通振動制御の適用性について、土木学会年次学術講演会講演概要集、57 巻、I-606, pp.1211-1212, 2002.
- 5) The Math Works Inc.: *MATLAB Data Acquisition Toolbox User's Guide*, サイバネットシステム、2001.
- 6) The Math Works Inc.: *MATLAB Creating Graphical User Interfaces*, The Math Works Inc, 2000.
- 7) 宮森保紀、小幡卓司、及川昭夫、鈴木隆、佐藤浩一、米田健一、安達一憲、広岡勉：MATLAB を用いた振動計測・解析システムについて、土木学会北海道支部論文報告集、第 59 号、pp.26-29, 2003.
- 8) 山口宏樹：構造振動・制御、共立出版、1996.
- 9) 青山博之、上村智彦：マトリックス法による構造解析、培風館、1988.

- 10) 佐伯光昭編：実務の先輩たちが書いた 土木構造物の耐震設計入門、丸善、2001.
- 11) 建設省土木研究所編：建設省制定土木構造物標準設計第 23～28 巻（活荷重合成プレートガーダー橋）の手引き（昭和 53 年度改訂版）、社団法人全日本建設技術協会、1979.
- 12) 日本規格協会：日本工業規格 JIS G3536 PC 鋼線及び PC 鋼より線、1999.
- 13) 鄭勝仁、中村秀明、宮本文穂：外ケーブルプレストレス補強設計のシステム化に関する研究、土木学会論文集、No.623/VI-43, pp.203-218, 1999.
- 14) 宮本文穂、平田勝己、鄭勝仁：プレストレスト合成桁の弾塑性挙動解析と性能評価に関する研究、土木学会論文集、No.513/I-31, pp.65-76, 1995.
- 15) 原田政彦、上腰正人、梶川康男：外ケーブルプレストレス工法で補強された既設鋼げた橋の構造特性、土木学会論文集、No.675/I-55, pp.331-341, 2001.
- 16) 原田政彦、梶川康男、深田宰史：外ケーブル補強された既設合成げた橋の動的挙動、構造工学論文集、Vol.47A, pp.449-459, 2001.
- 17) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析、技報堂出版、1993.

第3章 構造性能可変型セミアクティブ制御

3.1 概説

本章では、構造性能可変型セミアクティブ制御の制御方式と、振動制御において制御装置の動作を決定する制御則について述べ、本研究で提案する ON-OFF 方式によるセミアクティブ制御が基本的に有効であることを確認するために、実験供試体を対象とした可変減衰型制振シミュレーションを行う。

橋梁構造物における振動制御方式はパッシブ方式とアクティブ方式に大別される。パッシブ方式は制御装置を駆動させる動力源が不要であるため、実構造物への適用が比較的容易であるものの、制御装置の設計対象とした振動モードのみにしか制振効果が得られないことや、立ち上がり時間が遅いなどの短所がある。また、多次モードの同時制振が可能なアクティブ方式に関しては、制御装置の設置スペースや駆動エネルギーの確保などの解決すべき課題が多く残されている。これらのパッシブ方式あるいはアクティブ方式の問題点を解消あるいは軽減するものとして、最近ではセミアクティブ方式と称される制振手法の研究が進められている^{1)~3)}。セミアクティブ方式は制御装置の動作によって制御対象に減衰あるいは剛性を付加したりその大きさを調整したりすることで、構造特性を可変として振動応答の抑制を図ろうとするものである。この制御方式は構造物に直接制御力を作用させないため、想定外の振動モードを励起させる危険性が少ない。また、小さな駆動エネルギーで安定性に優れた制御が可能なため、橋梁構造物への適用性が高いと考えられる。本研究では塔状構造物に対しては、剛性と減衰の両方を同時に作用させる可変剛性・減衰型システムを適用し、鉸桁橋に対しては外ケーブルと可変剛性部材を用いた可変剛性型システムを用いて振動制御シミュレーションならびに実験を実施する。3.2 節ではこのような構造性能可変型振動制御のメカニズムを明らかにすると同時に、これを数値解析する場合の時刻歴応答解析手法について述べる。

振動制御においては構造物の振動応答を観測するセンサ、観測された応答に基づいて制御出力を算出するコントローラ、制御対象に制御出力を作用させるアクチュエータが必要であり、コントローラにおいては観測された応答に対してどのような制御出力を作用させるかを決定する制御則が極めて重要である。橋梁構造物の保有性能向上のための汎用的な手法として振動制御を用いるためには、センサやアクチュエータなどのハードウェアのみならず、制御則そのものも実装に際して設計が容易にできることが求められる。構造物に不規則外力が作用する場合の動的応答量は、その外力の振動数成分と構造物の固有振動数の関係に大きな影響を受ける。そこで本研究では、入力外力と共振しやすい低次モードの卓越状況に応じて、制御装置の出力を ON-OFF で切り替える制御則を採用した。この手法は、構造物に外力が作用し観測対象とした振動モードの応答が増大した場合、制御対象の固有振動特性を変化させることで、非共振化によって動的応答を低減しようとする制御手法の一つである。観測対象とする振動数成分の抽出は、該当する固有振動数を通過帯域に含むローパスフィルタとバンドパスフィルタによって行うこととし、抽出された

応答量の大きさを予め設定した閾値と比較して装置の ON-OFF を決定する。3.3 節ではこの ON-OFF 制御について述べ、制御対象とする振動数成分を抽出するためのフィルタを設計する。このような制御方式では、ON-OFF を切り替える閾値の設定が制振効果に極めて大きな影響を与えるため、制御系の設計においてはこれらの閾値を最適化する必要がある。通常、このような閾値の最適解を数学的な手法で一意に求めることは困難であり、制御対象の動的特性や、制御目標に応じて経験的に決定される場合が多い。このように解の決定方法は必ずしも明確ではないものの、得られた解に対する評価が可能な問題に対しては、遺伝的アルゴリズム (GA; Genetic Algorithm) は最適解の探索を効率よく行うことができる。また、GA は解くべき問題について、対象となる変数のコード化と評価関数の設定が可能であれば、比較的簡便で汎用性のある方法で最適解を決定できる。3.4 節では制御装置の動作を切り替える 2 つの閾値と、作動状態を固定する時間の 3 つの制御系パラメータについて、GA による組み合わせ最適化を行うことで制御系の設計を行う。なお、鋼鉄桁橋モデルの制振シミュレーションに関しては、ON-OFF 制御に対する制振効果や適用性の比較検討を行うために、構造物の状態量に応じて最適な付加剛性を算出した場合の解析を行う。一般の最適制御では、制御対象の応答量と装置の制御量の総和を制御時間全体で最小とするような評価関数を用いる。しかし、土木構造物に作用する地震や交通荷重などの外力は非定常性を有し本来は予測不可能であるため、通常最適制御理論では評価関数を最小にすることができない。これに対して、Yang^{4),5)}は観測可能な外乱を統計的モデルと仮定し、時間依存型の評価関数を用いた瞬間最適制御理論を提案し、小堀⁶⁾はこれを可変剛性型システムに適用した。3.5 節においてこの瞬間最適制御理論の可変剛性型システムへの適用に関して述べる。

3.6 節では、本研究のような GA で制御系のパラメータを決定した ON-OFF 方式によるセミアクティブ制御について、基本的な制振効果や制御系設計手法の妥当性を検討するために、塔状構造と吊床版を有する実験供試体を対象として可変減衰方式による制振シミュレーションを実施する³⁾。塔状構造物については、実験供試体の各層に可変減衰を導入して構造物の応答に応じて同時に減衰を切り替える。また、吊床版を有する実験供試体とは、キャットウォークや吊床版橋を想定してケーブルに床版を離散的に配置したもので、解析モデルの一部の部材に可変減衰を設定して制御を行う。これらの可変減衰型システムで ON-OFF 制御を適用し、可変減衰を切り替える際の閾値と可変減衰の大きさを設計パラメータとして GA によってこれらの値を決定した。シミュレーションは地震加速度を入力した不規則強制振動について行い、ON-OFF 制御に対する制振効果の比較のためにアクティブ制御方式を用いた解析として、塔状構造物については通常最適制御理論による制御力型制御、吊床版構造物についてはファジィ制御理論によりケーブル張力を変更するアクティブ剛性型制御を適用した。したがって、これらの解析結果から本研究のセミアクティブ制御の基本的な有効性や GA による制御パラメータ決定の妥当性を検討するものである。

3.2 構造性能可変型セミアクティブ制御

3.2.1 構造性能可変型システムの制御機構

多自由度系構造物に強制外力が作用する場合の運動方程式は次式のように表現できる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{f}(t) \cdots \cdots \cdots (3.1)$$

ここで、 $\mathbf{M}$, $\mathbf{C}$, $\mathbf{K}$ はそれぞれ質量、減衰、剛性マトリックス、 $\mathbf{f}(t)$ は外力ベクトルであり、 $\mathbf{x}(t)$ は構造物の変位ベクトルである。アクティブ方式あるいはセミアクティブ方式による能動型振動制御では、制御力型あるいは構造性能可変型の制御方式が知られている⁶⁾。構造物に直接制御力を作用させて振動応答を抑制しようとする制御力型システムでは、式(3.1)の右辺に制御力項 $\mathbf{u}(t)$ を加えて次式のような運動方程式で表現される。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{f}(t) + \mathbf{u}(t) \cdots \cdots \cdots (3.2)$$

また、構造物の応答に応じて構造特性を変化させる構造性能可変型システムの場合には式(3.3)のように表される。

$$(\mathbf{M} + \Delta\mathbf{M}(t))\ddot{\mathbf{x}}(t) + (\mathbf{C} + \Delta\mathbf{C}(t))\dot{\mathbf{x}}(t) + (\mathbf{K} + \Delta\mathbf{K}(t))\mathbf{x}(t) = \mathbf{f}(t) \cdots \cdots \cdots (3.3)$$

ここで $\Delta\mathbf{M}$, $\Delta\mathbf{C}$, $\Delta\mathbf{K}$ は構造物の質量、減衰、および剛性の変化を表したマトリックスで時間によって増減する。質量を時間に応じて可変にする手法は現実的には無理があることから、一般には減衰と剛性を変化させることを考えて、 $\Delta\mathbf{C}$, $\Delta\mathbf{K}$ は可変減衰マトリックスおよび可変剛性マトリックスなどと称される。具体的な構造性能可変型システムとしては、バリアブルダンパなどを用いる可変減衰型^{1),2)}あるいはブレースなどの剛性が変化する可変剛性型システム^{6),7)}が提案されている。

ダンパなどの減衰装置によって振動応答の抑制を図ろうとする場合、その粘性減衰が最適値より大きくなると、エネルギー吸収よりもダンパストッパーとしての機能が大きくなり、構造系全体の減衰定数は逆に低下し始める傾向がある^{1),2),6),8)}。このため可変減衰型システムにおいては、構造物の減衰定数を最大にするようなダンパの減衰係数を与えることが構造物の応答を抑制することになる。また、制御装置の相対速度に減衰係数を乗じた減衰力を制御力と見なして最適な減衰係数を求める方法もある。制御装置の減衰係数を変更させる制御はバリアブルダンパや、電気粘性(ER; Electro-Rheological)流体や磁気粘性(MR; Magneto-Rheological)流体を用いたダンパ^{9)~12)}を用いることで可能であり、ダンパのストッパー機能とエネルギー吸収機能の両面からバリアブルダンパの有効性を示した川島、運上の研究²⁾や、最適制御理論によって制御力を求めてバリアブルダンパの減衰係数を決定して制御を行った家村らの研究¹⁾などがある。また、ON-OFF方式の制御では可変減衰装置が作動する際の閾値も含めて組み合わせ最適化問題として、制振効果を最大にする粘性減衰を決定することもできる³⁾。

可変剛性型の制御は、入力する外乱の振動特性に応じて構造物の剛性を可変とし、構造物の固有振動特性を変化させ非共振化を図ることで、動的応答を抑制しようとするものである^{6),7)}。この方法は構造物に付加する剛性を2、3種類程度設定し、選択的に変更することでも十分な制振効果が期待できるため、ON-OFF方式などの制御出力が離散的に変化する制御側でも適用が可能である。また、ブレースや外ケーブルなどで剛性を増加させるような制御装置を用いる場合には、

構造物全体の剛性の増加によって応答量を減少させることが期待できる。

以上の構造性能可変型セミアクティブ制御のメカニズムに基づいて、本研究で制御対象とする構造物のセミアクティブ制御システムを構築する。まず、塔状構造物については、鋼管部材の接続による剛性変化を利用した可変剛性型制御と、オイルダンパのエネルギー吸収による減衰付加効果を併せ持つ可変剛性・減衰型セミアクティブ制御を行う。塔状構造物に適用する可変剛性・減衰型システムの運動方程式は可変減衰マトリックス $\mathbf{C}_v$ と可変剛性マトリックス $\mathbf{K}_v$ を用いて、式(3.4)のように表される。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + (\mathbf{C} + \mathbf{C}_v)\dot{\mathbf{x}}(t) + (\mathbf{K} + \mathbf{K}_v)\mathbf{x}(t) = \mathbf{f}(t) \cdots \cdots (3.4)$$

式(3.3)は時間に応じて可変減衰・剛性マトリックスが連続的に変化するが、式(3.4)の可変減衰・剛性マトリックスはそれぞれ一つだけ定められており、これを ON-OFF で切り替える。可変減衰項については、本研究で用いた減衰付加装置であるオイルダンパは粘性減衰を動的に変化させる機構は有していないため、前章のモデル化で説明したとおり単一の粘性減衰を与え、制御装置の動作時にエネルギー吸収を行うものとする。また、可変剛性については、制御装置の作動時に塔状構造物の中層と下層が制御装置を介して連結されることで鋼管の剛性が作用する機構となっている。第2章の解析モデルの構築においては、制御装置が OFF の通常状態と ON になった作動状態で独立して減衰マトリックスならびに剛性マトリックスを作成していた。この場合、可変剛性マトリックスと可変減衰マトリックスは、構造物全体の剛性・減衰マトリックスにおける作動状態と通常状態の差分と考えることができ、可変剛性・減衰マトリックスを構造物そのものの剛性・減衰マトリックスと足し合わせた式(3.5)で表現すれば、通常の運動方程式と同様に扱うことができる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}_t\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}_t\mathbf{x}(t) = \mathbf{f}(t) \cdots \cdots (3.5)$$

ここで、 $\mathbf{C}_t = \mathbf{C} + \mathbf{C}_v$ 、 $\mathbf{K}_t = \mathbf{K} + \mathbf{K}_v$

鋼鈑桁橋モデルについては、外ケーブルとこれに接続した可変剛性部材を利用した制振装置による可変剛性型制御を行う。可変剛性型システムの運動方程式は式(3.6)のようになる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + (\mathbf{K} + \mathbf{K}_v)\mathbf{x}(t) = \mathbf{f}(t) \cdots \cdots (3.6)$$

可変剛性マトリックス $\mathbf{K}_v$ は、ON-OFF 制御の場合は作動状態と通常状態の差分であり選択的に変更されるが、瞬間最適制御では評価関数を最小にする可変剛性値としてタイムステップ毎に計算される。式(3.6)も塔状構造物の可変剛性・減衰型システムと同様に式(3.7)で表すことができる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}_t\mathbf{x}(t) = \mathbf{f}(t) \cdots \cdots (3.7)$$

ここで、 $\mathbf{K}_t = \mathbf{K} + \mathbf{K}_v$

3.2.2 ニューマークβ法による時刻歴応答解析

本研究の第4章、第5章では各解析モデルについて数値解析によって制振効果を検討する。構造物の振動解析手法としては、モード解析法と直接数値積分法が知られており、このうち直接数値積分法は時間軸を微小な時間要素に離散化し、構造物の応答を時間要素毎に逐次求める方法である。本研究においては、直接数値積分法として一般に広く使用されているニューマークβ法を採用した。ニューマークβ法は、各要素時間における応答加速度が線形であると仮定した線形加速度法を基本とした解析手法である¹³⁾。

ある時刻 $t+\Delta t$ の速度と変位を、時刻 t における加速度、速度、変位を用いて、次式で仮定する。

$$\dot{\mathbf{x}}(t+\Delta t)=\dot{\mathbf{x}}(t)+[(1-\delta)\ddot{\mathbf{x}}(t)+\delta\ddot{\mathbf{x}}(t+\Delta t)]\Delta t \quad \dots \quad (3.8)$$

$$\mathbf{x}(t+\Delta t)=\mathbf{x}(t)+\dot{\mathbf{x}}(t)\Delta t+\left[\left(\frac{1}{2}-\beta\right)\ddot{\mathbf{x}}(t)+\beta\ddot{\mathbf{x}}(t+\Delta t)\right]\Delta t^2 \quad \dots \quad (3.9)$$

式(3.8)および式(3.9)において、 β および δ は数値解の精度と安定性を制御するパラメータである。 δ に関しては、 $\delta=1/2$ に固定して使われることが一般的であり、 β については、 $\beta=1/4$ または $\beta=1/6$ が多く用いられている。 $\beta=1/6$ の場合は線形加速度法に、 $\beta=1/4$ では平均加速度法に帰着する。通常 β は $0<\beta\leq 1/2$ の範囲で使用され、一般的には β が大きな値をとるほど解の安定性が向上するが、数値解の精度は低下し、 β の値が小さくなればこの逆の傾向を示すことが知られている。さらに時間刻み Δt に関しては、固有円振動数の応答まで精度良く求めるには、 $\omega\Delta t\leq 0.5(\text{rad})$ (ω は固有円振動数)すなわち $\Delta t/T\leq 1/12.5$ (T は固有周期)程度とするものとされている¹³⁾。

以上より、 $\delta=1/2$ とした場合の式(3.8)を式(3.10)に示す。

$$\dot{\mathbf{x}}(t+\Delta t)=\dot{\mathbf{x}}(t)+\frac{1}{2}[\ddot{\mathbf{x}}(t)+\ddot{\mathbf{x}}(t+\Delta t)]\Delta t \quad \dots \quad (3.10)$$

式(3.9)、式(3.10)および式(3.1)より時刻 $t+\Delta t$ での運動方程式

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t+\Delta t)+\mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t+\Delta t)+\mathbf{K}\mathbf{x}(t+\Delta t)=\mathbf{f}(t+\Delta t) \quad \dots \quad (3.11)$$

を用いて、時刻 $t+\Delta t$ における速度、変位、加速度を求めることが可能となる。まず式(3.9)を変形して式(3.12)を得る。

$$\ddot{\mathbf{x}}(t+\Delta t)=\frac{1}{\beta\Delta t^2}[\mathbf{x}(t+\Delta t)-\mathbf{x}(t)]-\frac{1}{\beta\Delta t}\dot{\mathbf{x}}(t)-\left(\frac{1}{2\beta}-1\right)\ddot{\mathbf{x}}(t) \quad \dots \quad (3.12)$$

これを式(3.10)に代入して、式(3.13)となる。

$$\dot{\mathbf{x}}(t+\Delta t) = \frac{1}{2\beta\Delta t} [\mathbf{x}(t+\Delta t) - \mathbf{x}(t)] + \left(1 - \frac{1}{2\beta}\right) \dot{\mathbf{x}}(t) + \Delta t \left(1 - \frac{1}{4\beta}\right) \ddot{\mathbf{x}}(t) \cdots \cdots (3.13)$$

式(3.12)、式(3.13)を式(3.11)の運動方程式に代入することにより、変位 $\mathbf{x}(t+\Delta t)$ に関する以下の連立方程式を得る。

$$\hat{\mathbf{K}}\mathbf{x}(t+\Delta t) = \hat{\mathbf{f}}(t+\Delta t) \cdots \cdots (3.14)$$

$$\text{ここで、} \hat{\mathbf{K}} = \mathbf{K} + \frac{1}{2\beta\Delta t} \mathbf{C} + \frac{1}{\beta\Delta t^2} \mathbf{M} \cdots \cdots (3.15)$$

$$\begin{aligned} \hat{\mathbf{f}}(t+\Delta t) = & \mathbf{f}(t+\Delta t) + \mathbf{M} \left[\frac{1}{\beta\Delta t^2} \mathbf{x}(t) + \frac{1}{\beta\Delta t} \dot{\mathbf{x}}(t) + \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{\mathbf{x}}(t) \right] \\ & + \mathbf{C} \left[\frac{1}{2\beta\Delta t} \mathbf{x}(t) + \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \dot{\mathbf{x}}(t) + \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{1}{2\beta} - 2 \right) \ddot{\mathbf{x}}(t) \right] \cdots \cdots (3.16) \end{aligned}$$

式(3.14)を解くことにより変位 $\mathbf{x}(t+\Delta t)$ を求める。また速度 $\dot{\mathbf{x}}(t+\Delta t)$ および加速度 $\ddot{\mathbf{x}}(t+\Delta t)$ に関しては、式(3.14)によって求められた変位を式(3.12)、式(3.13)に代入することにより得ることができる。なお本研究においては、係数 β と時間刻みについて、係数 β については解の安定性を重視して $\beta=1/2$ とし、時間刻みについては $\Delta t = 0.01\text{sec}$ とした。

3.3 ON-OFF 方式によるセミアクティブ制御

本節では構造性能可変型セミアクティブ制御を ON-OFF 方式で行う場合の制御手法について述べる。本研究の制御対象構造物は、制御装置の動作状況によって固有振動特性が変化するため、制御系の設計に際してはこの異なる振動特性に対する構造物の応答量を観測することとした。

前述のように本研究では、制御装置の動作を ON 状態と OFF 状態の 2 段階で切り替える ON-OFF 制御を採用する。ON-OFF 制御は入力によって装置の ON あるいは OFF などの定まった値のどちらかを出力する制御方式で、フィードバック制御系においてもっとも基礎的なものの一つである^{14),15)}。制御出力を ON と OFF だけで切り替えることから、制御系の操作部を簡単な機構にすることができ、センサやコントローラについてもいわゆる現代制御理論に基づいた制御を行う場合と比較して極めて簡単な制御系を構築することができる。このため、ヒータの温度制御などをはじめとして広く一般に用いられている制御方式であり、土木構造物の制振においてもいくつかの適用例が存在する^{16),17)}。ON-OFF 制御の欠点としては制御量が周期的に変化するハンチングが生じ、制御量が一定しないことが知られているが、本研究のような振動制御では、構造物そのものの減衰によって応答量はやがて零になるため、ハンチングは大きな問題にはならないと思われる。

本研究の ON-OFF 制御は、入力する外乱に対して構造物の動的な応答を低減させることを目的とすることから、構造物の固有振動特性に基づいて制御則を構築することとし、制御装置の動作

によって制御対象の固有振動数が変化することに着目して制御系の設計を行うものである。具体的な設計手法は、塔状構造物と鋼鈑桁橋のいずれとも減衰自由振動実験あるいは固有振動解析の結果から 1 次モードが卓越しやすいため、塔状構造物については上層の弱軸方向、鋼鈑桁橋モデルについては支間中央点の鉛直方向における応答加速度を観測対象とする。これらの観測点における応答加速度に対して、通常状態の 1 次モードの振動数成分と、作動状態の 1 次モードの振動数成分をそれぞれの固有振動数を通過帯域に含むローパスフィルタとバンドパスフィルタによって抽出し、この抽出後の応答加速度が設定した基準値を超過した場合に制御装置の状態を切り替えて制振を行うものである。第 2 章の減衰自由振動実験および固有振動解析結果から、作動状態と通常状態の 1 次固有振動数の差は塔状構造物で 0.66Hz であり、2 つの作動状態の振動数成分を抽出するためのフィルタは急峻な遷移域を有する必要がある。また、コンピュータへの演算負荷を少なくするためにはフィルタ次数をできるだけ低くする必要があるため、比較的低いフィルタ次数でもカットオフ特性が良好な IIR 型楕円フィルタを採用する。この楕円フィルタは通過帯域および遮断帯域においてゲインに多少リップルを許したもので、周波数特性の平坦性をある程度犠牲にすることで、高いカットオフ特性を得ることが可能である^{18),19)}。表 3-1 はそれぞれの制御対象に用いたフィルタの諸元である。また、フィルタ特性の一例として、塔状構造物の制御で用いるバンドパスフィルタの周波数-ゲイン特性を図 3-1 に示す。

表 3-1 フィルタの諸元

構造物	抽出対象	パスバンド (Hz)	ストップバンド (Hz)	遮断帯域減衰 (dB)	フィルタ 次数
塔状構造物	通常状態 (ローパス)	2.00	2.20	40	6
	作動状態 (バンドパス)	2.30~10.00	1.99, 11.38	23	3
鈑桁橋	通常状態 (ローパス)	3.80	3.92	30	6
	作動状態 (バンドパス)	4.20~10.00	3.27, 12.59	30	3

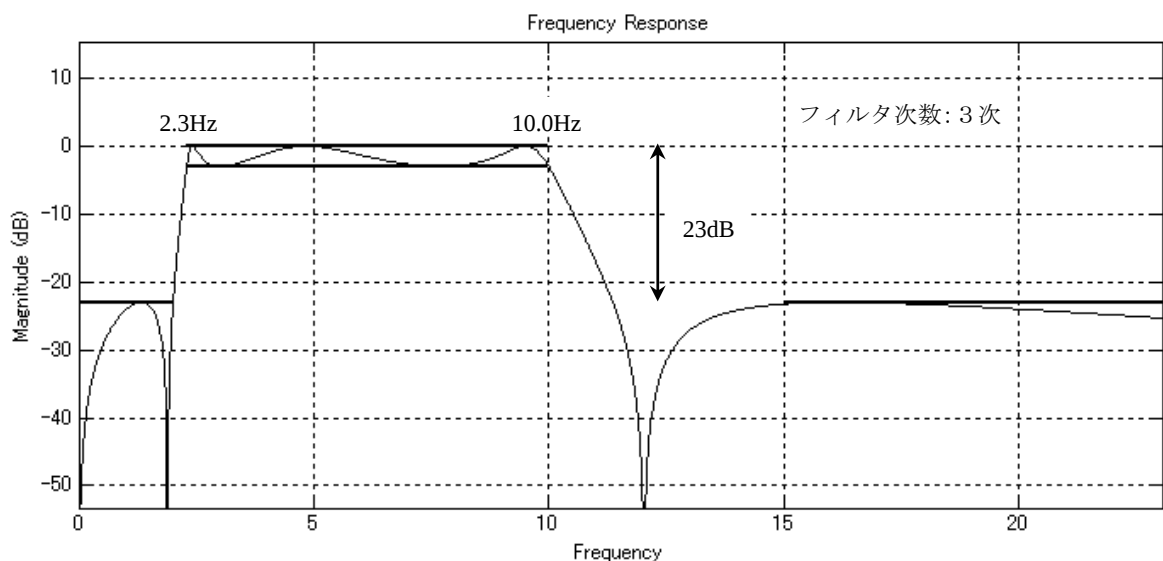


図 3-1 フィルタの周波数-ゲイン特性

以上のような ON-OFF 方式のセミアクティブ制御システムにおいては、フィルタリングされた加速度応答量に基づいて制御装置の動作を切り替えるが、具体的には以下の 2 つのルールに基づいて行う^{20)~23)}。以下では、ローパスフィルタで抽出された加速度を a_l 、バンドパスフィルタで抽出された加速度を a_h とし、 a_l , a_h に対する閾値をそれぞれ a_{nc} , a_{oc} とする。また、通常状態を NC、作動状態を OC と表す。

ルール 1 = 通常状態の卓越状況に関する判定

ローパスフィルタの通過成分 a_l が閾値 a_{nc} を超過した場合、作動状態 OC に移行する。

$$(a_l > a_{nc} \rightarrow OC)$$

ルール 2 = 作動状態の卓越状況に関する判定

バンドパスフィルタの通過成分 a_h が閾値 a_{oc} を超過した場合、通常状態 NC に移行する。

$$(a_h > a_{oc} \rightarrow NC)$$

構造物が静止している場合は制御装置を動作させる必要がないため通常状態になる。なお、これまでの ON-OFF 制御に関する研究^{3),20)~23)}では、制御装置の切り替えの判定は各タイムステップで行っていた。ON-OFF 判定のための卓越する振動数成分の抽出をフィルタリングによって行うためには、サンプリング周波数がある程度高くなくてはならない。このため、本研究ではサンプリング周波数あるいは時間刻みを 100Hz (0.01sec) とするが、制御装置の応答速度はこれよりも低速であることが第 2 章で明らかになっている。サンプリング周波数と同じタイミングで制御装置に出力する命令を切り替えた場合には制御装置が命令に追従できず制振効果を低下させる恐れがある。また、構造性能可変型セミアクティブ制御は、構造物の動的特性を変化させることで振動応答の低減を狙うものであることから、ある程度の時間構造物の状態を固定したほうが制振効果が発揮されやすいと考えられる。このため、上記のルール 1 が適用され、構造物が作動状態に移行した際は一定の時間、作動状態を固定することとし、状態固定時間 t_c を設定する。ただし状態固定中にルール 2 の条件を満たした場合は即座に通常状態に復帰する。このような手法を用いて構造物の制振を行う場合、制御装置の動作を決定する基準となる閾値と状態固定時間の設定は、制振効果に直接大きな影響を与えると考えられる。そこで本研究では、GA によってこの状態変更パラメータの最適化を行い、制御システムの設計を行うこととした。

3.4 遺伝的アルゴリズムの制御系設計への適用

3.4.1 遺伝的アルゴリズムの概要

上述のように ON-OFF 制御は簡便で安定性の高い制御を実現できる可能性を有しているが、その振動抑制効果は制御系の設計パラメータに大きく左右される。本研究ではこれら設定を組み合わせ最適化問題として扱い、このような問題に適用可能な最適化手法として知られる GA を用いる。

GA は 1970 年代初頭に John Holland が生物進化の過程を模倣して発明した最適化アルゴリズムのひとつであり、その名のとおりに、生物の進化過程を人工的に模倣することによって解くべき問

題の最適解を検索するものである^{24),25)}。GA は、論理的には簡単なアルゴリズムであり、対象となる問題について特別な知識がなくとも、何らかの評価関数を設定することで得られた解について評価を行うことができれば、適用可能な点が大きな特長としてあげられる。従来の最適化手法は連続変数からなる問題を対象としていたが、GA は最適化変数を仮想的な生物の遺伝子列としてコード化することで関数の微分を必要としないため、非連続関数や離散変数の取り扱いが容易で、これまで解くことが困難とされてきた離散的最適化問題などに有効であることが知られている^{26),27)}。このため、GA は構造最適化を始めとして各種の工学的問題において広く利用されており、振動制御の制御則に関しては、Fuzzy 制御理論のメンバーシップ関数の最適化や ON-OFF 制御の閾値の決定など、定式化された決定手法が存在しない値の決定にも用いることができる^{3),28)29)}。

遺伝的アルゴリズムは本来、flib (finite living blob, 有限生命体)と名付けられた仮想の生物の進化をシミュレートするものであり、ダーウィンの進化論を基本理念としている。つまり、その自然環境における繁殖、淘汰、交叉および突然変異などといった現象を簡単な数値モデルに置き換えることによって最適解を検索するものである。一般に繁殖とは、親から子が産まれることであるが、遺伝的アルゴリズムではこの親から子が産まれることを交叉と呼ぶ。この交叉により親の形質の一部を受け継いだ子孫が生成され、このうち周りの環境に適応したものが生き残ることにより、これらの適応度の高い個体からなる全体の個体群、あるいは種全体は周りの環境に対して高い適応性を持つようになる。ただし、このような交叉のみではその進化は頭打ちになり、ある程度のところでそれ以上進化が望めず数値的には局所解に陥る恐れがある。このため、解の多様性を確保するために突然変異という操作を導入する。自然淘汰においてはこの突然変異によって種自身の多様化が進み、環境の突然の変化に対応して種の保存を図る役目を担っているが、GA においては基本的に環境の変化は存在しないため、突然変異は解の多様性を確保するために機能している。

GA においては、従来の最適化手法のように解の微係数を用いる必要がなく適用する問題の種類に関わらずその計算過程はほぼ同一のものとなっている。また工学的問題においては、最適解が必ずしも明確ではないが評価は可能であるという問題は多数存在するため、本研究のような場合については非常に有効な手法であると考えられる。工学的分野への適用に際しては、それぞれの問題中において用いられる個々の数値を、どのようにして遺伝子列と呼ばれる数列に対応させるか、また、どのような評価基準を用いて固体の優劣を決定し、効率よく解を収束させるかが課題となる。

3.4.2 GA における最適化オペレーション

基本的に GA は生物進化の過程を以下のような点に模式化している。

1. 進化は生命体そのものに起こる現象ではなく、これを符号化したと見なされる染色体に対する操作として発現する。
2. 自然淘汰は、染色体とそれを翻訳（デコード）してつくられた構造体の環境への適応度を関係づけたものである。この自然淘汰の過程により、適応に成功した構造体が符号化されている染色体が、より頻繁に再生される。

3. 進化はこの再生の繰り返し過程で起きていると考える。再生に際しては個体間で染色体の組み替えが行われ、この組み替え（交叉）と突然変異によって、新たな染色体がつくられる。
4. これらの進化はこの過程自体に進化を方向付ける情報を持たない。ある環境に適応可能な個体の生成に関するすべての知識は、その時点で個体群が保持する染色体の集合（遺伝子プール）と染色体翻訳機の構造に含まれている。

この過程を計算機上のアルゴリズムとして実現するために、GA は染色体を 2 進数の数列（ビットストリング）で扱う。また GA は解かれるべき問題のタイプに関わらず、自らが生成した染色体の評価値を唯一の情報として持ち、この評価値がより良い染色体が、悪い染色体よりも頻繁に再生される傾向を持つように染色体の選択を行う仕組みを持つ。このような適用される問題の知識を用いずに、単純なコード化と再生の機構を持つ GA は複雑な挙動を示すような問題に適用可能であることが示され、現在では多くの発展形の研究が進んでいる^{30),31)}。

まず GA を対象としている問題と結びつけている機構について述べる²⁵⁾。GA においては 2 つの機構が存在し、ひとつは問題の解すなわち同定する変数を染色体上にコード化する部分と、対象とした問題が染色体の優秀さ、すなわち同定する変数の適応度を求める解の評価の部分である。変数のコード化については複数の手法が存在するが、ビットストリングによってコード化する場合が多い。本研究においても図 3-2 に示すようにバイナリ表現によってビットストリングを作成する方法を採用することとした。このビットストリングのビット長は遺伝子列が取り得る値の総数に対応しており、整数変数の場合は 2 進数のビット列をそのまま 10 進数の値に対応させることで容易にコード化が可能である。また、連続変数の場合にはビット長は解空間の分割数に対応しており、例えばビット長が 10 ビットの場合には検索範囲の分割数は $2^{10}=1024$ となり、値 x の検索範囲を $0 \leq x \leq 10$ と設定した場合には $10/1024 \div 0.0098$ より 0.0098 刻みで解空間を検索することができる。

評価関数は GA と GA によって解かれる問題を結びつけるものであり、図 3-3 に示すイメージのように染色体上にコード化された変数を入力とし、解かれる問題に関する入力値の評価の度合いを表す数値を出力する。GA における評価関数は自然の進化における環境と同様の役割を果たすもので、個体と環境との相互作用によってその個体の適応の度合いを決めるように、染色体とその

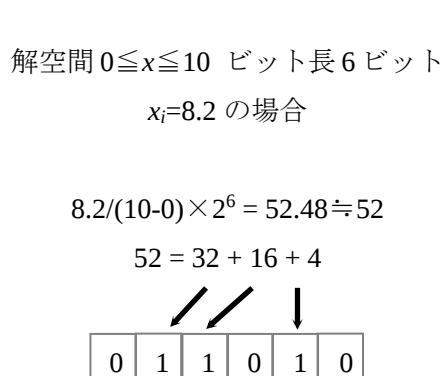


図 3-2 バイナリ表現によるコード化

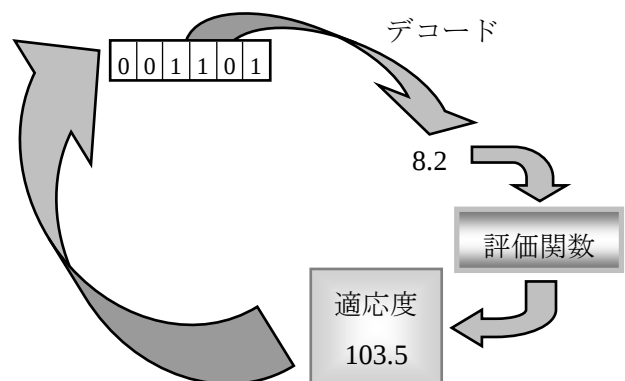


図 3-3 評価関数による適応度評価

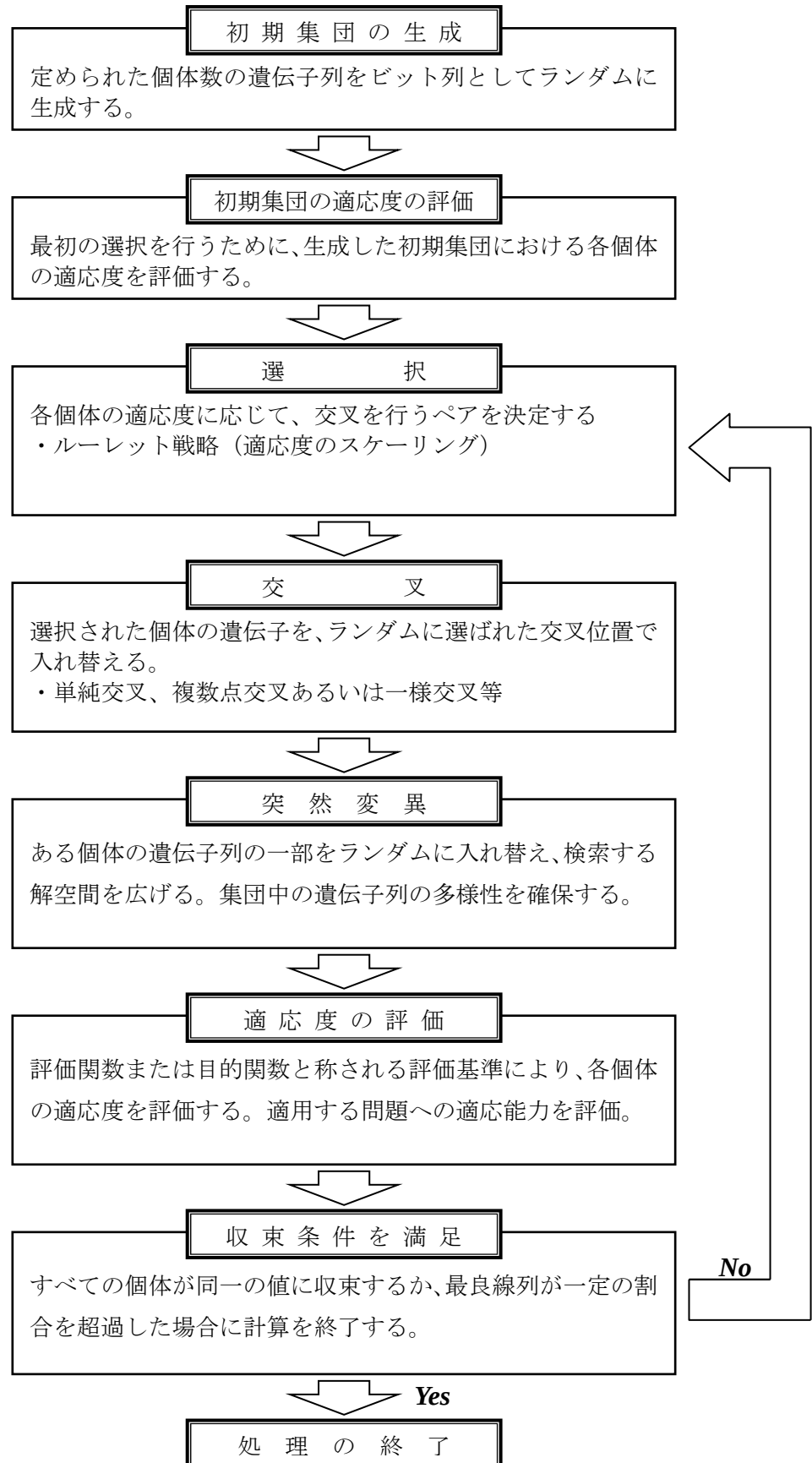


図 3-4 遺伝的アルゴリズムの処理手順

評価関数の関係が、交叉の際に親としての選択されやすさの基準となる適応度を与える。ただし、GA の評価関数と現実の自然環境との間には、自然環境は個体によって変化させられるのに対して、GA の評価関数は染色体によって変化しないという相違点が存在する。このように評価関数は GA と解くべき問題を結びつけると共に、対象とする問題の目的達成、本研究においては最適な制振効果を得ることと密接に関係するため、問題に応じて十分な検討が必要である。

これらの GA および GA が解くべき問題に関する基本的な構成要素、すなわち問題とその解のコード化、さらにそのコード化された解がどれくらい妥当かの度合いを出力する評価関数が与えられると、GA を用いて解の集団の疑似進化を表現することができる。図 3-4 は GA における疑似進化の過程をまとめたものである。この疑似進化が成功すれば、任意に生成された染色体からなる初期集団は、親がより良い子によって置き換えられるのにしたがって、集団全体が改良されると期待される。最終的に集団があるひとつの個体のみによって構成された場合や、最後に生成された集団での最良の個体は、その問題に対する高度に進化した解となり得る。

次に GA の処理手順の具体的な手法として、親の選択、GA 特有の手法である遺伝子列の交叉とそれを補完する突然変異について説明する。

遺伝的アルゴリズムにおける親選択は、集団中のもっとも適応度の高い個体により多くの再生の機会を与えることである。適応度比例戦略とも呼ばれるルーレット方式選択法はこの親選択手法のひとつで一般的によく用いられており、本研究でもこの方法を採用した。ルーレット方式選択法の主な手順は以下ようになる。

1. 集団の全個体の適応度を合計する。この結果を全体適応度と呼ぶ。
2. 0 から全体適応度までの間である乱数 n を生成する。
3. 集団の先行する個体の適応度に次の個体の適応度を加えていき、 n 以上の値に達したとき、その個体を親として選択する。

図 3-5 にルーレット親選択の例を示す。ルーレット盤を個体の適応度に比例するような大ききで分割すると、集団の個体からの親が選択されることは、ルーレット盤が回転して、盤が停止したときに示している分割部分を指すことと見なされる。このルーレットの回転を繰り返してあらかじめ決められた交叉率に基づく数だけ親を選択する。

染色体	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
適応度	2	4	1	5	2	3	6	1	3	2	4	3
適応度の 累計	2	6	7	12	14	17	23	24	27	29	33	36

乱数	23	13	1	32	27
選ばれた染色体	⑦	⑤	①	⑪	⑨

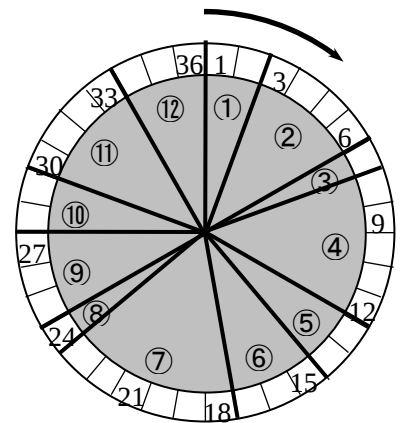


図 3-5 ルーレット戦略の適用例

親選択の手続き自体はランダムに行われるが、各々の親が選択される確率はその個体の適応度に直接比例する。このため、多世代にわたってこの方法は適応度の低い個体を集団から排除して行き、集団の最適個体の持つ染色体の伝播に貢献する。具体的なプログラミング上の注意点として、この手順内では適応度の大きさを直接親の選択確率に用いるため、その符号は正でなくてはならない。

ところで、ルーレット戦略では個体の適応度の相対的な大小関係が直接的に選択される頻度と関係づけられていることから、個体間で相対的な適応度の差が小さい場合には収束に多大な時間を要する場合がある。GAにおける選択オペレーションは、適応度の高い個体を優先的に選択して交叉させることが目的であるため、ここに何らかの関数を導入し適応度の違いを拡大または縮小させることも可能である。このような操作をスケージングと呼び、以下のようにして定義される。

$$1) \text{ 線形スケージング: } f' = af + b \cdots \cdots (3.17)$$

$$2) \text{ シグマ切断: } f' = f - (\bar{f} - c \times \sigma) \cdots \cdots (3.18)$$

$$3) \text{ ベキ乗スケージング: } f' = f^k \cdots \cdots (3.19)$$

式(3.17)～式(3.19)において f は評価関数から得られた適応度、 f' はスケージング後の適応度であり、 $\bar{f}$ は適応度の平均値、 σ は標準偏差である。

交叉と突然変異はいずれも再生時に生成される染色体を、両親と異なったものにするための手続きである。このうち両親の染色体の遺伝子列を再結合して新たな個体を作り出す交叉という操作は、他の最適化手法ではあまり用いられておらず GA に特徴的な考え方といえる。この交叉オペレータの導入によって GA は解の多様性を維持しながら、より適応度の高い個体の再生を繰り返すことが可能になり効率的に最適解を探索することができる。ここでは交叉オペレータの基本例としてまず 1 点交叉を取り上げる。1 点交叉は両親の染色体をランダムに選択された点の後部で交換させて、2 つの子をつくる操作であり、図 3-6 に模式図を示す。

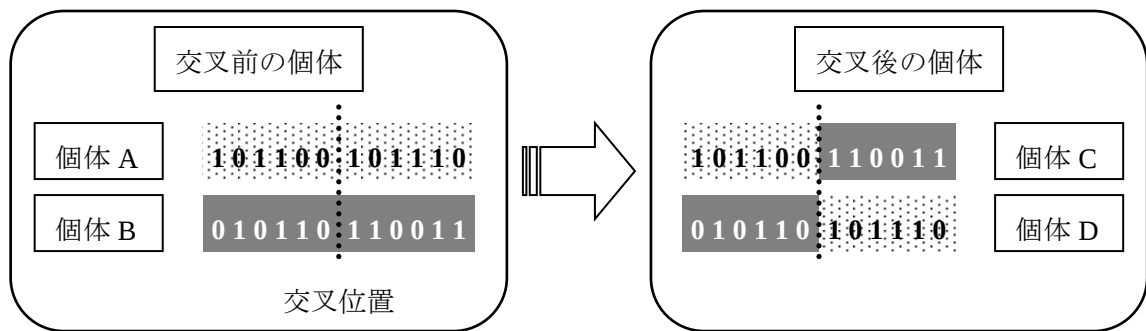


図 3-6 1点交叉

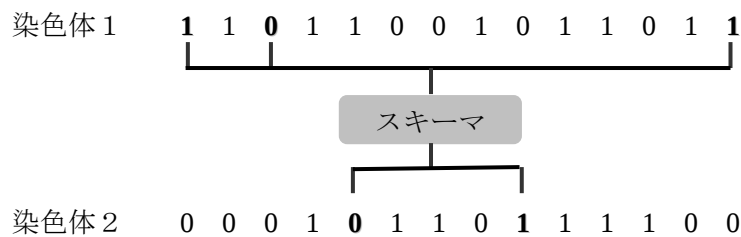


図 3-7 1点交叉で結合できないスキーマ

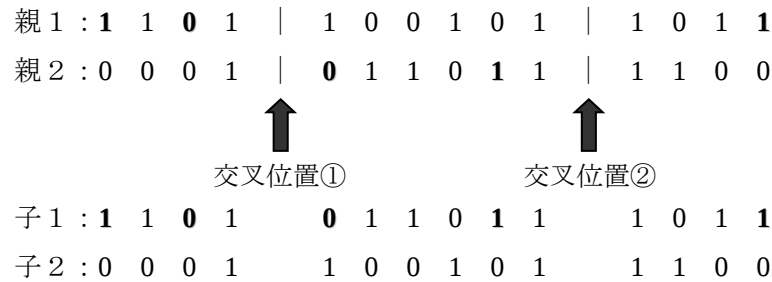


図 3-8 2点交叉の例

この1点交叉は簡便に交叉オペレータを実施することができるため、GAの初期の段階では有用な方法であると考えられるが、生成する子の多様性を確保し、あるいは交叉によってさらに適応度の高い子を生み出すという観点からは不十分な点がある。この中でもっとも重要視されている点が、染色体上にコード化されたビット列のある特定の組み合わせは1点交叉では生成することができないことである。図 3-7 にその例を示すが、図中の2つの染色体で強調表示されているビットはそのビットが個体に高いパフォーマンスを与えているビットの組み合わせを表し、スキーマと呼ばれる。このスキーマはビットの値(1 または 0)とその位置が一致しなければ効力を発揮しないものであるから、1点交叉を用いた場合にはこれらの2つのスキーマを同一の染色体上に結合させることは不可能である。これは染色体1のスキーマが染色体の両端に同じ値のビットを有するからであり、どのような交叉ポイントを選択しても1点交叉では染色体1にあるスキーマは必ず破壊されて伝達が不可能になる。このような問題点を解決するためのもっとも一般的な方法が2点交叉である。これは図 3-8 に示すように、2つの交叉ポイントがランダムに選択され、この2つの交叉ポイントの間で染色体上のコードが交換される方法であり、この方法によればここで例示したような問題は解決される。このため、本研究においても2点交叉を用いた交叉オペレーションを採用することとした。しかしながら、2点交叉でも結合できないスキーマも存在するため、最近では一様交叉オペレータなどが考案されており、よりパフォーマンスの高いGAオペレーションを行うことが必要な際にはこれらの適用を検討することも望ましいと思われる。

GAによって最適解の検索を行う際に、交叉による遺伝子の組み替え操作のみでは、初期集団の個体の遺伝子が有する解空間以外には最適解を検索できず局所解に陥る可能性がある。突然変異はこのような問題に対処するために、継承された遺伝的情報に関わらず、遺伝子列の配列の一部を変化させる操作である。GAにおける突然変異(ビット突然変異)は個体群におけるビットのリストを走査し、任意のビットを確率的に選択して、選択されたビットをランダムな0,1のビットで置き換える操作である。この際の突然変異率は一般にごく小さな値が用いられる。

以上のようにGAにおける交叉と突然変異は、検索されるべき解の多様性を確保しながら、もっとも適応度の高い解を誘導することを可能にする。特に交叉オペレータはGAに特徴的な操作であり、かつGAの検索過程で中心的な役割を果たす。また、交叉および突然変異オペレーションには、全個体の内でどれだけの数の個体にこれらの操作を加えるかを決定する交叉率、あるいは突然変異率と呼ばれるパラメータの設定が必要である。これらの値は最適解を得るまでの世代数すなわち解析時間と、収束した値の最適解としての信頼性に影響を与えるが、対象とする問題の種類と適用するGAオペレーションの種類、あるいは初期集団の個体数によって適切な値を選

択しなければならない。一般には交叉率としては数 10%、突然変異率としては数%以内の値が用いられている。

遺伝的アルゴリズムにおける最適解の検索は、以上のような遺伝的オペレータに基づいて設定された収束条件を満たすまで繰り返し行われる。この際の収束判定の方法としては、個体群において同一の適応度を持つ個体が一定の割合に達した場合に終了する方法や、ある程度の長さの世代に渡って GA オペレーションを行い、その最終世代においてもっとも適応度の高い個体を最適解とする場合がある。

3.4.3 ON-OFF 制御におけるパラメータ最適化

遺伝的アルゴリズムを工学上の最適化問題に適用する際には、GA とそれによって解くべき問題とを結びつける、解のコード化と評価関数の設定が重要である。そこで本研究の ON-OFF 制御則における、遺伝的アルゴリズムの具体的な適用方法について述べる。

本研究で用いたセミアクティブ制御は、構造物の剛性あるいは剛性と減衰を応答に応じて切り替える ON-OFF 方式を用いる。このような方式では制御装置の ON 状態と OFF 状態を切り替える際の閾値の設定が重要であり、制御効果に直接影響を与えるためこの値を GA によって決定する。また ON-OFF を切り替える閾値に加え、制御装置が ON 状態となったからの状態固定継続時間も GA によって最適化する変数とし、合計 3 変数の最適化を行う。

解のコード化については、まず解空間の設定が必要であることから、3.3 節における ON-OFF の閾値 a_{nc} , a_{oc} と ON 状態の継続時間 t_c の検索範囲を以下のように設定する。

i) 通常状態から作動状態への閾値(OFF→ON, a_{nc})

閾値をランダムに設定して数回シミュレーションを試行した上で、ローパスフィルタによって抽出された加速度の最大値を考慮して検索範囲の最大値を定める。最小値は鋼鈑桁橋モデルに対しては 0gal とするが、塔状構造物に対しては、実験時のノイズの影響による誤作動を防ぐために 10.0gal とする。

ii) 作動状態から通常状態への閾値(ON→OFF, a_{oc})

i)と同様に数回解析を行い、バンドパスフィルタで抽出された加速度の最大値を考慮して検索範囲の上限を決定する。最小値は鋼鈑桁橋モデルでは 0gal、塔状構造物では 10gal とする。

iii) 作動状態継続時間(t_c)

塔状構造物の最小値は第 2 章において行った電磁石の動作時間に関する実験結果に若干の余裕を持たせて 0.07sec とする。鋼鈑桁橋においては制御装置に関する詳細な検討を行っていないため塔状構造物に準じて設定する。最大値は制御装置の駆動エネルギーなども考慮して定める必要があるが、本研究では作動状態の 1 次固有周期の 4～5 周期分を目安として塔状構造物に対しては 2.0sec、鋼鈑桁橋モデルに対しては 1.0sec とした。

表 3-2 は GA におけるそれぞれの解析ケースについて最適化変数の解空間をそれぞれまとめたものである。

次に、各個体において 3 本の 2 進数表現の遺伝子列を持つ初期集団を一様乱数によって発生さ

表 3-2 解空間

GA 解析ケース	通常状態閾値 $a_{nc}(\text{gal})$		作動状態閾値 $a_{oc}(\text{gal})$		状態継続時間 $t_c(\text{sec})$	
	min	max	min	max	min	max
塔状構造物	10.00	250.00	10.00	500.00	0.07	2.00
鋼鈑桁橋 (地震加速度)	0.00	200.00	0.00	500.00	0.07	1.00
鋼鈑桁橋 (交通荷重)	0.00	200.00	0.00	500.00	0.07	1.00

せる。適応度を求めるための時刻歴応答解析では、2 進数でコード化された各個体の遺伝子列を 10 進数にデコードして用いる。コード化に際してのビット長は 1 変数あたり 10 ビットとしており、これは上述の検索範囲が 1024 分割されて変数が割り当てられることを意味するが、それぞれの変数に対して十分な検索精度を確保できるものと考えられる。状態継続時間については、検索範囲の分解能が時刻歴応答解析の時間刻みより細くなるが、時間刻みと同じ精度の小数点以下第 2 位までを四捨五入して時刻歴応答解析に入力している。また、スケーリングに関しては適応度の差を拡大することについては特別な操作は行わず、動的応答量が小さいほど制振効果が高くなるという点に対して、数値が大きい方が適応度が高いとするルーレット戦略に対応するために式(3.19)で $k=-1$ のベキ乗スケーリングを行った。GA 解析に用いた他の諸数値については、初期集団の個体数を 100 個体とし、交叉率 50%、突然変異率は 3%に設定した。

一方、各個体の適応度を評価する評価関数に関しては、制振効果を総合的に判断するために構造物の応答エネルギーに着目した。式(3.1)の運動方程式の各項に応答速度の転置を乗じて、制御開始から各時刻までを積分するとその時刻でのエネルギー量が得られる⁹⁾。

$$E(t) = \int_0^t [\dot{\mathbf{x}}^T(t) \mathbf{M} \ddot{\mathbf{x}}(t) + \dot{\mathbf{x}}^T(t) \mathbf{C} \dot{\mathbf{x}}(t) + \dot{\mathbf{x}}^T(t) \mathbf{K} \mathbf{x}(t)] dt \cdots \cdots (3.20)$$

式(3.20)の第 1 項が構造物の運動エネルギー、第 2 項が減衰によって消費されるエネルギー、第 3 項がひずみエネルギーを意味する。第 1 項と第 3 項の運動エネルギーとひずみエネルギーは時間によって増減し、これらの和を振動エネルギーと称する場合もある。また、本研究においては式(3.20)の値を応答エネルギーと称する。減衰エネルギーは速度の 2 次形式であることから時間によって単調に増加し、線形解析であれば強制加振後の静止時には応答エネルギーは減衰エネルギーと一致する。GA の評価関数として構造物の動的応答量をこの応答エネルギーから評価する場合、式(3.20)の値をそのまま用いると解析終了時の応答エネルギーすなわち減衰エネルギーのみを評価することになり、解析時間中に発生する応答加速度や応答変位の大小を評価することができない。このため本研究ではタイムステップごとに算出した応答エネルギーの全解析時間での総和を用いることとし、式(3.21)のような評価関数を採用する。なお、式(3.21)中の E_k は式(3.20)を離散時間で求めたものである。

$$J_{GA} = \sum_{k=1}^N E_k \cdots \cdots (3.21)$$

式(3.21)の値が小さくなればなるほど解析時間全体における応答加速度、応答速度、応答変位の動的応答量は減少することとなり、これを前述のように-1 乗でスケーリングすることで GA の適応度とすることができる。なお、式(3.21)の定義では構造物の全節点に関する情報が含まれるが、本研究では制御対象となる構造物本体の応答エネルギーを評価するために、適応度の算出時に制御装置を想定した部材の応答量は除いて計算を行っている。GA のオペレーション中では各個体の適応度を求めるために、個別に時刻歴応答解析による制振シミュレーションを行って式(3.21)を適用し、適応度を算出することとした。この際の入力外力は第 4 章、第 5 章の解析に準じて、制御対象の構造物と外力の種類ごとに設定して、塔状構造物に関しては釧路沖地震における千代田大橋の橋軸方向加速度波形を 30sec、鋼鈹桁橋に対しては千代田大橋の鉛直方向加速度波形を 30sec 入力した場合と、大型車両 1 台が毎時 60km で走行した場合の合計 3 ケースについてそれぞれパラメータの最適化を行った。なお、収束条件は全線列が一致した場合に計算を終了することとした。

GA による解析結果を表 3-3 に示す。表 3-3 ではすべての解析ケースにおいて、通常状態の抽出加速度に対する ON-OFF 動作の閾値が比較的小さいが、作動状態の抽出加速度に対する閾値はかなり大きく ON-OFF 判定の閾値としては機能しない大きな値となっている。また、状態継続時間は解空間の上限に近い値が最適解として選択されている。

各最適化ケースにおいては、収束した世代数や出現した総個体数などは異なったものの、最適化の過程はほぼ同様であったと思われるため、結果の一例として鋼鈹桁橋の交通荷重に対する最適化の過程について述べる。図 3-9 は GA の計算過程を示しており、各世代においてもっとも評価の高かった個体すなわち最良線列の評価関数値（実線、左軸）と、各世代において全ての個体

表 3-3 最適化された ON-OFF 制御パラメータ

GA 解析ケース	通常状態閾値 a_{nc} (gal)	作動状態閾値 a_{oc} (gal)	状態継続時間 t_c (sec)
塔状構造物	12.519	385.523	1.94
鋼鈹桁橋（地震加速度）	79.961	468.719	0.89
鋼鈹桁橋（交通荷重）	31.867	252.688	0.81

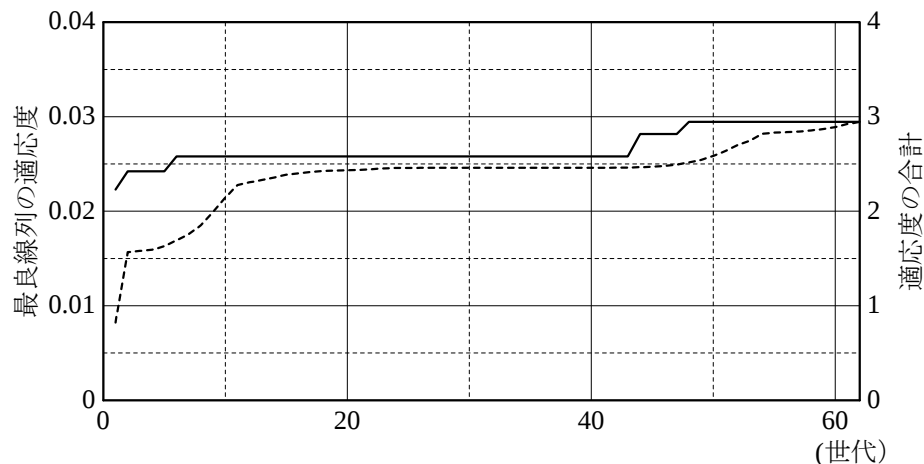


図 3-9 適応度の収束過程（鋼鈹桁橋・交通荷重）

の評価関数を合計したもの（破線、右軸）である。最良線列に着目すると 48 世代目で最終的な解析結果となる個体が登場している。また、適応度の合計については、この値が大きくなるにしたがって個体群全体の改良が進むとともに、この曲線の傾きが緩やかになるにつれて個体の入れ替わりが少なくなっている。計算初期の 1 世代目はランダムな値を持つ個体の集合であるから、1 回目の選択と交差が行われた 2 世代目の合計適応度は大きく向上する。その後 10 世代目にまでは比較的早い速度で個体群の改良が進むが、25 世代以降ではその速度はかなり遅くなっている。30 世代から 40 世代にかけては全個体の平均適応度は、最良線列の 95%を超えており、最良線列の更新も 30 世代以上行われていない。このような状況下では個体群の適応度に大きな差がなく、ルーレット戦略で最良線列が選ばれる確率が少なくなっていると考えられる。このため、最良線列同士の交叉で最良線列を増殖することがあまり行われず、収束の速度が低下したと思われる。その後、44 世代目と 48 世代目で最良線列の更新が行われ、この最良線列が 50 世代目以降で支配的になることで個体群の改良が進み、62 世代目で全個体が収束した。この場合の解析では、長期間最良線列の停滞があった後で比較的大きく最良線列が向上したが、最良線列の更新がないまま収束に至る場合もあると思われ、解空間や最適化変数の規模が大きくなったり、適応度の算出に時間を要したりする問題に適用する場合は、収束性を改善する何らかの手法を用いることが望ましいと思われる。

図 3-10 は GA の最適化オペレーションの過程で出現したすべての個体について、各軸に最適化変数である 2 つの閾値と状態継続時間をとるように 3 次元空間中にプロットしたものであり、大きくて青色の濃い点が適応度がより高い個体を表している。カラーバーは点の濃度と対応しており、数値は適応度として用いた応答エネルギーの値である。図 3-10 では、解空間のほぼ全域に個体が散らばっており、解空間全体から最適解の検索が行われたと考えられる。これらの中で適応度の高い個体は、通常状態の閾値 a_{nc} が約 45gal 以下で、作動状態固定時間 t_c がおおむね 0.65sec 以上の範囲の領域に偏在している。また、作動状態の閾値 a_{oc} に関しては、50gal から検索範囲の上限までの比較的広い範囲に分布している。適応度を算出するために個体毎に行ったシミュレーションでは、作動状態を抽出した応答加速度の最大値は約 50gal であり、作動状態閾値 a_{oc} が 50gal 以上の値を持つ場合は ON-OFF を変更するための閾値として機能していない。作動状態閾値が 50gal 以下の個体も図 3-10 中には複数存在するが、その適応度はいずれも小さく最適化の過程で除外されたものと考えられる。このため、最適化パラメータとして 3 変数を設定し、連続的な解空間に対して最適化を行ったものの、実際の最適化はローパスフィルタに対する閾値と状態固定時間の 2 変数について最適化が行われ、高域側のフィルタリング加速度については、「閾値を設定しない」という状態が選択される結果となった。図 3-11 は通常状態の閾値 a_{nc} と状態継続時間 t_c に関して適応度をプロットした結果であり、描画範囲を比較的適応度の高い個体が偏在した領域に限定した。状態継続時間に対する値が間隔を空けて並んでいるのは、0.01sec 刻みに値を丸めた結果である。図 3-11 から適応度の高い解が集中している部分が数箇所存在し、特に通常状態の閾値の下限と作動状態継続時間の上限に近い部分に大きな個体群がある。このような個体の分布に関する粗密は、局所解とその近傍で最適解の探索が行われたためと思われる。通常状態の閾値の下限と作動状態継続時間の上限の組み合わせは、構造物の状態を無条件に作動状態で固定しようとするものと解釈できるが、最終的な最良線列は上述の検索範囲の限界から離れた個体群から出

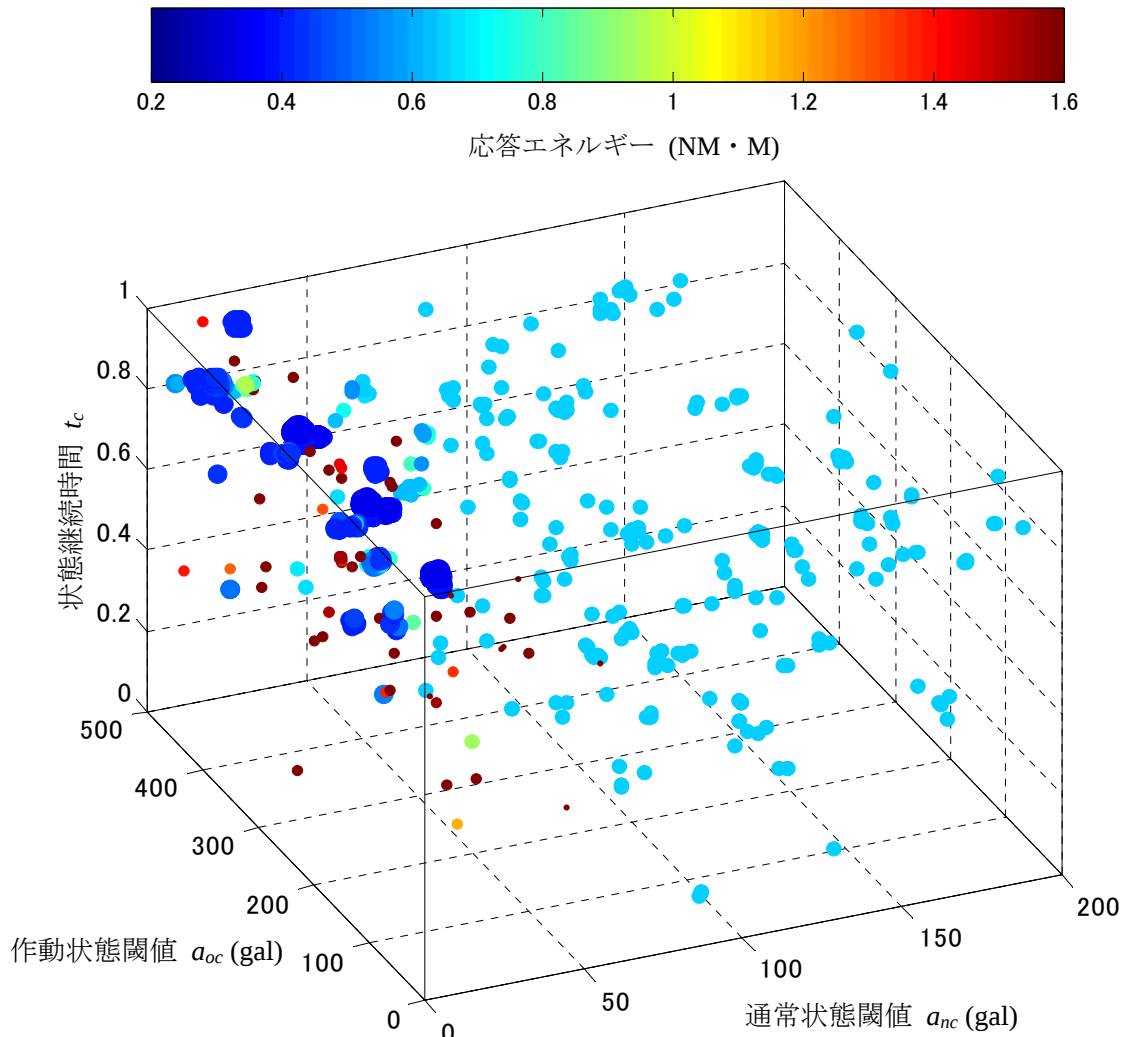


図 3-10 全個体の適応度 (鋼鈑桁橋・交通荷重)

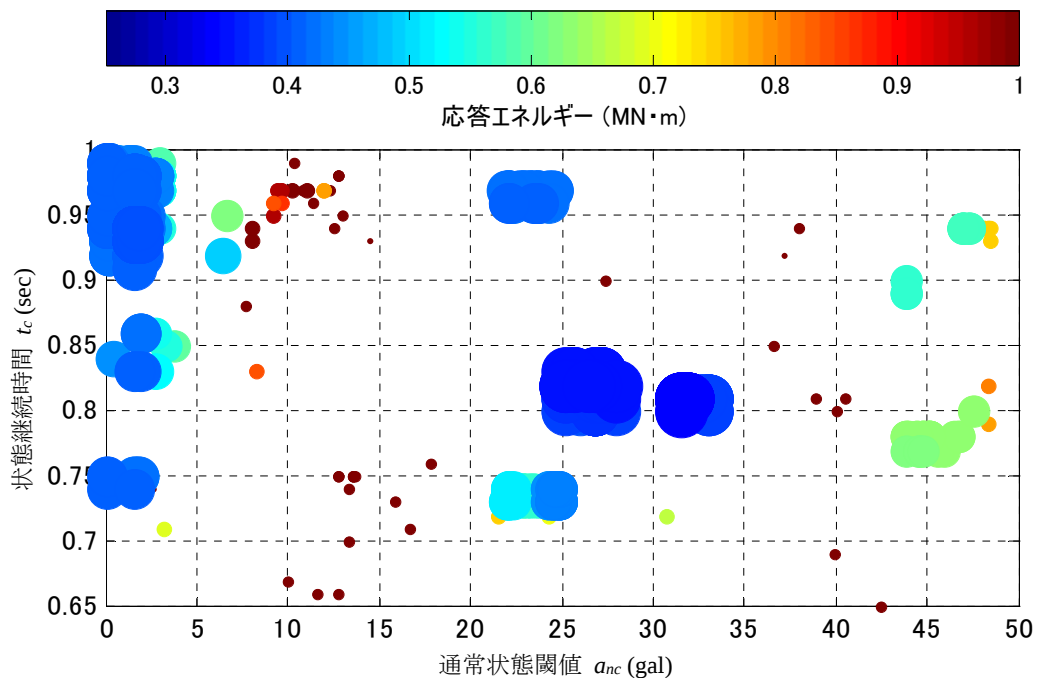


図 3-11 高適応度を有する個体群 (鋼鈑桁橋・交通荷重)

力されており、構造物の応答に応じて適宜状態を変更する本研究の制御システムの基本的な有効性を示唆しているものと思われる。

塔状構造物と鉸桁橋の地震加速度に対する最適化結果でも、同様な過程で最適化が行われたと考えられ、最適解の傾向も一致していることから、GAによる制御系設計は妥当に行われたと判断できる。したがって、表 3-3 の値を用いて制御系の設定を行い、制振シミュレーションと実験を行う。

3.5 瞬間最適制御理論による可変剛性型セミアクティブ制御

構造物の応答や入力する外乱に応じて制御装置の出力を算出する能動型の制御では、どのようにして制御出力を決定するかが極めて重要な問題である。1950年代から研究が進められた最適制御理論では、システムを多自由度系の状態方程式で表現し、予め設定した評価関数を用いて制御を行う。この評価関数は、状態変数と制御量の2乗項の和を制御時間で積分し、それを最小にする制御量を決定する。構造物に作用する外乱を考えると、地震や交通振動などの橋梁に作用する外力は、時間によって変化する非定常性を有しておりその予測は困難である。したがって、全制御時間で評価関数を最小にすることはできない。Yang⁴⁾⁵⁾はこれらの問題に対処するために、評価関数を各時刻で設定して最適化を行う瞬間最適制御理論を提案した。これらの制御理論は一般に制御力型システムを中心に研究がなされてきているが、小堀⁶⁾はこれを可変剛性型システムに適用した。

本節では瞬間最適制御理論の可変剛性型システムへの適用方法について述べ、本研究の制御対象である鋼鉸桁橋の可変剛性型制御システムを設計する。

多自由度系の構造物に可変剛性型システムを設置した場合の運動方程式を離散時間表示すると式(3.22)のようになる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(k) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(k) + (\mathbf{K} + \mathbf{L}^T \mathbf{V}(k) \mathbf{L})\mathbf{x}(k) = \mathbf{f}(k) \cdots \cdots \cdots (3.22)$$

ここで、 $\mathbf{M}$ 、 $\mathbf{C}$ 、 $\mathbf{K}$ は通常の質量、減衰、剛性の各マトリックスであり、式(3.3)や式(3.6)などで $\Delta\mathbf{K}(t)$ や $\mathbf{K}_v$ で表されていた可変剛性マトリックスは、構造物の総自由度数を n 、可変剛性装置の総数を m として、次のように定義する。

$\mathbf{V}(k)$: $m \times m$ 次の可変剛性マトリックス

$\mathbf{L}$: $m \times n$ 次の可変剛性配置マトリックス

可変剛性マトリックス $\mathbf{V}(k)$ は、 m 個の可変剛性値 $v_i(k)$ ($i=1, 2, \dots, m$)を対角要素に持つマトリックスであり、可変剛性配置マトリックス $\mathbf{L}$ は、自由度番号 i と j をつなぐように装置を設置した場合、その装置に対応した行の i 列 j 列にそれぞれ1と-1の値をもつ行列である。この表現により、可変剛性装置の数と配置法に一般性をもたせることができる。

いま、最適化するパラメータとして可変剛性値 $v_i(k)$ を選択し、ラグランジェの未定係数法を適用する目的で、 $\mathbf{V}(k)$ の対角要素を取り出して1次元に配列した可変剛性型ベクトル $\mathbf{v}(k)$ を次式で定義する。

$$\mathbf{v}(k) = \{v_1(k) \ v_2(k) \ \cdots \ v_m(k)\}^T \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (3.23)$$

この可変剛性ベクトル $\mathbf{v}(k)$ を用いて、式(3.22)の左辺の最終項の一部を次式により置換する。

$$\mathbf{L}^T \mathbf{V}(k) \mathbf{L} \mathbf{x}(k) = \mathbf{L}^T \mathbf{F}(k) \mathbf{v}(k) \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (3.24)$$

上式における $\mathbf{F}(t)$ は、制御装置間の相対変位を対角要素に持つマトリックスである。式(3.22)の運動方程式に式(3.24)を代入すると次式ようになる。

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{x}}(k) + \mathbf{C} \dot{\mathbf{x}}(k) + \mathbf{K} \mathbf{x}(k) + \mathbf{L}^T \mathbf{F}(k) \mathbf{v}(k) = \mathbf{f}(k) \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (3.25)$$

一方、ある時刻と 1 ステップ前の応答の関係は、平均加速度法により次式で表現される。

$$\dot{\mathbf{x}}(k) = \dot{\mathbf{x}}(k-1) + \frac{\ddot{\mathbf{x}}(k-1)}{2} \Delta t + \frac{\ddot{\mathbf{x}}(k)}{2} \Delta t \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (3.26)$$

$$\mathbf{x}(k) = \mathbf{x}(k-1) + \dot{\mathbf{x}}(k-1) \Delta t + \frac{\ddot{\mathbf{x}}(k-1)}{4} \Delta t^2 + \frac{\ddot{\mathbf{x}}(k)}{4} \Delta t^2 \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (3.27)$$

このシステムでは、式(3.25)の運動方程式における可変剛性ベクトル $\mathbf{v}(k)$ の決定する方法が制御則となる。ここで、可変剛性ベクトルの算定に制御時より 1 ステップ前の応答と外乱の情報を用いるために、運動方程式を次式のように近似的に表示する。

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{x}}(k) + \mathbf{C} \dot{\mathbf{x}}(k) + \mathbf{K} \mathbf{x}(k) + \mathbf{L}^T \mathbf{F}(k-1) \mathbf{v}(k) = \mathbf{f}(k-1) \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (3.28)$$

制御則を誘導するために状態方程式の構成を行う。まず、状態ベクトルは相対加速度、相対速度、相対変位からなる $\mathbf{x}_s(k) = \{\ddot{\mathbf{x}}^T(k) \ \dot{\mathbf{x}}^T(k) \ \mathbf{x}^T(k)\}^T$ とする。次に、式(3.28)の両辺に $\mathbf{M}^{-1}$ を乗じ、左辺に k の項を、右辺に $k-1$ の項を移項すると、

$$\ddot{\mathbf{x}}(k) + \mathbf{M}^{-1} \mathbf{C} \dot{\mathbf{x}}(k) + \mathbf{M}^{-1} \mathbf{K} \mathbf{x}(k) = -\mathbf{M}^{-1} \mathbf{L}^T \mathbf{F}(k-1) \mathbf{v}(k) + \mathbf{M}^{-1} \mathbf{f}(k-1) \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (3.29)$$

となる。式(3.26)および式(3.27)でも左辺に k の項を、右辺に $k-1$ の項を移項すると、それぞれ

$$-\frac{\Delta t}{2} \ddot{\mathbf{x}}(k) + \dot{\mathbf{x}}(k) = \frac{\Delta t}{2} \ddot{\mathbf{x}}(k-1) + \dot{\mathbf{x}}(k-1) \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (3.30)$$

$$-\frac{\Delta t^2}{4}\ddot{\mathbf{x}}(k)+\mathbf{x}(k)=-\frac{\Delta t^2}{4}\ddot{\mathbf{x}}(k-1)+\Delta t\dot{\mathbf{x}}(k-1)+\mathbf{x}(k-1) \cdots \cdots (3.31)$$

と表現される。状態方程式は、式(3.29)～式(3.31)から状態ベクトル $\mathbf{x}_s(k)$ を用いて次式のように表される。

$$\mathbf{x}_s(k)=\mathbf{A}\mathbf{x}_s(k-1)+\mathbf{B}(k-1)\mathbf{v}(k)+\mathbf{D}\mathbf{f}(k-1) \cdots \cdots (3.32)$$

ここで、 $\mathbf{A}$ はシステムマトリックス、 $\mathbf{B}$ は制御力配分マトリックス、 $\mathbf{D}$ は外力配分マトリックスを表しており、それぞれ $3n \times 3n$ 、 $3n \times m$ 、 $3n \times n$ のマトリックスで、次式のように表される。

$$\mathbf{A}=\begin{bmatrix} \mathbf{I} & \mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} & \mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} \\ -(\Delta t/2)\mathbf{I} & \mathbf{I} & \mathbf{0} \\ -(\Delta t^2/4)\mathbf{I} & \mathbf{0} & \mathbf{I} \end{bmatrix}^{-1}\begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ (\Delta t/2)\mathbf{I} & \mathbf{I} & \mathbf{0} \\ (\Delta t^2/4)\mathbf{I} & \Delta t\mathbf{I} & \mathbf{I} \end{bmatrix} \cdots \cdots (3.33)$$

$$\mathbf{B}(k-1)=\begin{bmatrix} \mathbf{I} & \mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} & \mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} \\ -(\Delta t/2)\mathbf{I} & \mathbf{I} & \mathbf{0} \\ -(\Delta t^2/4)\mathbf{I} & \mathbf{0} & \mathbf{I} \end{bmatrix}^{-1}\begin{bmatrix} \mathbf{M}^{-1}\mathbf{L}^T \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix}\mathbf{F}(k-1) \cdots \cdots (3.34)$$

$$\mathbf{D}=\begin{bmatrix} \mathbf{I} & \mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} & \mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} \\ -(\Delta t/2)\mathbf{I} & \mathbf{I} & \mathbf{0} \\ -(\Delta t^2/4)\mathbf{I} & \mathbf{0} & \mathbf{I} \end{bmatrix}^{-1}\begin{bmatrix} \mathbf{M}^{-1} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} \cdots \cdots (3.35)$$

ここで最適化のために、各離散時間において重みマトリックス $\mathbf{Q}$ を介した状態ベクトル $\mathbf{x}_s$ と、重みマトリックス $\mathbf{R}$ を介した可変剛性ベクトル $\mathbf{v}(k)$ の2次形式の和で評価関数 $J(k)$ を構成する。

$$J(k)=\mathbf{x}_s^T(k)\mathbf{Q}\mathbf{x}_s(k)+\mathbf{v}^T(k)\mathbf{R}\mathbf{v}(k) \cdots \cdots (3.36)$$

可変剛性値の算定を、状態方程式(3.32)の制約条件下で、評価関数(3.36)を最小にする最適化問題として考えると、ラグランジェの未定乗数法を適用できる。各離散時間の未定乗数を $\lambda(k)$ とおくと、ラグランジェ関数 $\mathbf{L}(k)$ は、

$$\mathbf{L}(k)=\mathbf{x}_s^T(k)\mathbf{Q}\mathbf{x}_s(k)+\mathbf{v}^T(k)\mathbf{R}\mathbf{v}(k)+\lambda^T(k)[\mathbf{x}(k)-\mathbf{A}\mathbf{x}(k-1)+\mathbf{B}(k-1)\mathbf{v}(k)-\mathbf{D}\mathbf{f}(k-1)] \cdots (3.37)$$

である。したがって、オイラー方程式は次のようになる。

$$\frac{\partial \mathbf{L}(k)}{\partial \mathbf{x}_s(k)} = 2\mathbf{Q}\mathbf{x}_s(k) + \lambda(k) = \mathbf{0} \quad \cdots \quad (3.38)$$

$$\frac{\partial \mathbf{L}(k)}{\partial \mathbf{v}(k)} = 2\mathbf{R}\mathbf{v}(k) + \mathbf{B}^T(k-1)\lambda(k) = \mathbf{0} \quad \cdots \quad (3.39)$$

$$\frac{\partial \mathbf{L}(k)}{\partial \lambda(k)} = \mathbf{x}_s(k) - \mathbf{A}\mathbf{x}_s(k-1) + \mathbf{B}(k-1)\mathbf{v}(k) - \mathbf{D}\mathbf{f}(k-1) = \mathbf{0} \quad \cdots \quad (3.40)$$

これらの連立方程式を $\mathbf{v}(k)$ に関して解くと、可変剛性値は次式になる。

$$\mathbf{v}(k) = [\mathbf{R} + \mathbf{B}^T(k-1)\mathbf{Q}\mathbf{B}(k-1)]^{-1} [\mathbf{B}^T(k-1)\mathbf{Q}\{\mathbf{A}\mathbf{x}_s(k-1) + \mathbf{D}\mathbf{f}(k-1)\}] \quad \cdots \quad (3.41)$$

この可変剛性ベクトル $\mathbf{v}(k)$ を、可変剛性配置マトリックス $\mathbf{L}$ によって制御装置の自由度に配置する。本研究では算出された可変剛性値と構造物の剛性変化の関係を理解しやすくするために、可変剛性部材の軸方向にのみ可変剛性値を設定することとし、可変剛性ベクトルをスカラーとして扱う。式(3.41)の可変剛性値を各タイムステップで計算して、式(3.25)に代入する。式(3.25)の左辺第3項では、可変剛性項は構造物そのものの剛性に対する増分となり、式(3.6)の $\mathbf{K}$ と $\mathbf{K}_v$ の関係に対応する。さらに本研究では、可変剛性型システムの機構そのものは ON-OFF 制御と瞬間最適制御で同一とし、制御則の相違に着目した検討を行うために、瞬間最適制御の可変剛性値に上限と下限を設けた。3.3 節で説明した ON-OFF 型の可変剛性システムでは、作動時の剛性マトリックスは通常状態の剛性マトリックスに正の可変剛性が付加される形となっている。したがって、瞬間最適制御の可変剛性値の下限は 0 とした。また、ON-OFF 制御の ON 状態における可変剛性部材のばね剛性を、瞬間最適制御の可変剛性値の最大とした。

瞬間最適制御においては、重みマトリックスの違いが制振効果に大きな影響を与え、どの応答量に対して重みを設定するかで、制御メカニズムも異なってくる。小堀は文献 6) で 1 自由度系構造物に対する重みマトリックスの種類と制御効果について考察を行い、1 自由度系構造物にエルセントロ波を入力した解析で、速度に重みを設定すれば剛性のハードニングとソフトニングで復元力-変位曲線の履歴ループが大きくなることより、一般的には速度に重みを設定することが有効であることを示している。変位に重みを与えた場合は剛性のハードニングが行われて、剛性変化による構造物の非共振化が行われ、本研究の可変剛性型システムの制御メカニズムに近い形式になる。このため、本研究では式(3.36)の評価関数における重みマトリックス $\mathbf{Q}$ で、状態変数の応答変位に対して重みを設定するように係数を設定した。

3.6 可変減衰型システムによるセミアクティブ制御

3.6.1 解析モデルと可変減衰型セミアクティブ制御

本章で述べた構造性能可変型システムと ON-OFF 制御の基本的な制振効果や設計手法の妥当性

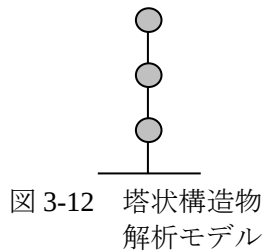


表 3-4 塔状構造物諸元

	質量 (kg)	剛性 (N/m)
上層	24.5	94367.3
中層	21.5	94367.3
下層	19.2	94367.3

表 3-5 塔状構造物固有振動特性

	1st.	2nd.	3rd.
固有振動数 (Hz)	1.42	4.14	6.05
固有周期 (sec)	0.70	0.24	0.17

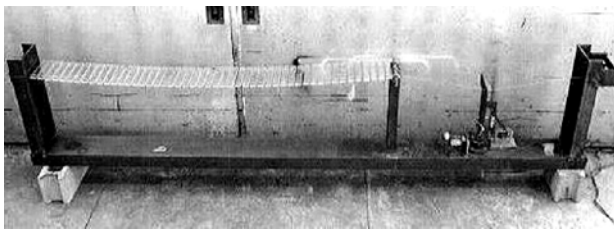


表 3-6 吊床版構造物諸元

支間長	1955mm	初期張力	137.2N
サグ	60mm	単位重量	17.5N/m

写真 3-1 吊床版実験供試体

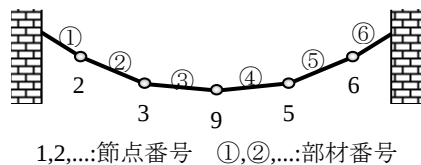


図 3-13 吊床版構造物解析モデル

表 3-7 吊床版構造物固有振動特性

	1st	2nd	3rd	4th	5th
固有振動数 (Hz)	4.38	5.18	6.83	8.83	11.1
固有周期 (sec)	0.23	0.19	0.15	0.11	0.09
有効質量率 (%)	1.13	73.0	25.3	0.11	0.45

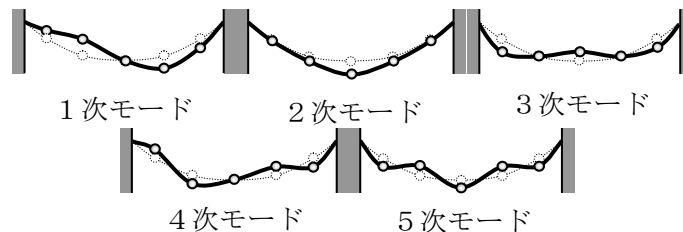


図 3-14 吊床版構造物モード形状

などを確認するために、本節では、構造物に応答に応じて付加する減衰を切り替える可変減衰型システムを適用し、実験供試体を対象とした振動制御シミュレーションを行う³⁾。制御対象は、吊橋や斜張橋の主塔および吊床版橋やキャットウォークを想定して、塔状構造ならびに吊床版を有する実験供試体について、それぞれの断面諸元、支間長などのデータを用いて解析モデルを構築した^{29),32)}。塔状構造物については、第2章の実験供試体と部材の断面が一部異なる3層の塔状構造物であり、3質点からなる集中質量系にモデル化し解析を行うこととした³²⁾。図3-12および表3-4に解析モデルとその諸元を示す。また表3-5は塔状構造物の固有振動特性である。吊床版を有する実験供試体は、写真3-1のようにキャットウォークや吊床版橋を想定して、ケーブルに離散的に床版を配置したもので、断面剛性におけるケーブルの寄与率が大きくなっている。表3-6は吊床版型の実験供試体の諸元である²⁹⁾。この実験供試体については整合質量法を用い、図3-13

のような2次元多自由度系の解析モデルを構築した。表 3-7 および図 3-14 は吊床版構造物の固有振動特性とモード形状であるが、各振動モードの固有振動数は比較的近接して、ケーブル構造特有の振動特性を示すとともに、対称形状を有する2次モードがもっとも卓越しやすいことが確認された。なお、時刻歴応答解析手法はニューマーク β 法による直接数値積分法を採用し、時間刻みは $\Delta t=0.01\text{sec}$ 、係数 β は塔状構造物については $1/6$ 、吊床版構造物については $1/4$ として解析を行った。なお、減衰マトリックスにはレーリー減衰を用いており、レーリー減衰マトリックスにおける減衰定数は実測値から、塔状構造物は1次 0.36%、2次 0.25%、吊床版構造物は1次 0.10%、2次 0.12%とした。

本節で解析を行う可変減衰型制振システムは、構造物に減衰を付加した場合と、減衰を付加しない場合の2つの状態を設定し、構造物の応答に応じてこれらの状態を切り替える ON-OFF 制御を採用する。ON-OFF の切り替えは1次あるいは2次といった比較的低次の振動モードの卓越状況に着目して減衰の切り替えを行うこととし、構造物の応答加速度から着目する振動モードを含む振動数成分を抽出し、これが設定した基準値を超過した場合に減衰を付加して制振を行う^{20),21)}。応答加速度から観測する振動モードを抽出するためには、ローパスおよびハイパスフィルタによってフィルタリングを実施する。

以上のような制振システムを塔状構造物あるいは吊床版構造物に適用して振動制御シミュレーションを実施するが、塔状構造物に関しては各層間に粘性ダンパを介した連結装置を搭載し、その連結状態を変更することによって可変減衰の付加を切り替えるような制振システムを想定する。具体的な設計手法としては、減衰を付加しない通常状態と減衰を付加した状態（以下、高減衰状態と称す）に制御対象の状態を固定し、時刻歴応答解析によって両者の振動特性を把握した。この際の入力外力としては釧路沖地震の千代田大橋における橋軸方向の加速度波形(最大 243.76gal)を用い、その最大加速度を 100gal に変換して、解析モデルの水平方向に入力した。図 3-15(a)に入力した加速度波形を示す。図 3-16(a),(b)は、上述の通常状態および高減衰状態に固定した解析において、構造物上層で得られた応答加速度のフーリエスペクトルを無次元化して表示したものである。

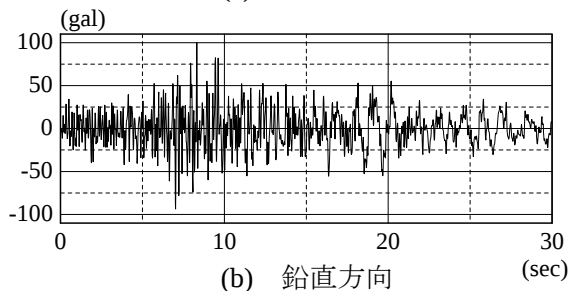
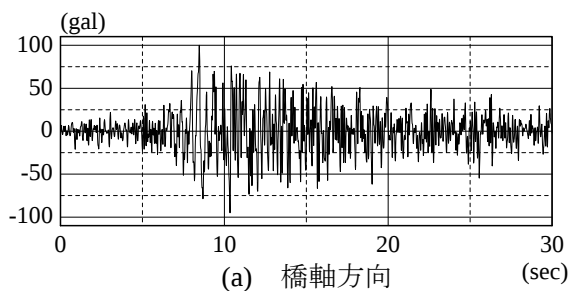


図 3-15 入力加速度波形(釧路沖地震)

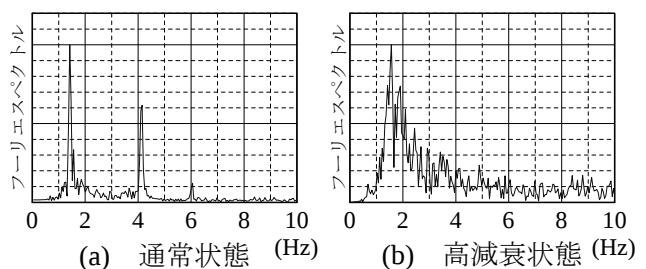


図 3-16 塔状構造物のフーリエスペクトル

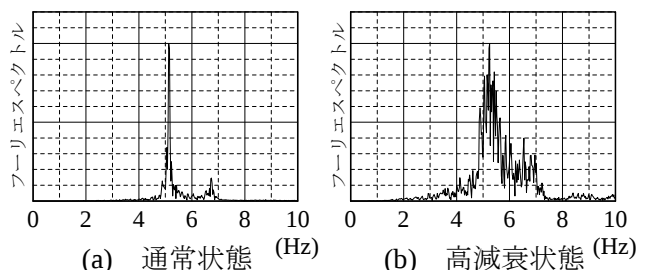


図 3-17 吊床版構造物のフーリエスペクトル

図 3-16 から 2 次モードが通常状態では大きく励起されているのに対して、高減衰状態では 2 次モードのピークはほとんど生じていない。したがって、塔状構造物では通常状態に関しては 2 次モードを、高減衰状態に関しては 1 次モードの応答を観測することとし、解析モデルの上層で得られた応答加速度に対して、1 次モードの振動数成分を通過させるようなローパスフィルタおよび 2 次モードの振動数成分を通過させるようなハイパスフィルタを適用して、目標とする各振動モードの加速度応答値を抽出した。この抽出された加速度応答値をそれぞれ設定された状態変更の基準値と比較し、その結果に基づいて構造物の状態を変更し制御を行うこととした。

吊床版構造物については、固有振動解析におけるモード形状と予備的に行った制振シミュレーションの結果に基づいて、図 3-13 における部材②の鉛直方向に可変減衰を導入して振動制御を行うこととした²⁰⁾。吊床版構造物においても、塔状構造物の場合と同様にして制御則を構築することとし、通常状態と高減衰状態で振動特性の比較を行った。入力外力については鉛直振動を制御対象とするため、釧路沖地震の千代田大橋における鉛直方向加速度波形の最大加速度を 100gal に変換して入力した。図 3-17(a),(b)に示す支間中央点の応答加速度の無次元化したフーリエスペクトルからは、塔状構造物の場合と比較して、もっとも卓越しやすい 2 次モードのピーク値が突出しており、他の振動モードの卓越状況はあまり明瞭ではない。このため、吊床版構造物では 2 次モードの応答のみを監視し、支間中央点で得られた応答加速度に対して、2 次モードの振動数成分を通過させるようなローパスフィルタを適用することとした。したがって構造物の状態の切り替えはこの抽出された 2 次モードを含む加速度応答値に対して、状態変更の基準値と比較することで行った。

上述のような可変減衰型制御システムにおいては構造物に付加する減衰の大きさと、構造物の状態変更を行う際の閾値の設定が制振効果に大きな影響を及ぼすと考えられる。したがって可変減衰装置の減衰係数および状態変更の閾値の決定に GA を適用した。GA の適用に際しては、最適化を行う変数は可変減衰装置の減衰係数 c_v 、ローパスあるいはハイパスフィルタによるフィルタリング後の構造物の応答加速度に対する閾値 a_1, a_2 である。これらの最適化変数の内、塔状構造物については 3 変数、吊床版構造物については c_v および a_1 の 2 変数からなる解空間を設定した。各個体の適応度を評価するための目的関数は、3.4 節と同様に構造物のエネルギー量に着目することとして、応答エネルギーを制御終了時で算出する式(3.41)を用いた²¹⁾。

$$J_{GA} = \sum_{i=1}^{3000} (\dot{\mathbf{x}}^T \mathbf{M} \ddot{\mathbf{x}} + \dot{\mathbf{x}}^T \mathbf{C} \dot{\mathbf{x}} + \dot{\mathbf{x}}^T \mathbf{K} \mathbf{x}) \cdots \cdots \cdots (3.41)$$

GA による解析で用いた入力外力としては、釧路沖地震における観測波を用い、塔状構造物に関

表 3-8 GA 解析結果

解析モデル	可変減衰係数	状態変更基準値	
	c_v (Nsec/m)	a_1 (m/sec ²)	a_2 (m/sec ²)
塔状構造物	1094.8	0.32	2.03
吊床版構造物	33.5	0.16	—

しては水平方向、吊床版構造物に関しては鉛直方向に強制外力を入力した。強制外力の入力時間は 30 秒間とし、入力と同時に制御を開始してこの 30 秒間における評価関数の値を求め、適応度を算出した。GA によって得られたセミアクティブ制御における各変数の最適解を表 3-8 に示し、これらの値に基づいて制御系を設定し、制振シミュレーションを実施する。

3.6.2 制御力型制御とアクティブ剛性型制御

可変減衰型セミアクティブ制御に対する制振効果の比較のため、塔状構造物については既に多くの研究例が知られている最適制御理論によって AMD などの使用を想定した制御力型アクティブ制御を行った^{32),33)}。また吊床版構造物においてはファジィ制御理論を適用して、ケーブル張力を直接変化させるアクティブ剛性型制御を行う^{29),34)}。

まず塔状構造物に関して、制御力型システムにおける運動方程式は次式のようなであった。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{f}(t) + \mathbf{u}(t) \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (3.42)$$

ここで $\mathbf{x}(t)$, $\mathbf{f}(t)$, $\mathbf{u}(t)$ は、変位、外力、制御力ベクトルを表している。状態ベクトルを式(3.43)とくと、制御力ベクトル $\mathbf{u}_s(t)$ は状態ベクトル $\mathbf{x}_s(t)$ とフィードバックゲイン $\mathbf{F}_s$ の積で式(3.44)のように表される^{35),36)}。

$$\mathbf{x}_s(t) = \{\mathbf{x}(t), \dot{\mathbf{x}}(t)\}^T \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (3.43)$$

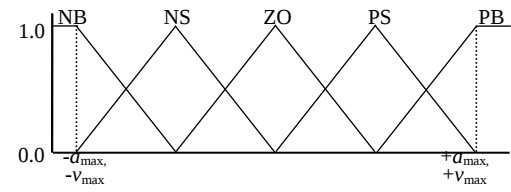
$$\mathbf{u}_s(t) = -\mathbf{F}_s \mathbf{x}_s(t) \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (3.44)$$

ここでは状態量を塔状構造物における各層の応答変位および応答速度とし、また制御力の作用位置は上層のみに入力することとした。一般に最適制御理論における式(3.44)のフィードバックゲインは、以下に示す評価関数が最小の値となるように求められる。

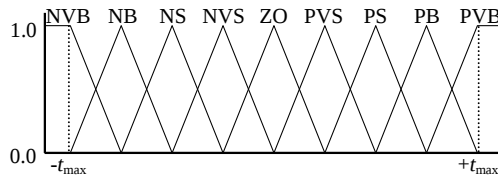
$$J = \sum_{t=0}^{\infty} \{\mathbf{x}_s(t)^T \mathbf{Q} \mathbf{x}_s(t) + \mathbf{u}_s(t)^T \mathbf{R} \mathbf{u}_s(t)\} \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (3.45)$$

式(3.45)において、 $\mathbf{Q}$, $\mathbf{R}$ ($\mathbf{Q} \geq 0$, $\mathbf{R} > 0$) は状態・制御力の各ベクトルに対する重みマトリックスであり、最適制御の制振効果はこれらの値の設定に大きく依存する。本研究では、式(3.45)の右辺第 1 項を構造系のエネルギー状態を表現するものとみなし、 $\mathbf{Q}$ に構造物モデルにおける各質点の質量および剛性を定数倍して用いることにより、フィードバックゲイン $\mathbf{F}_s$ を求めている。なお、可変減衰型制御との比較のため、 $\mathbf{F}_s$ は式(3.41)における構造物のエネルギーがセミアクティブ制御を行った場合とほぼ等価となるように設定した。

次に吊床版構造物においては、制振装置の設置スペースなどの問題から制御力型システムの適用が困難と考えられる。したがって、ケーブル張力を直接変化させることによって制振を行うアクティブ剛性型制御を適用することとした。吊床版構造物におけるアクティブ剛性型制御は、ケ



(a) 加速度・速度のメンバーシップ関数



(b) 制御張力のメンバーシップ関数

図 3-18 メンバーシップ関数

表 3-9 規則表

	NB	NS	ZO	PS	PB
NB	NVB	NB	ZO	PB	PVB
NS	NB	NS	ZO	PS	PB
ZO	ZO	ZO	ZO	ZO	ZO
PS	PB	PS	ZO	NS	NB
PB	PVB	PB	ZO	NB	NVB

NVB: Negative Very Big, NB: Negative Big,
 NS: Negative Small, NVS: Negative Very Small,
 ZO: Zero, PVS: Positive Very Small,
 PS: Positive Small, PB: Positive Big
 PVB: Positive Very Big

ケーブルの鉛直変位に応じて張力を作用させ軸直角方向に慣性力を発生させるとともに、張力の付加によって見かけ上ケーブルの曲げ剛性を増大させることで可変剛性を付加して制振を図るものである^{29),34)}。制御理論としては、論理型制御理論でロバスト安定性に優れるとされるファジィ制御理論を用いることとした²⁹⁾。

アクティブ剛性型制振システムの運動方程式は、可変剛性型システムの式(3.22)と同様に、アクティブ剛性マトリックス $\mathbf{V}(k)$ とアクティブ剛性配置マトリックス $\mathbf{L}$ を用いて以下のように表す^{3),29)}。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \{\mathbf{K} + \mathbf{L}^T \mathbf{V}(t) \mathbf{L}\} \mathbf{x}(t) = \mathbf{f}(t) \cdots \cdots (3.46)$$

このアクティブ剛性マトリックスを算出するためにファジィ制御理論を適用したが、ファジィ制御を行うためには制御則を構成する IF-THEN 規則群とそれに対応したメンバーシップ関数が必要となる^{37),38)}。本研究では構造物の各節点の応答速度、応答加速度および制御張力をパラメータとして、前件部 2 変数、後件部 1 変数からなる 25 規則の推論規則群を設定した^{29),33),39)}。図 3-18 に本研究で用いたメンバーシップ関数、表 3-9 に規則表を示す。ファジィ制御理論の適用に際しては、メンバーシップ関数の最大値の設定が制振効果に大きな影響を及ぼすと考えられる。このため、推論規則の前件部の応答加速度と応答速度のメンバーシップ関数の最大値を $a_{\max}$, $v_{\max}$ として、この最適化に関しても GA を用いた^{29),32)}。GA による解析結果から、加速度および速度のメンバーシップ関数の最大値は $a_{\max}=0.40\text{m/sec}^2$, $v_{\max}=0.13\text{m/sec}$ となり、これらの値を用いてメンバーシップ関数を構築した。一般に制御対象が複数の振動モードを有する場合、ファジィ制御理論においては同一の制御則で複数の振動モードの同時制振は比較的困難であると考えられている。そこで制御張力の算出に際して、解析モデルの全節点において個別に制御張力を算出し、その中で最大のものを出力することとして、各タイムステップにおける卓越モードの情報を反映させることとした。

3.6.3 可変減衰型システムによる振動制御シミュレーション

以上の解析手法によって、塔状構造物モデルならびに吊床版構造物モデルに対して振動制御シ

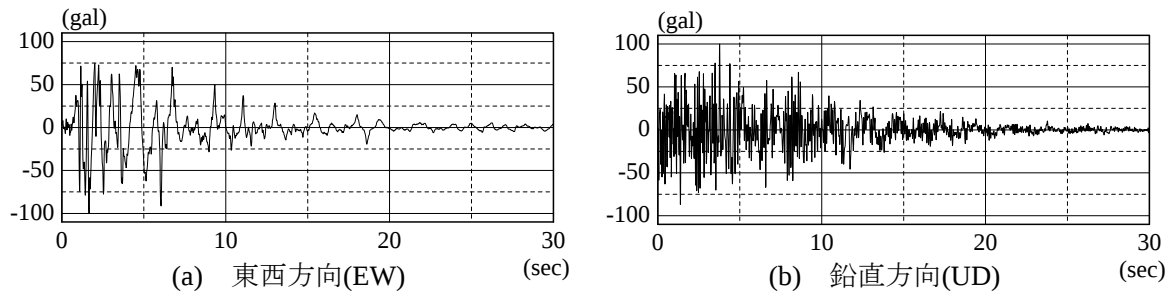


図 3-19 入力加速度波形（兵庫県南部地震）

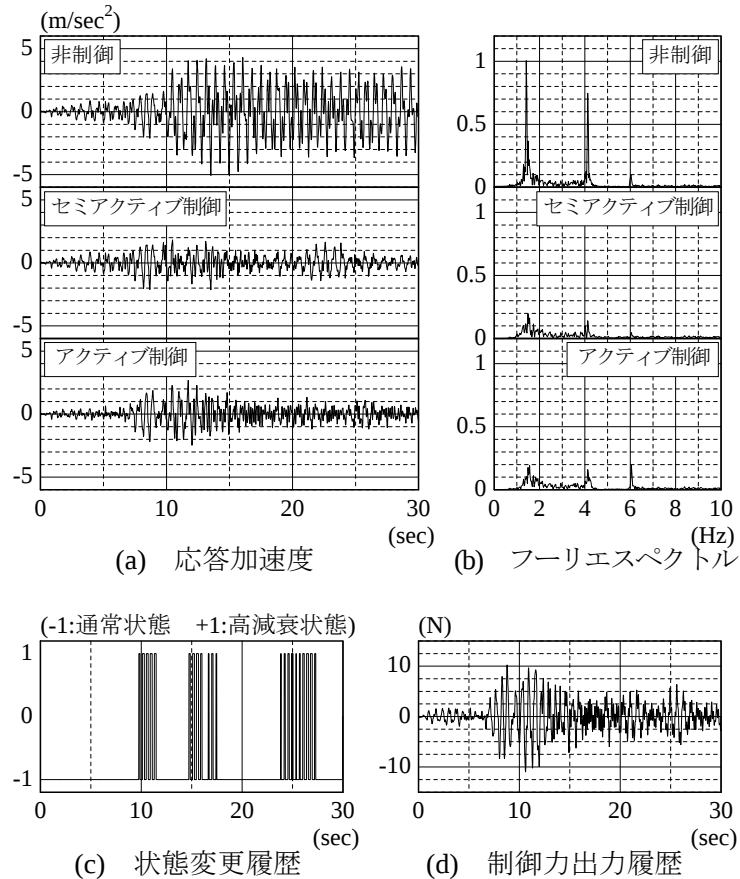


図 3-20 解析結果（塔状構造物・釧路沖地震）

ミュレーションを実施した。解析は強制振動について行うこととし、制御系の設計に用いた釧路沖地震の千代田大橋における観測波に加え、入力外力の振動性状が異なった場合における制振特性の差異を把握するために、兵庫県南部地震における JR 鷹取駅における観測波の EW 成分（最大 664.20gal）および鉛直成分（最大 289.72gal）について最大加速度をそれぞれ 100gal に変換して用いた。図 3-19 に入力した加速度波形を示す。塔状構造物については橋軸あるいは EW 方向の加速度波形を解析モデルの水平方向に入力し、吊床版構造物については鉛直方向の加速度波形によって鉛直振動の制御を行うものとする。制御手法としては、可変減衰型制御では ON-OFF 制御、塔状構造物の制御力型制御では最適制御理論、吊床版構造物の可変剛性型制御ではファジィ制御理論を用いて制御出力を算出した。なお、強制外力の入力時間は 30 秒間であり、強制外力の入力と同時に制御を開始する。

塔状構造物における時刻歴応答解析結果の一例として、釧路沖地震における観測波を入力した

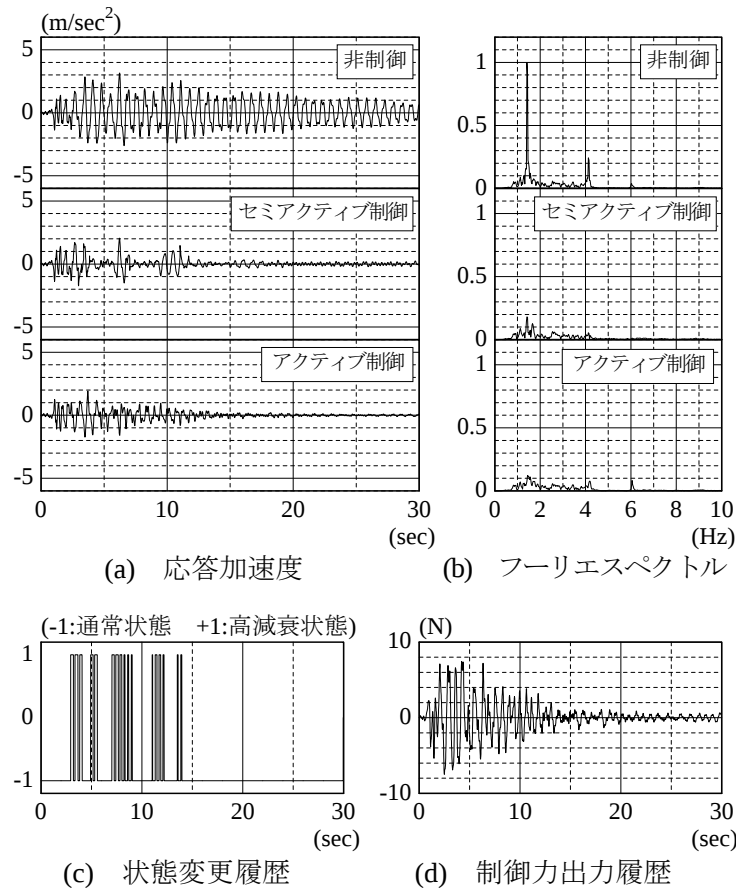


図 3-21 解析結果 (塔状構造物・兵庫県南部地震)

場合を図 3-20 に、兵庫県南部地震の観測波を用いた場合を図 3-21 に示す。各図において(a)は解析モデル上層の応答加速度、(b)はそのフーリエスペクトル、(c)は可変減衰型制御における状態変更履歴、(d)は制御力型制御の制御力出力履歴であり、フーリエスペクトルについては比較のために非制御時の最大値で無次元化を行っている。また、表 3-10 には非制御時および各制御手法を適用して時刻歴応答解析を行った際に、式(3.41)によって算出された制御時間終了時における応答エネルギーを示す。図 3-20 の応答加速度波形から、いずれの制御を行った場合でも非制御時の応答波形と比較して、ともに良好な制振効果を発揮していると思われる。両者の制振過程の差異についても検討を加えると、制御力型の場合は制御開始から構造物の応答に応じて時々刻々と制御力が増減し、制御時間全体で比較的高い制振効果が得られている。一方、制御対象に付加する減衰を ON-OFF で切り替えた可変減衰型制御については、構造物の応答が増大する 10sec 以降から可変減衰が付加されて構造物の応答が大きく低減されている。最大応答加速度は可変減衰型制御が制御力型制御を下回っており、OFF 状態で一時的に応答加速度が増加する場合があるものの、非制御時と比較すると一定レベル以内に抑制されている。さらに図 3-20(b)に示すフーリエスペクトルにおいては、1 次モードおよび 2 次モードに関してはいずれの制御手法を用いた場合でも高い振動抑制効果が得られているが、3 次モードに対しては制御力型制御の制振効果はほとんど発揮されていない。最適制御理論を用いた場合は、すべてのモードに有効な重みマトリックス $\mathbf{Q}$, $\mathbf{R}$ を経験的に設定することは困難であり、その設定は応答がもっとも卓越する 1 次モードを主に抑制するように行われたため、3 次モードの制御効果が低下したものと考えられる。一方で、可変減

表 3-10 塔状構造物における応答エネルギー (Nm)

制御手法	釧路沖地震	兵庫県南部地震
非制御	284.47	107.50
セミアクティブ	21.68	13.35
アクティブ	30.05	10.73

衰型システムを適用した場合は、各層の減衰係数を変化させることで構造物全体に減衰を付加することとなり、構造物の振動モードに関わらず有効な制振効果が得られたものと思われる。

次に、兵庫県南部地震における EW 方向の観測波を入力外力として解析を行った。図 3-19(a)に示す入力波形は主要動の継続時間が比較的短く、1Hz 以下の振動数成分が卓越しているという特徴を有している。図 3-21 に示す解析結果は、釧路沖地震の観測波を入力した場合とほぼ同様の傾向を示しており、おおむね良好な制振効果が発揮されているものと考えられる。解析結果についてさらに詳細な検討を加えると、可変減衰型制御を適用した場合の応答加速度において、制御開始後約 6sec および約 9sec で応答加速度が一時的に増大していることが確認できる。これは、制御によって振動が一旦抑制されて制御装置の状態が OFF になった状態で、再度大きな加速度入力が入力したためと推定され、このように構造物に大きな起振力が作用する場合には、高減衰状態をより長い時間維持するように制御則を調整することで対応が可能であると考えられる。3.3 節で述べた ON-OFF 制御では制御装置の状態継続時間についても最適化を行っているため、上述のような場合の制振効果は向上するものと考えられる。さらに表 3-10 に示す応答エネルギーに着目すると、可変減衰型制御を適用した場合、釧路沖地震観測波に対しては非制御時の約 1/13、兵庫県南部地震観測波に対しては約 1/8 に低減されており、釧路沖地震のように地震動が比較的長時間継続するような振動に対して特に制振効果が高いことがわかる。制御力型制御に関してはいずれの入力加速度についても応答エネルギーが非制御時のおおむね 1/10 程度に低減されており、入力外力の振動特性によって両制御手法の制振効果には若干の相違が生じることが確認された。

吊床版構造物における鉛直振動の制振シミュレーション結果として、釧路沖地震観測波の鉛直成分を入力した場合を図 3-22 に、兵庫県南部地震観測波鉛直成分を用いた場合を図 3-23 に示す。各図において(a)は支間中央点における応答加速度、(b)はそのフーリエスペクトル、(c)は制御装置の状態変更履歴、(d)はファジィ制御理論で求めた制御張力の履歴である。なお、ファジィ制御理論によるアクティブ剛性型制御においては、実験供試体における制御装置のストロークから出力可能な最大制御張力を求め、制御張力の最大値を初期張力に対して $\pm 30.4\text{N}$ とした。表 3-11 は塔状構造物の場合と同様に各解析ケースにおける応答エネルギーである。

図 3-22 あるいは図 3-23 の応答加速度波形からは、どちらの制御手法を適用した場合でも非制御時と比較して構造物の振動が大きく抑制されているが、特に可変減衰型制御の制振効果が優れていることがわかる。フーリエスペクトルに関して検討を行うと、非制御時の応答が比較的大きい 2 次モードおよび 3 次モードのピークに関してはいずれの制御手法を用いた場合でも、ピーク値が非制御時と比較して大幅に低減されており、極めて高い制振効果を発揮していると考えられる。また、ON-OFF 方式で可変減衰型制御を適用した場合の 2 次モードに関しては、ピークを有する振動数が変化しており、制御対象の構造特性の変化によって非共振化がなされていると推定でき

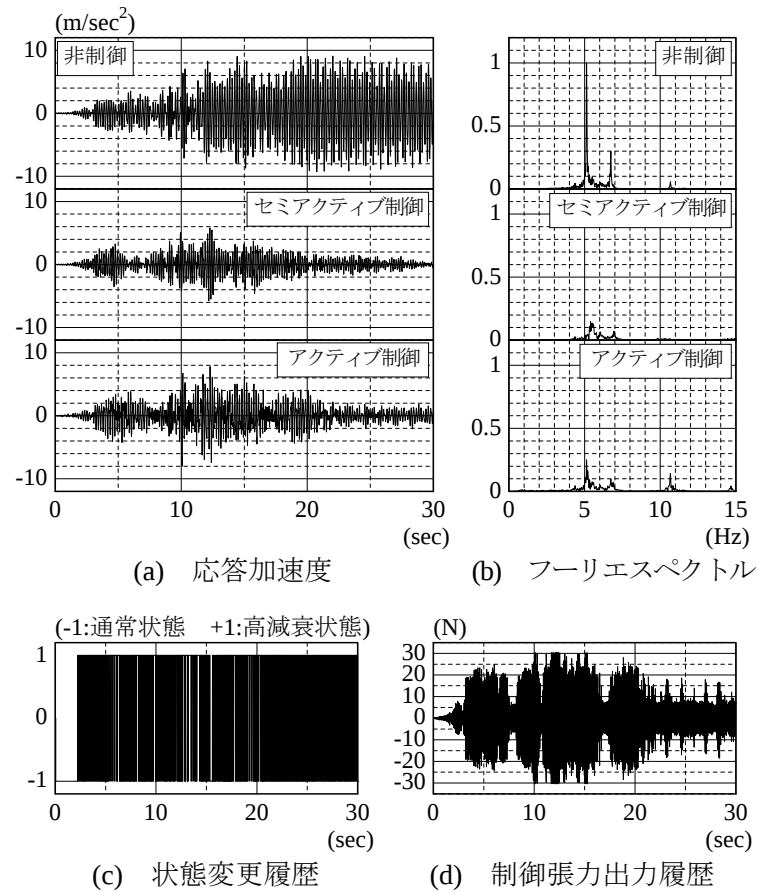


図 3-22 解析結果 (吊床版構造物・釧路沖地震)

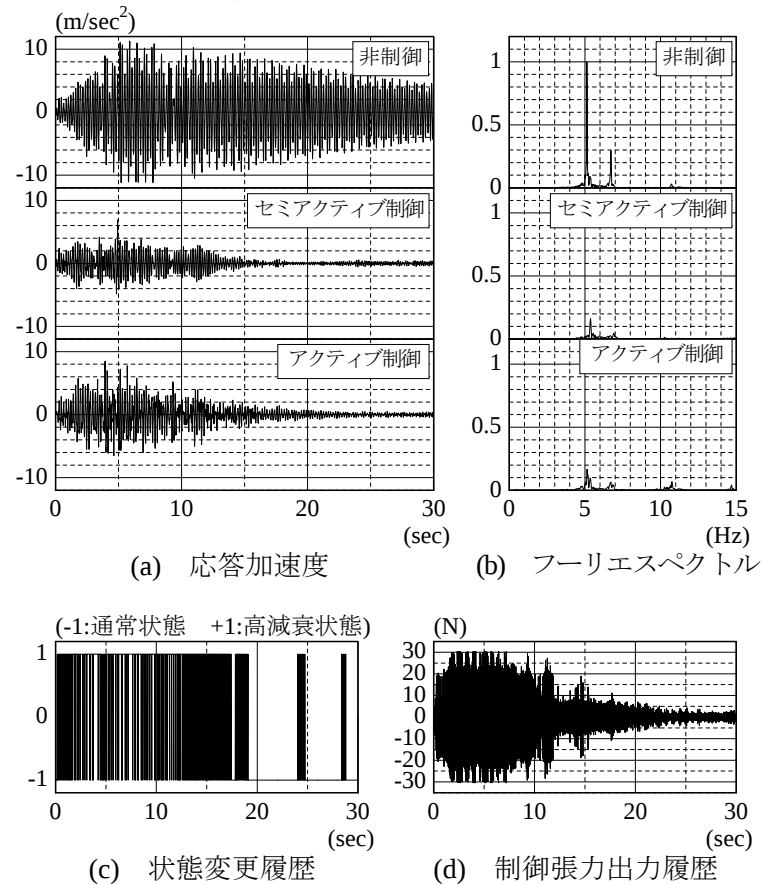


図 3-23 解析結果 (吊床版構造物・兵庫県南部地震)

表 3-11 吊床版構造物における応答エネルギー (Nm)

制御手法	釧路沖地震	兵庫県南部地震
非制御	7.05	7.09
セミアクティブ	0.53	0.42
アクティブ	1.00	0.83

る。ファジィ制御理論によって制御張力を与えたアクティブ剛性型制御においては、5次モードのピーク値が非制御時と比較して増大している。本研究ではファジィ制御理論の制御張力決定に際して節点毎に制御張力を算出しその中で最大のものを用いている。このため相対的に応答が大きな2次モードに対して主に制御が行われ、比較的応答が少ない5次モードに対しては若干加振するような制御力が作用したものである。なお、可変減衰型制御においては一部の部材に与えた可変減衰が構造物全体に対して効果を発揮し、もっとも卓越する2次モードの応答のみに着目して制御を行ったにも関わらず、すべての振動モードに対して高い振動抑制効果を得ることが可能となったものと推定される。

さらに、表 3-11 における応答エネルギーに着目すると、釧路沖地震と兵庫県南部地震のいずれの入力加速度に対しても、可変減衰型制御では非制御時の応答エネルギーのおおむね 1/15 に、アクティブ剛性型制御に関しては 1/7 以下程度に低減されており、本研究で用いたような可変剛性型制御は優れた制振効果を発揮していることが応答エネルギーの面からも確認できる。

3.6.4 可変減衰型 ON-OFF 制御の制振効果と適用性

以上の解析結果から、本研究で用いた ON-OFF 方式による可変減衰型制御は、最適制御理論を用いた制御力型制御や、ファジィ制御理論によるアクティブ剛性型制御と同等以上の制振性能を有し、高度な制御理論を用いずに十分な制御効果を有する制振システムを構築することが可能であると考えられる。塔状構造物の解析結果からは、可変減衰型制御は制御力型制御とほぼ同等の制振効果を発揮することが可能だと考えられる。しかしながら、本節の解析においては、制御力型では最大制御力が約 10N となっており、制御対象の規模を考慮するとかなり大きな制御力を構造物に作用させる必要がある。この点で可変減衰型制御において設定した粘性減衰は、既存のオイルダンパなどを用いることによっても十分に実現可能で、実際に第2章で述べたオイルダンパの減衰係数よりも小さな値である。これより本研究の手法は AMD などを用いたアクティブ方式に比して、制御装置の駆動エネルギーを大幅に低減することが可能になると推定され、セミアクティブ制御の実用上の優位性は高いものと思われる。吊床版構造物においては制御対象に部分的に減衰を付加することによっても、構造物の振動全体を抑制することが可能であり、可変減衰型システムを用いたセミアクティブ制御は制御対象とした振動モード以外の振動数に対しても十分な制振効果を有することがわかった。ON-OFF 制御やファジィ制御における設計変数の決定に際しては GA を適用したが、いずれの場合もおおむね良好な制振効果が得られ、制御系の設計に際して GA を汎用的に用いることが可能であると思われる。また、本研究では制振効果を評価する手法として構造物のエネルギー量に着目したが、応答加速度やフーリエスペクトルの大小関係と

整合性を有しており、振動抑制効果を総合的に評価するための一手法として妥当であった。

本節で検討した制御則の橋梁構造物への適用性に関して考察を加えれば、最適制御理論やファジィ制御理論などを用いて、構造物の応答に応じて適切な制御装置の出力を決定する方式は常に高い制振効果が期待できるが、構造物の状態量の測定や制振デバイスの駆動に要するエネルギーの確保などの制約が大きく、アクチュエータにも出力が調整可能な機構が必要である。また土木構造物としての性質上、比較的高度な制振システムの維持あるいは管理についても困難さが伴う。これらに関して、その制約が比較的少ない本研究の方式は適用性あるいは実用性が比較的高く、構造特性を部分的に変化させることで構造物全体の制振が可能になったことから、構造物の安全性や振動使用性の向上を比較的容易かつ経済的に実現する可能性を有していると思われる。

3.7 本章のまとめ

本章では、構造性能可変型セミアクティブ制御の制御方式と制御出力を決定するための制御則について述べ、具体的な制御系の設計を行った。

本研究では、制御装置の動作によって構造物に直接制御力を作用させずに、剛性や減衰といった構造特性を変化させることで制御を行うセミアクティブ制御を採用した。まず、塔状構造物では、鋼管とダンパからなる制御装置の接続状態を ON-OFF で切り替えることで、構造物の剛性と減衰を同時に変化させる可変剛性・減衰型システムを適用する。これは、固有振動特性の変化による非共振化と、剛性と減衰の増加によって直接的に応答量の抑制を図るものである。

鋼鉄桁橋に対しては外ケーブルと可変剛性部材を用いた可変剛性型システムを用いる。動的応答量に応じて、可変剛性部材の剛性を変化させこれに接続した外ケーブルの張力を変化させることで、全体剛性の増加による応答変位の抑制と、構造特性の変化による入力外力との非共振化を図る。3.2 節では以上の構造性能可変型システムについて述べ、制振シミュレーションを行う際の数値解析手法について記述した。

上記の構造性能可変型システムに対して、制御装置の出力を低次の振動モードの卓越状況に応じて選択的に変更する ON-OFF 制御を適用した。観測対象とする振動数成分の抽出は、構造物の固有振動数を通過帯域に含むローパスフィルタとバンドパスフィルタによって行うこととし、各フィルタによって抽出された応答加速度の大きさを、予め設定した閾値と比較して装置の ON-OFF を決定する。3.3 節では ON-OFF 制御で用いる IIR 楕円フィルタの設計を行い、ON-OFF を切り替える際の制御規則に関して述べた。また、構造特性の変化による制御効果を向上させるためには、制御装置の作動状態を一定時間保持する必要があると考えられるため、制御装置が通常状態から作動状態に移動した場合には一定の状態固定時間を設定することとした。このような制御方式では、ON-OFF を切り替える閾値と制御装置の状態固定時間の設定が極めて重要であるため、3.4 節ではこれらの設計変数について、GA による組み合わせ最適化を行い制御系の設計を行った。GA における解析では、制御効果を判定するための指標として構造物のエネルギー量を用いた。最適化の結果、制御装置を ON に切り替える際の閾値と状態固定時間については、設定した解空間の範囲内で良好な制振効果を発揮できる組み合わせが求められ、作動状態に対して制御装置を OFF にする閾値は、制御装置の動作が行われないような値が求められた。いずれの制御対

象についても同様の傾向を有する最適解が得られ、線列の収束過程も適切と思われるため GA による最適解の探索は妥当であったと考え、これらの設計パラメータを用いて ON-OFF 制御系の設定を行った。なお、鋼鈑桁橋に対する可変剛性型制御では、ON-OFF 制御に対する制振効果や適用性の比較を行うために、瞬間最適制御理論を用いたシミュレーションを行う。3.5 節では可変剛性型システムにおける制御則の誘導過程を述べ、本研究の鈑桁橋モデルにおける可変剛性部材への具体的な適用方法と重みマトリックスの設定について述べた。

ON-OFF 方式のセミアクティブ制御の基本的な制振効果や制御系設計手法の妥当性を検討するために、3.6 節では塔状構造と吊床版を有する実験供試体を対象として可変減衰型方式による制振シミュレーションを実施し、いずれの制御対象においても十分な制振効果が得られ、本研究の ON-OFF 制御や制御系設計手法は妥当であることが明らかになった。したがって、第 4 章では可変剛性・減衰型セミアクティブ方式で、塔状構造物モデルに対するシミュレーションと実験供試体における振動制御実験を行う。また、第 5 章では、鋼鈑桁橋モデルに対して可変剛性型方式を適用し、地震加速度を用いた不規則外力と交通荷重の 2 つの外乱に対する制振シミュレーションを ON-OFF 制御と瞬間最適制御によって行う。これらの解析・実験の結果から、本研究で提案するセミアクティブ制御の制振効果や適用性について検討を行うものである。

【参考文献】

- 1) 家村浩和、五十嵐晃、中田成智：連結構造物のバリアブルダンパーによる最適震動制御に関する研究、構造工学論文集、Vol.46A, pp.575-582, 2000.
- 2) 川島一彦、運上茂樹：バリアブルダンパーを用いた道路橋の地震応答制御、土木学会論文集、No.501/I-29, pp.143-152, 1994.
- 3) 宮森保紀、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一：可変減衰型セミアクティブ制御の橋梁構造物への適用に関する一考察、構造工学論文集、Vol.47A, pp.371-380, 2001.
- 4) Yang, J.N., Akbarpour, A. and Ghaemmaghami, P.: New optimal control algorithms for structural control, *Journal of the Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.113, No.9, pp.1369-1386, 1987.
- 5) Chang, C.C. and Yang, H.T.Y.: Instantaneous optimal control of building frames, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.120, No.4, pp.1307-1326, 1994.
- 6) 小堀鐸二：制振構造、鹿島出版会、1993.
- 7) 那須正、小堀鐸二、高橋元一：可変剛性(AVS)制震システムにおけるリアルタイム共振検知方法、第 2 回日本制震(振)シンポジウム論文集、pp.511-518, 2000.
- 8) 比江島慎二、藤野陽三：桁端ダンパーによる橋梁の交通振動の軽減、土木学会論文集、No.465/I-23, pp.107-116, 1993.
- 9) 山崎智之、大島俊之、三上修一、当麻庄司、杵本正信、藤村浩：ER 流体によるインテリジェント振動減衰装置の開発、土木学会北海道支部論文報告集、第 55 号(A), pp.202-205, 1999.
- 10) Ruangrassamee, A. and Kawashima, K.: Semi-active control of a bridge with use of megnetorheological damper, 地震工学研究発表会講演論文集、26 巻、pp.1117-1120, 2001.
- 11) 廣岡孝治、家村浩和、豊岡亮洋、五十嵐晃：動的載荷試験による MR ダンパの力学特性のモデル化に関する研究、土木学会年次学術講演会講演概要集、57 巻、I-603, pp.1205-1206, 2002.
- 12) 阿部雅人、Baris, E., 藤野陽三、Kwan-Sown, P.: Applicability of semi-active control for seismic protection of elevated bridges, 土木学会年次学術講演会講演概要集、第 1 部(A)、55 巻、pp.326-327, 2000.
- 13) 清水信行：Mathematica による振動解析、共立出版、1997.
- 14) 新電気編集部：絵とき電気・電子基礎百科早わかり、オーム社、2000.
- 15) 宮崎誠一、宮崎仁：パソコンで学ぶ自動制御の実用学、CQ 出版社、1991.
- 16) Patten, W.N., Sun, J., Li, G., Kuhen, J. and Song, G.: Field test of an intelligent stiffener for bridges at the I-35 Walnut Creek Bridge, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol.28, Issue 2,

- pp.109-126, 1999.
- 17) 伊津野和行、川村弘昌、森泰樹、小林紘士：簡易アクティブ制御連結システムによる線状に連続する構造物の地震応答低減の試み、土木学会論文集、No.647/I-51, pp.229-240, 2000.
 - 18) 小野裕幸：Mathematica DSP と制御、トッパン、1992.
 - 19) The Math Works Inc.: MATLAB Signal Processing Toolbox User's Guide, サイバネットシステム、1999.
 - 20) 宮森保紀、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一、鈴木隆：可変減衰型セミアクティブ制御によるケーブル構造物の動的挙動、鋼構造年次論文報告集、第8巻、pp.103-108, 2000.
 - 21) 宮森保紀、小幡卓司、鈴木隆、林川俊郎、佐藤浩一：可変減衰型セミアクティブ制御の鋼製タワーにおける適用性、鋼構造年次論文報告集、第8巻、pp.97-101, 2000.
 - 22) 宮森保紀、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一、鈴木隆：外ケーブルを用いた可変剛性型セミアクティブ制御について、鋼構造年次論文報告集、第9巻、pp.333-338, 2001.
 - 23) Miyamori, Y., Obata, T., Hayashikawa, T., Sato, K. and Oikawa, A.: Analytical study on variable stiffness vibration control on bridge structures by using external cable system, *Proceedings of the Fifth European Conference on Structural Dynamics (Eurodyn2002)*, pp.961-966, 2002.
 - 24) 北野宏明編：遺伝的アルゴリズム、産業図書、1993.
 - 25) L.デービス編：遺伝アルゴリズムハンドブック、嘉数侑昇、三上貞芳、皆川雅章、川上敬、高取則彦、鈴木恵二共訳、森北出版、1994.
 - 26) 杉本博之、鹿汴麗、山本洋敬：離散的構造最適設計のための GA の信頼性向上に関する研究、土木学会論文集、No.471/I-24, pp.67-76, 1993.
 - 27) 千々岩浩巳、三原徹治、太田俊昭：離散的最適構造設計への交配固体選択 GA の適用に関する一考察、構造工学論文集、Vol.42A, pp.381-388, 1996.
 - 28) 岡南博夫、古田均、金吉正勝、田中洋：ファジィアクティブ制御のチューニングに対する遺伝的アルゴリズムの応用、第2回振動制御コロキウム、PART B, pp.207-214, 1993.
 - 29) 小幡卓司、宮森保紀、井上圭介、林川俊郎、佐藤浩一：ケーブル構造物におけるアクティブ剛性型制振システムの適用に関する一考察、構造工学論文集、Vol.45A, pp.737-744, 1999.
 - 30) 近田康夫、清水宏孝、廣瀬彰則：ウイルス進化型 GA を援用した橋梁補修計画支援に関する研究、構造工学論文集、Vol.47A, pp.211-218, 2001.
 - 31) 鹿汴麗、杉本博之：GA におけるパラメータの効果に関する研究、構造工学論文集、Vol.41A, pp.619-626, 1995.
 - 32) 下田和敏、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一、宅和大助：GA を用いたファジィアクティブ制御の効率化に関する研究、構造工学論文集、Vol.43A, pp.685-692, 1997.
 - 33) 小幡卓司、下田和敏、林川俊郎、佐藤浩一：塔状構造物のアクティブ振動制御理論に関する一考察、鋼構造年次論文報告集、第3巻、pp.107-114, 1995.
 - 34) Fujino, Y., Warnitchai, P., and Pacheco, B.M.: Active stiffness control of cable vibration, *Journal of Applied Mechanics*, ASME, Vol.60, pp.948-953, 1993.
 - 35) 白石昌武：入門現代制御理論、啓学出版、1987.
 - 36) 野波健蔵 編著、西村秀和 共著：MATLAB による制御理論の基礎、東京電気大学出版局、1998.
 - 37) 三矢直城、田中一男：C 言語による実用ファジィブック、ラッセル社、1989.
 - 38) 田中一男：応用をめざす人のためのファジィ理論入門—ファジィ集合からファジィ制御まで—、ラッセル社、1991.
 - 39) 小幡卓司、斉藤慎吾、林川俊郎、佐藤浩一：Fuzzy 制御理論を用いた塔状構造物のアクティブ振動制御について、鋼構造年次論文報告集、第2巻、pp.1-6, 1994.

第4章 塔状構造物の可変剛性・減衰型制御

4.1 概説

本章では、橋梁構造物において振動制御の適用例が比較的多い、吊橋や斜張橋の主塔を想定した塔状の実験供試体について、構造性能可変型セミアクティブ制御の制振シミュレーションと振動制御実験を実施し、本研究で提案する制御手法の振動抑制効果と適用性を明らかにすることを目的とする。

実験供試体は3層の鋼製塔状構造物で、鋼管とオイルダンパからなる制御装置の動作をON-OFFで変更することで可変剛性、可変減衰を作用させる。制御則としては、作動状態と通常状態の1次モードの卓越状況に応じて制御装置の状態変更を行うON-OFF制御を採用し、構造物上層の応答加速度をフィルタリングすることで卓越状況を監視する。制御装置の状態変更は、フィルタリングした応答加速度と予めGAにより決定した閾値とを比較することで行う。

まず、4.1節では卓越振動モードの制振がON-OFF制御で可能であることを確認するために、通常状態の1次モードの減衰自由振動に対する振動制御シミュレーションと制振実験を実施する。

減衰自由振動に対する結果を踏まえて、強制加振時における解析と実験を行うこととし、4.2節では第3章で決定したフィルタ係数や状態変更の閾値などを用いて、解析モデルに対する制振シミュレーションを実施する。シミュレーションは地震加速度を用いた不規則強制加振に対して行い、地震波は振動性状の異なる釧路沖地震観測波と兵庫県南部地震観測波を入力する。まず制御系設計で用いた釧路沖地震波について、剛性と減衰の切り替えが適切に行われ十分な振動抑制効果が発揮されることを確認した上で、ON-OFF変更の過程やGAで設定した制御パラメータの妥当性について考察を行う。続いて兵庫県南部地震観測波を入力して、設計時と異なる入力外力に対する制振効果について検討を行う。

4.3節では、シミュレーションで得られた結果を実際の構造物で確認するために振動制御実験を実施する。実験は解析と同じ制御系の設計変数を用いて、振動台上に設置した実験供試体に上述の2つの地震加速度を入力した強制加振に対して制御を行う。まず非制御時について解析結果と実験結果の比較から解析の妥当性について述べる。次に制御時の実験結果から本研究の可変剛性・減衰型システムの制振性能を明らかにするとともに、制御装置の実装上の課題についても述べる。これらの解析や実験を通じて、ON-OFF方式による構造性能可変型制御が構造物の振動制御手法として適用性を有するとともに、GAを用いた制御系設計が簡便で解析では考慮されない不確定要素を含む実験においても制振効果を発揮できることを明らかにする。

4.2 減衰自由振動に対する可変剛性・減衰型制御

本節では強制加振による解析と実験に先立って、可変剛性・減衰型制振システムの制振性能と制御装置動作の過程を予備的に検討するために、塔状構造物の減衰自由振動に対して制振シミュ

レーションと実験を行う^{1),2)}。減衰自由振動に対する可変剛性・減衰型制御も第3章で述べた制御方法に準じて行う。本節の検討では、構造物の振動モードの卓越状況に応じて制御装置を ON-OFF で動作させるのみでも、応答量が抑制され得ると考えられることから、制御則の構築はより簡便に行った。すなわち、通常状態と作動状態の応答量を抽出するフィルタについては、作動状態では1次固有振動数より高い振動数全域を通過させるハイパスフィルタを用いた。また、ON-OFF を変更する制御規則においては、制御装置の ON-OFF を切り替える際の閾値のみを GA で決定することとして、状態固定時間は実験における制御装置の追従性を考慮して 0.05sec とした。入力加速度は通常状態の1次固有振動数を有する正弦波であり、これを一定時間入力して加振終了と同時に制御を開始する。入力した加速度の振幅は、制御開始時の構造物上層の応答加速度が 400gal 程度になるように調整した。GA による解析によって得られた、減衰自由振動に対するセミアクティブ制御の応答加速度の閾値は、それぞれローパスフィルタ通過成分に対して 5gal、ハイパスフィルタ通過成分に対して 310gal になった。したがって、これらの値を用いて制御系を設定し、減衰自由振動に対する制振シミュレーションを実施する。

まず、時刻歴応答解析の結果を図 4-1 に示す。図 4-1 (a)は構造物上層の時刻歴応答変位であり、上段は非制御時、下段は制御時の解析結果である。(b)は制御装置の状態変化の履歴を表しており、制御装置が作動した場合を 1、作動しない場合を 0 で表現している。また、(c)は(a)で示した応答変位のフーリエスペクトルであり、比較のために非制御時の最大値で無次元化を行った。図 4-1(a) および(b)の応答変位および状態変更履歴に着目すると、制御開始直後から構造物の振動周期に応じて制御装置の状態が切り替わり、これによって制御時の応答変位が急激に減少している。制御時と非制御時の比較では、制御開始後 5 秒間で応答変位の振幅が約 1/4 になっており、制御開始後 15 秒後には構造物の振動がほぼ完全に抑制されていることが確認できる。図 4-1(b)においては、制御装置の切り替え周期がほぼ一定間隔となっているが、今回の解析では構造物が1次モードのみで振動しているため、制御装置の状態切り替えがローパスフィルタによって抽出された応答加速度とそれに対する基準値の大小関係のみによって行われているためと考えられる。また、図 4-1(c)のフーリエスペクトルについても、1次モードのピーク値が非制御時の 1/3 程度まで減少しており、制御系の設計において観測対象とした1次モードの制振に極めて高い振動抑制効果を発揮していると考えられる。

次に振動制御実験について述べる。実験は解析と同様に1次モードの減衰自由振動に対して行い、振動台上に設置した実験供試体を一定時間加振し、振動台の停止と同時に制御と応答加速度の測定を開始した。振動制御実験の結果を図 4-2 に示す。解析結果と同様に(a)は構造物上層の応答変位、(b)は制御装置の状態変更履歴、(c)は応答変位のフーリエスペクトルであり、(a), (c)においては上段が非制御時、下段が制御時の実験結果である。なお、応答変位の算出は加速度計によって得られた応答加速度を時間積分することによって計算した。図 4-2(a)の応答変位においては、非制御時では計測終了時においても構造物は振動を続けているが、制御時は制御開始後速やかに応答量の低減がなされ、約 6 秒間でほぼ完全に振動が抑制される結果となっている。図 4-2(b)における状態変更履歴についても、応答量が十分に低減される制御開始後約 5 秒まで頻繁に装置の切り替えが行われていることが確認できる。また図 4-2(c)のフーリエスペクトルについては、1次モードのピーク値が制御によって非制御時の 5 割程度に減少しており、解析と同様に卓越モード

に対する振動抑制効果が十分に発揮されていることがわかる。解析結果と実験結果の相違について考察を加えると、まず制御装置の状態変更履歴について、図 4-2(b)においては解析結果である図 4-1(b)と比較して極めて短い周期で切り替わり、解析結果の約 1/3 の時間で制御装置の動作が停止していることがわかる。解析においては前述のように構造物の振動周期と同期して状態変更が行われていたが、実験においては、制御装置に取り付けた電磁石が実験供試体に接触する際に構造物に多少の衝撃を与え、これが応答加速度においては比較的高い振動数成分を有する原因となっている。このため、応答加速度のハイパスフィルタ通過成分が設定した基準値を超過し、制御装置の状態が変更されることで、このような小刻みな状態変更が行われたものと考えられる。さらに、減衰の振幅依存性などの解析では考慮していない要因により、実験の応答変位は解析結果と比較してより速やかに低減されたものと推定される。構造物の応答変位が上記のような理由により速やかに低減されたことに加えて、通常状態に対する動作基準値が小さかったことから、加

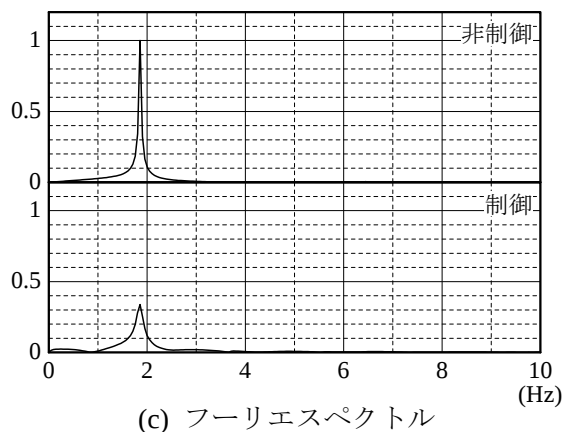
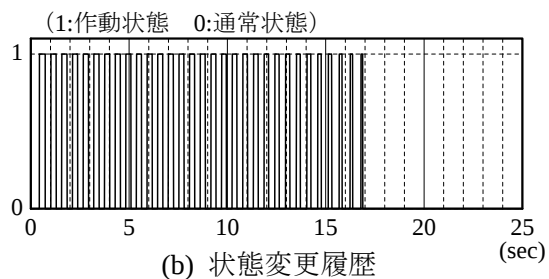
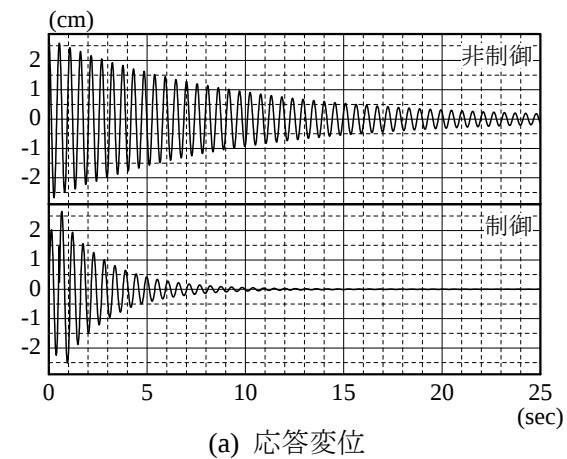


図 4-1 時刻歴応答解析結果

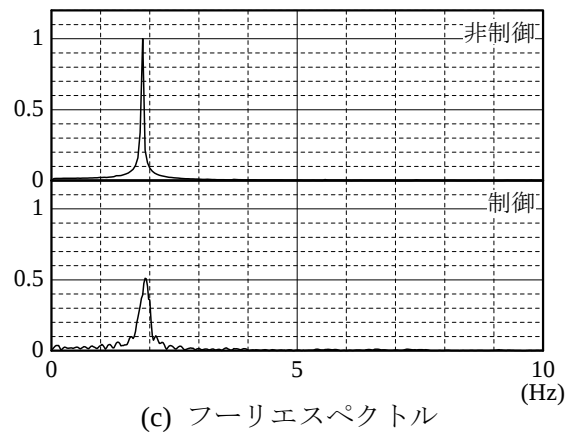
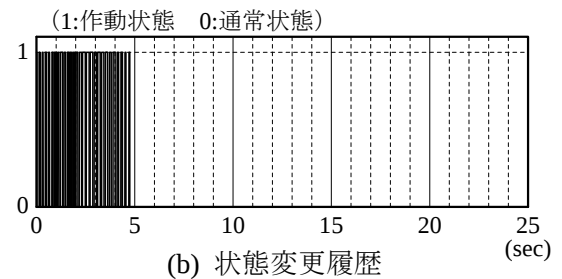
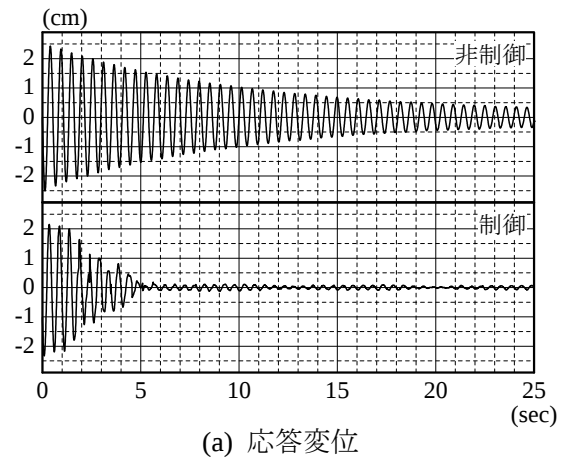


図 4-2 振動制御実験結果

速度計の感度や A/D 変換ボードの分解能の影響により、構造物の応答量が小さい場合に制御装置の動作が行われず、解析と比較して短時間で制御装置の動作が停止したものと思われる。

以上の結果より、本研究の可変剛性・減衰型セミアクティブ制御は、実験および解析ともに卓越する振動モードに対して高い振動抑制効果を期待できることが明らかになった。したがって、構造物の一部分の剛性や減衰を 2 段階に切り替えるといった比較的簡便な手法でも、構造物の制振は十分に可能であると考えられる。

4.3 塔状構造物の振動制御シミュレーション

強制加振に対する制振シミュレーションは 2 つの地震波を入力加速度として行うこととし、解析ケースを表 4-1 のように設定した。Case 1 および Case 2 は構造物の状態を固定した場合で、Case 1 は構造物に可変剛性・可変減衰を付加しない通常状態、Case 2 は可変剛性・可変減衰を付加した作動状態で解析を行う。Case 3 は ON-OFF 制御の場合で、ON-OFF を切り替える際の応答加速度の閾値や、剛性・減衰を付加した状態で固定する時間などの制御系のパラメータは GA を用いて設計した値を用いる。入力外力として用いた釧路沖地震の千代田大橋における橋軸方向観測波と兵庫県南部地震の JR 鷹取駅 EW 方向観測波について、加速度波形とフーリエスペクトルを図 4-3 と図 4-4 に示す。入力外力の最大値は、実験との整合をとるために加速度計のレンジを考慮して、構造物の最大応答加速度が 300gal 程度となるように調整し、入力加速度の最大値を 31.5gal とした。

表 4-1 解析ケース（塔状構造物）

Case 1	通常状態固定
Case 2	作動状態固定
Case 3	ON-OFF 制御

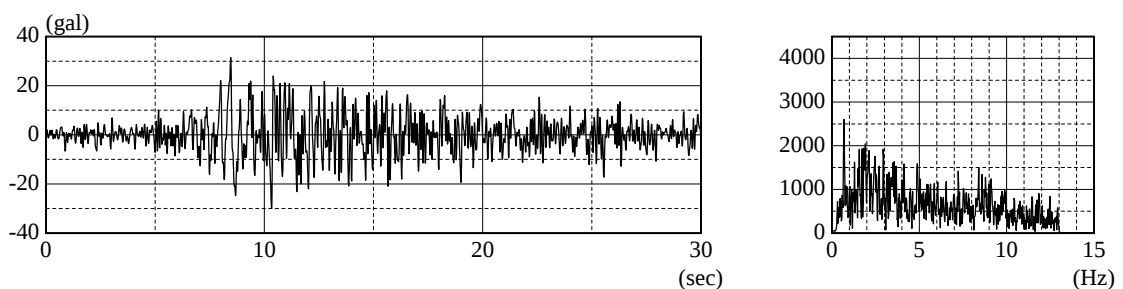


図 4-3 入力加速度（釧路沖地震・千代田大橋橋軸方向）

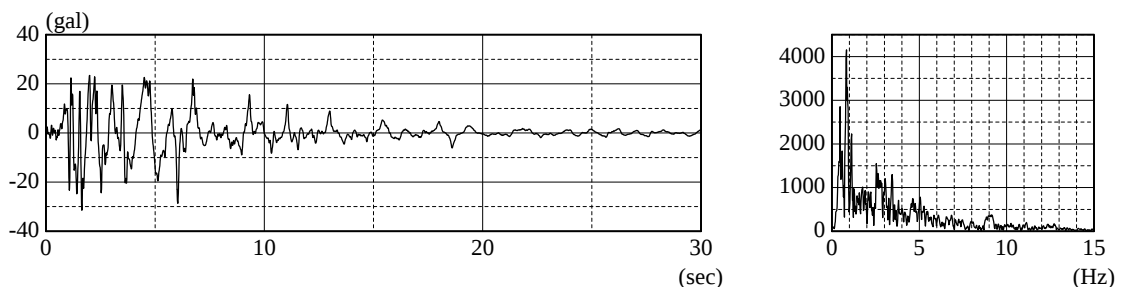


図 4-4 入力加速度（兵庫県南部地震・JR 鷹取駅 EW 方向）

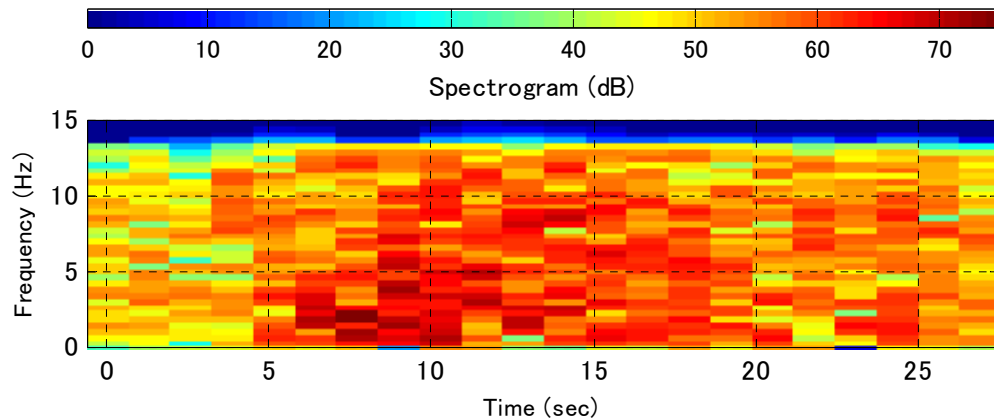


図 4-5 入力加速度のスペクトログラム（釧路沖地震観測波）

解析における加速度の入力時間は 30sec とする。また、図 4-5 は釧路沖地震観測波の卓越振動数の時間変化を表したスペクトログラムである。このスペクトログラムは窓関数によって波形を短時間で分割してフーリエ変換する短時間フーリエ変換について、絶対値を 2 乗してデシベル表示したものである^{3),4)}。横軸は時間、縦軸は振動数を表し、赤色の濃さがスペクトルの強度を表している。この釧路沖地震観測波の振動特性について述べると、図 4-5 では 8～9sec 付近で 2Hz 前後の振動数をもっとも卓越しており、時間とともにより高い振動数成分の強度が大きくなっていく傾向がある。18～20sec 以降では 2～3Hz の 1 次固有振動数に近い振動数成分は弱くなり、5Hz 以上の振動が継続している。

時刻歴応答解析結果として、最初に GA による制御系設計で入力外力として用いた、釧路沖地震観測波に対するシミュレーション結果について述べる。解析結果について、実験供試体の上層、中層、下層に対応する、解析モデルの節点 3, 12, 14 における水平方向に着目する。図 4-6、図 4-7 は Case 1 における応答加速度の時刻歴波形とフーリエスペクトル、ならびに応答変位波形とフーリエスペクトルである。同様に、図 4-8、図 4-9 は Case 2 の応答加速度と応答変位の時刻歴波形とフーリエスペクトルであり、図 4-10、図 4-11 は ON-OFF 制御を行った Case 3 における加速度と変位に関する結果である。また、図 4-12 は Case 3 で応答量の観測点とした節点 14 の加速度に対して、フィルタリングによって通常状態と作動状態の応答量をそれぞれ抽出した結果である。図 4-12 ではそれぞれの抽出加速度に対して設定された閾値を直線で表示してある。また、図 4-13 は抽出された加速度応答に基づいて構造物の状態変更を行った履歴であり、1 は可変剛性・減衰が付加された作動状態を表している。さらに、各解析ケースにおける動的応答量の比較として、表 4-2 に節点 14 すなわち構造物上層における Case 1～3 の応答加速度と応答変位の最大値と実効値を示す。

まず、Case 1 および Case 2 の非制御の場合について述べると、図 4-6 および図 4-7 の Case 1 では入力加速度が大きくなる 8～9sec にかけて上層と中層の応答加速度、変位が急速に増大し、11～12sec で上層の応答変位は最大値に達している。その後、継続的な加速度入力作用するため応答加速度はほぼ一定の振幅を保ち、変位に関しては緩やかに減衰している。Case 1 の上層における最大応答加速度は 301.82gal であった。中層、下層の応答加速度については、18sec 以降で 2 次

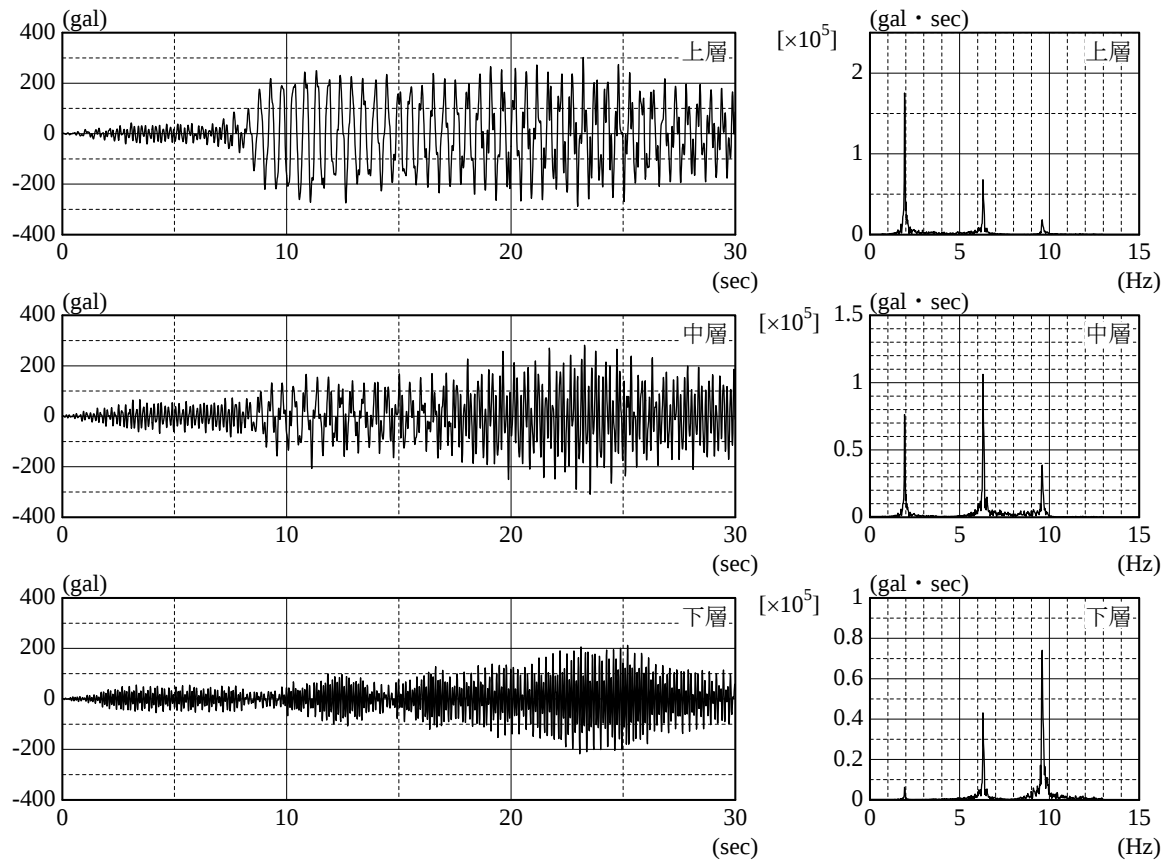


図 4-6 応答加速度波形とフーリエスペクトル (釧路沖地震波入力・Case 1)

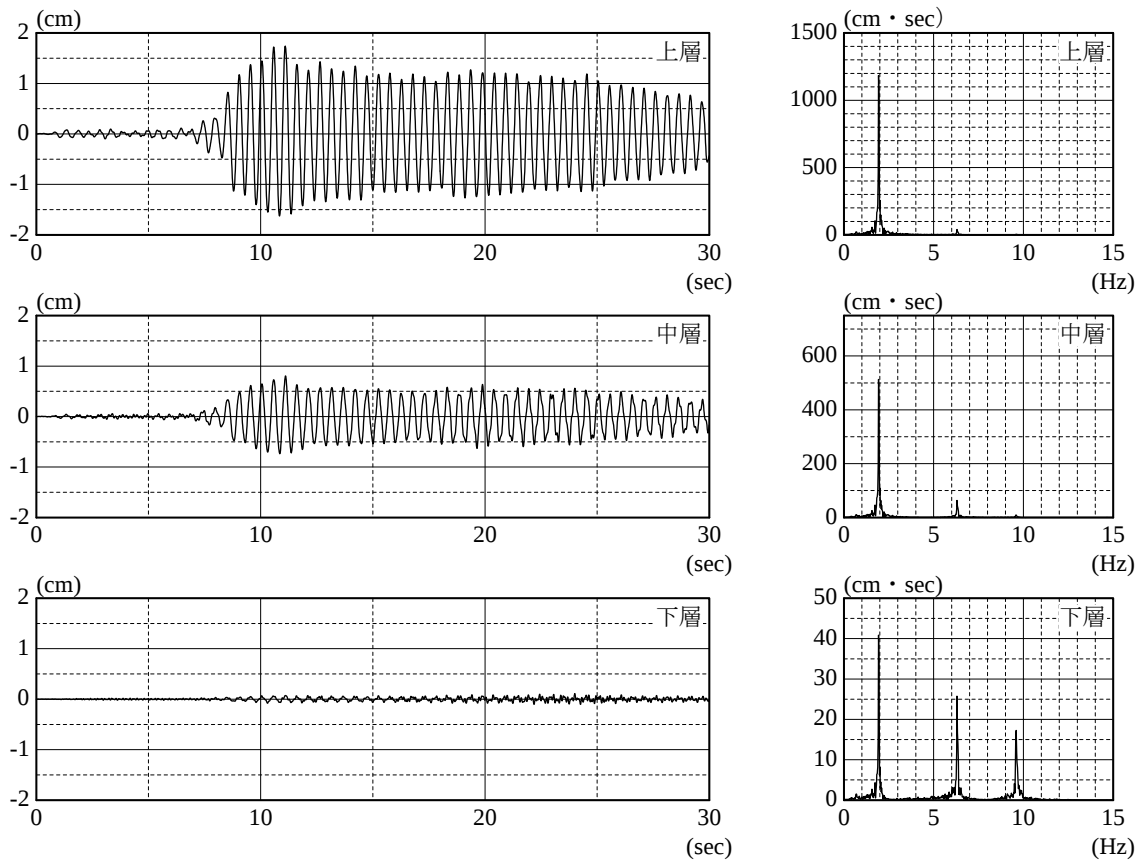


図 4-7 応答変位波形とフーリエスペクトル (釧路沖地震波入力・Case 1)

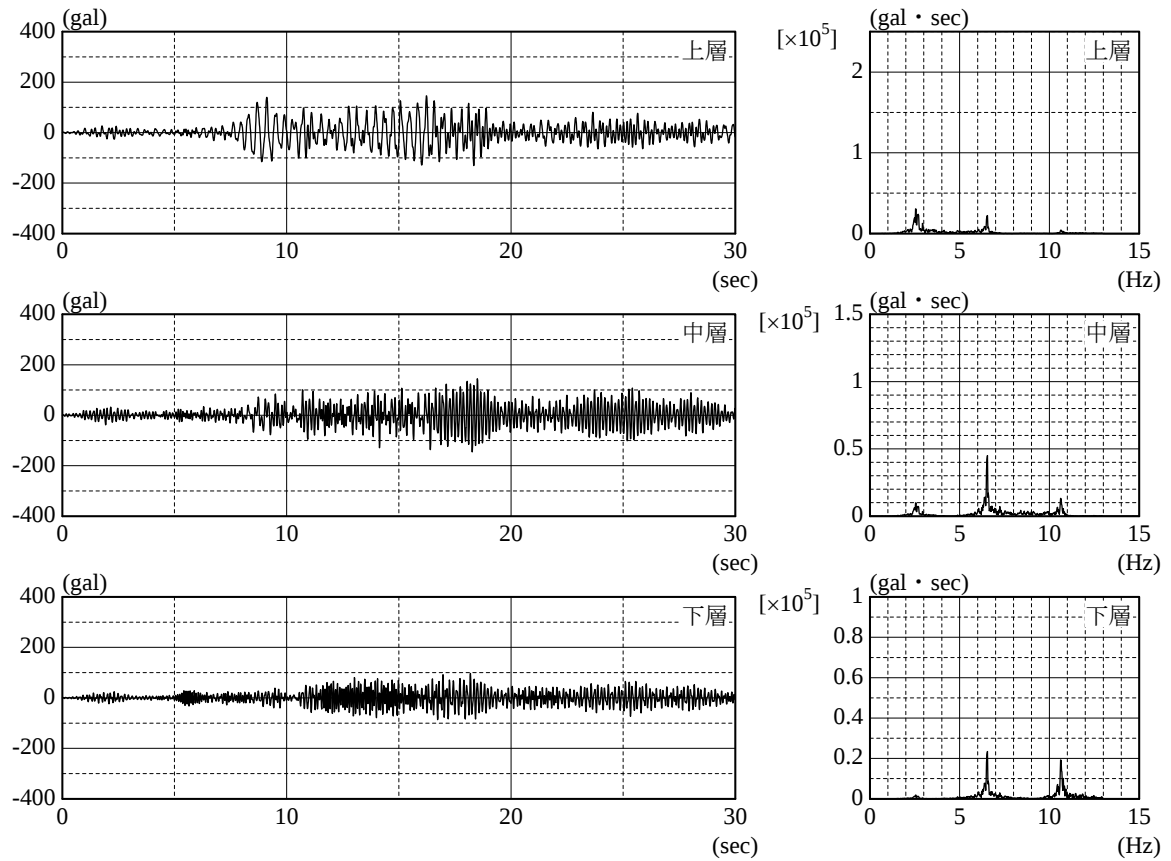


図 4-8 応答加速度波形とフーリエスペクトル (釧路沖地震波入力・Case 2)

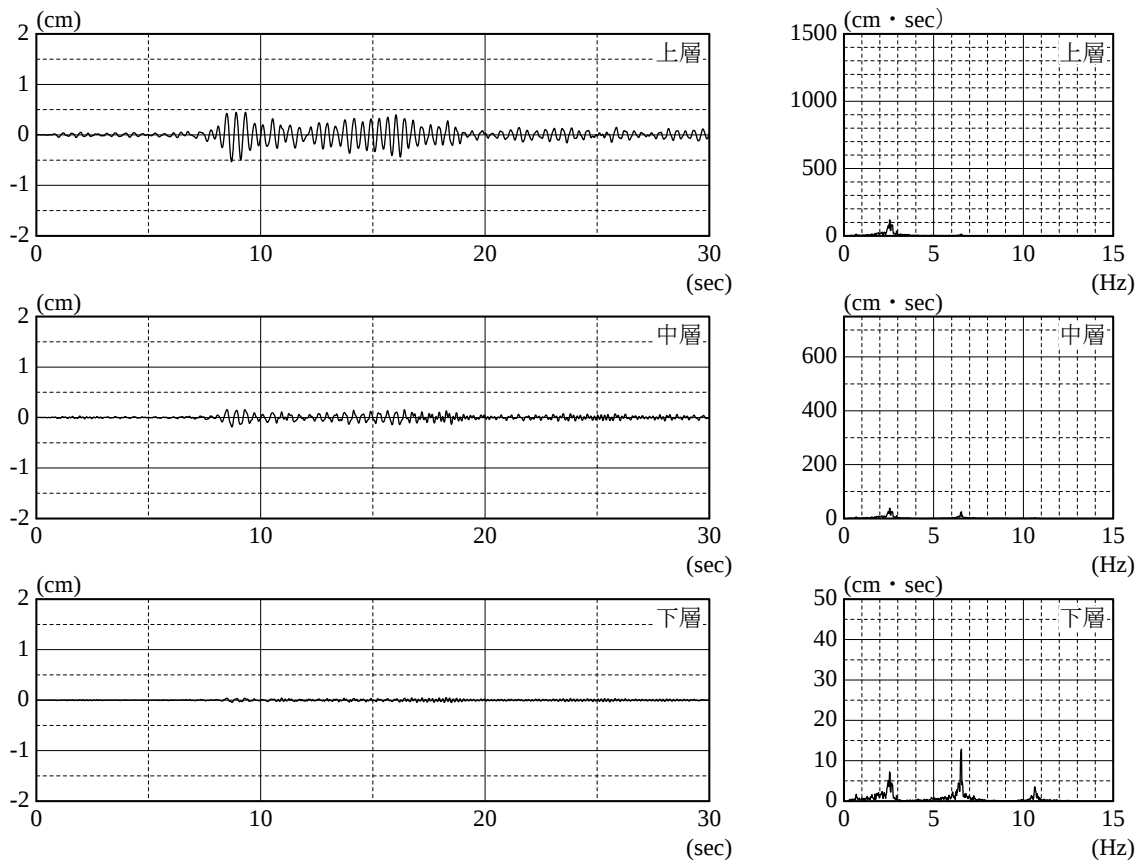


図 4-9 応答変位波形とフーリエスペクトル (釧路沖地震波入力・Case 2)

モードあるいは3次モードの周期が卓越して振幅が大きくなっており、入力外力の振動数成分の変化が反映されている。これらの応答加速度のフーリエスペクトルでは1～3次モードの固有振動数にピークが現れており、上層では1次モード、中層では2次モード、下層で3次モードが最大値を有している。応答変位に関しては1次モードの振動数成分が大きく卓越しており、下層はほとんど振動応答が発生していない。

構造物に剛性および減衰を付加した図4-8、図4-9のCase 2では、Case 1と比較して大幅に振幅が小さくなっており、上層の応答加速度の最大値はCase 1の約1/2、応答変位の最大値は1/3以下になった。また、振動数領域については、Case 1の応答加速度は上層で1次モードが特に卓越していたが、Case 2においてはフーリエスペクトルのピーク値が1次モードと2次モードで同程度になっている。さらに図4-8の上層の応答加速度波形では、19sec以降で波形の卓越周期が変化していることがわかる。Case 1とCase 2におけるこれらの相違は、剛性と減衰を付加したことによって振動振幅そのものが小さくなったことと、入力加速度の卓越振動数の時間変化と構造物の固有振動特性の関係に起因していると考えられる。まず、剛性付加に関しては通常状態と作動状態で、制御装置の連結部に相当する部材の剛性を変化させて、構造物との連結状態の変化を表現している。これによって作動状態では制御装置が中層と下層を結ぶ剛性の高い部材として作用し、全体剛性に大きく寄与することとなった。また、制御装置のダンパによる減衰の付加は、作動状態の減衰マトリックスにダンパの粘性減衰を考慮することで解析を行っており、これもCase 2において応答量が小さくなったことの一因になったと思われる。入力外力の振動特性と構造物の固有振動特性の関係については、Case 1の通常状態は1次固有振動数が1.95Hzであり8sec以降で入力加速度の卓越成分と1次モードが共振することによって大きな応答が生じ、通常状態の減衰定数が比較的小さいことから1次モードを中心とした振動が継続したものと考えられる。Case 2の作動状態に固定した場合は、1次固有振動数が2.61Hzと2.0Hzからやや離れており、8sec付近の2.0Hz前後の入力加速度ではそれほど大きくは共振しなかった。その後の約15secでは、入力加速度の卓越振動数が変化することで、上層で作動状態の1次モードが励起されており、19sec以降では前述のように低振動数成分が減少し、5Hz以上の振動が継続したため2次モードの応答が大きくなったものと考えられる。

以上のような通常状態固定時と作動状態固定時における動的応答特性の相異を踏まえて、ON-OFF制御を行ったCase 3の結果について考察を加える。図4-12、図4-13のフィルタリングした加速度と状態変更履歴に着目すると、制御開始後8.0secで2.0Hzをパスバンドとするローパスフィルタの抽出成分が閾値を超過し、構造物は作動状態に移行する。作動状態は11.93secまで継続してから通常状態に復帰するが、この動作によって8secから増大し始めた応答量はCase 1と比較すると大幅に抑制されていることが図4-10、図4-11からわかる。13.97secでローパスフィルタ通過成分が再び閾値を超過し、構造物は作動状態に移行し、上層の応答加速度および応答変位は14～16secで減少している。このように構造物の状態が適時切り替わることによって、観測対象とした上層の動的応答量は表4-2のようにCase 2と同程度まで抑制されている。釧路沖地震観測波を入力した場合は入力外力の卓越振動数と通常状態の固有振動数が一致したため、Case 1では共振状態となり動的応答はかなり大きくなった。このため、制御はこの通常状態から作動状態への非共振化が中心となり、作動状態から通常状態に移行することによる作動状態に対する非共振化

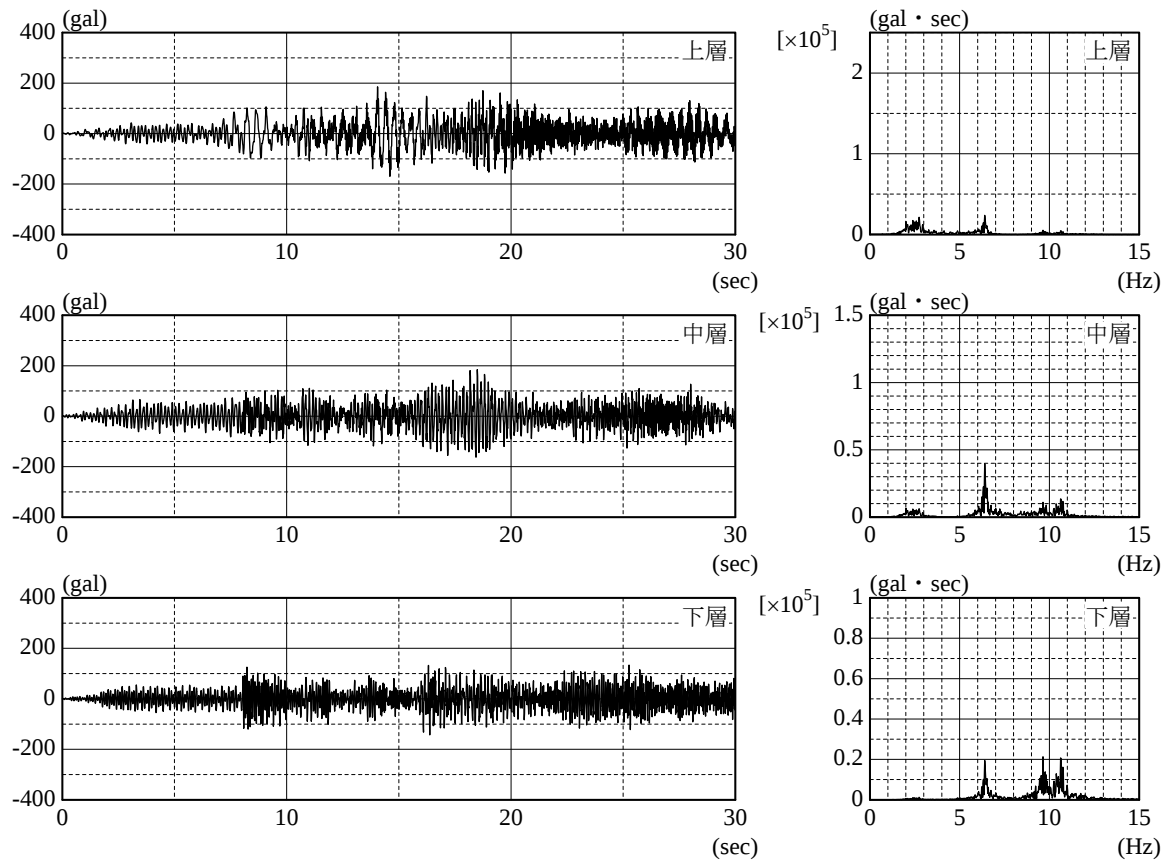


図 4-10 応答加速度波形とフーリエスペクトル (釧路沖地震波入力・Case 3)

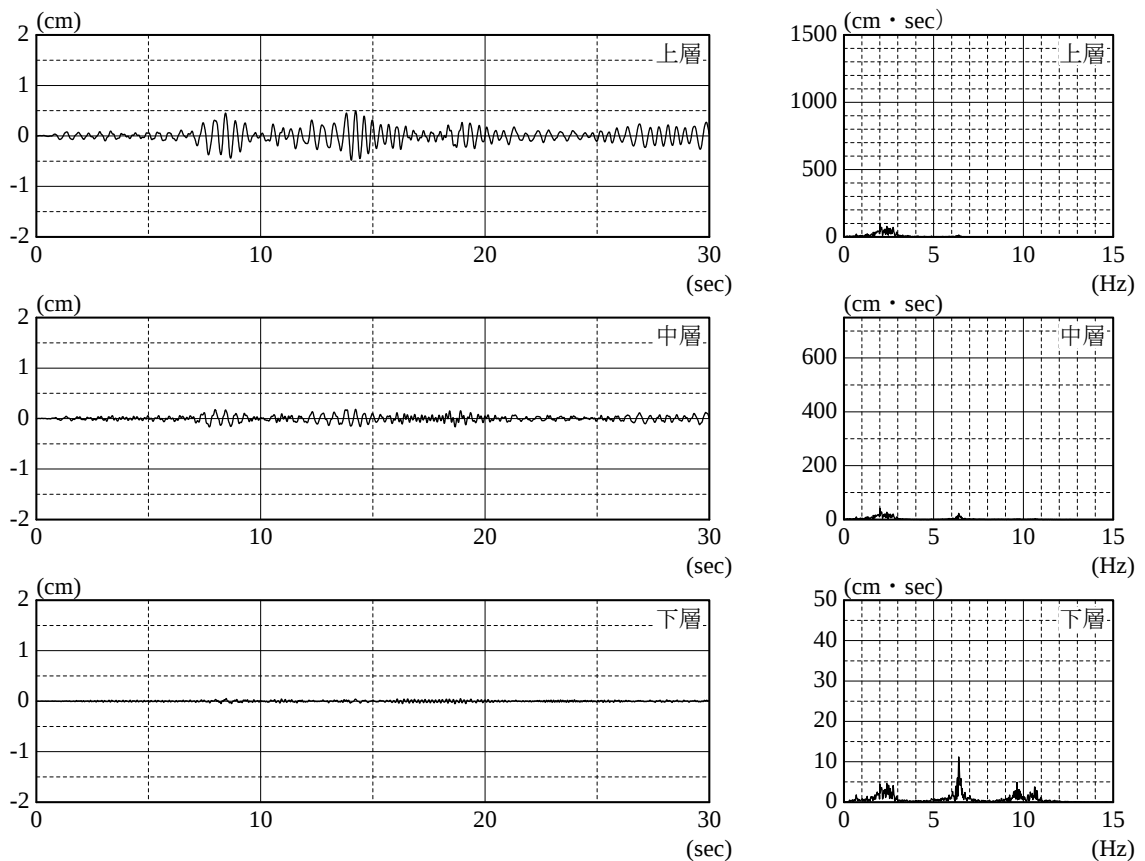


図 4-11 応答変位波形とフーリエスペクトル (釧路沖地震波入力・Case 3)

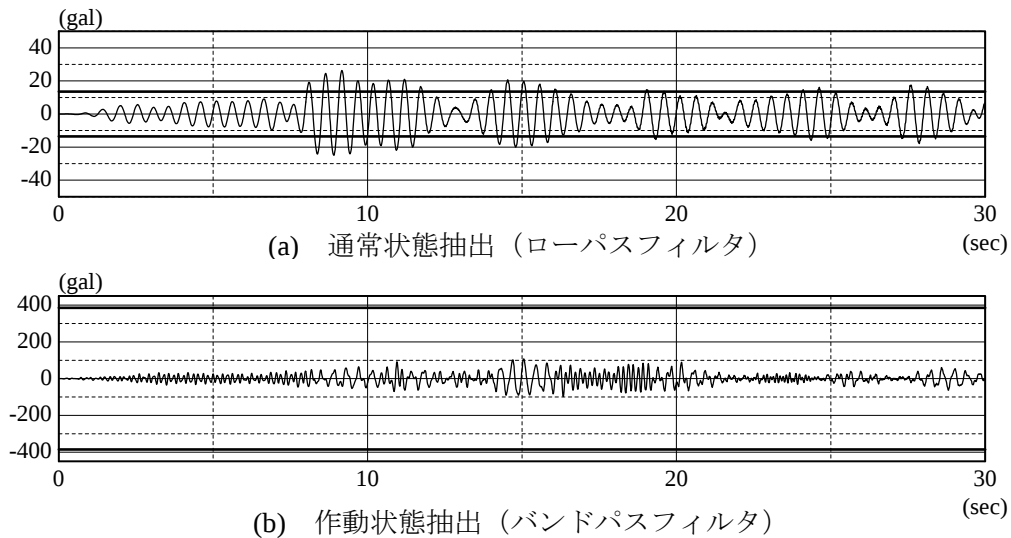


図 4-12 フィルタリングした応答加速度 (釧路沖地震波入力・Case 3)

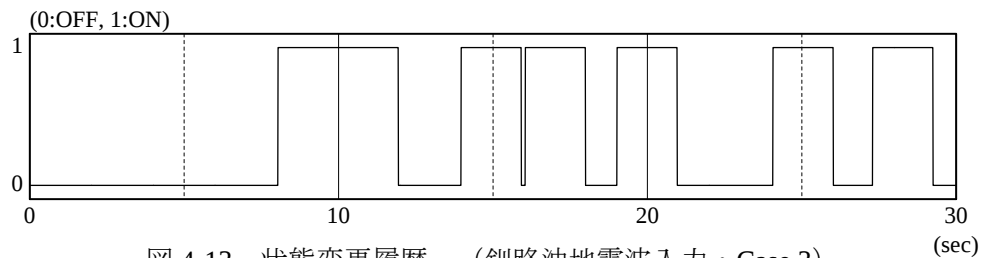


図 4-13 状態変更履歴 (釧路沖地震波入力・Case 3)

表 4-2 塔状構造物上層の動的応答量 (釧路沖地震観測波入力)

	応答加速度 (gal)		応答変位 (cm)	
	最大値	実効値	最大値	実効値
Case 1	301.82	113.55	1.73	0.70
Case 2	146.23	39.24	0.53	0.13
Case 3	185.32	46.13	0.49	0.14

はほとんどなされず、制振効果は作動状態に固定した Case 2 と同程度になったものと考えられる。さらに Case 3 においては、図 4-10 で下層の時刻歴応答加速度が状態変更時に急激に大きくなる現象が見受けられる。これは構造物の剛性あるいは減衰が制御によって瞬間的に変化したためと思われる。このような現象は制御装置の動作に起因するため、実験による検討が必要であるが、解析結果では比較的高い振動数成分を有しており、応答変位や応答速度で制振効果を評価する場合には大きな影響は与えないと思われる。

本研究の制御系では、GA によって設計パラメータを決定しており、塔状構造物においては釧路沖地震における観測波を入力外力として最適化を行った。図 4-12 で、ローパスフィルタ通過成分に対しては入力外力の増大によって加速度応答が大きくなるとして閾値が設定され、状態変更が行われている。一方、高域側のバンドパスフィルタ通過成分に対しては、抽出加速度の最大値をはるかに上回る値に閾値が設定されており、作動状態における応答量の増大を検知して状態変

更がなされるようになっていない。GA では遺伝子列の組替えとその評価によって最適化が行われ、その過程においてどのように最適解への誘導が行われるかは明らかではないが、このような結果となった理由として以下の 2 点が推測できる。まず、前述のように釧路沖地震波を入力とした場合は通常状態から作動状態へ移行することによる動的応答量の抑制が支配的となり、作動状態から通常状態への移行がなされないようなパラメータの組み合わせが選択された。次に、今回の最適化では評価関数を構造物のエネルギー量としており、状態変更の繰り返しによって応答加速度が増大すると運動エネルギーが大きくなり適応度は不利になることから状態変更回数を少なくするようになった。また、作動状態の固定時間も最適化のパラメータとしたが、GA の解析結果では 1.94sec と検索範囲の上限に近い値となっており、これも状態変更を頻繁に行わずにできるだけ作動状態を維持するように決定されたものと思われる。このように GA を用いた最適化によって、制御装置の動作は当初の意図とは若干異なる設定となったが、制振効果そのものは非常に優れた結果が得られたと思われ、GA による最適化は適切であったと判断できる。

以上のように、ON-OFF 方式によるセミアクティブ制御は構造物の状態を選択的に切り替えるのみの簡便な手法でも、高い振動抑制効果を有すると考えられる。さらに、この手法の有効性を異なる振動性状を有する不規則外力に対して検討するために、兵庫県南部地震観測波を入力外力として解析を行った。解析ケースは釧路沖地震観測波を入力した場合と同じ、表 4-1 の 3 ケースとする。シミュレーション結果に関しても同様に、図 4-14、図 4-15 が Case 1 の応答加速度と応答変位の時刻歴波形とフーリエスペクトル、図 4-16、図 4-17 が Case 2 の解析結果、図 4-18、図 4-19、図 4-20、図 4-21 が制御を行った Case 3 の結果である。また、表 4-3 には上層における Case 1～3 の応答加速度と応答変位の最大値と実効値を示す。

まず、図 4-4 の入力加速度は 1～7sec で大きな入力加速度が約 1sec 周期で数回発生し、その後速やかに振幅は減少して 20sec では入力加速度は零となっている。このため図 4-14 および図 4-15 の Case 1 では、8sec 以降は減衰自由振動とみなせる状態になっている。Case 2 に関しても Case 1 と同様の加振状態となっており、図 4-16 の応答加速度では初期の強制加振状態からおおよそ 7sec で減衰自由振動状態となっている。Case 1 との相違を挙げると、付加減衰を与えた Case 2 では 1 次モードの減衰定数が Case 1 の 0.28% から 2.17% へとかなり大きくなっているため、7sec 以降では振動が急速に減衰している。また、上層の応答加速度の最大値は Case 1 で 120.09gal であったが、Case 2 では 183.69gal と釧路沖地震観測波を入力した場合とは異なった傾向が現れている。これは図 4-5 のフーリエスペクトルの振動数成分が通常状態の 1 次固有振動数に近い 2.0Hz 前後より、作動状態の固有振動数に近い 2.5～2.8Hz 付近で大きく、作動状態のほうが通常状態より加振しやすいためである。

Case 3 の結果である図 4-18～図 4-21 では、ローパスフィルタ通過成分の増大によって構造物が断続的に作動状態に移行するような制御が行われている。この結果、観測対象とした上層の応答加速度ならびに各層の応答変位は、解析した 3 ケース中でもっとも小さくなっている。表 4-3 では上層の応答変位の最大値が Case 1 および Case 2 の約 65% に減少し、実効値では Case 1 の約 30%、Case 2 に対しても約 70% に減少している。図 4-18、図 4-19 におけるフーリエスペクトルでは、フィルタリングにより抽出を行った 1 次モードのピーク値が大きく減少しており、応答変位のスペクトルでは状態変更による非共振化に伴い、Case 1、Case 2 の解析結果と比較して明確なピーク値

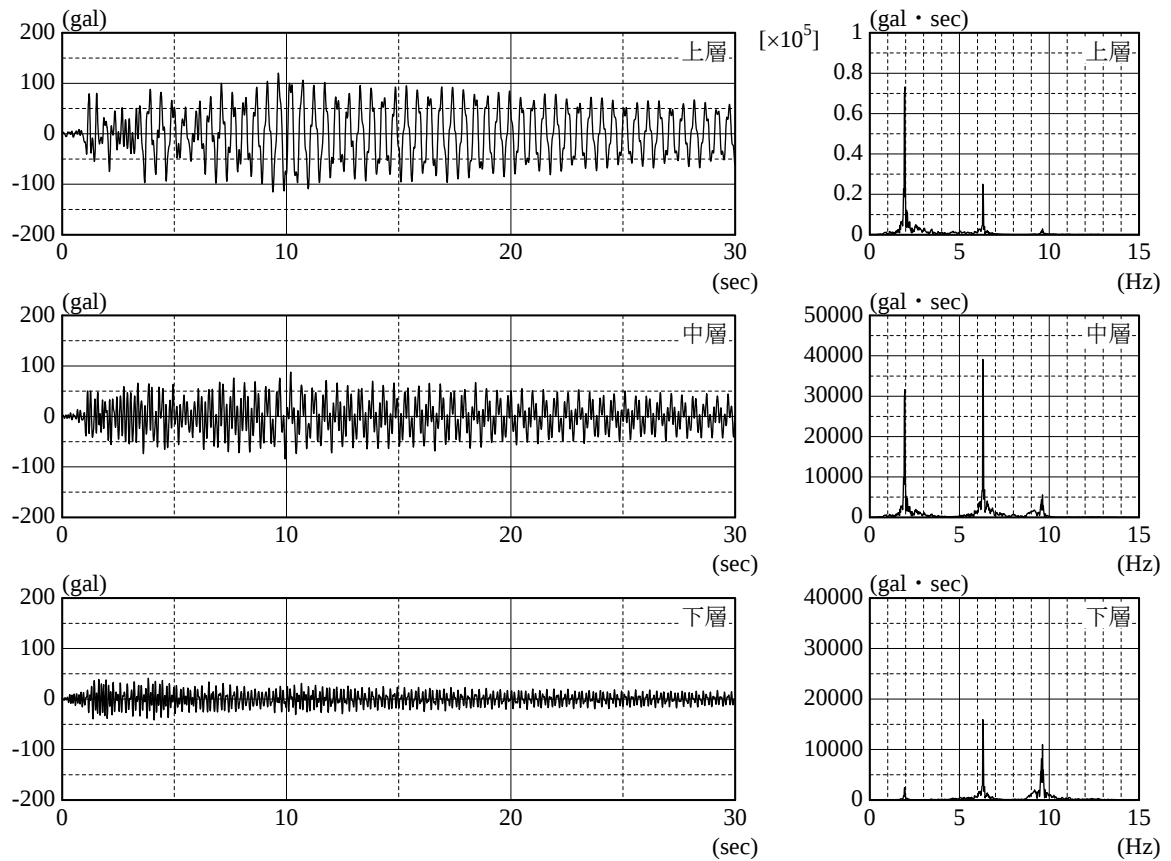


図 4-14 応答加速度波形とフーリエスペクトル (兵庫県南部地震波入力・Case 1)

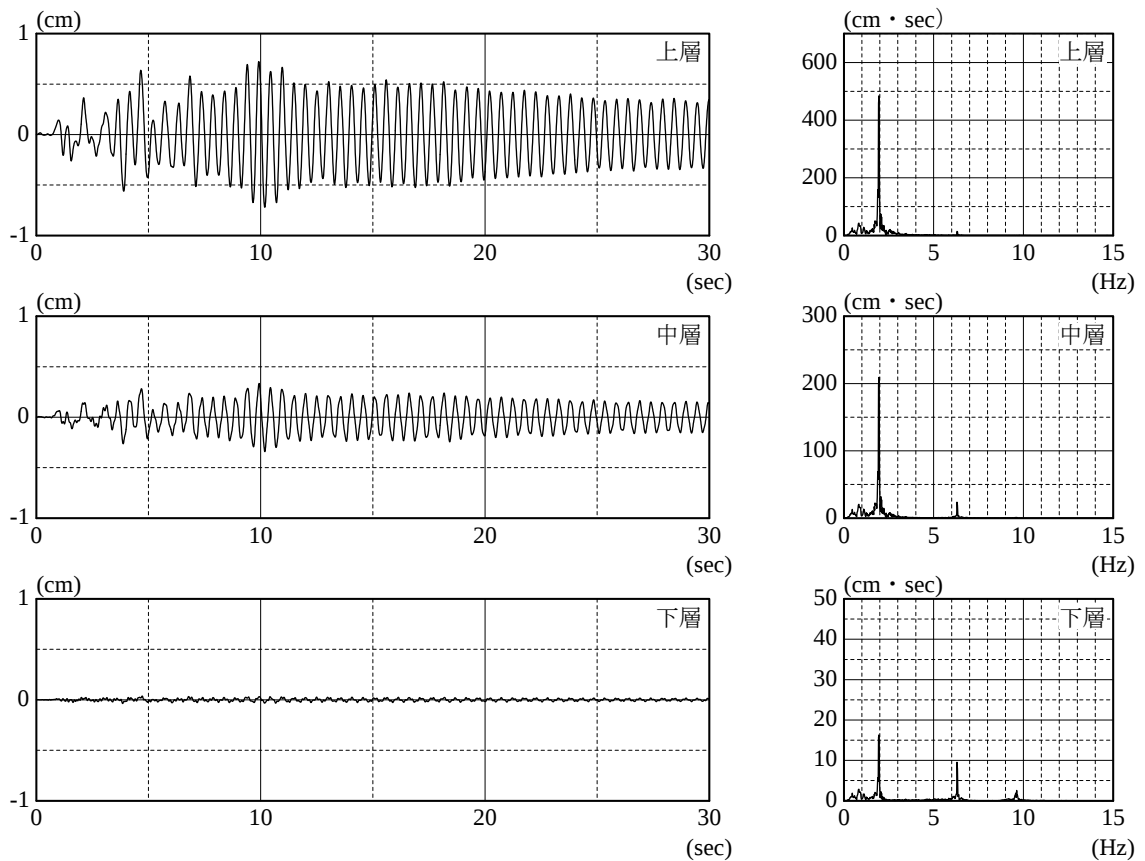


図 4-15 応答変位波形とフーリエスペクトル (兵庫県南部地震波入力・Case 1)

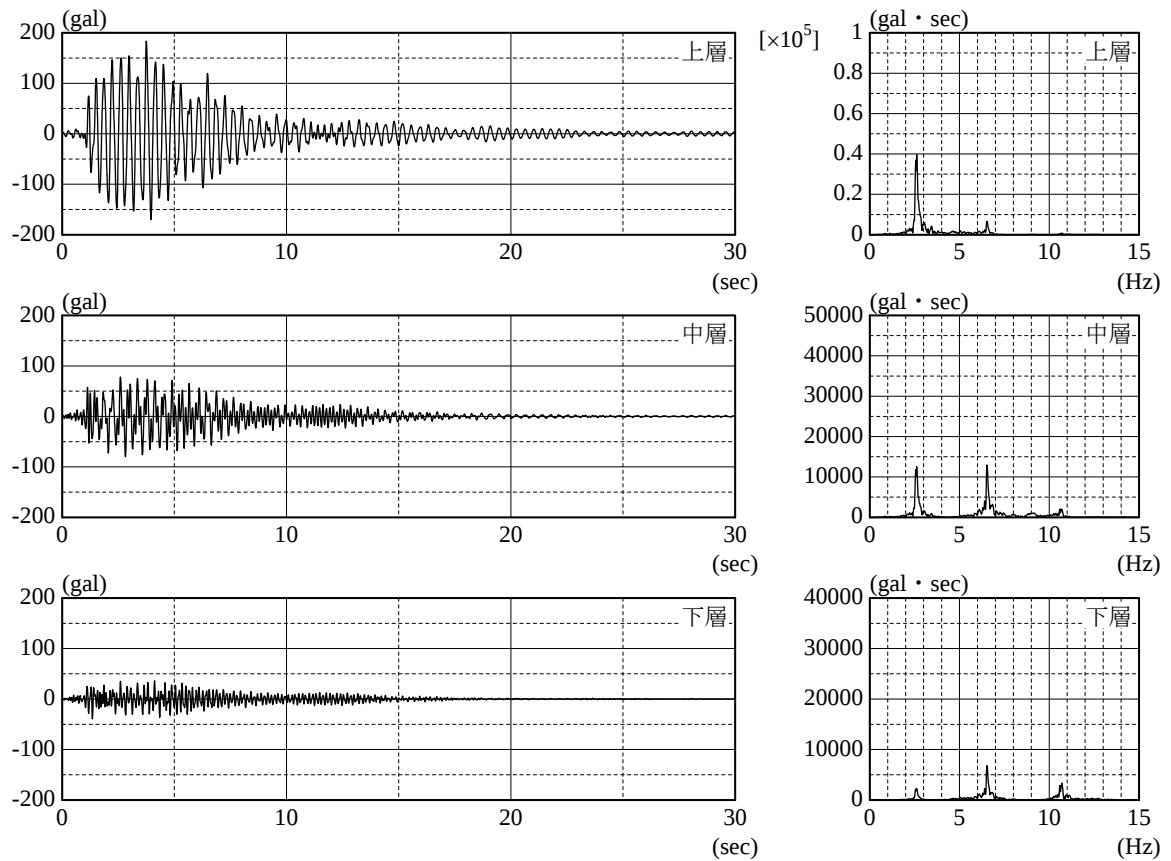


図 4-16 応答加速度波形とフーリエスペクトル (兵庫県南部地震波入力・Case 2)

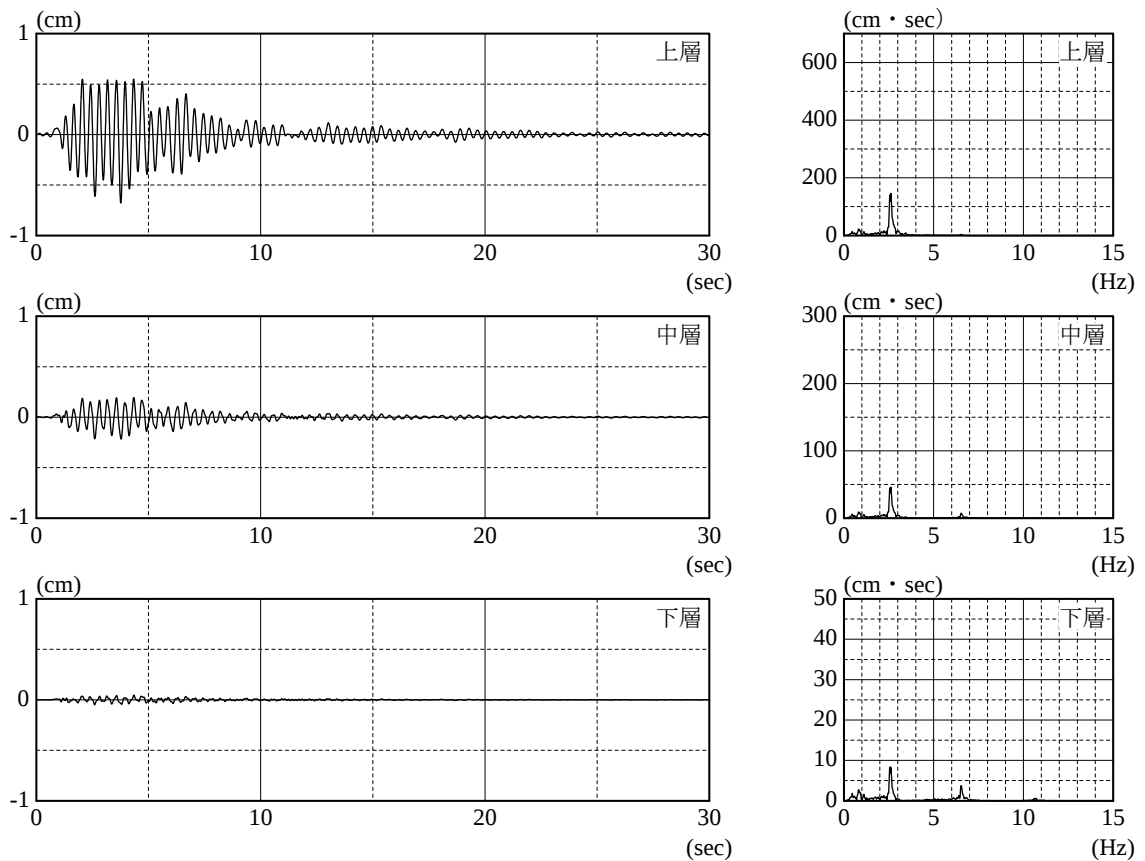


図 4-17 応答変位波形とフーリエスペクトル (兵庫県南部地震波入力・Case 2)

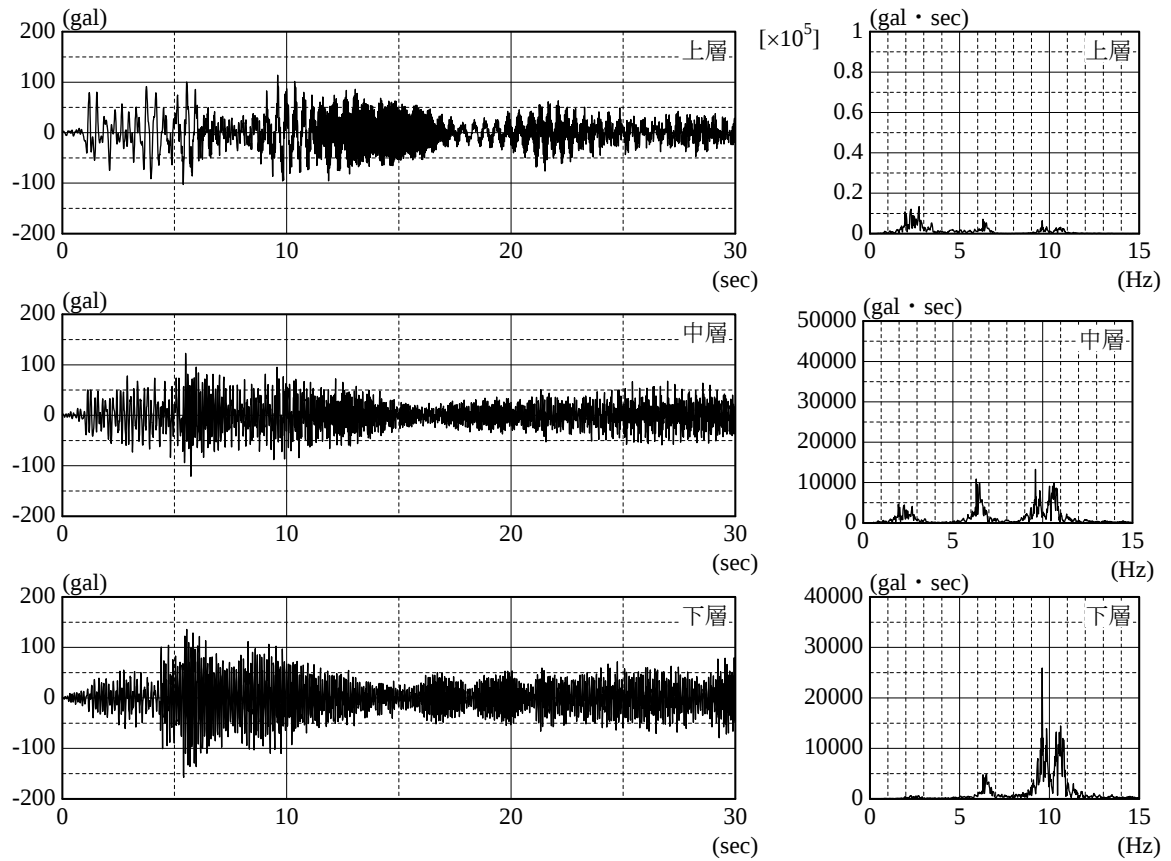


図 4-18 応答加速度波形とフーリエスペクトル (兵庫県南部地震波入力・Case 3)

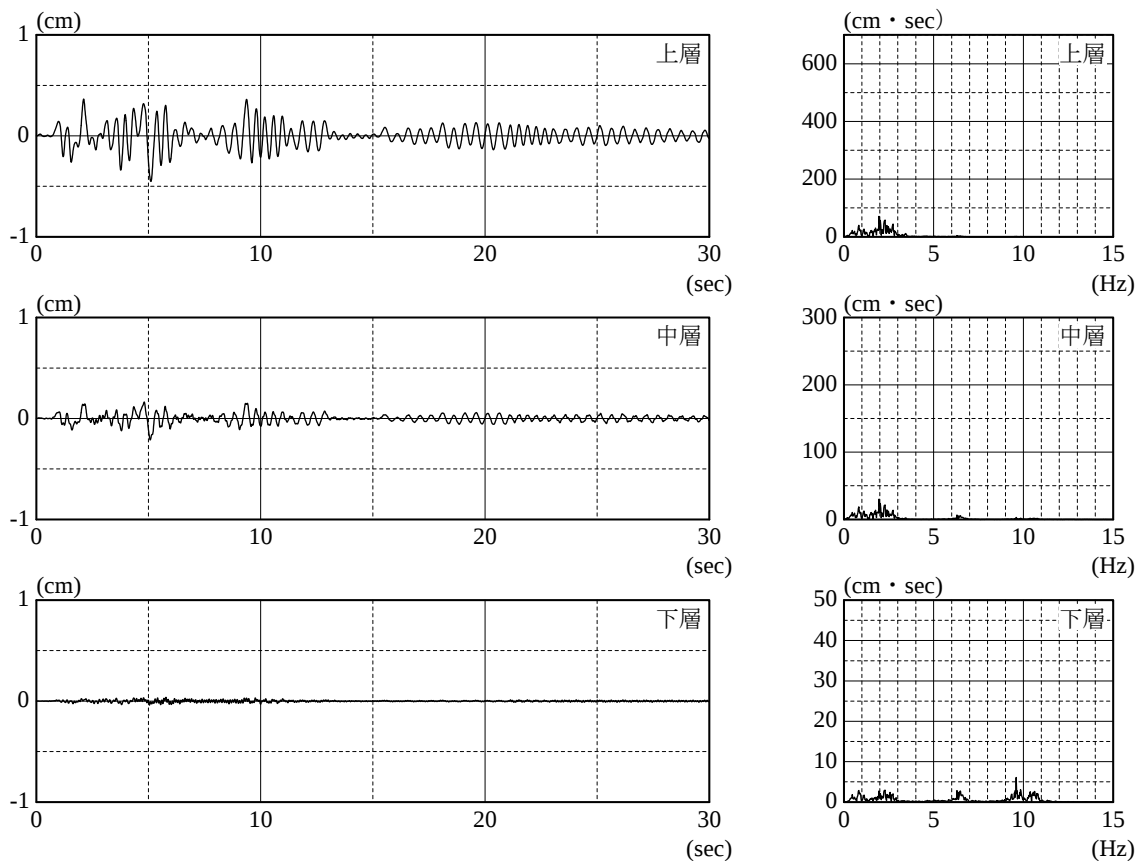


図 4-19 応答変位波形とフーリエスペクトル (兵庫県南部地震波入力・Case 3)

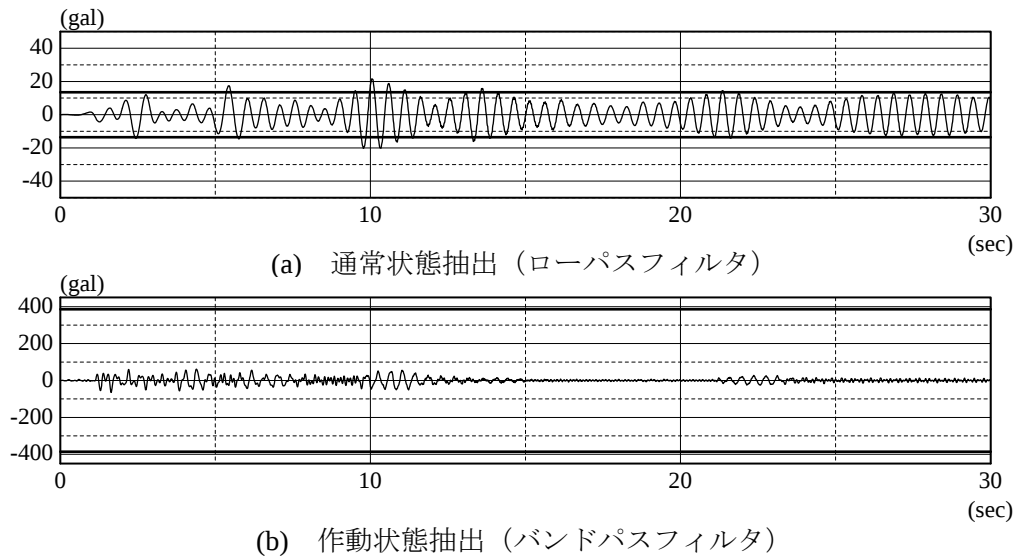


図 4-20 フィルタリングした応答加速度（兵庫県南部地震波入力・Case 3）

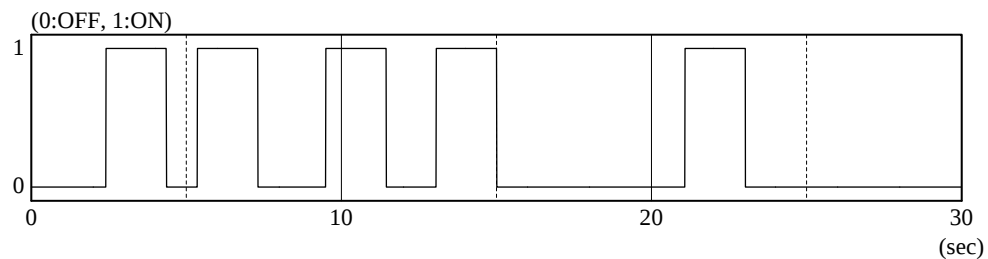


図 4-21 制御装置変更履歴（兵庫県南部地震波入力・Case 3）

表 4-3 塔状構造物上層の動的応答量（兵庫県南部地震観測波入力）

	応答加速度 (gal)		応答変位 (cm)	
	最大値	実効値	最大値	実効値
Case 1	120.09	47.75	0.72	0.31
Case 2	183.69	39.21	0.68	0.14
Case 3	113.75	30.06	0.45	0.10

が判別できない程度にまでなっている。このように兵庫県南部地震観測波を入力した場合には、可変剛性や減衰を固定した場合より制御を行った場合の動的応答量が小さくなっており、構造物の状態を選択的に変更する本制御手法の特長が発揮されている。

状態変更の経過を詳しく検討すると、2.39sec で応答量の増大を検知して作動状態に移行し、約 2sec 間の状態固定時間経過後は通常状態に復帰して、その後は約 1sec 通常状態にとどまっている。作動状態に移行している間の 4.0sec 前後では応答加速度の増加が見受けられるが、作動状態に固定した Case 2 の解析結果でも応答加速度が増大しており、この時間帯では作動状態と共振するような入力加速度が作用していると思われる。状態固定時間経過後に通常状態へ復帰することで応答加速度は減少しているが、作動状態へ移行中の図 4-20(b)の高域側のフィルタ抽出成分では加速度が増大していることから、作動状態に対する閾値がより小さく設定されていた場合には即座に通常状態に復帰することで、4.0sec での応答量の増大は回避できた可能性がある。このように

ON-OFF 制御の経過を詳細に検討すれば、さらに制振効果を向上させる余地があると考えられるが、状態変更の閾値や状態継続時間の設定を釧路沖地震観測波に対して行ったにもかかわらず、制御時間全体で上述のような高い振動抑制効果が得られている。これは不規則外力に対して本研究の ON-OFF 制御が適切に動作したためと考えられる。なお、釧路沖地震観測波の場合と同様に、状態移行時に下層あるいは中層の応答加速度が増大しており、実験による検討が必要である。

以上の 2 つの入力加速度に対する強制加振時の解析結果から、本研究の ON-OFF 方式によるセミアクティブ制御は良好な振動抑制効果を有すると考えられる結果が得られた。これらの制振効果を実験によって確認するため、次節においては実験供試体に対する制振実験を実施する。

4.4 セミアクティブ振動制御実験

4.4.1 振動制御実験システム

図 4-22 は本研究の振動制御実験システムの概略図である。実験供試体は振動台上に据え付けられ、実験供試体の各層と振動台に観測用と観測・制御両用のひずみゲージ型加速度計を計 4 基設置している。観測された波形は動ひずみ計を介し、DAQ(Data Acquisition)カードにより A/D 変換されてコンピュータに取り込まれる。取り込んだ加速度データのうち、観測点である供試体頂部の応答加速度によって振動制御用プログラムを介してフィルタリングによる卓越成分の抽出と、制御装置の ON-OFF 判定がなされ、電磁石への出力電圧が決定される。電磁石への出力は DAQ カードからデジタル信号として送出され、アンプにおいて D/A 変換と電圧増幅が行われて制御装置の電磁石へ入力される。制御装置作動時における電磁石への入力電圧は 12.0V である。なおこの制御系のサンプリング周波数は 100Hz である。

実験供試体に対する強制外力の入力は振動台の動作によって行われるが、制振実験に先だって振動台の動的特性を把握する。本実験で使用した振動台は変位振幅を入力する仕様になっている

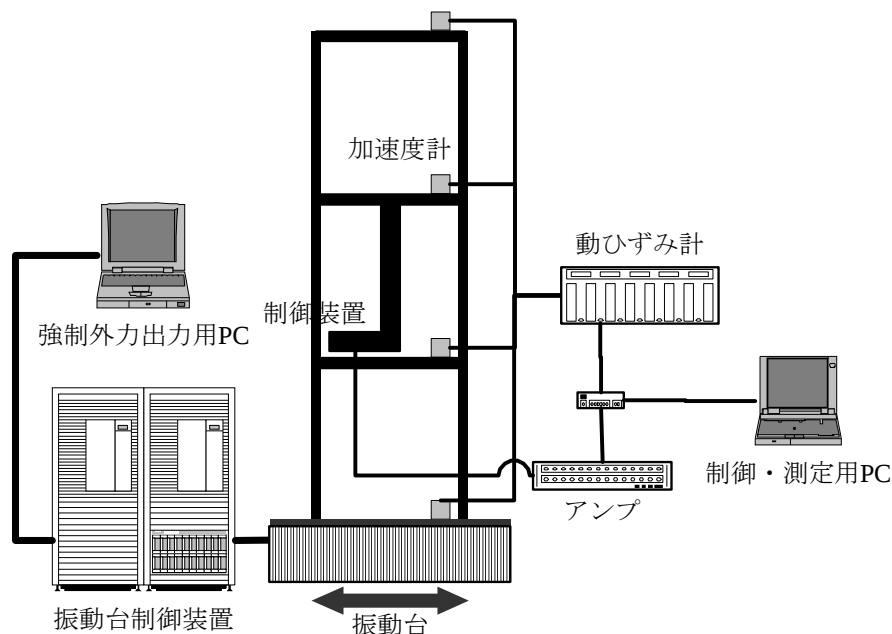
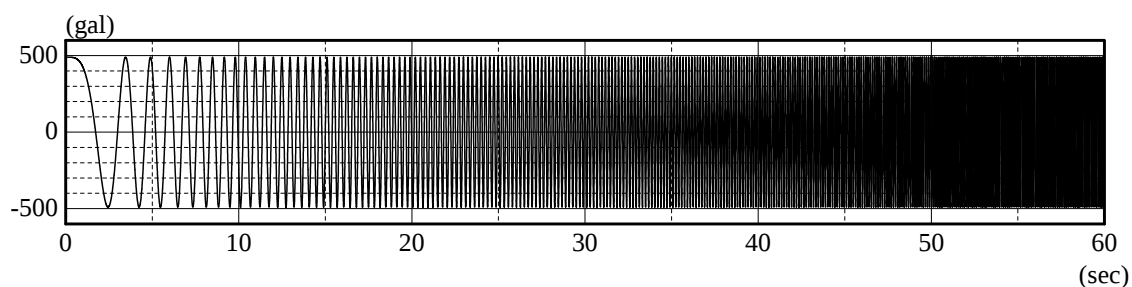
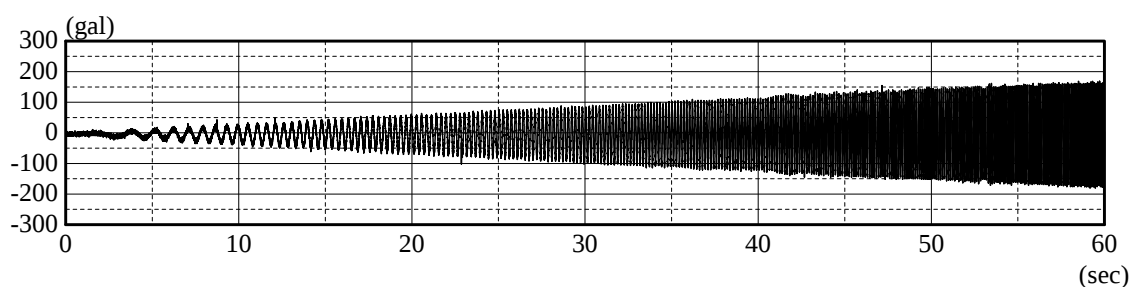


図 4-22 振動制御実験システム



(a) 振動台への入力加速度



(b) 振動台の応答加速度

図 4-23 振動台加振実験結果

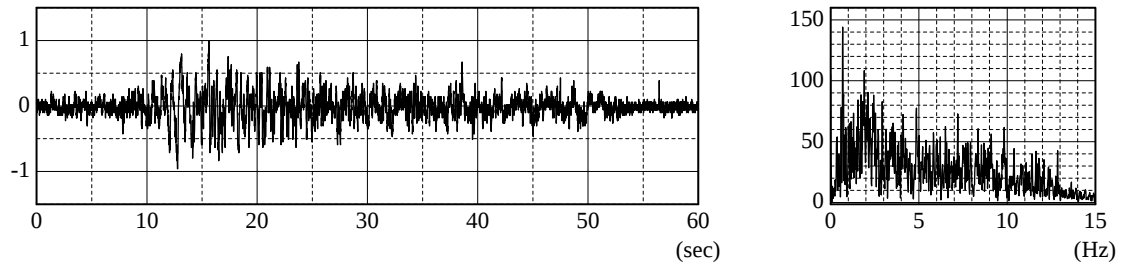
が、実験で使用する地震波形は加速度データであることから、振動台への入力を加速度として扱い、ゲインや位相遅れなどの周波数伝達特性の検討を行うこととする。振動台に時間と共に周波数が変化する余弦波（スイープ波）を入力し、振動台の加速度を観測する。入力したスイープ波は入力時間 300sec で、周波数は 0Hz から 50Hz まで線形に増加する。図 4-23 に入力波形と振動台で観測された加速度波形の最初の 60sec を示す。この入力波形と応答波形から伝達関数を推定し、ゲインと位相を算出した。

伝達関数はシステムの入出力を関係付けるもので式(4.1)で表現される^{5)~7)}。

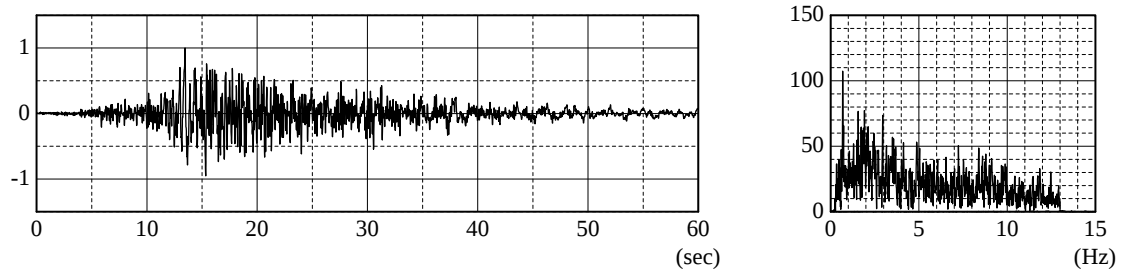
$$H = \frac{Y}{X} \cdot \dots \cdot \quad (4.1)$$

ここで X は入力のフーリエ変換あるいはラプラス変換で、 Y は応答のフーリエ（ラプラス）変換である。この伝達関数は複素数で、その絶対値の常用対数に 20 を乗じたものが振幅の入出力関係を表すゲイン、伝達関数の位相がそのまま入出力の位相関係を表す。具体的な伝達関数の推定アルゴリズムは以下の方法を用いた³⁾。

- ① 全データを一定の長さで分割し、時間とともに振動振幅の中心が変化するトレンドを除去した上で、窓関数として **Hanning** ウィンドウを適用する。
- ② ①の各分割領域で入力波形のパワースペクトル P_{xx} と、入力波形と応答波形のクロススペクトル P_{xy} を求める。
- ③ 式(4.2)によって伝達関数を算出する。

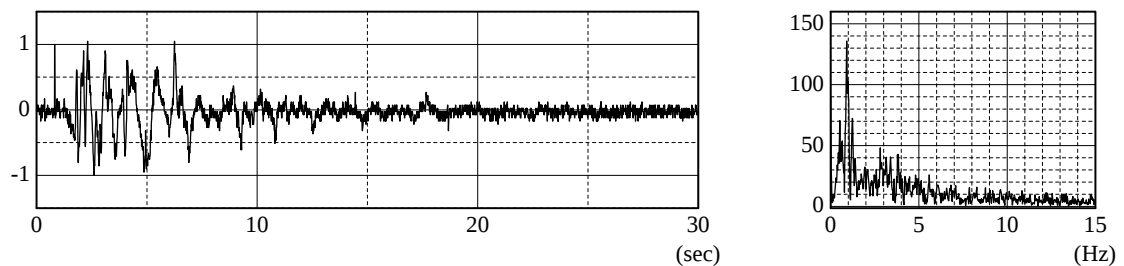


(a) 振動台における加速度波形

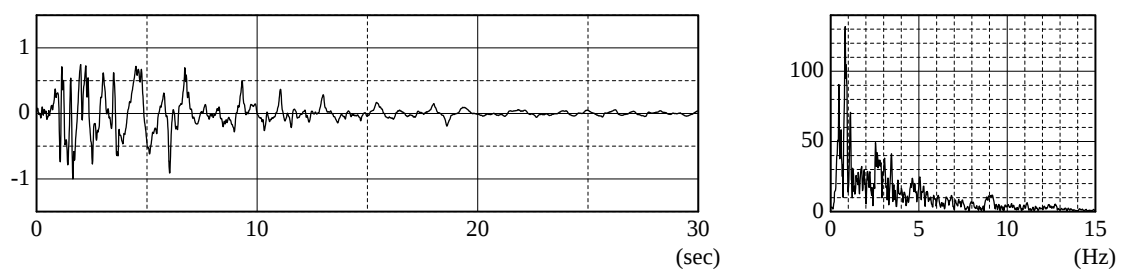


(b) 実際の加速度波形

図 4-26 釧路沖地震観測波（千代田大橋橋軸方向）



(a) 振動台における加速度波形



(b) 実際の加速度波形

図 4-27 兵庫県南部地震観測波（JR 鷹取駅 EW 方向）

釧路沖地震観測波（千代田大橋橋軸方向）と兵庫県南部地震観測波（JR 鷹取駅 EW 方向）について、以上の方法で振動台への入力波形を算出した。この入力波形を振動台に入力した際の、振動台における加速度波形とそのフーリエスペクトルを、それぞれの地震波について図 4-26 と図 4-27 に示す。各図において(a)は振動台の加速度波形であり、(b)は実際の観測加速度波形である。(a),(b)の比較のために、加速度波形は最大値が 1 になるように無次元化して図示している。なお、釧路沖地震観測波は解析では主要動部分の 30sec を使用したが、実験においては加速度振幅が十分に小さくなるまでの 60sec を用いる。図 4-26 および図 4-27 ではいずれの地震波においても加速度波形とそのフーリエスペクトルはおおむね一致しており、特に振動数領域ではかなり正確に再

現できていることが確認できた。このため入力外力に関しては、制振実験においても解析と同様の加振状態が再現できると考えられる。なお加速度振幅に関しては、釧路波の 50sec 以降などの(b)で振幅がほとんど 0 となっている時間で、(a)の振動台の加速度振幅が比較的大きくなっている。本実験における入力加速度は、供試体の最大応答量を考慮して振動台上で最大 55gal となるように設定した。このため、(b)の観測加速度より応答量そのものが小さく、ノイズが相対的に大きくなったことから上述のような相違が生じたものである。

4.4.2 振動制御実験における制振効果

以上の実験手法に基づいて、鋼製タワー実験供試体のセミアクティブ振動制御実験を行った。実験ケースはそれぞれの入力加速度に対して、制御装置を動作させない非制御時と ON-OFF 制御を行う制御時の 2 ケースとする。

まず、制御系設計に用いた釧路沖地震観測波を入力した場合について述べる。実験結果として、図 4-28 に非制御時における実験供試体各層の応答加速度とそのフーリエスペクトル、図 4-29 に応答変位とフーリエスペクトルを示す。制御時については、応答加速度とフーリエスペクトルを図 4-30、フィルタリングした応答加速度波形を図 4-31、制御装置の状態変更履歴を図 4-32、応答変位とフーリエスペクトルを図 4-33 に示す。さらに応答加速度と応答変位について、実験供試体上層の最大値と実効値を算出した結果が表 4-4 である。なお、応答変位波形については、本実験では加速度計によって測定された値を時間積分することで応答変位を推定した。加速度データには A/D 変換の量子化誤差や測定対象以外からの偽信号などのノイズの混入や、計測中の環境要因の変化によってセンサの零点が変化するドリフトなどが生ずる⁹⁾。応答変位の算出は得られた加速度データを数値積分することで算出するが、ノイズやドリフトの影響によってトレンドが生ずるなど適切な結果が得られない場合が多い。このため多項式曲線を重み関数として用いた移動平均法による測定データの平滑化を行い、振動波形の周期ごとにトレンドの除去を行った。

図 4-28 と図 4-29 の非制御時の実験結果に着目すると、入力外力の振幅が増大し始める 10sec 以降において各層の加速度、変位ともに大きな応答量が記録されている。主要な加速度入力終了する 52sec 以降は減衰自由振動に近い状態となり、振動振幅は緩やかに減衰している。応答加速度のフーリエスペクトルでは、1 次モードの固有振動数である 1.95Hz と 2 次モードの固有振動数である 6.53Hz 付近に大きなピークがあり、特に 1 次モードが大きく卓越している。応答変位のフーリエスペクトルにおいては、2 次モードなどの高振動数成分の応答が小さくなり、振動台からの入力である 1.0Hz 前後の応答が大きくなっている。実験と解析の整合性に関して考察を加えれば、図 4-28、図 4-29 の実験結果は解析結果とおおむね一致していると考えられる。加速度の入力時間が実験と解析で異なることと、解析では入力加速度は慣性力として作用するため支点と各節点の相対加速度・変位が算出され、実験では支点となる振動台の動きも含めた絶対加速度・変位が出力されるため、見掛け上の波形やスペクトルはやや異なる。しかしながら、入力加速度の変化による応答量の増減や、各層における振動モードの卓越状況は整合しており、解析におけるモデル化や解析手法、実験で用いた入力外力が妥当であったと考えられる。実験と解析の相違としては、実験と解析で構造物の最大応答量を一致させるために入力を調整したところ、実験の最大入力加速度が解析より大きくなり、構造物の減衰が両者で異なることが挙げられる。これは解析

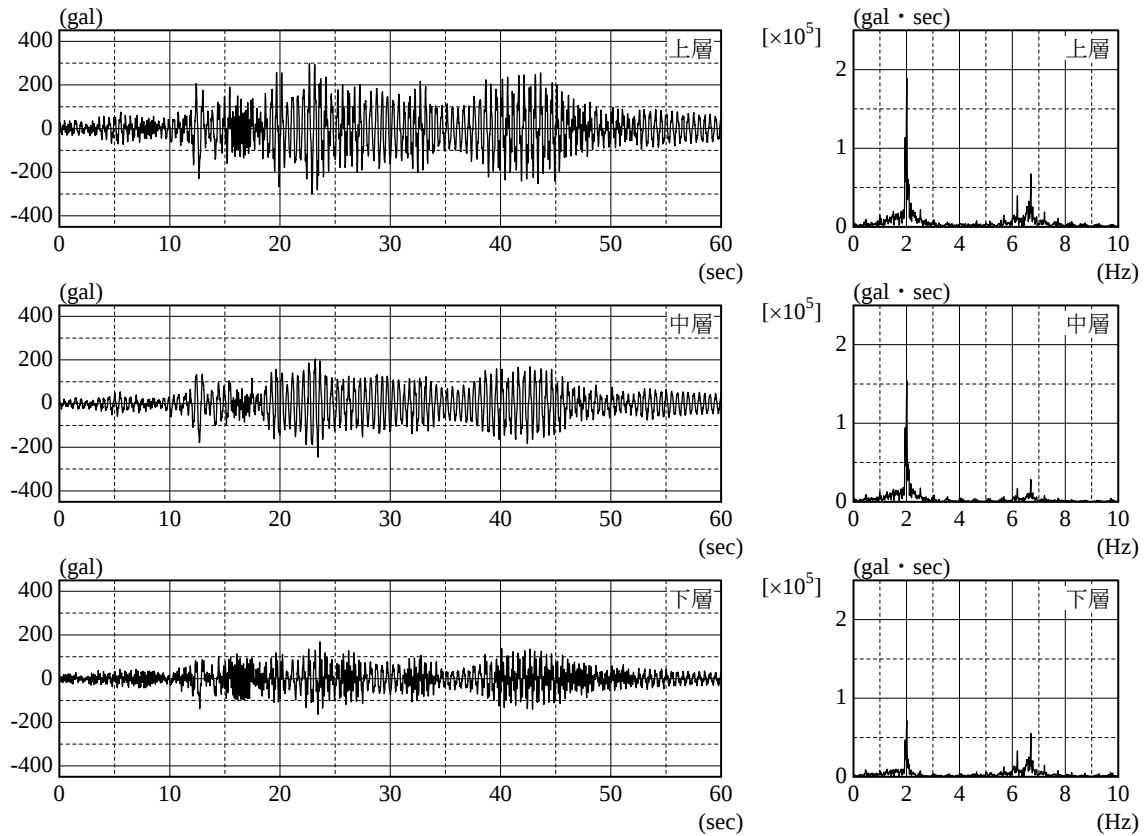


図 4-28 応答加速度波形とフーリエスペクトル (鉋路沖地震波入力・非制御)

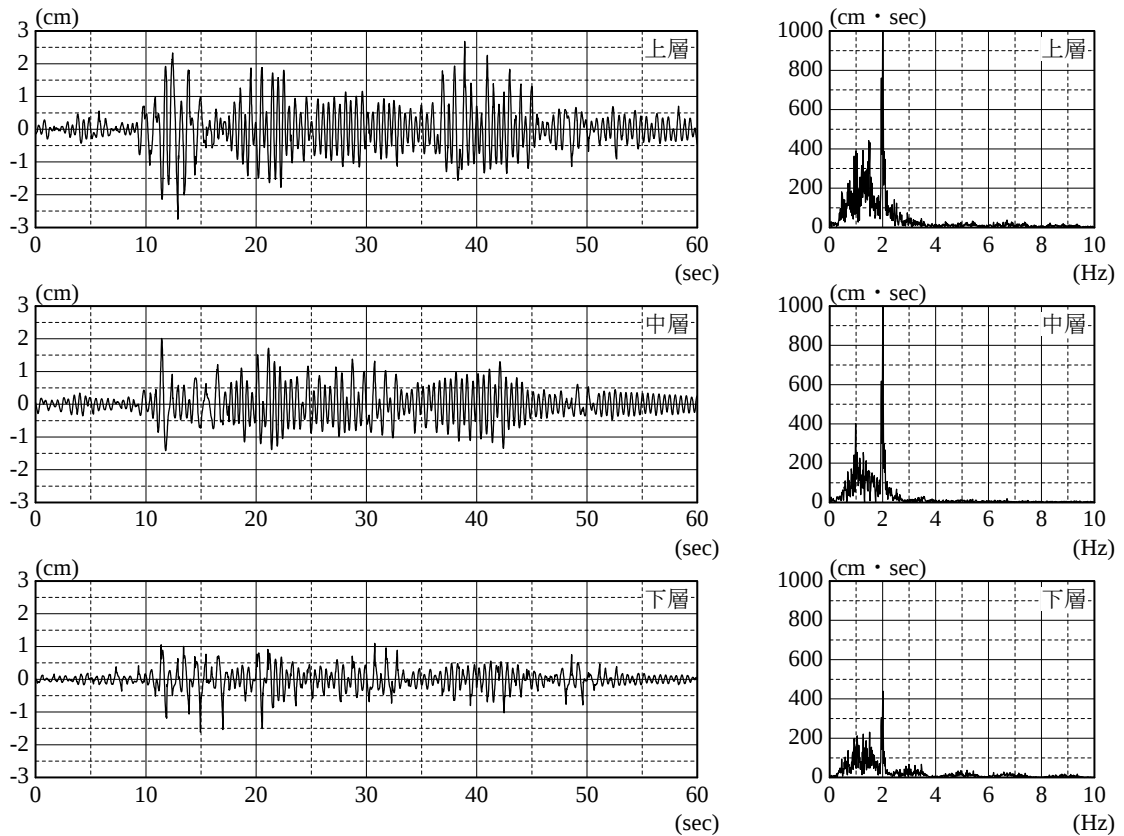


図 4-29 応答変位波形とフーリエスペクトル (鉋路沖地震波入力・非制御)

モデルでは2次モード、3次モードの減衰定数が実測値より小さくなっていることや、減衰の振幅依存性を解析では考慮していないためと思われる。

次に、制御を行った場合の実験結果について考察を行う。図4-30～図4-33においては、制御開始後約4.0secでローパスフィルタ通過成分が閾値を超過して制御装置が作動し始め、時刻歴応答波形の振幅が非制御時と比較して抑制されている。入力外力が大きくなり応答量が急速に増大する10～20secでは応答加速度および変位が大きくなるが、入力外力が継続して作用する20～50secにおいては、応答加速度のローパスフィルタ通過成分に応じて断続的に制御装置が動作し、高い振動抑制効果が発揮されている。表4-4の上層における応答加速度の実効値は約35%、変位の実効値は約50%低減されており、制御時間全体では良好な制振効果が発揮されたと判断できる。図4-30および図4-33の応答加速度および変位のフーリエスペクトルからは、応答加速度のスペクトルで、1次モードの最大ピークが通常状態の1次固有振動数である2.0Hz前後から作動状態の2.6Hz前後に移動しており、ピーク値は実験供試体上層では非制御時の1/3程度まで低下している。また、制御系の設計時に直接考慮していない2次モードについても制御によってピーク値が2割程度低減されている。これは制御装置の動作による剛性および減衰の増加が構造物の応答量全体の抑制に寄与したものと考えられ、本研究の制御システムはある程度のロバスト安定性も期待できる。このため、本研究の可変剛性・減衰型システムは不規則外力に起因する振動に対して、基本的な制振性能を有していると判断できる。応答変位のスペクトルにおいては、2.0Hz前後の1次モードのピーク値が制御によって大きく減少している。変位のスペクトルでは振動台の移動量そのものに起因する1.0Hz前後の振動数成分は制御によっても変化しないが、供試体の1次モードのピーク値は通常状態・作動状態の両方の振動数で、1.0Hz前後のピーク値より小さくなっており、極めて高い振動抑制効果を発揮したものと考えられる。

図4-30において制御装置が接続されている下層および中層の応答加速度波形については、ON-OFFの切り替え時に応答加速度が瞬間的に大きくなる現象が生じている。上層の観測結果においても、中層や下層と同時に応答加速度が増大する場合があります。表4-4の最大応答加速度は非制御時を上回る結果となった。これは電磁石が供試体に接触、離隔するときに生じており、電磁石の接触点や鋼管の溶接位置が加速度計の設置位置と接近しているために大きな応答が記録されたと推定できる。解析においては状態変更に伴って構造物の応答量が増大する傾向が見受けられたが、実験結果においても同様の傾向が確認される結果となった。しかしながら、上層の観測結果においては、制御時間全体で良好な制振効果が発揮されており、また、応答変位においても上層の最大応答値を含め、各層の時刻歴波形でも応答量の急激な増大は確認できない。AMDなどの制御力型システムでは、制御力を発生させるアクチュエータの動作により制御対象を加振する場合があるが、本研究の制御装置は構造物に制御力を作用させるものではないため、構造物を加振するおそれはほとんどない。また、シミュレーションでも制御装置の動作による応答量の変化をある程度把握できたことから、本手法のようなON-OFF制御を実際の構造物の制御に用いることは十分に可能であり、制御装置の動作に要するエネルギーが制御力型システムより少ないと見込まれるため、その実用性は高いと考えられる。

図4-31のフィルタリングによって抽出された応答加速度に着目すると、図4-31(b)の作動状態の卓越振動数を抽出した応答加速度は、全制御時間にわたって設定した閾値を超過しておらず、図

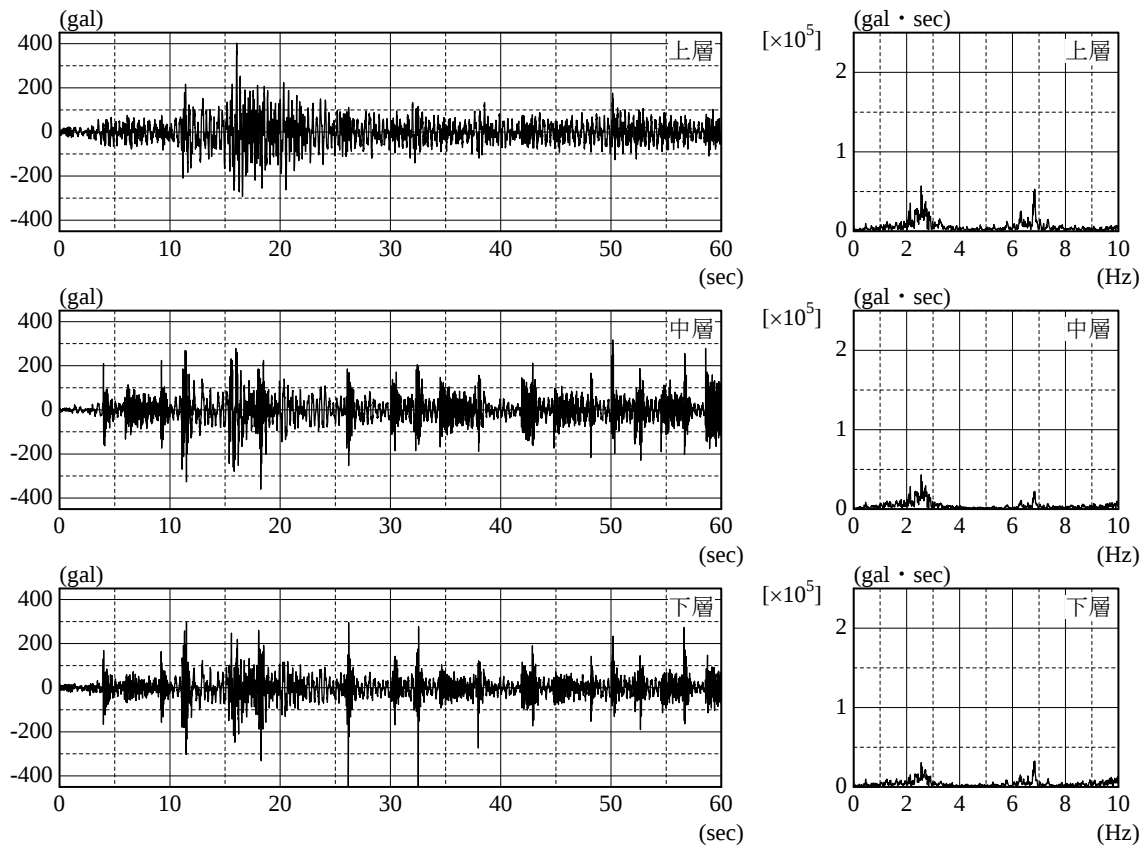


図 4-30 応答加速度波形とフーリエスペクトル (釧路沖地震波入力・制御)

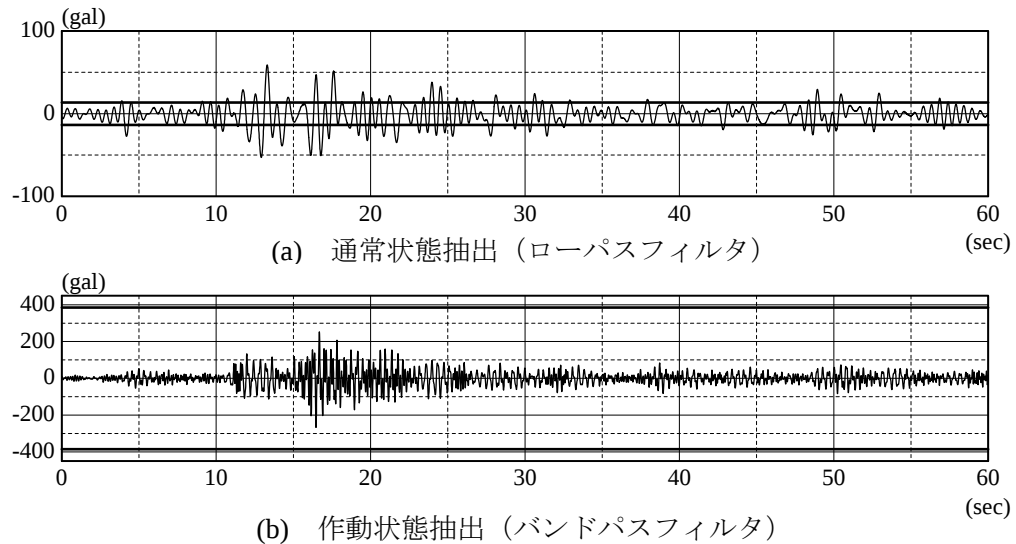


図 4-31 フィルタリングした応答加速度 (釧路沖地震波入力・制御)

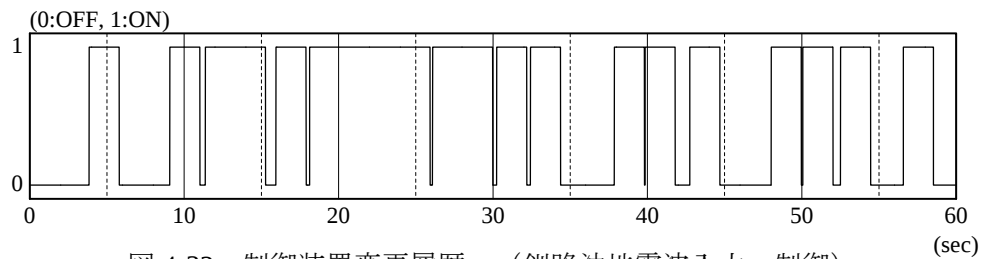


図 4-32 制御装置変更履歴 (釧路沖地震波入力・制御)

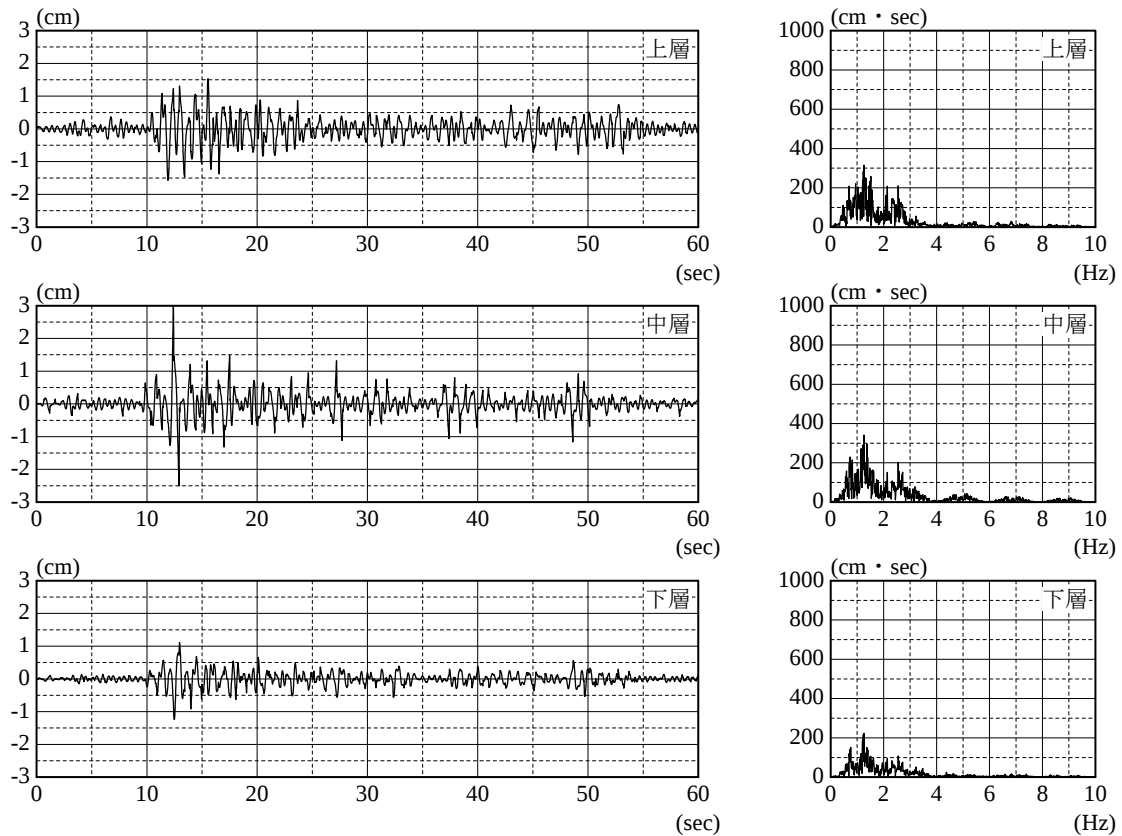


図 4-33 応答変位波形とフーリエスペクトル (釧路沖地震波入力・制御)

表 4-4 実験供試体上層の動的応答量 (釧路沖地震観測波)

		非制御	制御
応答加速度 (gal)	最大値	297.95	403.25
	実効値	83.64	54.89
応答変位 (cm)	最大値	2.75	1.57
	実効値	0.64	0.33

4-31(a)のローパスフィルタ通過成分のみに対して制御装置の状態判定が行われている。これは解析結果においても述べたように、GA による制御系設計の結果として作動状態に対する閾値がかなり大きく設定されたためである。図 4-31(b)では作動状態の 1 次モードの 2.61Hz と 2 次モードの 6.6Hz 前後の振動数成分が混在して、抽出加速度は 200gal を超えているものの作動状態の閾値には達していない。このため、ON-OFF 切り替えはローパスフィルタに対する閾値と状態継続時間の 2 つのパラメータに基づいて制御を行っているが、制振効果そのものは十分に発揮されていることが実験でも明らかになった。

次に、釧路沖地震観測波と振動特性が異なる入力外力として、兵庫県南部地震観測波を用いて制振実験を実施した。実験ケースは釧路沖地震波入力と同様に非制御と ON-OFF 制御の 2 ケースであり、入力外力の最大値も釧路沖地震波を入力した場合の最大値と同じである。実験結果として、図 4-34 に非制御時における実験供試体各層の応答加速度とそのフーリエスペクトル、図 4-35

に応答変位とフーリエスペクトルを示す。制御時については、応答加速度とフーリエスペクトルを図 4-36、フィルタリングした応答加速度波形を図 4-37、制御装置の状態変更履歴を図 4-38、応答変位とフーリエスペクトルを図 4-39 に示す。また、応答加速度と応答変位について、実験供試体上層の最大値と実効値を解析ケースごとにまとめたものを表 4-5 に示す。

非制御時の結果について検討を行うと、これまでに述べたとおり図 4-27(a)の入力加速度は、最初の約 5sec で比較的周期が長く大きな振幅を有している。全体の入力外力継続時間は釧路沖地震観測波と比較して短く、短時間に集中して大きな地震動が作用する直下型地震の特性が現れている⁹⁾。このため図 4-34、図 4-35 の応答加速度・変位では、実験供試体の応答量が加振開始直後で急速に増大し、入力外力が小さくなる 8sec 以降は減衰自由振動に近い状態で振動振幅が減少している。フーリエスペクトルにおいては、低次の固有振動モードの振動数と、入力加速度の卓越成分である 1.0Hz 前後の振動数成分が卓越している。解析と実験の結果を比較すると、前述のような解析モデルと実験供試体の減衰の違いなどによる応答波形の相違はあるものの、スペクトルのピーク値などはよく一致しており、兵庫県南部地震の観測波を入力した場合でも解析と実験の整合性には問題がないと思われる。

制御時の結果について検討すると、図 4-37、図 4-38 から制御開始後 3.2sec で外力の入力を検知して制御装置が動作している。図 4-36 および図 4-39 では 5.0sec から振動振幅が減少しており、応答加速度は 7.5sec 以降でおおむね一定レベルに抑制されている。図 4-34 で非制御時の応答加速度が 8.0～9.0sec にかけて最大値に達していることと比較すると、制御時は剛性と減衰の付加によって振動振幅が大きく抑制されていることが確認できる。図 4-39 の応答変位では 7.0sec 前後で各層の最大応答変位に達しており、その後は制御装置の動作による高振動数成分の発現もなく良好な振動抑制効果が得られている。フーリエスペクトルにおける振動数特性については、加速度のスペクトルでは釧路波入力時と同様に、通常状態の固有振動数にあった最大ピークが制御によって作動状態の固有振動数に遷移し、ピーク値も大幅に低減されている。応答変位のフーリエスペクトルに関しても、制御によって 1 次モードのピーク値が大幅に減少し、入力外力の卓越振動数成分のみがピークとして現れている。表 4-5 では非制御時に対する最大応答値は加速度で 82%、変位で 80%、実効値は加速度で 78%、変位で 80%になっている。全体的な制振効果は釧路沖地震観測波の場合と比較して若干下回るものの、いずれの数値も非制御時より小さくなったことで良好な制振効果が発揮されていると考えられる。特に応答変位については、振動台そのものの移動量が応答量のほとんどを占めており、構造物の動的応答は極めてよく制御されている。図 4-37 および図 4-38 のフィルタリングされた加速度と状態変更履歴を検討すると、3.0～8.0sec にかけて図 4-37(a)のローパスフィルタ通過成分の振動周期は、入力加速度の低振動数成分の影響を大きく受けており、これが閾値を超過することで制御装置は 3.2sec～9.0sec まで 6.8sec にわたって作動状態で固定されている。10sec 以降では、ローパスフィルタの抽出加速度は供試体の 1 次モードが卓越しており、比較的小さな入力による応答量の増大に対して、制御装置が断続的に ON 状態に切り替わっている。このことから、本研究の制御系は供試体の 1 次モードの応答と同時に、低振動数成分が卓越しやすい地震波の入力に対しても、ON-OFF 切り替えが行われて制御がなされたと考えられる。

図 4-36 の中層と下層の応答加速度では釧路沖地震波を入力した場合と同様に、制御装置の

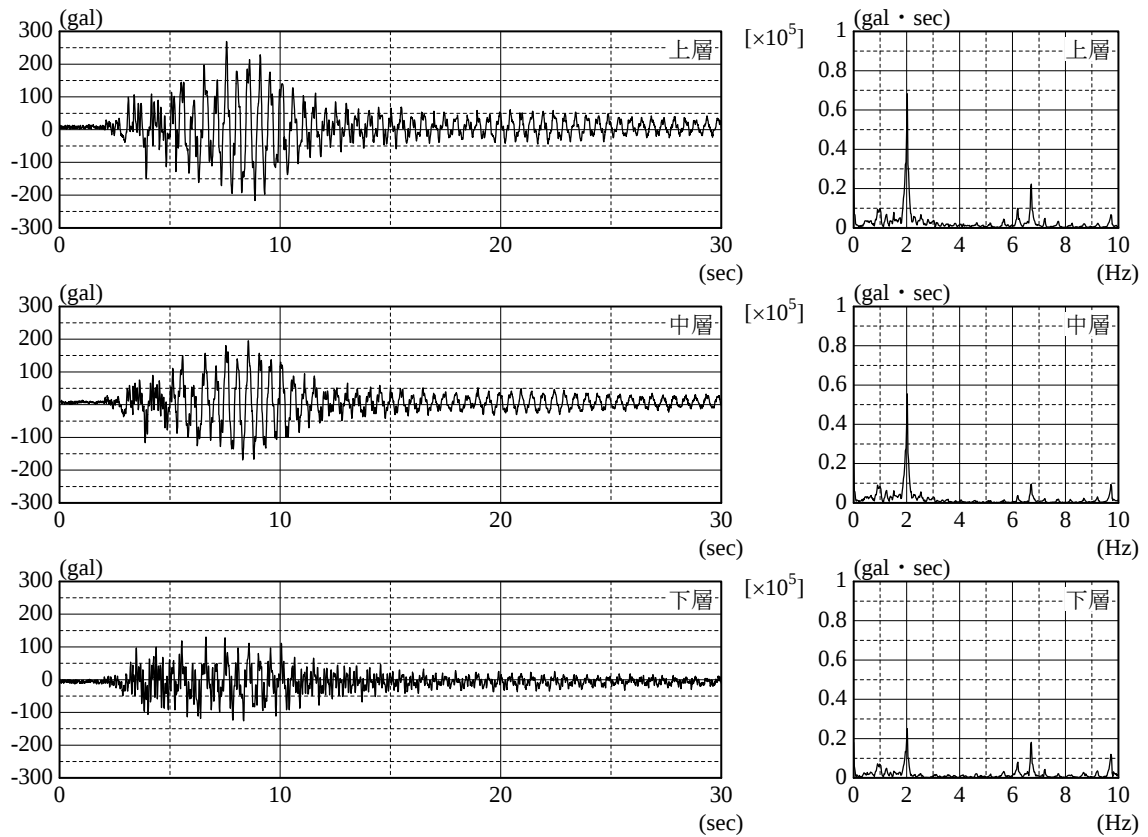


図 4-34 応答加速度波形とフーリエスペクトル (兵庫県南部地震波入力・非制御)

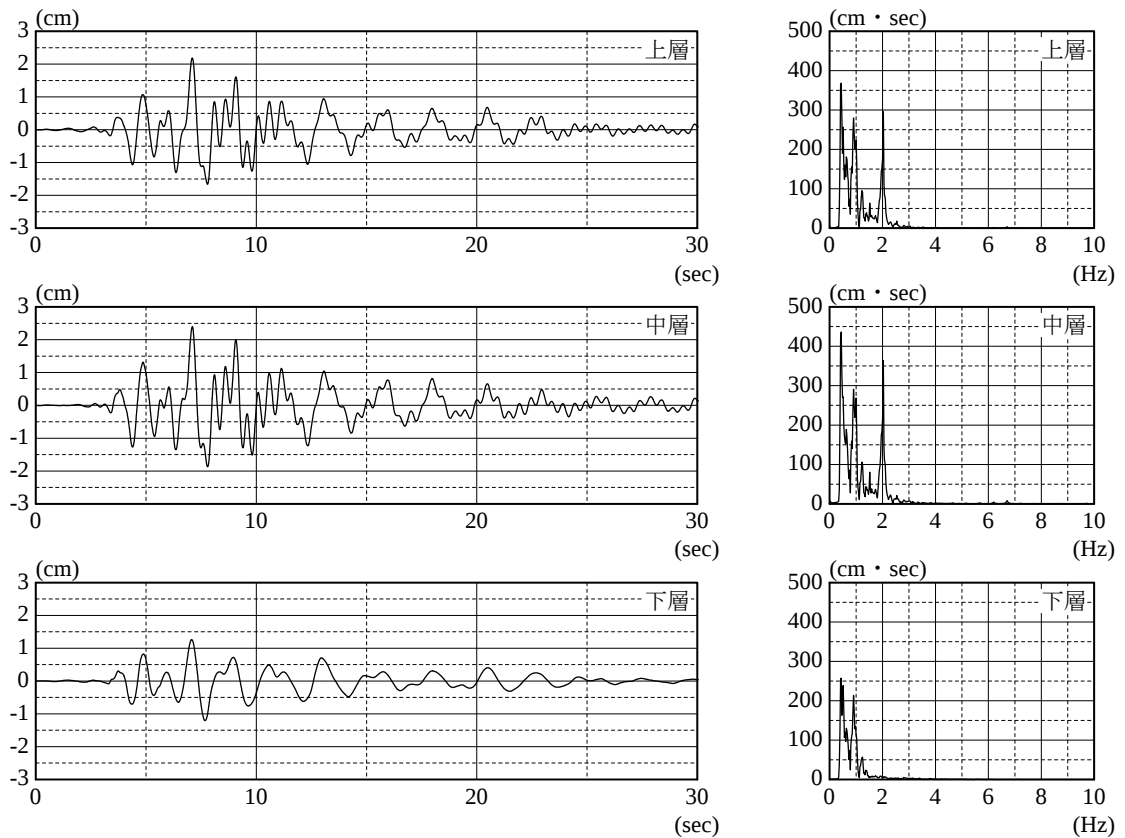


図 4-35 応答変位波形とフーリエスペクトル (兵庫県南部地震波入力・非制御)

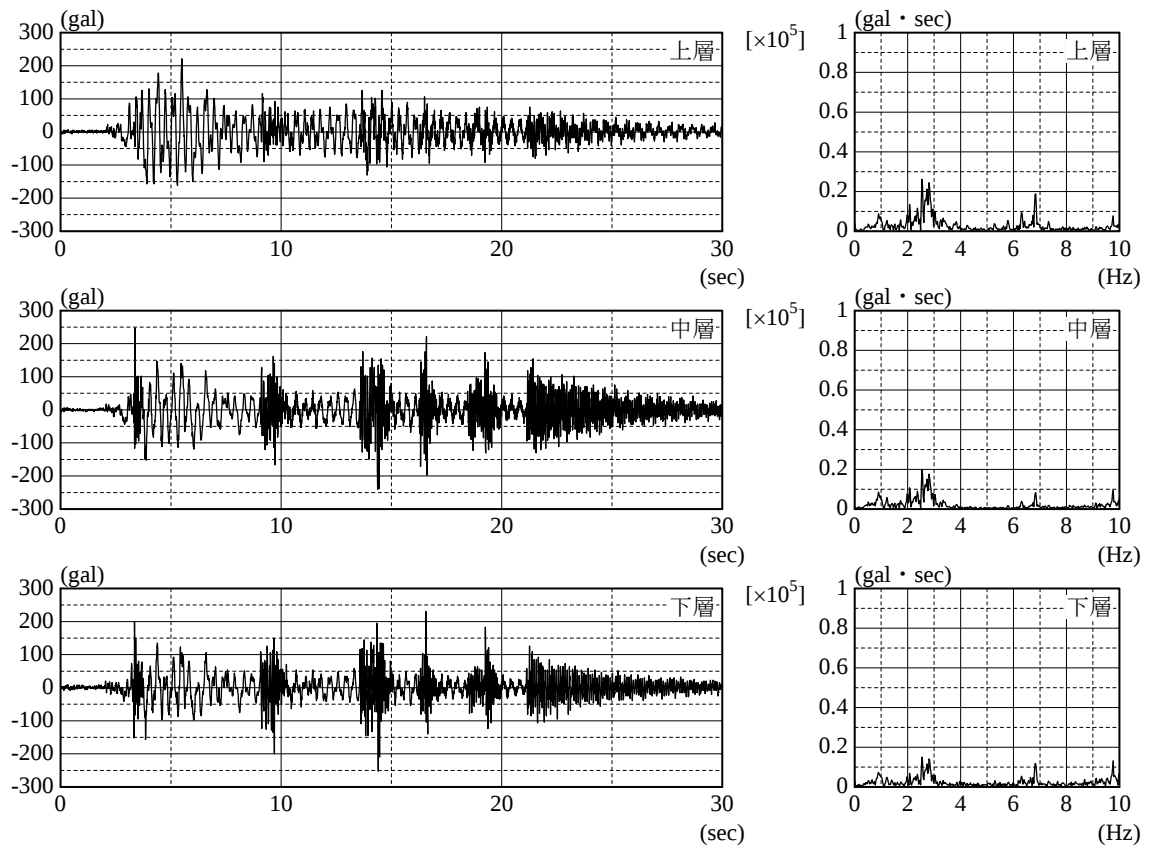


図 4-36 応答加速度波形とフーリエスペクトル (兵庫県南部地震波入力・制御)

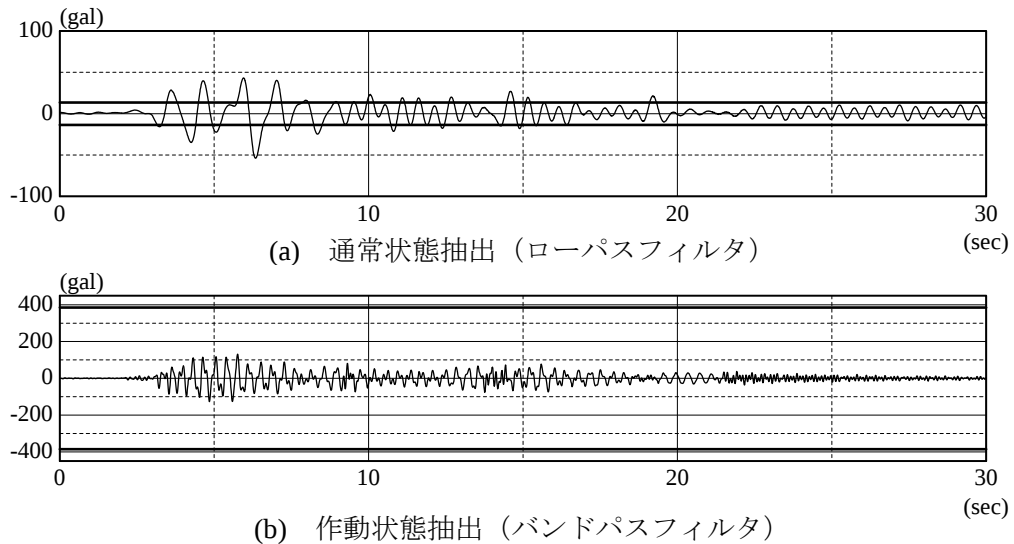


図 4-37 フィルタリングした応答加速度 (兵庫県南部地震波入力・制御)

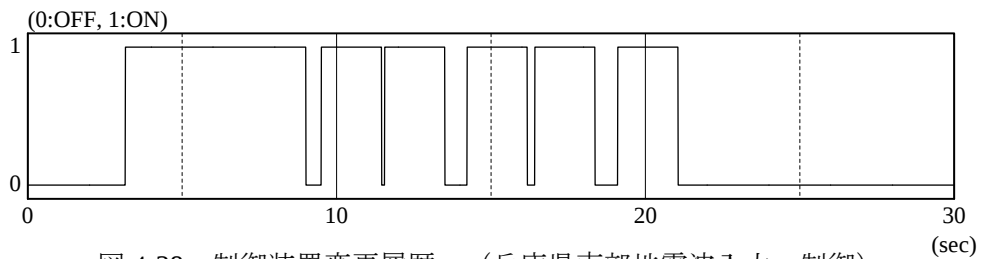


図 4-38 制御装置変更履歴 (兵庫県南部地震波入力・制御)

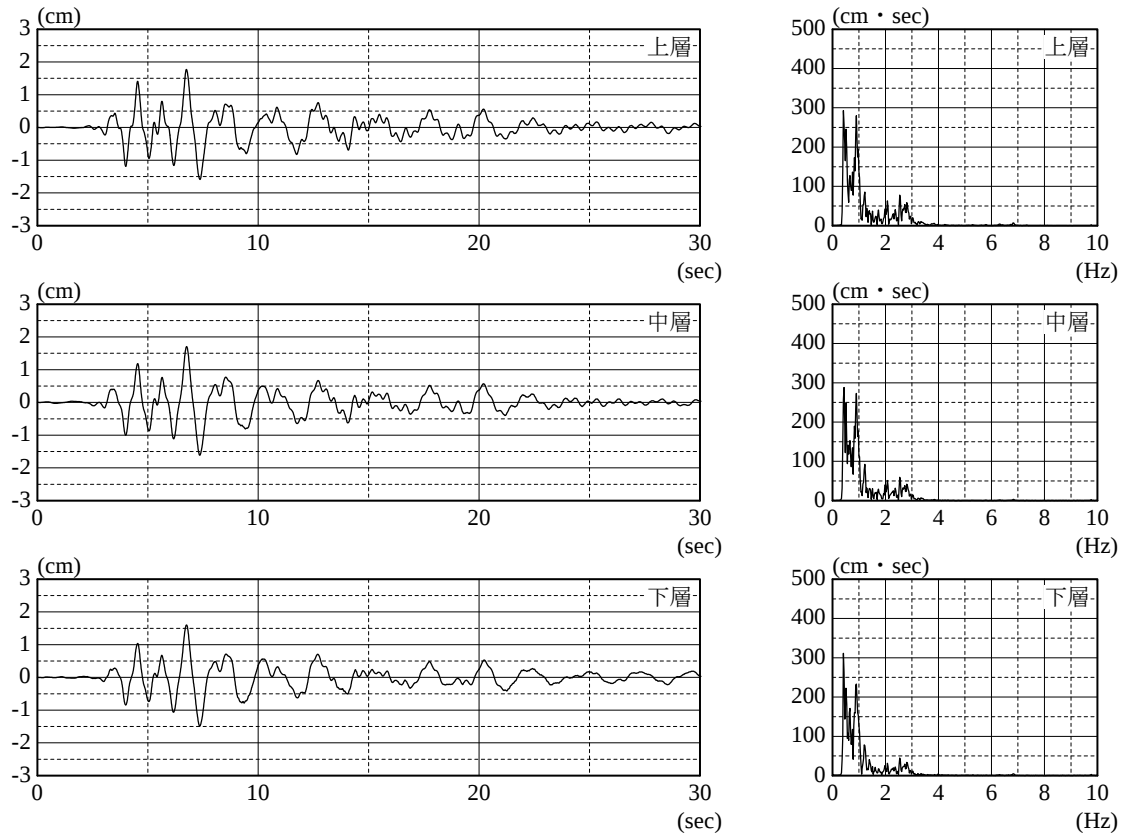


図 4-39 応答変位波形とフーリエスペクトル (兵庫県南部地震波入力・制御)

表 4-5 実験供試体上層の動的応答量 (兵庫県南部地震観測波)

		非制御	制御
応答加速度 (gal)	最大値	269.23	221.37
	実効値	53.39	41.82
応答変位 (cm)	最大値	2.19	1.77
	実効値	0.41	0.33

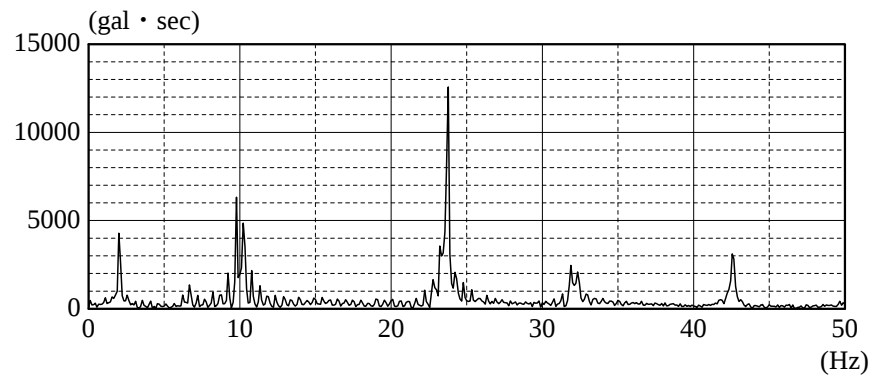


図 4-40 21sec 以降の応答加速度のフーリエスペクトル
(兵庫県南部地震波入力・制御)

ON-OFF が切り替わる際に大きな応答加速度が発生している。例えば 21.0sec では、制御装置が OFF 状態に復帰する際に応答加速度の増大が確認できる。このときの応答加速度の振動数成分について検討するために、図 4-40 に 21.0sec 以降における下層の応答加速度のフーリエスペクトルを示す。スペクトルのピークは 10Hz 前後の通常状態の 3 次モードも含めて、23.8Hz や 42.5Hz などの高い振動数でも出現している。この応答加速度の増大は、制御装置が OFF になった際に電磁石が若干傾斜して鋼板から離れるために、供試体に水平方向の力が作用したためと考えられ、極めて短い時間に力が作用することで高い振動数の応答が現れたものと推定される。しかしながら、状態量の観測点とした上層の応答加速度や、各層の応答変位ではこのような高い振動数成分は顕著ではなく、構造物の振動全体では 1 次あるいは 2 次モードが卓越している。したがって釧路沖地震観測波の場合と同様に、構造物の状態変更による卓越振動モードの制御は適切に行われていると判断できる。また、本実験では制御装置が構造物本体の規模と比較して大きかったため制御装置の動作の影響が大きく、電磁石で連結状態を変更する制御装置の構造もこのような現象の原因となっている。実構造物では制御装置の規模は相対的に小さくなり、制御装置の動作が構造物全体の応答に与える影響は小さくなると推定されることから、本制御システムの実用上の問題は少ないと思われる。さらに制御装置の動作履歴については、これまで述べたような理由から構造物の応答量に実験と解析で若干の相違があり、ON-OFF が切り替わる時間は必ずしも一致しなかったものの、観測量の増減に応じて、制御装置の出力が切り替わっており、制御装置の動作は妥当であった。制御装置のモデル化を含む解析モデルの構築に際しては、実験供試体や制御装置の特性を簡略化した部分があるものの、解析結果は実験と十分な整合性を有し、制振効果そのものはいずれの入力加速度に対しても良好であった。したがって、本研究で行った構造物のモデル化や制御系設計手法は妥当であったと考えられる。解析・実験の双方を通じて、制振効果が確認されたことから、本研究のセミアクティブ制振手法は構造物の動的性能を確保、向上する方法として適用性を有するものと判断できる。

4.5 本章のまとめ

本章では、構造物の剛性および減衰をその応答量に応じて変更する構造性能可変型セミアクティブ制振システムの制振効果や制御特性を検討するために、実験供試体を制御対象として制振シミュレーションと振動制御実験を行った。制御方式としては、観測対象とした振動モードの卓越状況を観測して、剛性と減衰を 2 段階で切り替える ON-OFF 制御を用いた。この制振システムに対して、振動数性状の異なる 2 つの地震加速度を入力して解析と実験を実施した。

まず本制御システムの卓越振動モードにおける制振性能を予備的に検討するために、1 次モードの減衰自由振動に対する制振シミュレーションと実験を行った。解析結果では、構造物の剛性と減衰は構造物の振動振幅と同期して切り替わり、動的応答量に応じて可変剛性と可変減衰が作用した。また、実験では制御装置の状態変更履歴などは解析と異なったが、動的応答量は非制御時と比較して速やかに抑制され、可変剛性・減衰型システムが卓越振動モードに対して高い制振性能を有していることを確認した。

強制加振については、不規則外力に対する制振効果や適用性を検討するために、釧路沖地震と

兵庫県南部地震における観測加速度波形を用いて解析と実験を行った。非制御時の結果は、解析と実験はおおむね一致しており、解析におけるモデル化や実験で作成した振動台への入力波形は妥当であると考えられる。解析結果では、釧路沖地震観測波の場合は剛性・減衰を付加した作動状態に固定した Case 2 の応答量が通常状態に固定した Case 1 と比較してかなり小さくなったが、兵庫県南部地震観測波の場合は Case 2 の最大応答加速度は Case 1 を上回り、構造物の動的応答量は入力外力の振動特性と密接に関係することを確認した。このため、入力や応答の卓越振動数に応じて構造物の状態を変更する構造性能可変型システムは、不規則外力が作用する構造物の制振手法として高い適用性を有する。

可変剛性・減衰型セミアクティブ制御を行った結果に関して検討すると、本章の振動制御システムは、可変剛性・減衰の両方の機構を同時に有している。可変剛性機構としては鋼管の剛性付加により固有振動特性が変化することで非共振化が行われると同時に、構造物の全体剛性が増大することによって応答変位の抑制が行われた。また、可変減衰機構はダンパの粘性減衰によって構造系の減衰定数が増加することにより振動応答が抑制された。これによって、制御系の設計時に直接対象としていない2次モードでも動的応答量の減少が見受けられ、本研究の可変剛性・減衰型制御はある程度のロバスト性も有するものと思われる。制御系設計に用いた釧路沖地震観測波を用いた解析では、ローパスフィルタ通過成分である通常状態の1次モードの応答に応じて状態の変更がなされ、通常状態に固定した場合と比較して高い制振効果が得られた。解析と同様の条件によって実施した実験においては、応答波形の形状や制御装置の動作履歴などでは若干の相違はあるものの、解析と同様のメカニズムで制御が行われ、応答加速度の実効値や応答変位が非制御時と比べて大幅に減少した。次に、制御系設計時に用いた入力外力と振動特性が異なる場合の制振効果を検討するために、兵庫県南部地震の観測波を入力して解析と実験を実施した。その結果、釧路沖地震波を入力した場合と同様の制御過程で構造物の動的応答量は低減された。解析においては制御装置の状態を応答量に応じて選択的に切り替えることで、構造物の状態を通常状態あるいは作動状態に固定した他の2ケースのいずれに対しても動的応答量が小さくなった。また、実験においても釧路沖地震観測波を入力した場合と同様の制振効果を確認した。したがって、本研究の可変剛性・減衰型制振システムは不規則外力に対する振動制御手法として高い制振性能を有するものと認められる。

本研究のセミアクティブ制御系では、動的応答量の卓越状況に応じて制御装置の ON-OFF を選択的に切り替える手法を採用したが、実験・解析のいずれにおいても観測量に応じて制御装置の状態が切り替わり構造物の振動は抑制された。ON-OFF 制御を行う制御装置としては、電磁石の動作で制御対象との接続状態を変更した。制御装置の状態変更時には制御装置を接続した下層と中層を中心に応答加速度の一時的な増大が見られたものの、ON-OFF の切り替えそのものは適切に行われた。また、解析におけるモデル化では、ダンパの粘性減衰は圧縮および伸長時に対する実験結果を平均して用い、電磁石の接触・離隔に要する時間などは直接解析に取り込まず、制御装置の状態固定時間の下限を定めることで間接的に考慮した。本章の解析では制御時においても解析と実験の動的応答量はおおむね同様の傾向であり、シミュレーションによって実際の構造物の応答を把握することは十分可能だと思われるが、上述のような制御装置の特性を考慮した解析を行えば、解析の信頼性もさらに向上すると考えられる。したがって、制御装置の実装方法と

もに ON-OFF で特性が大きく変化する制御装置のモデル化も今後の課題である。本研究では ON-OFF 制御における制御系パラメータの決定に GA を適用した。GA によるパラメータ最適化の結果、観測量の増大を検知して作動状態へ移行し、一定時間経過後には通常状態への復帰するような2つのパラメータに基づいて制御系が構築された。作動状態に対する閾値は、バンドパスフィルタ抽出加速度の最大値をはるかに上回る値となっており、ON-OFF 切り替えの指標として機能しなかった。この理由としては、制御装置の動作で応答加速度が一時的にでも増大させないためと、釧路波を入力した場合、作動状態をより長い間保てば動的応答量が小さくなるために、できるだけ状態変更の回数を限定しながら作動状態を維持するような最適化がなされたためと思われる。しかしながら、入力外力が異なった場合の解析および実験結果でも状態変更は適切に行われ、良好な制振効果が得られた。したがって、本研究のような複数の設計変数を同時に決定するための手法として、GA の適用は極めて有効だと判断できる。加えて強制加振時における構造物の応答は、入力外力の振動性状やその大きさそのものと密接な関係がある。本研究の制御系設計では単一の不規則外力に対して制御系のパラメータを決定したが、実際の構造物への適用に際しては、作用する外力の規模や特性について十分な検討を行った上で、制御系の設計を行うことが必要であると考えられる。

【参考文献】

- 1) 宮森保紀、安達一憲、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一、下田和敏：鋼製タワーにおける断面性能可変型セミアクティブ制御の適用性に関する実験的研究、土木学会北海道支部論文報告集、第 58 号、pp.220-223, 2002.
- 2) 宮森保紀、安達一憲、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一、下田和敏：断面性能可変型セミアクティブ制御の振動制御実験について、土木学会年次学術講演会講演概要集、57 巻、I-607, pp.1213-1214, 2002.
- 3) The Math Works Inc.: *MATLAB Signal Processing Toolbox User's Guide*, サイバネットシステム、1999.
- 4) チャールズ K. チュウイ：数理学セミナー ウェブレット入門、桜井明、新井勉訳、東京電機大学出版局、1993.
- 5) 野波健蔵 編著、西村秀和 共著：MATLAB による制御理論の基礎、東京電気大学出版局、1998.
- 6) 竹下光夫、鷺野翔一：わかりやすい制御、オーム社、2000.
- 7) 大島俊之編：橋梁振動モニタリングのガイドライン、土木学会、2000.
- 8) 井口征士編：センシング工学、オーム社、1999.
- 9) 菊池正幸：釧路沖地震から兵庫県南部地震まで さまざまな大地震の姿、科学、Vol.65, No.3, pp.131-132, 1995.

第5章 鋼鈑桁橋の可変剛性型制御

5.1 概説

前章の実験供試体に対する解析と実験を通じ、可変剛性・減衰型セミアクティブ制振システムによって構造物の振動制御が可能であることが判明した。橋梁構造物へのセミアクティブ制御の適用を考えると、これまでは吊橋や斜張橋のタワーなどを中心として適用されており、もっとも一般的な橋梁形式である桁構造に対しては数例が報告されているのみである^{1),2)}。このような桁橋をはじめとする既存の橋梁では、大規模地震動のみならず、通過車両の大型化による交通活荷重の増大に対して何らかの補強が必要とされていることが多い。このような場合、簡便で効果的に長寿命化を達成できる合理的な手法の開発は、投資余力が減少しつつある我が国の社会資本整備を適切に行う上で極めて重要である。このため、鋼鈑桁形式の橋梁を制御対象として可変剛性型セミアクティブ制御を行い、シミュレーションによって制振効果などについて検討を加える^{3),4)}。対象橋梁は道路橋示方書における活荷重強度が TL-20 の合成桁橋で、建設省土木構造物標準設計に基づいて解析モデルを構築した⁵⁾。制御装置としては橋梁の補強対策として知られる外ケーブルとこれに接続された可変剛性部材からなる可変剛性型システムを用いることとし、構造物の動的応答量に応じて張力と可変剛性部材の剛性を変化させる。制御則は、1次モードの卓越状況を観測して可変剛性を選択的に切り替える ON-OFF 制御を採用し、制御系のパラメータは GA で決定した。また、制御則の違いによる制振効果の比較を行うために、瞬間最適制御理論を用いて可変剛性部材の剛性を連続的に変更した場合についても解析を行う。

本章では以上のような制御手法によって鋼鈑桁橋の制振シミュレーションを実施する。解析は鉛直方向の制振について行い、まず不規則振動に対する制御効果や制御系の特性を把握することを主眼として、卓越振動数の偏りが比較的少ない釧路沖地震の際の千代田大橋における鉛直方向の観測波形を入力した。5.2 節では地震加速度を入力した制振シミュレーションについて、その動的応答量の低減効果や可変剛性型制御の適用性について検討する。なお本章の解析では、制御によって構造物に作用する慣性力、減衰力、復元力の変化についても検討するために、GA の評価関数で用いた応答エネルギーも解析ケース毎に比較する。また、橋梁に作用する活荷重強度が大きくなった場合には、橋梁に発生する動的応答量や応力度も増大するため、設計時以上の動的性能の確保が必要となる。このような交通荷重に対する本研究の制御手法の基本的な有効性を検討するため、5.3 節では B 活荷重を想定した車両モデルを走行させた場合の解析を行い、交通振動に対する制振効果の検討を行う。車両の走行に伴う振動は路面の凹凸に起因するため、スペクトルモデル法により橋軸方向の路面凹凸モデルを作成し、車両と橋梁の動的相互作用を考慮した解析を実施する。本研究の可変剛性型システムでは、制御装置の作動によって断面力の低減も期待できるため、加速度や変位あるいはエネルギーに加えて断面に発生する曲げモーメントに関しても検討を行う。以上の解析結果から、可変剛性型セミアクティブ制御の一般的な構造形式を有する橋梁への適用性を明らかにし、適切な制御則や制御系設計手法の妥当性などについて述べる。

5.2 地震加速度に対する制振シミュレーション

本節では第2章および第3章の結果に基づいて地震波を用いた不規則振動に対する制振シミュレーションを行う^{6)~8)}。入力外力は図5-1および図5-2の釧路沖地震の千代田大橋で観測された鉛直方向の加速度波形であり、最大値を100galに変換して入力した。解析ケースは表5-1のように設定し、Case 1は構造物に可変剛性を付加しない通常状態、Case 2は可変剛性を付加した作動状態に固定して解析を行う。Case 3は制御装置の剛性を選択的に切り替えるON-OFF制御で、制御系のパラメータは第3章におけるGAで設計したものである。また、Case 4は瞬間最適制御理論を用いて制御対象に付加する可変剛性値を変更した場合で、ON-OFF制御との制振効果の比較の

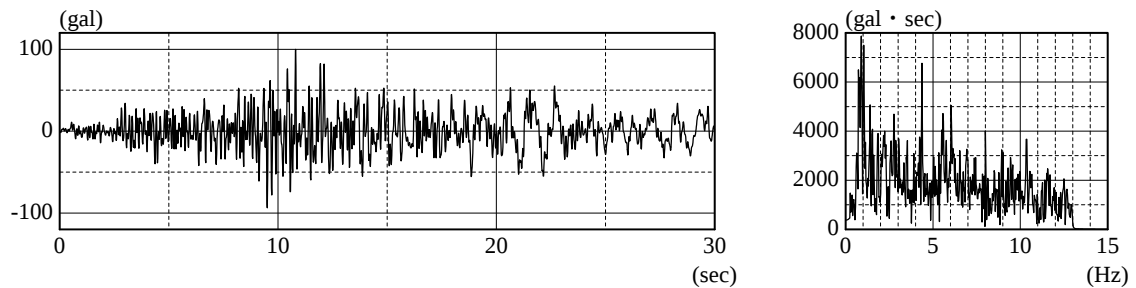


図 5-1 入力加速度（釧路沖地震・千代田大橋鉛直方向）

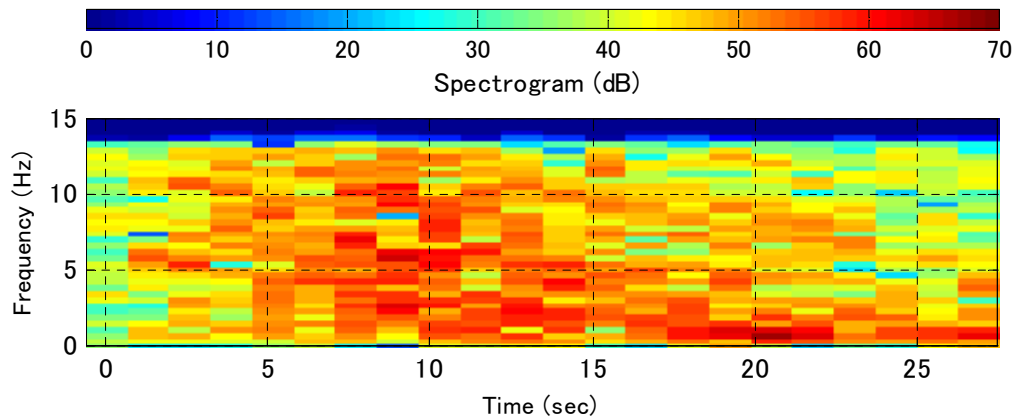


図 5-2 入力加速度のスペクトログラム（釧路沖地震・千代田大橋鉛直方向）

表 5-1 解析ケース（鋼鈑桁橋）

入力外力	
不規則外力（地震波）	釧路沖地震・千代田大橋鉛直方向（最大 100gal）
交通荷重	B 活荷重相当（245kN、1 自由度系モデル）
制御方式	
Case 1	通常状態固定
Case 2	作動状態固定
Case 3	ON-OFF 制御
Case 4	瞬間最適制御

ために実施する。なお、地震加速度と交通荷重のように入力外力が異なると、構造物の応答量の大きさや時間変化の傾向が異なるため、ON-OFF 制御の閾値や瞬間最適制御の重み係数などの設定は、地震加速度と交通荷重に対してそれぞれ個別に行った。

入力加速度の特性について検討すると、図 5-1 の加速度波形とフーリエスペクトルについては、第 4 章の塔状構造物で用いた橋軸方向の加速度波形とおおむね同じような形状をしている。図 5-2 のスペクトログラムは横軸が時間、縦軸が振動数で、赤色が濃くなるほどスペクトルの強度が大きい。6～9sec では作動状態の 1 次モードに近い 4Hz 付近、7～13sec では通常状態の 1 次モードに近接した 3Hz 程度の振動数成分が比較的大きくなっている。全体的な傾向としては時間の経過とともにより低い振動数領域のスペクトル強度が大きくなる傾向にあり、20sec 前後では 1.0Hz 程度の比較的長周期の振動が発生している。

解析結果について、主桁の鉛直方向の動的応答に着目することとし、支間 1/4、1/2、3/4 点の応答加速度と応答変位を示す。図 5-3、図 5-4 は Case 1 における応答加速度の時刻歴波形とフーリエスペクトル、ならびに応答変位波形とフーリエスペクトルである。同様に、図 5-5、図 5-6 は Case 2 の応答加速度と応答変位の時刻歴波形とフーリエスペクトル、図 5-7、図 5-8 は ON-OFF 制御を行った Case 3 に関する結果である。また Case 3 の ON-OFF 制御でフィルタリングした通常状態と作動状態の加速度とこれに基づく状態変更履歴を図 5-9 と図 5-10 に示す。図 5-11、図 5-12 は瞬間最適制御理論を用いた Case 4 における加速度と変位に関する結果で、図 5-13 は瞬間最適制御における可変剛性値の履歴である。各解析ケースにおける動的応答量の比較として、表 5-2 に支間 1/2 点における応答加速度と応答変位の最大値と実効値を示す。さらに、式(3.20)の応答エネルギーの時刻歴を解析ケース毎に求め、振動特性あるいは制振性能を検討するために図 5-14 に示した。表 5-3 は GA の評価関数と同様に式(3.21)で求めた、応答エネルギーの総和である。

まず構造物の状態を通常状態と作動状態にそれぞれ固定して解析を行った Case 1 と Case 2 の結果について考察を加える。Case 1 の解析結果である図 5-3、図 5-4 では応答加速度、応答変位とも 15sec 付近で最大に達しており、解析時間全体を通して 1 次モードが卓越している。Case 2 の図 5-5、図 5-6 では 10sec で最大応答値が出力され Case 1 の場合と異なっているが、これは前述のように入力外力の卓越成分の時間変化と構造物の固有振動数の関係に起因するものである。Case 2 においても 1 次モードが卓越しているが、可変剛性部材に近い支間 1/4 点の振幅は支間 3/4 点と比較して小さくなっており、固有振動解析で得られたモード形状を反映している。またフーリエスペクトルは Case 1 で通常状態、Case 2 で作動状態の 1 次固有振動数が卓越している。これらから時間領域と振動数領域の双方で妥当な結果が得られ、時刻歴応答解析は適切に行われたと考えられる。動的応答量の比較を行うと、表 5-2 のように最大応答加速度は Case 2 が Case 1 より大きく、最大応答変位は Case 1 が Case 2 より大きい。構造物の全体剛性が大きい Case 2 の変位は剛性の増大に応じて減少する傾向があるものの、不規則外力が入力する場合は、構造物の動的応答量は入力外力の振動数成分と構造物の伝達関数の関係に大きく依存する。したがって、入力卓越振動数成分に対して、構造物の状態を適切に選択、あるいは調整することで動的応答量の増大を防ぐ制御が可能になり、可変剛性型セミアクティブ制御の基本的な制振効果はこのような制御動作が適切に行われることで得られるものと考えられる。

以上を踏まえて、ON-OFF 制御を行った Case 3 の解析結果について検討すると、図 5-7 の応答

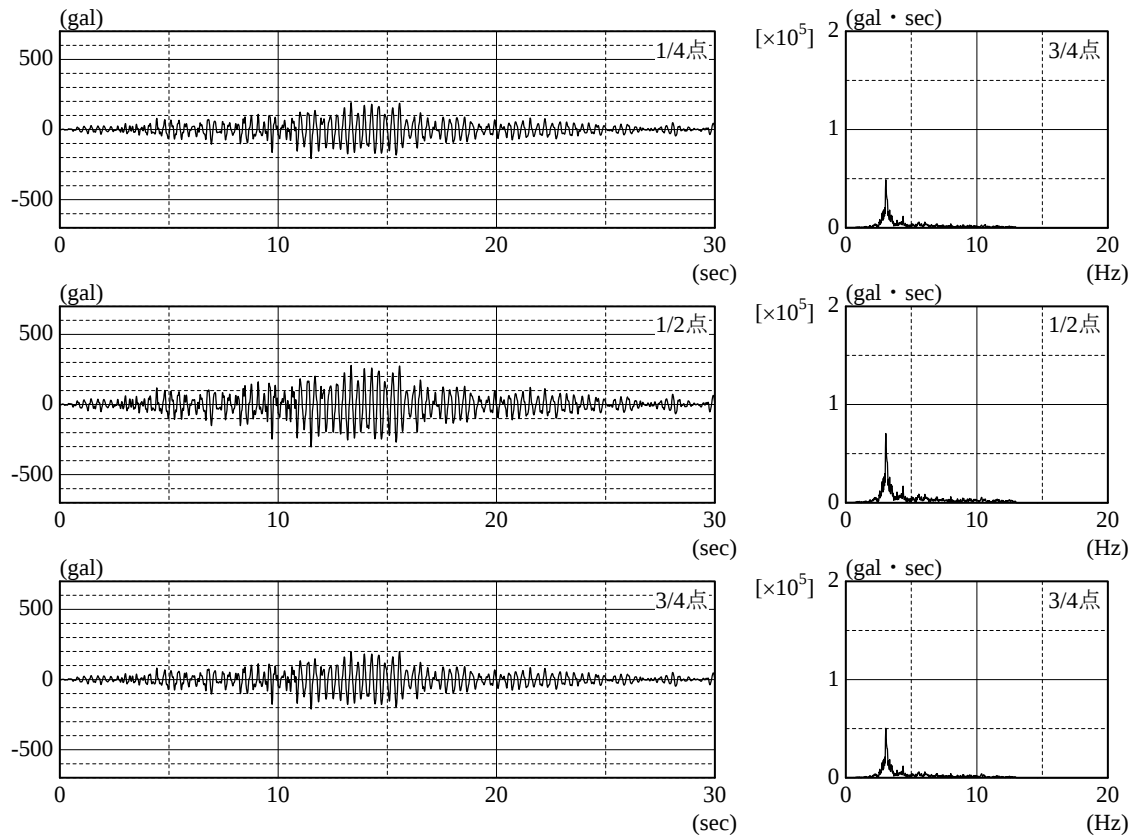


図 5-3 応答加速度波形とフーリエスペクトル (釧路沖地震波入力・Case 1)

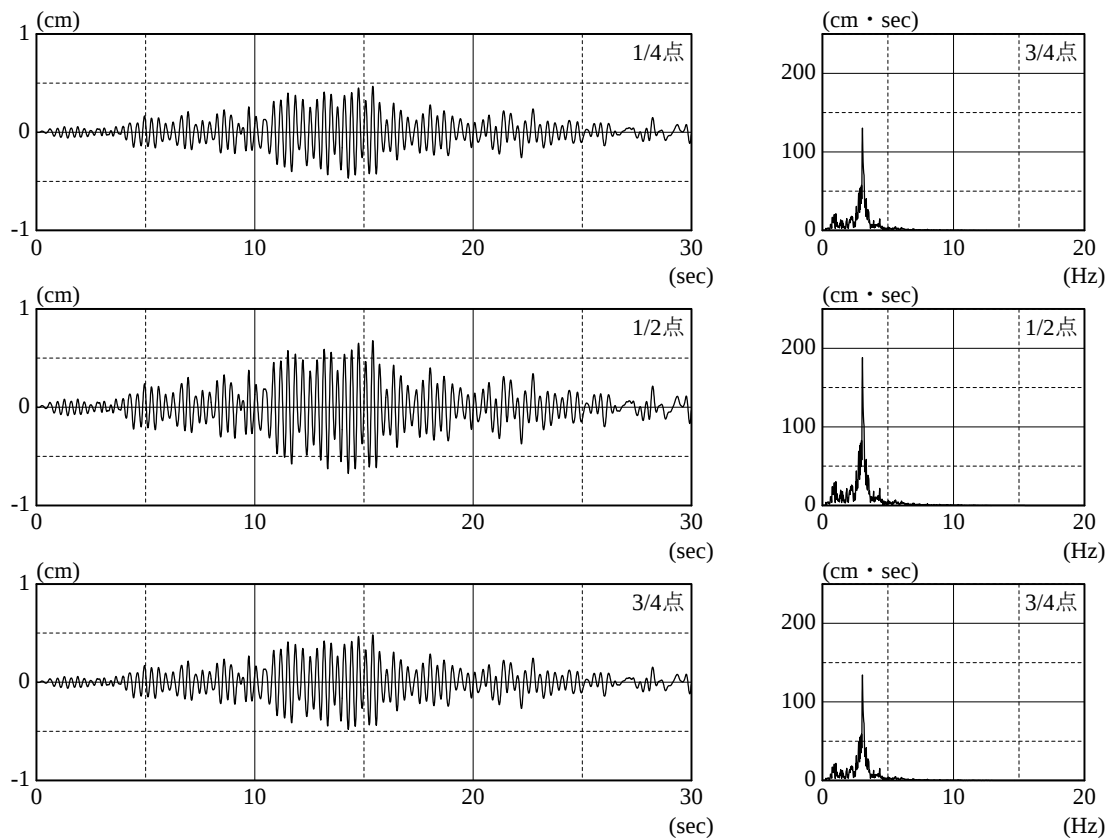


図 5-4 応答変位波形とフーリエスペクトル (釧路沖地震波入力・Case 1)

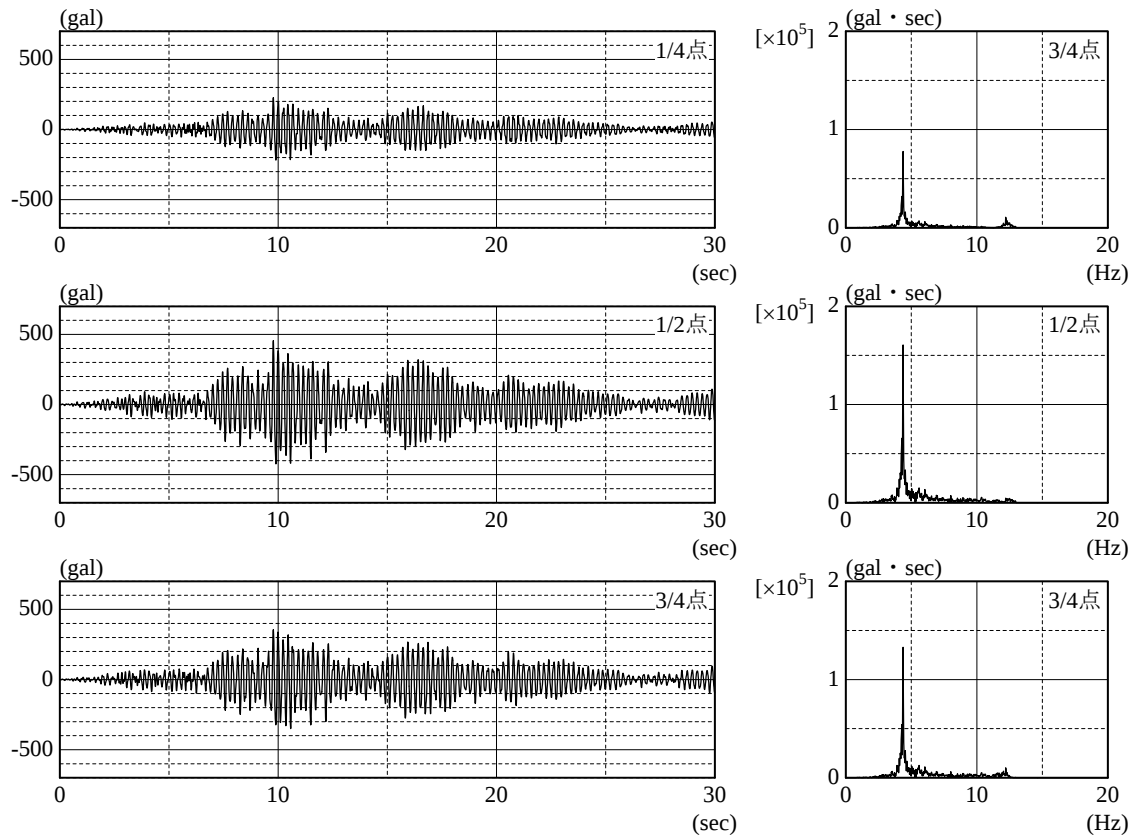


図 5-5 応答加速度波形とフーリエスペクトル (釧路沖地震波入力・Case 2)

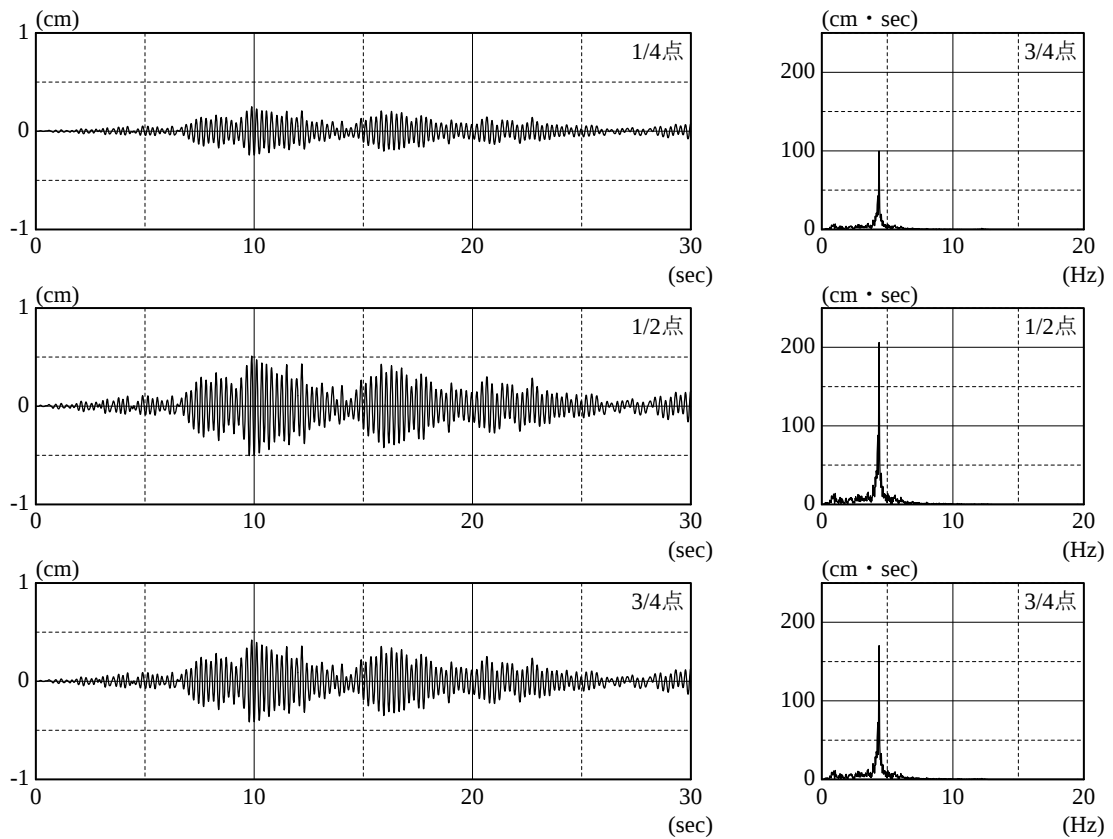


図 5-6 応答変位波形とフーリエスペクトル (釧路沖地震波入力・Case 2)

表 5-2 支間 1/2 点の動的応答量（釧路沖地震波入力）

	応答加速度 (gal)		応答変位 (cm)	
	最大値	実効値	最大値	実効値
Case 1	302.10	75.87	0.68	0.20
Case 2	455.77	115.84	0.51	0.15
Case 3	575.21	113.35	0.39	0.12
Case 4	318.88	69.47	0.52	0.15

加速度については Case 1 および Case 2 と比較して振幅の増大が見られるものの、図 5-8 の応答変位に関しては、最大値が Case 1 から 43%、Case 2 からでも 24%減少している。制御時における応答加速度の増大は制御装置の作動時に発生しており、状態変化によって構造物の剛性が瞬間的に増大したことによって引き起こされたものと考えられる。図 5-7 のフーリエスペクトルでは ON-OFF の状態変更によって、観測量とした 1 次モードのピークが大きく減少しているが、10Hz 以上の比較的高い振動数領域で状態変更による応答量のピークが発生している。第 4 章の実験では、このような応答加速度の増大は制御装置の動作が原因となっており、制御システムの実装を検討する際に制御装置の機構について検討を行えば、このような現象にも十分対応が可能だと思われる。図 5-8 の応答変位ではこれらの高い振動数成分の影響はほとんど確認できず、時刻歴の変位振幅・振動数領域のいずれにおいても非常に高い振動抑制効果が発揮されている。したがって、ON-OFF 方式による構造的な可変型制御は、応答変位の抑制には極めて良好な制振性能を有すると考えられる。さらに図 5-9、図 5-10 の制御の履歴に着目すると、7.5sec でローパスフィルタ抽出加速度が閾値を超過して制御が開始され、構造物の応答量が比較的大きかった約 20sec までの間で断続的に状態の切り替えが行われている。設定された閾値と抽出された応答量の関係を検討すると、第 4 章の塔状構造物を制御対象とした場合と同様に、高振動数領域側のフィルタに対する閾値が、抽出された加速度の最大値より大きくなっており、通常状態の 1 次モードの卓越状況のみに対して状態変更の判定が行われている。本研究の ON-OFF 制御は通常状態を基本として一時的に剛性付加を行い、一定時間経過後いずれの閾値も超過しない場合には、必ず通常状態に復帰する方式だったため、通常状態の応答量を主に監視する閾値の設定がなされたと思われる。また、前述のように状態変更に伴って応答加速度が増大するため、運動エネルギーを評価関数に含む GA の最適化では、状態変更回数を少なくするような最適化がなされたと推定される。可変剛性システムの機構として、例えば剛性の大きな状態を基本として、一時的に構造物の剛性を下げたり、長周期化させたりするような方法を採用することも可能であり、そのような場合には今回とは逆に高振動数域の応答量に対して ON-OFF がなされるような設定が効果的と考えられる。また、応答変位の抑制のみを目的として制御系を構築する場合は、変位の観測結果に基づいて ON-OFF の切り替えを行う制御則を用い、GA の評価関数においても応答エネルギーではなく応答変位の実効値などを用いて変位の情報を直接的に評価すれば、より制振効果を向上させることができると考えられる。

瞬間最適制御理論を用いて、タイムステップごとで最適な可変剛性値を与えた図 5-11、図 5-12 の Case 4 では、表 5-2 のように応答加速度の実効値が 4 ケース中で最小となり、応答変位につい

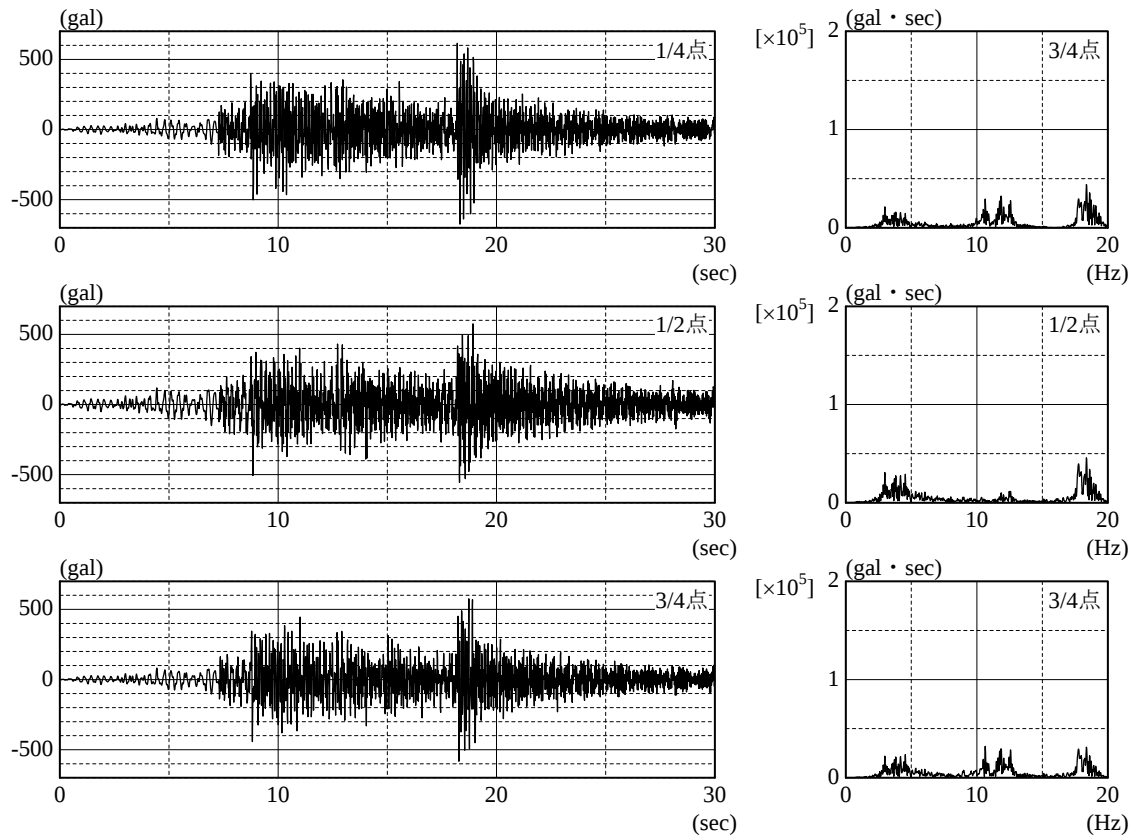


図 5-7 応答加速度波形とフーリエスペクトル (釧路沖地震波入力・Case 3)

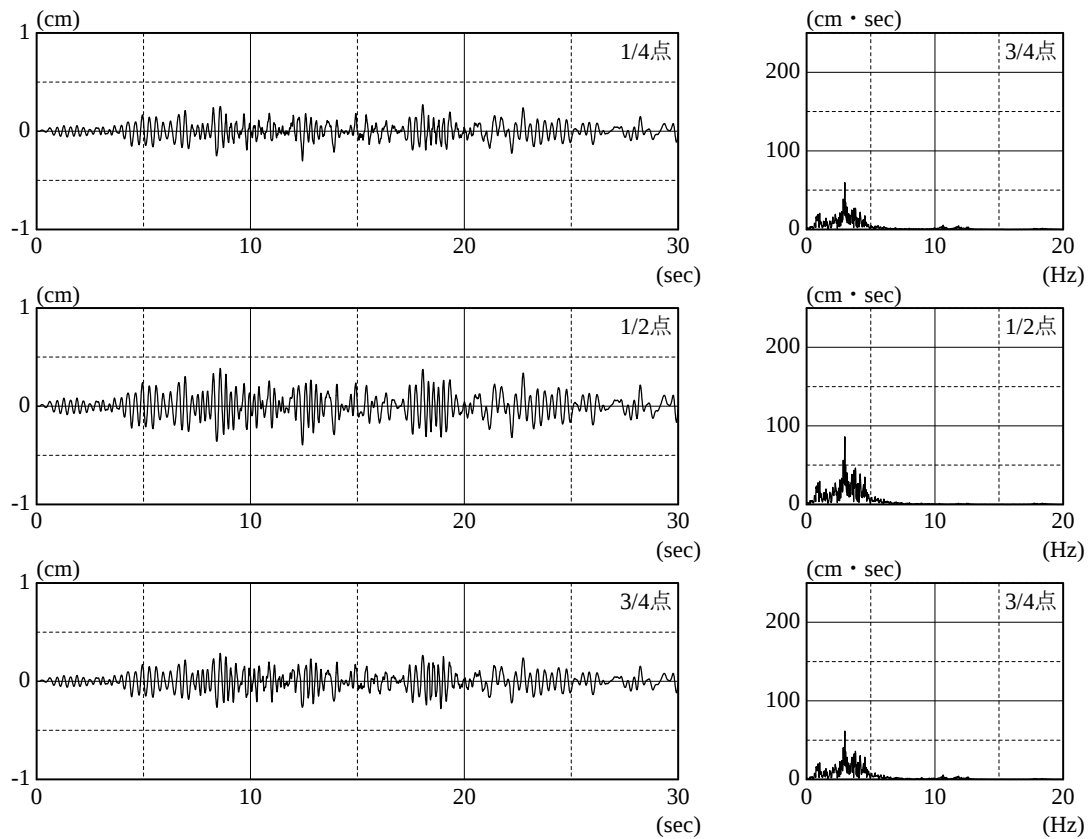


図 5-8 応答変位波形とフーリエスペクトル (釧路沖地震波入力・Case 3)

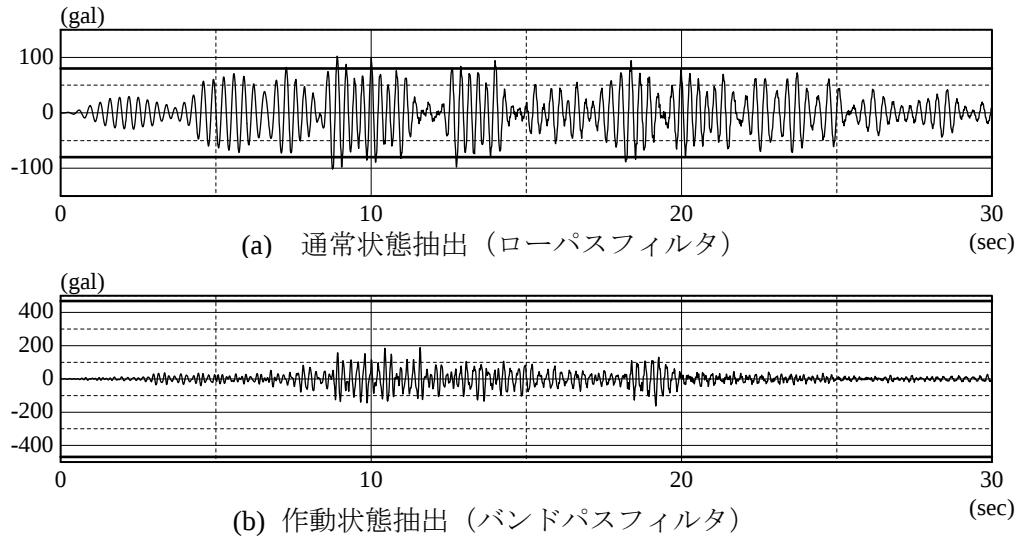


図 5-9 フィルタリングした応答加速度 (釧路沖地震波入力・Case 3)

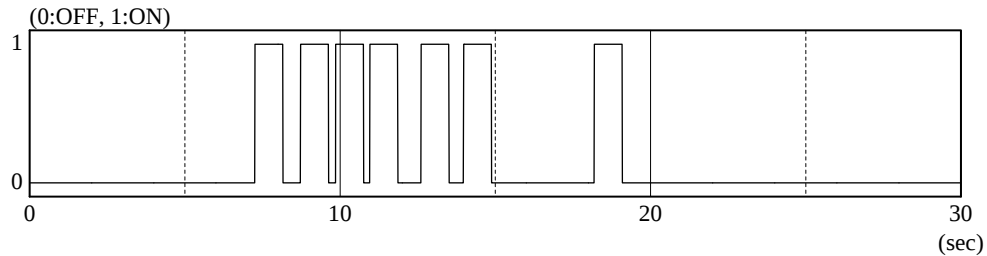


図 5-10 状態変更履歴 (釧路沖地震波入力・Case 3)

では作動状態に固定した Case 2 と同程度の制振効果となった。また、フーリエスペクトルに関しては剛性の変化による非共振化によって、1 次モードのピーク値は Case 1、Case 2 の両者から大幅に低減されている。図 5-13 は可変剛性値の時間経過であるが、図 5-11 や図 5-12 の動的応答量の増減に対応して可変剛性値が出力されている。この可変剛性値は ON-OFF 制御の ON 状態における付加剛性と等価な値を上限に設定しているが、解析結果では設定した上限値を大幅に下回っているため、減少した動的応答量と付加剛性の関係を Case 3 と Case 4 で比較すると、瞬間最適制御を行った Case 4 の制振効率がより優れていると考えられる。また、Case 3 で見られた応答加速度の増大は Case 4 でも発生しているが、付加された剛性が比較的小さいことから応答量の増大も Case 3 よりは少なくなっている。ここで、出力する可変剛性値をさらに大きくすれば、Case 3 を上回る制振効果が得られると思われたため、重みマトリックスを調整して解析を行ったが、これ以上大きな付加剛性を与えると動的応答量が逆に増加し、制振効果が低下する結果となった。このため、瞬間最適制御は効率的な制御が可能であるが、入力に応じて重みマトリックスを調整する必要がある、出力できる可変剛性の範囲も限られると考えられる。

図 5-14 の応答エネルギーの時刻歴について検討する。構造物のエネルギー量は次式で表された。

$$E(t) = \int_0^t [\dot{\mathbf{x}}^T(t) \mathbf{M} \ddot{\mathbf{x}}(t) + \dot{\mathbf{x}}^T(t) \mathbf{C} \dot{\mathbf{x}}(t) + \dot{\mathbf{x}}^T(t) \mathbf{K} \mathbf{x}(t)] dt \cdots \cdots (5.1)$$

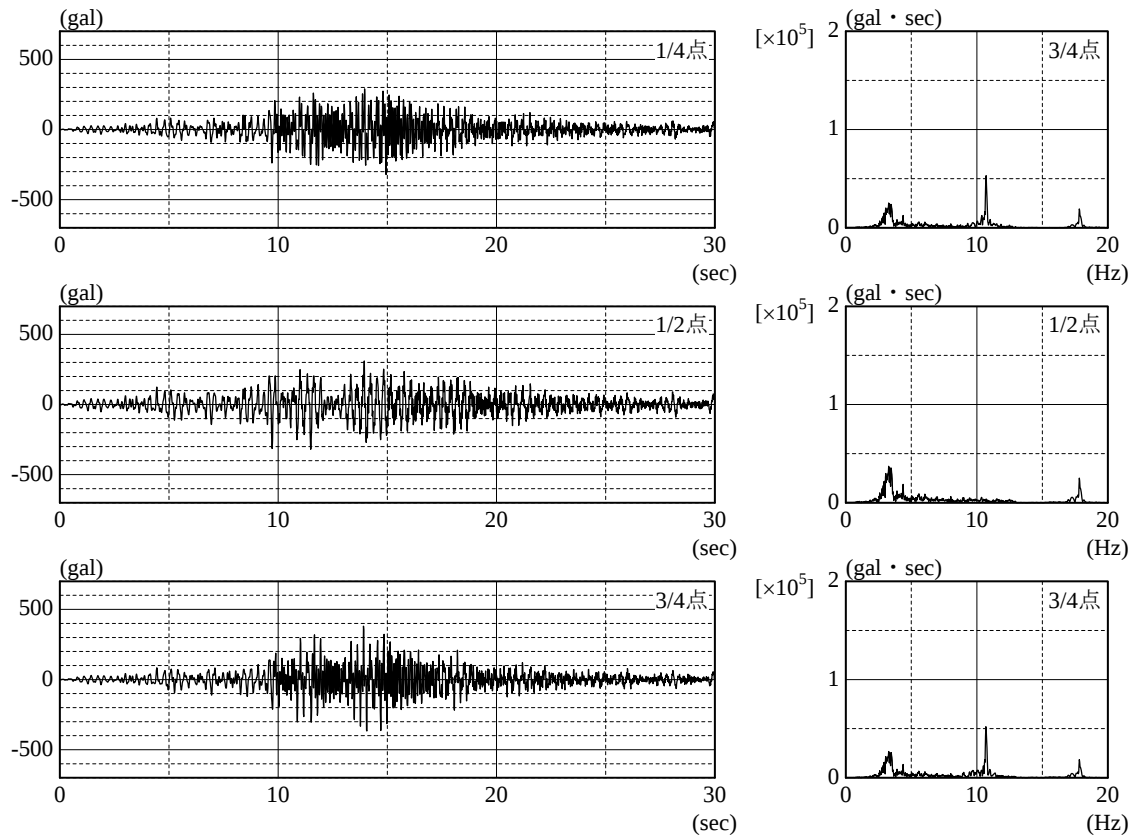


図 5-11 応答加速度波形とフーリエスペクトル (釧路沖地震波入力・Case 4)

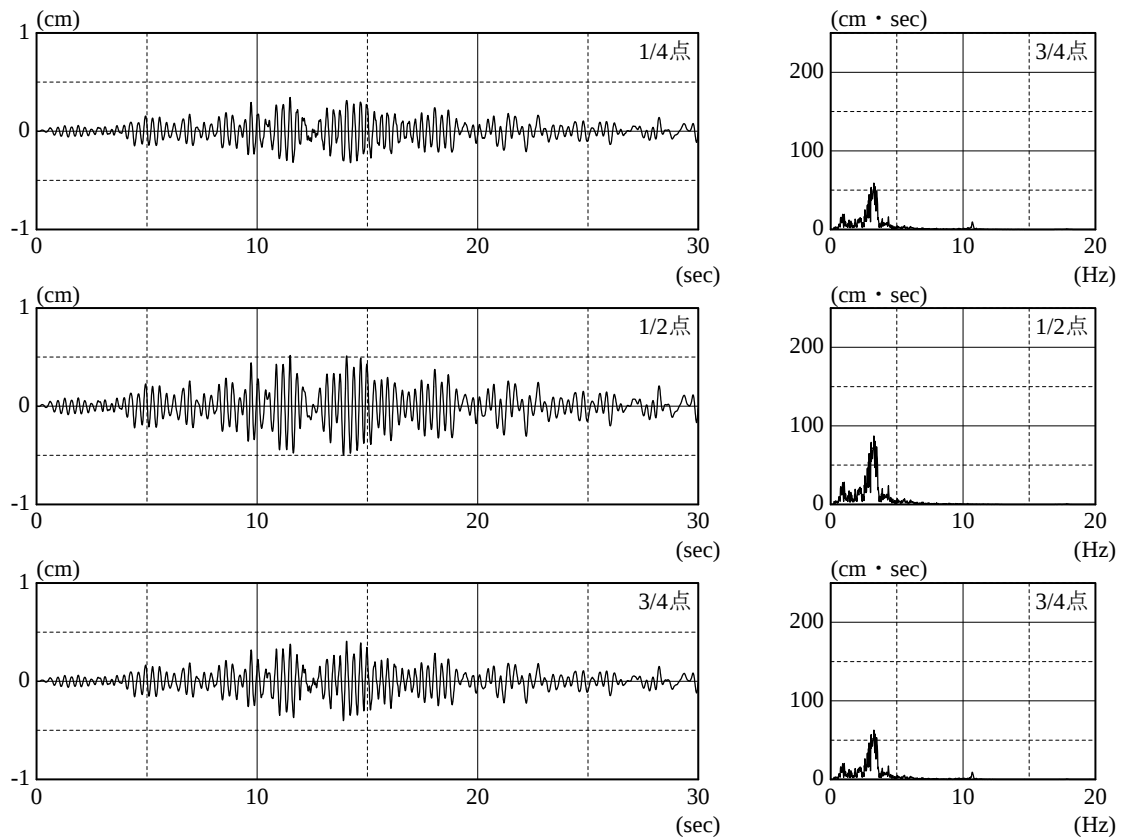


図 5-12 応答変位波形とフーリエスペクトル (釧路沖地震波入力・Case 4)

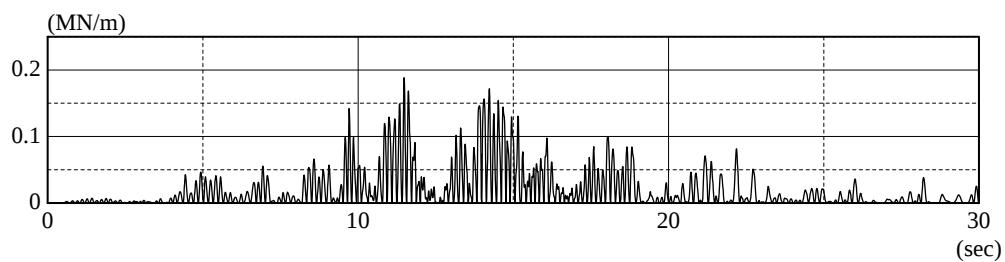


図 5-13 可変剛性値履歴（釧路沖地震波入力・Case 4）

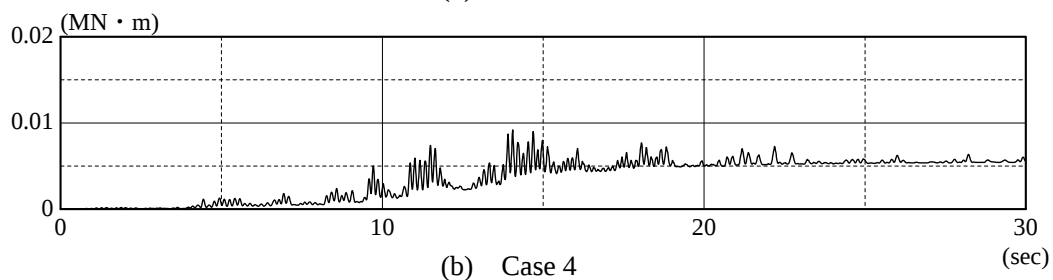
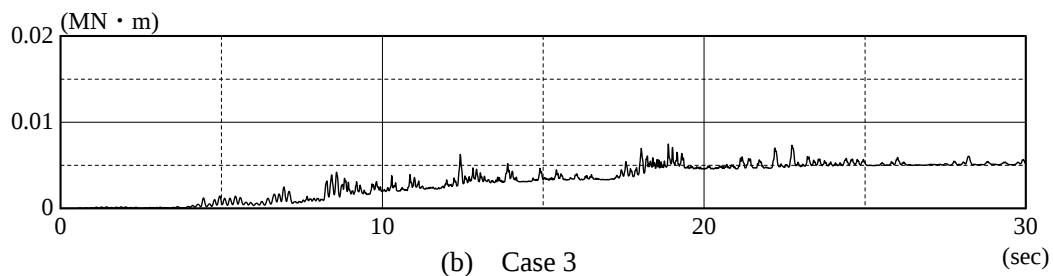
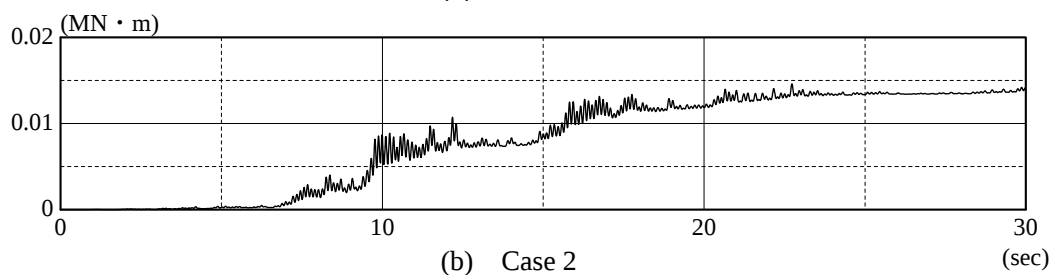
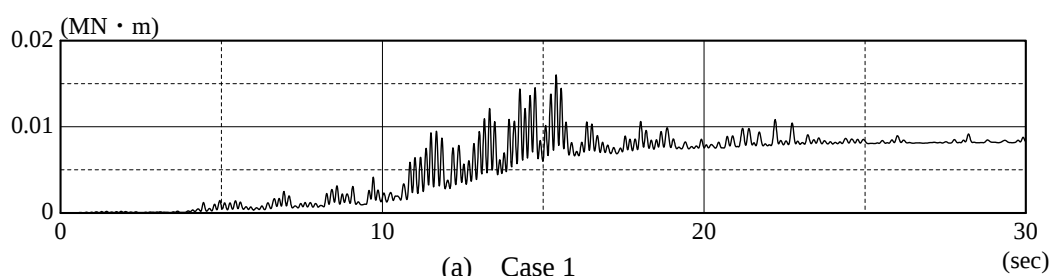


図 5-14 応答エネルギー（釧路沖地震波入力）

表 5-3 応答エネルギーの総和（釧路沖地震波入力）

単位：MN・m

Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
16.03	23.74	9.57	10.61

式(5.1)のように運動エネルギーとひずみエネルギーは構造物の応答加速度と応答変位に依存して時間によって振動的な履歴を示し、弾性範囲内では静止状態で零となる。また、減衰エネルギーは速度の2次形式となることから時間とともに増加する。Case 1 と Case 2 の結果である図 5-14(a),(b)では図 5-3～図 5-6 と同様に、振動振幅が増大する時間帯で運動エネルギーとひずみエネルギーが増減し応答エネルギーのピークが見受けられる。解析終了時のエネルギー量は Case 1 と比較して Case 2 の方が大きい、これは質量比例型減衰マトリックスの係数となる1次モードの固有円振動数が、作動状態に固定した Case 2 の方が大きく減衰エネルギーが大きくなったためと考えられる。制御を行った Case 3 と Case 4 の結果はいずれも Case 1 と Case 2 から大きく低減されている。制御終了時の応答エネルギーは Case 3 と Case 4 で大きな差はないが、10～17sec 前後の応答量が増大する時間帯で、瞬間最適制御の Case 4 で振動エネルギーが大きくなっており、表 5-3 のエネルギー量の総和では約 10%の差になっている。図 5-7、図 5-8、図 5-11、図 5-12 の制御時の動的応答量に関する結果では、ON-OFF 制御を行った Case 3 の応答加速度が Case 4 よりも大きくなっていた。運動エネルギーに関係する慣性力は質量マトリックスと応答加速度の積で表現され、ひずみエネルギーに関係する復元力は剛性マトリックスと応答変位の積で表現されるが、各係数行列中の値は剛性マトリックスに比して質量マトリックスはかなり小さい。このため Case 3 では応答加速度の増加による運動エネルギーの増大よりも、応答変位の減少によるひずみエネルギーの低減が応答エネルギーの総量に大きく影響したと考えられる。ON-OFF 制御では制御パラメータの設定に際して、構造物の応答量を全体的に低減させるために応答エネルギーを評価関数に用いた。このような理由から ON-OFF 制御のパラメータ最適化は、応答変位をできるだけ抑制しながら、応答加速度の増大も回避するようなパラメータの設定が行われたため、結果として本研究でパラメータ最適化を行ったすべての場合で、通常状態の閾値と状態継続時間の調整が主として行われたと推定される。

以上のように鉛直方向の不規則強制外力に対するシミュレーション結果から、外ケーブルを用いた可変剛性型システムにより鋼鈑桁橋の制振が可能であると考えられる結果が得られた。制御則としては ON-OFF 制御と瞬間最適制御を用いたが、いずれの制御則でも制振効果が得られたため、本研究の構造性能可変型システムは桁構造を有する橋梁の動的応答の抑制が可能だと考えられる。制御則の違いについて述べると、動的応答量に応じて付加する剛性を選択的に切り替える ON-OFF 制御は、簡便な制御則ながら応答変位ならびに応答エネルギーを抑制できる手法であると考えられる。また、瞬間最適制御理論を用いた場合には剛性変化の範囲が比較的少なくても効率的な制御ができる結果となったが、状態量の観測を高密度に行う必要があり、重みマトリックスの設定によって制振効果が低下する場合があるため、より簡便な制御則である ON-OFF 制御の適用性は高いと考えられる。

5.3 交通振動に対する制振シミュレーション

5.3.1 路面凹凸の設定と橋梁と車両の動的相互作用

本章で制御対象とした鈑桁橋においては、交通振動の制御に関する研究も行われており、通行車両の大型化による荷重増へ対応しながら、構造物の保有性能を維持することは現在、非常に重

要視されている項目である。そこで、本節においては TL-20 に対応した橋梁モデルに現行の B 活荷重が作用する場合の制振シミュレーションを行い、本研究の制振手法の交通振動制御に対する有効性について検討を行う^{3),4)}。

走行車両による橋梁の動的応答解析では、車両を質量、ばね、ダッシュポットなどからなる振動系にモデル化する^{9),10)}。従来は 1 自由度系や 2 自由度系の車両モデルが多く用いられてきたが、近年では車軸の配置を考えたより自由度の高いモデルが用いられるようになっている。車両の振動としては、車体を支える懸架ばね系の上下の質量が振動する、ばね上振動とばね下振動が一般に考慮される。大型車両の場合、ばね上の振動数は 2.5～3.5Hz、ばね下は 12～15Hz が卓越する。本研究では交通荷重に対するセミアクティブ制御の基本的な適用性を検討するために、ばね上振動を考慮した表 5-4 の諸元を有する、図 5-15 の 1 自由度系車両モデルを用いて解析を行う。

車両振動の主要原因は路面凹凸であり、この場合の車両の運動方程式は橋梁の動的たわみを考慮すると、次式のように表現することができる^{11)～13)}。

$$m\ddot{z} + c(\dot{z} - \dot{r} - \dot{x}) + k(z - r - x) = 0 \quad \dots \dots \dots (5.2)$$

ここで、 m, c, k はそれぞれ車両の質量、減衰、剛性を表しており、 z は車両の応答変位、 r は路面凹凸であり、 x は荷重作用点における桁の変位である。

路面に作用する接地力 $f(t)$ は重力加速度を g として、

$$f(t) = mg - m\ddot{z} \quad \dots \dots \dots (5.3)$$

であり、式(5.2)および、式(5.3)より桁に作用する外力は、式(5.4)のように表すことができる。

$$f(t) = mg + c(\dot{z} - \dot{r} - \dot{x}) + k(z - r - x) \quad \dots \dots \dots (5.4)$$

z 式(5.4)によって得られた外力を式(5.5)に代入することで、車両との動的相互作用を考慮した橋梁の時刻歴応答解析が可能になる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{f}(t)\phi(t) \quad \dots \dots \dots (5.5)$$

表 5-4 車両モデルの諸元

荷重	B 活荷重 (245kN)
質量	25000kg
減衰	3.63kN・sec/m
ばね定数	8879kN/m
固有振動数	3.00Hz
車両速度	60km/h

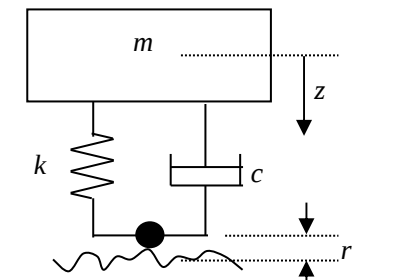


図 5-15 1 自由度系車両モデル

式(5.5)において、 $\mathbf{M}$, $\mathbf{C}$, $\mathbf{K}$ はそれぞれ橋梁の質量、減衰、剛性マトリックスであり、 $\mathbf{x}$ は橋梁の変位ベクトル、 $\mathbf{f}(t)$ は外力ベクトルである。また、 $\phi(t)$ は外力分配ベクトルと称し、車両の位置に対応して各節点に外力を分配する。例えば、車両が図 5-16 のように任意の節点 i, j 間に位置する場合、外力ベクトル $\mathbf{f}(t)$ の節点 i, j に対応する値 $\mathbf{f}_i(t)$, $\mathbf{f}_j(t)$ は

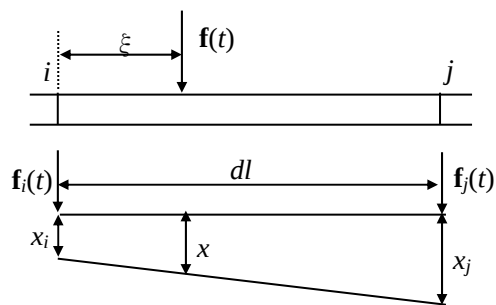


図 5-16 任意節点間の荷重分配

$$\mathbf{f}_i(t) = \phi_i(t)\mathbf{f}(t), \quad \mathbf{f}_j(t) = \phi_j(t)\mathbf{f}(t) \cdots \cdots \cdots (5.6)$$

ここで

$$\phi_i(t) = \frac{dl - \xi}{dl}, \quad \phi_j(t) = \frac{\xi}{dl} \cdots \cdots \cdots (5.7)$$

であり、 dl は節点間距離、 ξ は節点 i から車両位置までの距離を表している。

これに対し、車両位置の橋梁の鉛直変位、鉛直速度、鉛直加速度は近似的に

$$\mathbf{x}(t) = \phi_i \mathbf{x}_i(t) + \phi_j \mathbf{x}_j(t) \cdots \cdots \cdots (5.8)$$

$$\dot{\mathbf{x}}(t) = \phi_i \dot{\mathbf{x}}_i(t) + \phi_j \dot{\mathbf{x}}_j(t) \cdots \cdots \cdots (5.9)$$

$$\ddot{\mathbf{x}}(t) = \phi_i \ddot{\mathbf{x}}_i(t) + \phi_j \ddot{\mathbf{x}}_j(t) \cdots \cdots \cdots (5.10)$$

によって算出される。ここに、 $\mathbf{x}_i$, $\mathbf{x}_j$ は変位ベクトルの対応する節点の成分を表している。以上のように車両-橋梁系振動問題の運動方程式では、外力ベクトルの中に橋梁自身の応答が含まれており、本研究ではこれらを考慮した時刻歴応答解析を行う。

走行車両による動的応答解析では、車両に入力される路面凹凸がその振動の主原因として挙げられる。この路面凹凸の性状は、道路橋の動的応答に大きく影響を及ぼすことから、橋梁の衝撃係数、疲労強度、歩行者の振動感覚、振動軽減や制振など多くの動的問題を検討する場合の重要な因子と考えられている。不規則な路面凹凸をもつ道路橋の動的応答を解析する場合、その解析法として以下のような方法が用いられる^{9),10)}。

①直接法

測定された路面凹凸の生データを直接入力する方法。凹凸速度は測定凹凸変位から推定する。

②スペクトルモデル法

路面凹凸のパワースペクトル密度を用いて間接的に路面凹凸を推定する方法。具体的には、パ

一般に、路面凹凸は複雑な凹凸形状をしているため、特定のパワースペクトル密度を有する確率場でモデル化される。初期の路面凹凸の研究においては、このパワースペクトル密度は、単位長さ当たりの路面凹凸 $\Omega(\text{c/m})$ に対して

でモデル化されていた。ここで、 α は路面の平坦性を表すパラメータである。しかし、このようなパワースペクトル密度を有する確率場は、分散が無限大となってしまう。そこで、路面周波数に上限値 Ω_u と下限値 Ω_l を定め、形状パラメータ β を導入した式(5.12)のスペクトルモデルを用いる。

ここで、 α 、 β 、 n は路面凹凸を表現する際のパラメータであり、一般国道、高速道路あるいは路面年数等の諸条件によって決まり、 Ω_L は対象とする橋梁の支間長や橋長を、 Ω_U は車両タイヤの接地長を考慮し決定される。

さらに、路面凹凸を平均値 0 の定常ランダムなガウス課程とみなして、式(5.13), (5.14)に示すような三角級数モデルとした路面凹凸関数 $Z_r(t)$ をモンテカルロ法から推定し、この凹凸波形を走行車両に入力する。

ここで ϕ_k は $0 \sim 2\pi$ までの一様分布とした確率変数、 a_k は平均値 0 、標準偏差 σ_k のガウス確率変数で、その分散 σ_k^2 は次式で定義される。

-111-

表 5-5 路面凹凸に関するパラメータ

α (cm ² /m/c)	0.003
β (c/m)	0.02
n	0.25

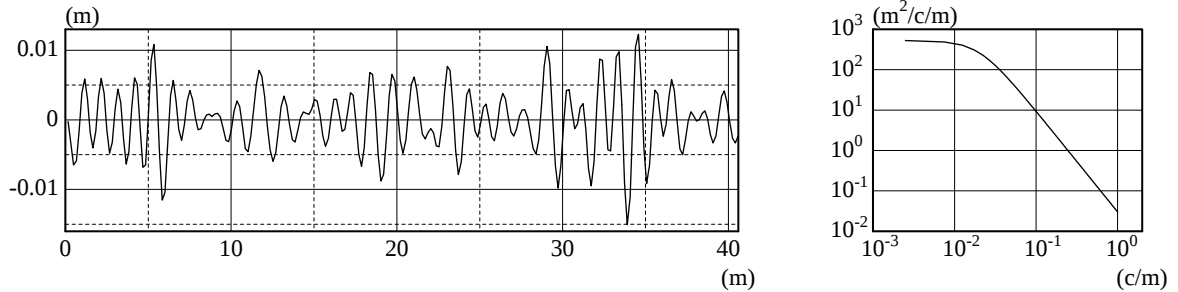


図 5-17 路面凹凸と路面凹凸パワースペクトル密度

車両速度 V のとき ω_k , Ω_k , $\Delta\Omega$ はそれぞれ以下の式で表される。

$$\omega_k = 2\pi V \Omega_k \quad \dots \dots \dots (5.16)$$

$$\Omega_k = \Omega_L + \left(k - \frac{1}{2}\right) \Delta\Omega \quad \dots \dots \dots (5.17)$$

$$\Delta\Omega = \frac{\Omega_U - \Omega_L}{M} \quad \dots \dots \dots (5.18)$$

式(5.18)で M は十分に大きな正の整数であり、本研究では $M=200$ とした。また、式(5.12)におけるパラメータは比較的粗い路面を想定して表 5-5 のように設定した。得られた路面凹凸変位を図 5-17 に示す。

5.3.2 交通振動に対する制振効果と適用性

以上のように設定した交通振動について制振シミュレーションを実施した。荷重強度は 245kN、車両速度 60km/h であり、解析ケースは地震波を入力した場合と同様に表 5-1 のように設定した。前節の地震加速度に対する解析とは入力外力の大きさや振動数特性が異なるため、ON-OFF 制御においては交通荷重に対するパラメータの最適化を GA で行い、瞬間最適制御理論の重みマトリックスの調整も地震波加速度を入力した場合とは別に行った。解析結果については、地震観測波を入力した場合と同様に、主桁の鉛直方向の動的応答に着目した。図 5-18、図 5-19 は Case 1、図 5-20、図 5-21 は Case 2 における応答加速度と応答変位の時刻歴波形とフーリエスペクトルである。ON-OFF 制御を行った Case 3 の応答波形とフーリエスペクトルは図 5-22、図 5-23、フィルタリングした加速度波形と状態変更履歴は図 5-24 と図 5-25 に示す。瞬間最適制御の結果については図 5-26、図 5-27 が応答加速度と変位、図 5-28 が可変剛性値の履歴である。また表 5-6 には支間 1/2 点における応答加速度と応答変位の最大値と実効値をまとめた。各解析ケースの応答エネルギーの時刻歴は図 5-29、制御時間での総和は表 5-7 に示す。さらに、橋梁の応力性状の改善を目的として外ケーブルを用いる場合には、外ケーブル設置の前後で交通荷重によって発生する応力度に

関する検討を行うのが一般的である。本研究でもこれに準じた検討を行うために、解析ケースごとに支間中央部に発生する曲げモーメントを算出し図 5-30 に示した。

まず、Case 1 の結果から解析の妥当性について検討すると、図 5-18 の応答加速度は 0sec の車両進入開始から橋梁が強制加振を受けて応答加速度が増大している。図 5-19 の応答変位でも静的なたわみとともに車両と橋梁の動的相互作用による変位振幅が発生し、2.43sec の車両退去後は減衰自由振動となっている。表 5-6 における支間 1/2 点の動的応答量は加速度実効値で 32.6gal、変位実効値で 0.13cm となっており、比較的荒い路面凹凸を用いたことなどを考慮すると妥当な結果であると考えられる。

図 5-18 の応答加速度波形では、車両退去前の 2.0sec で比較的大きな応答量が発生し、それ以降で減衰自由振動のような波形になっている。また、応答加速度のフーリエスペクトルについては 1 次モードのみではなく、2 次モードや 3 次モードの応答が比較的大きい。路面凹凸は想定した路面パワースペクトル密度から定常ランダムガウス過程と考えて作成された。この路面凹凸により構造物にランダムな加振力が作用することで、1 次モードのみならず複数の振動モードが励起されたと思われる。さらに今回の解析で用いた図 5-17 の路面凹凸は、支間 4/5 点近傍の車両位置 33.9m、解析時刻 2.02sec で最大になっており、2 次モードや 3 次モードの応答量が大きくなったものと推定される。しかしながら、図 5-19 の応答変位では上述のような高振動数の応答はほとんど発生せず、2.43sec の車両退去後は 1 次モードの減衰自由振動になっている。変位のフーリエスペクトルについても 1 次モードがもっとも卓越しており、交通振動の制御においても 1 次モードを観測することは適切であると考えられる。なお、変位のフーリエスペクトルで 0Hz にピークを有するのは、静的なたわみ成分の影響である。

Case 2 の解析結果である図 5-20 においても基本的な経過は Case 1 と同様だが、路面凹凸が最大になる 2.02sec での 2 次モードの卓越状況は Case 1 と比較して大きなものとなっている。これは 2.02sec 前後の路面凹凸が 2 次モードの固有周期に近い周期で車両に入力したためと考えられ、図 5-21 の応答変位波形においても 2 次モードの応答が発生している。図 5-19 と図 5-21 を比較すると、静的なたわみは Case 2 が Case 1 の 1/2 程度となっており、付加剛性が構造物の全体剛性を向上させ、たわみ量が減少したと考えられる。また動的なたわみ振幅から算出される動的増幅率も Case 2 が Case 1 と比較してかなり小さくなっている。これは橋梁の通常状態の 1 次固有振動数と車両の固有振動数が近接しているために、Case 2 では動的成分が小さくなったものと考えられる。

次に図 5-22～図 5-25 の ON-OFF 制御を行った Case 3 の結果について考察する。状態変更履歴においては制御開始後 0.96sec で通常状態から作動状態へ移行している。応答加速度について図

表 5-6 支間 1/2 点の動的応答量（交通荷重入力）

	応答加速度 (gal)		応答変位 (cm)	
	最大値	実効値	最大値	実効値
Case 1	166.23	32.60	0.51	0.13
Case 2	142.20	32.96	0.23	0.06
Case 3	268.59	55.50	0.42	0.09
Case 4	143.27	28.45	0.47	0.11

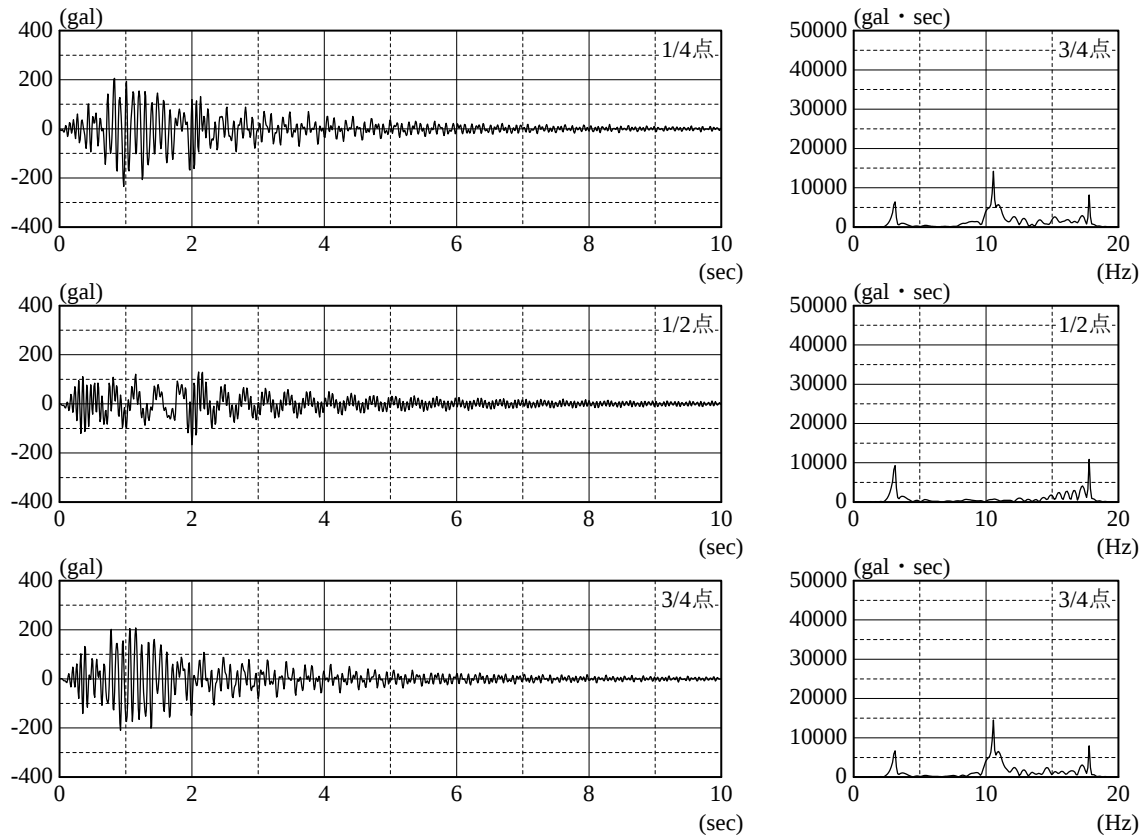


図 5-18 応答加速度波形とフーリエスペクトル (交通荷重入力・Case 1)

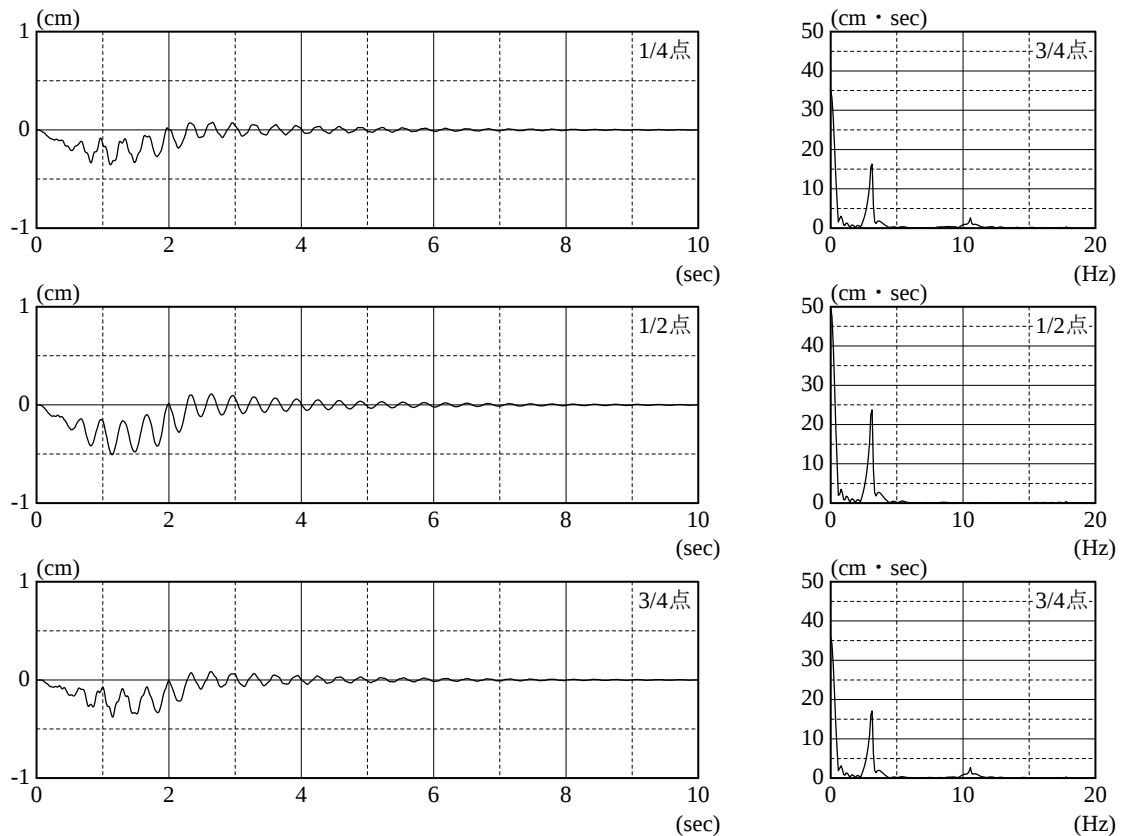


図 5-19 応答変位波形とフーリエスペクトル (交通荷重入力・Case 1)

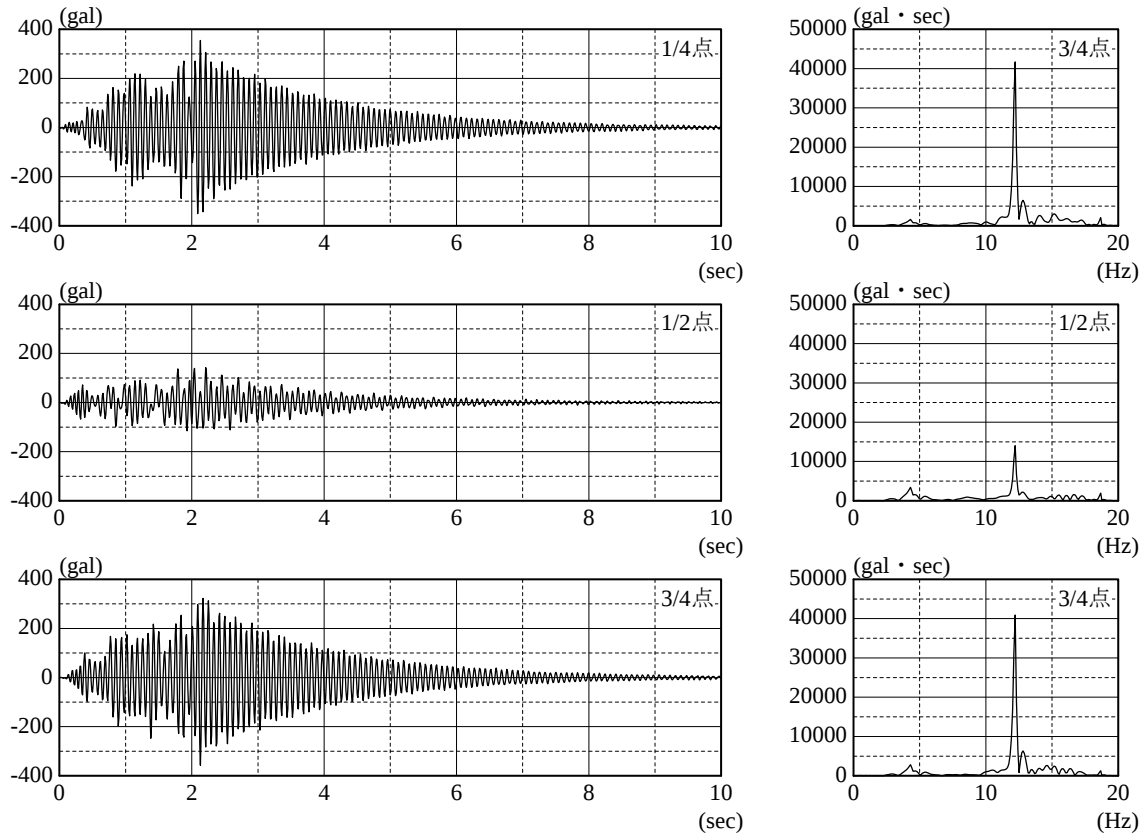


図 5-20 応答加速度波形とフーリエスペクトル (交通荷重入力・Case 2)

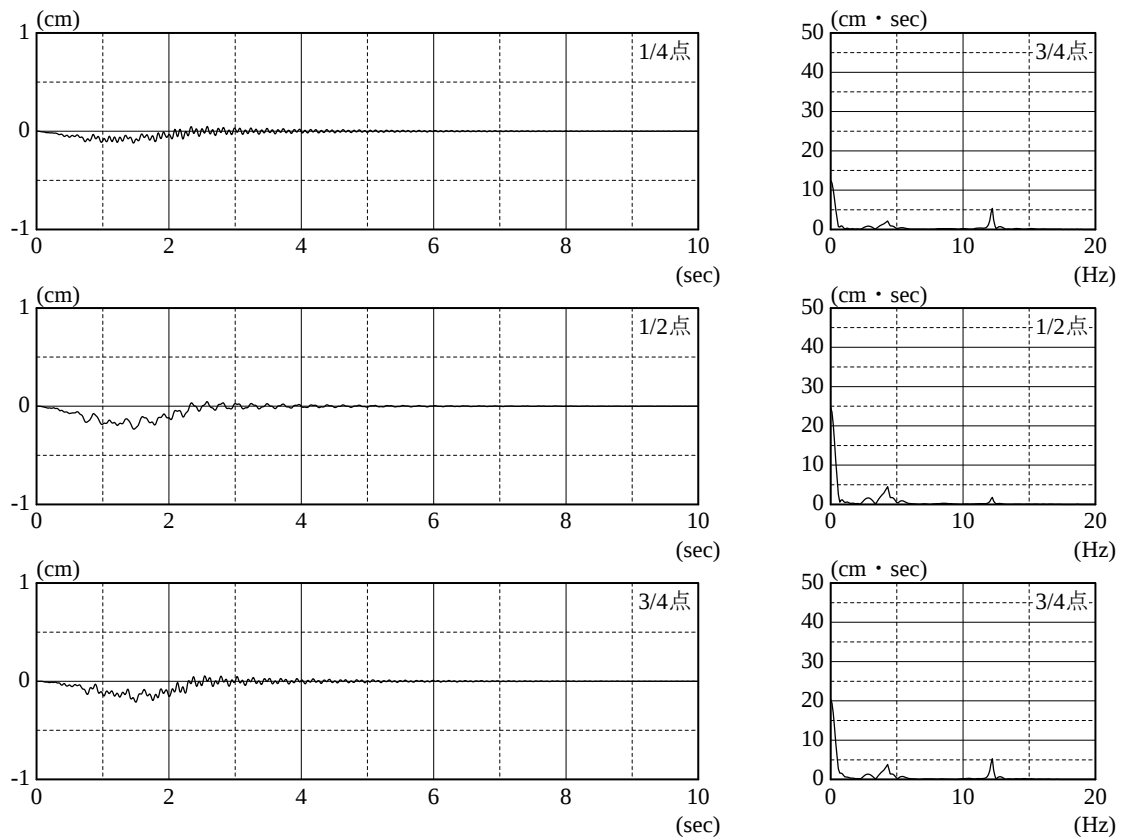


図 5-21 応答変位波形とフーリエスペクトル (交通荷重入力・Case 2)

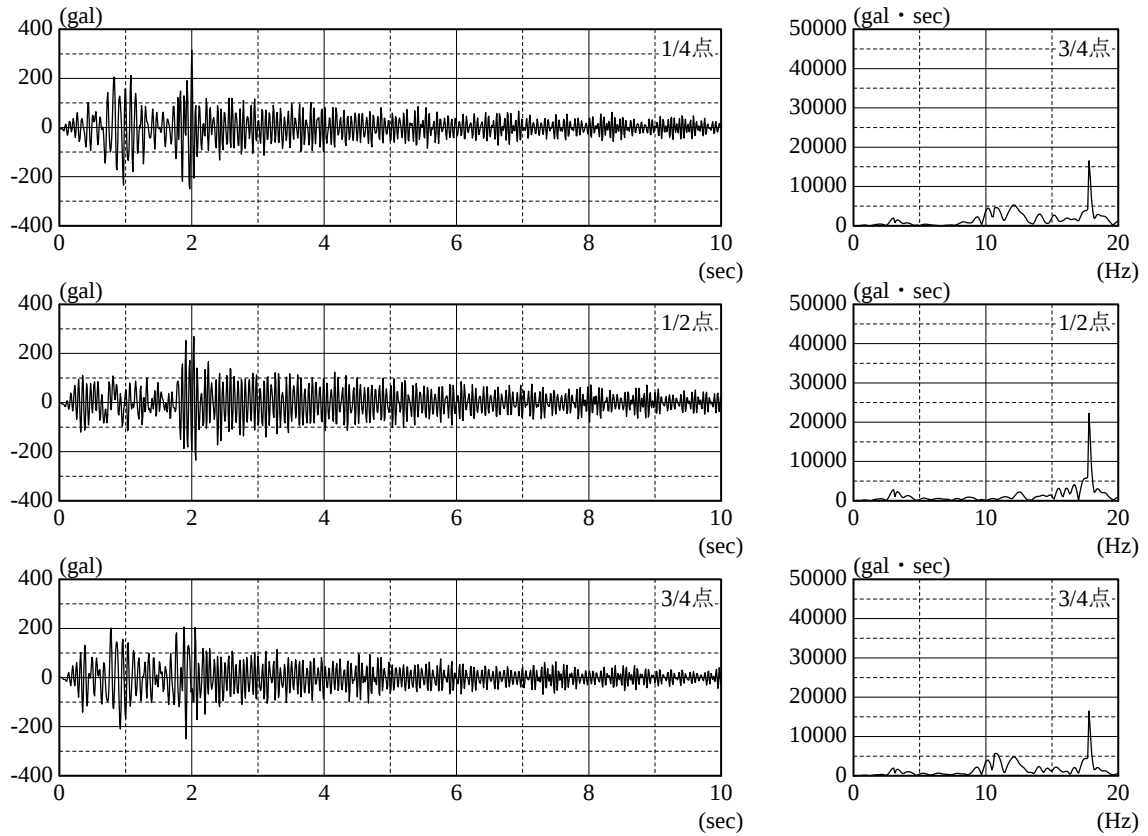


図 5-22 応答加速度波形とフーリエスペクトル (交通荷重入力・Case 3)

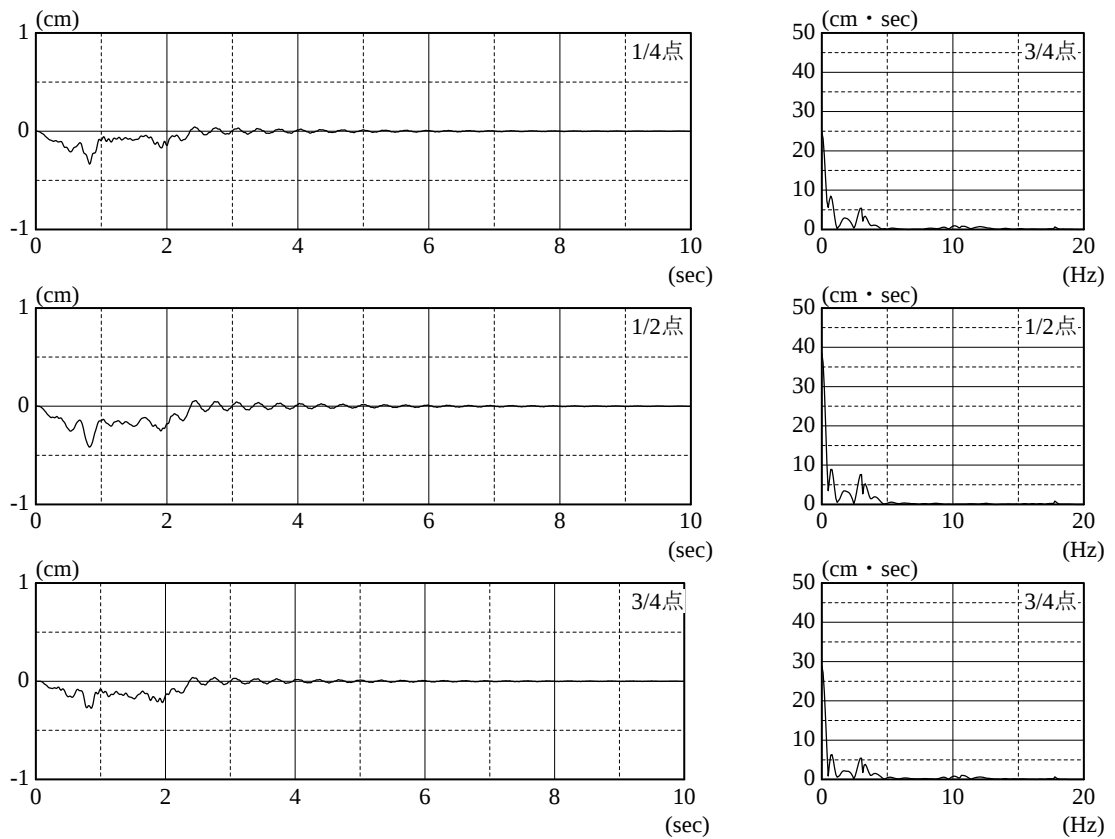


図 5-23 応答変位波形とフーリエスペクトル (交通荷重入力・Case 3)

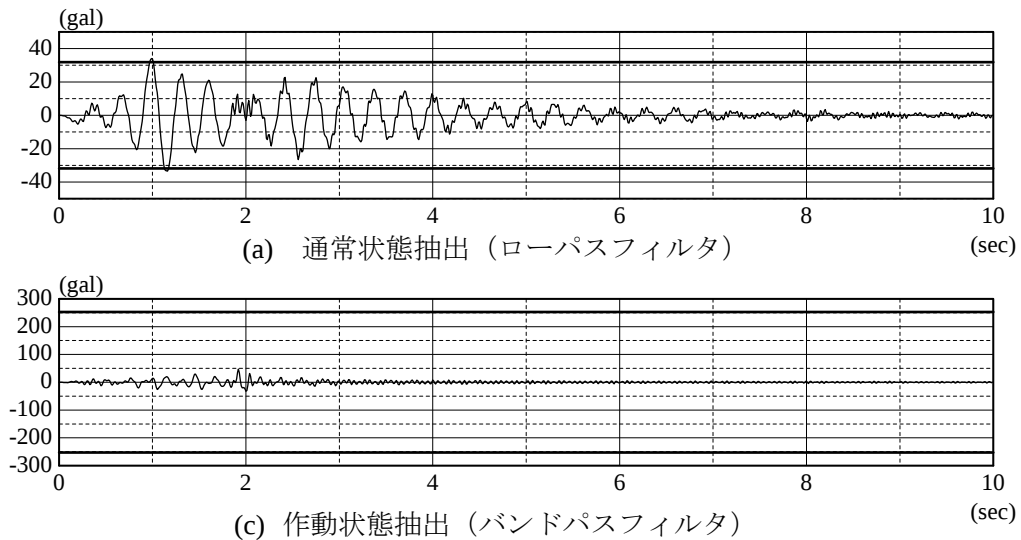


図 5-24 フィルタリングした応答加速度 (交通荷重入力・Case 3)

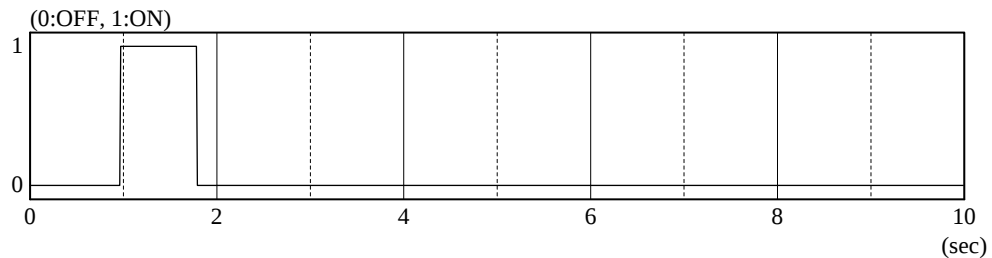


図 5-25 状態変更履歴 (交通荷重入力・Case 3)

5-22 および図 5-18、図 5-20 を比較すると、支間 1/2 点および 1/4、3/4 の各点で作動状態への移行により振幅が減少しており、特に支間 1/4、3/4 点では Case 1、Case 2 のいずれの状態固定時に対しても明らかに応答加速度の減少が確認できる。構造物の状態は状態固定時間終了後の 1.79sec で通常状態に復帰しており、この際に応答加速度の増大が見受けられる。さらにその直後に前述のように大きな路面凹凸の作用があり、支間 1/2 点を中心として Case 3 の応答加速度は急増する。この時に発生する振動は比較的高い振動数成分が主であるため、フィルタリングによって抽出される加速度が閾値を超過する程度には達せず、作動状態への切り替えは行われない。表 5-6 における応答加速度の比較では、ON-OFF 制御を行った Case 3 の最大値と、実効値が他の 3 ケースと比較して大きくなっているが、これは上述のような理由によるものであり、作動状態移行中は応答加速度が減少しているほか、1/4 点などに着目すれば、Case 2 の方が明らかに応答加速度は大きくなっている。図 5-23 の応答変位の解析結果を図 5-19、図 5-21 と比較して検討すると、Case 3 の応答変位は、作動状態へ移行する 0.96sec 以前で通常状態固定の Case 1 と同一の履歴で 0.82sec で最大応答変位に達しているが、可変剛性の付加によって応答変位は大きく減少している。Case 3 で作動状態に移行している間の静的なたわみ成分は Case 2 と同程度だが、動的振幅は 1.0~1.7sec にかけて支間 1/4~3/4 点のすべてで低減されており、剛性付加による静的たわみの低減のみではなく動的振幅の抑制が可能であることが判明した。応答変位のフーリエスペクトルでは主に 1 次モードが卓越しており、そのピーク値は Case 1 の 1/3 程度になっている。表 5-6 の応答変位の比較では、ON-OFF 制御によって実効値が Case 1 から 30%程度減少しており、後述する瞬間最適制

御を行った Case 4 と比較しても変位応答は小さくなっている。なお、ON-OFF 制御を行った Case 3 の応答変位は、可変剛性を固定した Case 2 と比較して大きな値になっている。作動状態では、全体剛性の増加により静的なたわみが減少するとともに、固有振動数が車両の固有振動数と離れたため動的応答変位が抑制される。このため、今回の解析では最初は通常状態で応答量が大きくなってから作動状態へ切り替わる ON-OFF 制御より、常に作動状態に固定した Case 2 の最大応答変位や実効値がより小さくなった。しかしながら、支間 1/4～3/4 点の全体で応答加速度が Case 2 と比較して小さいこと、動的な変位振幅が制御によってかなり低減されていることなどを考えると、ON-OFF 制御による振動抑制効果は十分に得られていると思われる。また、通過車両の固有振動特性が異なったり、連行して車両が通過したりすることで外力がより不規則に作用する場合には、Case 2 のように構造物の固有振動数を常に高い状態に保つことが、動的応答の抑制にもっとも効果的であるとは限らない。このため、状態の変更によって動的応答量の低減が可能な本研究の手法は、交通荷重に対する橋梁の動的性能向上に有効な手法であると考えられる。

GA によって決定された制御系のパラメータと制振効果の関係について考察を加えれば、これまでと同様にローパスフィルタ通過成分のみに反応するような閾値の設定が行われている。この理由としてはこれまでと同様に、ローパスフィルタの閾値と状態継続時間の両者を最適化することで、状態変更の回数を限定しながら応答エネルギーを抑制するような線列が選択されたものと考えられる。図 5-24(a)では抽出された応答加速度の最大値(34.1gal)と状態変更の閾値(31.87gal)がほぼ同じ値で、それ以前では制御が行われてない。この場合、閾値をより小さく設定すれば車両進入後の比較的早い時期から応答変位を抑制することが可能になると考えられる。このため、GA の解析中に発生した全線列について、ローパスフィルタ通過成分の閾値がより小さな値を有する個体を検索した。その結果、閾値の 31.87gal より小さな値を持つ個体は多数存在したが、それらの適応度は最良でも最適解の適応度より 15%程度大きかった。したがって、GA によって得られた制御パラメータは本研究の解析条件の下で妥当な解を算出したものと判断できる。なお、本章の GA による最適化では状態固定時間の上限を 1.0sec に設定したが、この上限をさらに長くすれば、作動状態をより長く維持するようなパラメータを選択することで、ON-OFF 制御の制振効果を向上させることは可能であろう。しかしながら、この状態固定時間の解空間は制御装置の駆動エネルギーなども考慮して定める必要があるため、アクチュエータの機構や制御対象への実装方法を含めた検討が必要である。

瞬間最適制御を行った Case 4 の解析結果である図 5-26～図 5-28 においては、車両進入から退去までの間で動的応答量に応じた付加剛性が出力されているが、応答量の低減は Case 3 と比較して少ない。図 5-26 の応答加速度については、支間 1/2 点では 1.5sec 以降で 1 次モードの応答が制御されているが、支間 1/4 点や 3/4 点では制振効果はあまり発揮されておらず、1.5～2.0sec の比較的振幅が大きい時間帯では Case 1、Case 3 より大きな応答加速度になっている。応答変位についても動的なたわみが最大値に達して減少し始める 1.5sec 頃から制振効果が発揮されて、車両退去時の応答変位は速やかに抑制されているものの、制御開始後の比較的早い時間帯ではほとんど応答変位が減少していない。瞬間最適制御では構造物の応答量からなる状態ベクトルと可変剛性ベクトルから評価関数を構成して可変剛性値を算出しているため、応答量に応じた可変剛性値が出力されることとなり、車両進入後すぐに大きな可変剛性を与えるような制御を意図的に行うことは困

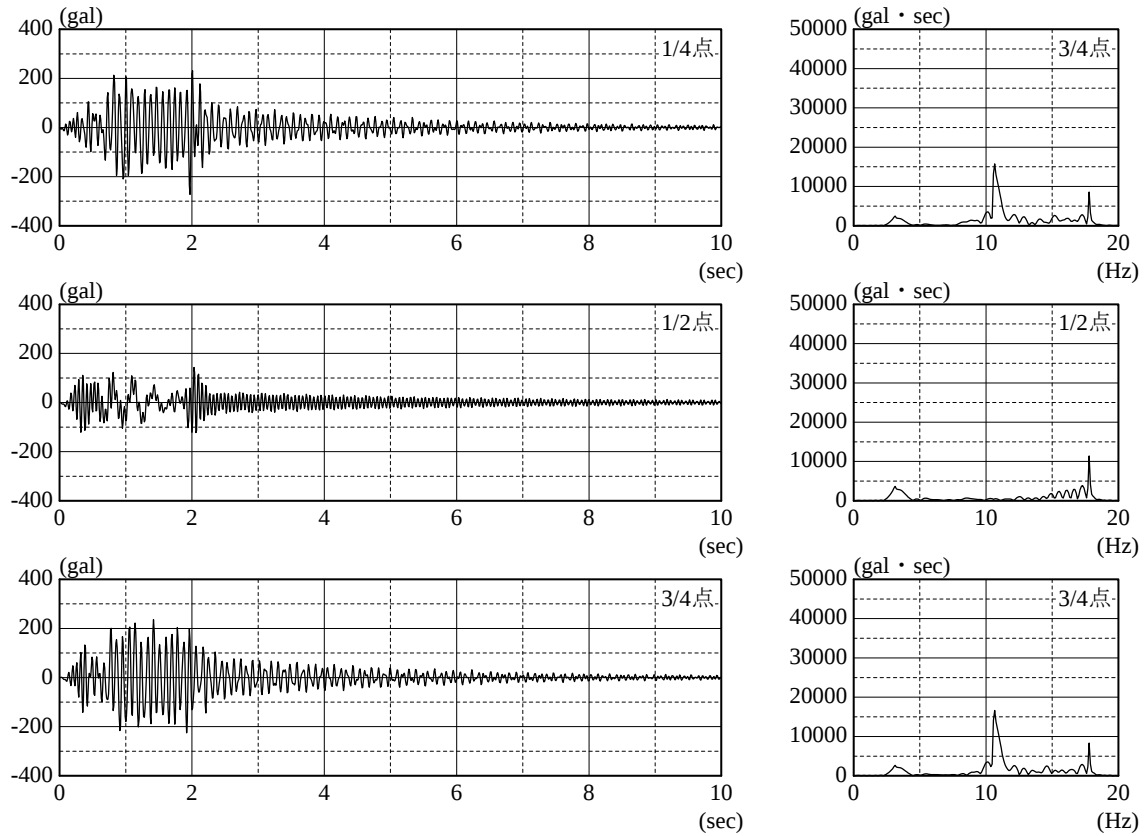


図 5-26 応答加速度波形とフーリエスペクトル (交通荷重入力・Case 4)

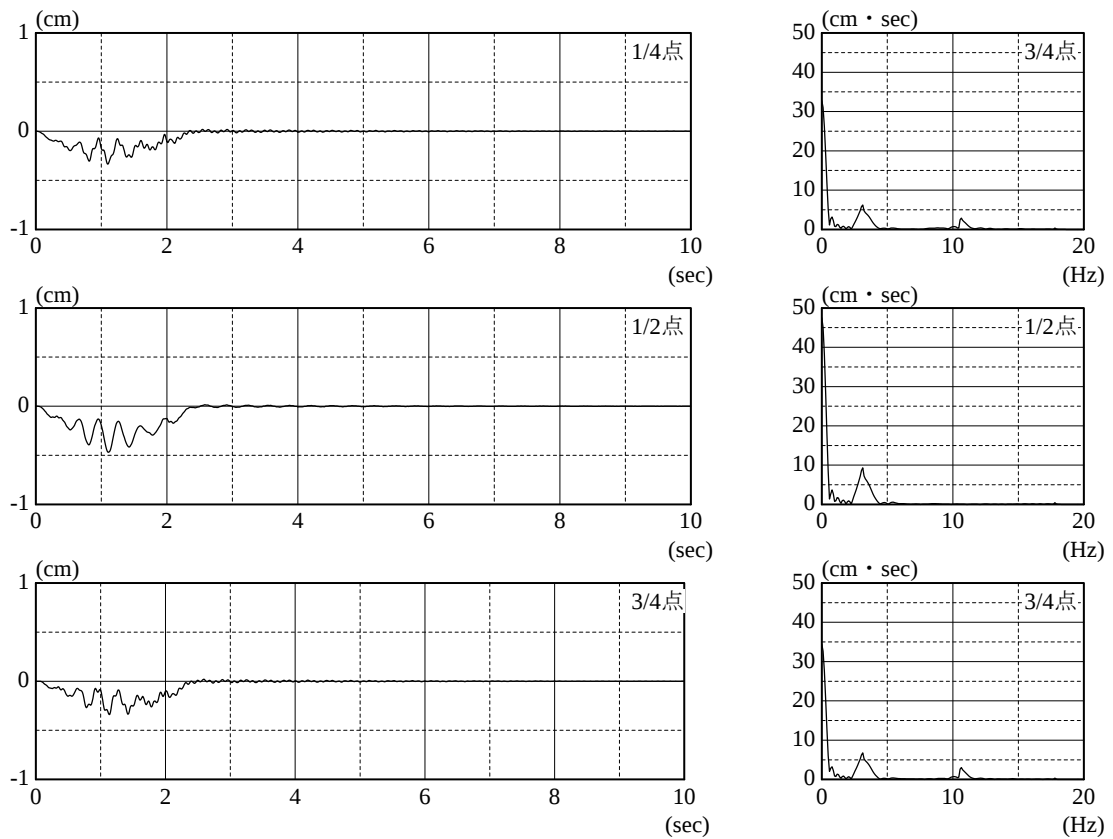


図 5-27 応答変位波形とフーリエスペクトル (交通荷重入力・Case 4)

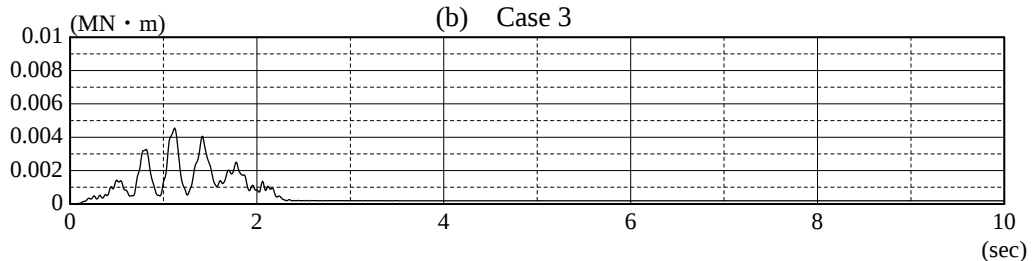
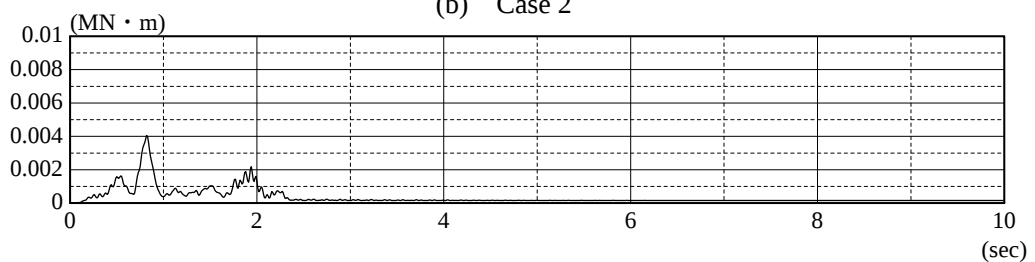
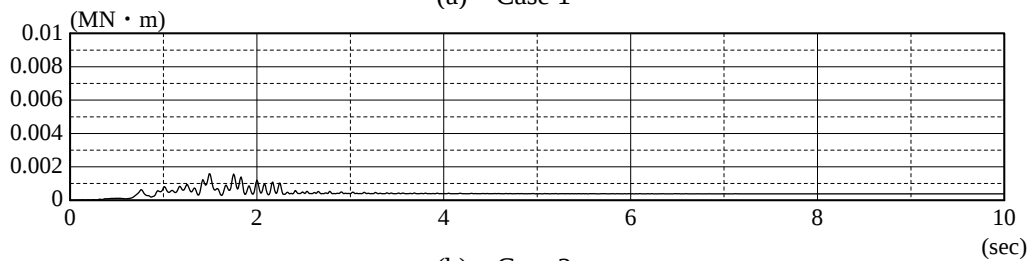
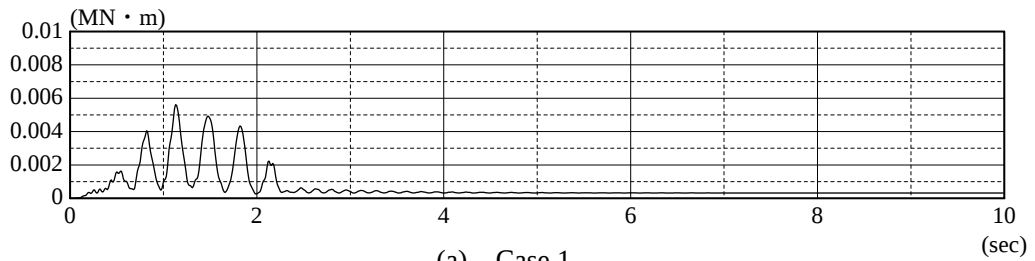
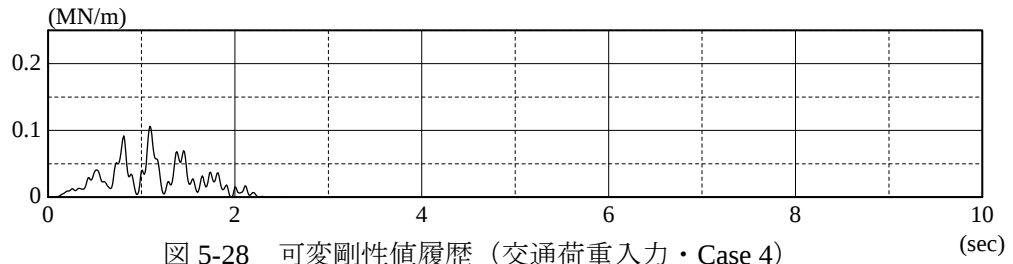


図 5-29 応答エネルギー (交通荷重入力)

表 5-7 応答エネルギーの総和 (交通荷重入力)

単位 : MN・m

Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
0.643 (0.387)	0.415 (0.118)	0.333 (0.211)	0.462 (0.319)

() 内は車両退去時までの総和

難である。このため交通荷重に対する制振効果は地震加速度を入力した場合と比較して低下したものと考えられる。また、瞬間最適制御では構造物の状態量の観測を高い密度で行い、アクチュエータの出力を連続的に変化させるなど、複雑な制御システムが必要になる。本研究の ON-OFF 制御は支間 1/2 点の応答量の観測のみで制御を行っており、例えば応答量の観測位置を変更したり、車両の接近を検知して進入と同時に制御装置を動作させたりするように制御則を変更することができるため、簡便で柔軟な設定が行える ON-OFF 制御は、橋梁の振動制御方式として適用性が高いと考えられる。

図 5-29 の各解析ケースにおける応答エネルギーについて検討すると、いずれの解析ケースにおいても車両通過時に比較的大きな応答エネルギーが発生している。表 5-7 は図 5-29 のエネルギー量の全解析時間における総和であるが、車両通過時のエネルギー振幅がもっとも小さい Case 2 のエネルギーの総和が Case 3 より大きくなっている。これは単調増加する減衰エネルギーが Case 2 で大きく、車両退去後に応答エネルギーの変動がほとんどなくなったあとでも減衰エネルギーが解析終了の 10sec まで時間刻み毎に加算されたためである。したがって表 5-7 の括弧内のように車両退去時までで総和を算出すると、応答変位が小さかった Case 2 および Case 3 で応答エネルギーの総和が小さくなっており、前節の解析結果と同様に応答エネルギーに占めるひずみエネルギーの影響が大きいことが確認できる。ON-OFF 制御で用いた GA の適応度はこの応答エネルギーの値を用いており、応答変位を低減させるようなパラメータの選択が行われたものと考えられる。

道路橋の設計に際しては、部材の断面に発生する応力あるいは断面力の検討が極めて重要であり、動的性能や疲労を考慮した検討でも応力や断面力の動的な変化を把握する必要がある。このため、解析ケースごとに支間 1/2 点における曲げモーメントの時刻歴を算出したものを図 5-30 に示す。図 5-30 の算出結果は応答変位の時刻歴波形に比較的類似しており、車両との動的相互作用による動的な成分を考慮しない曲げモーメントの大きさは、作動状態への移行により全体剛性が増加した Case 2 と Case 3 が、他の 2 ケースと比較して 1/4 程度小さくなっていると推定される。外ケーブルを鋼桁の補強方法として検討した既往の研究においては、外ケーブルによる静的な応力性状の改善はあまり見込めないとの知見が得られている^{14),15)}。本研究の制御システムでは外ケーブルの張力付加に加えて可変剛性装置の連結部材の作動による付加剛性が大きくなっており、このために作動状態で曲げモーメントが小さくなったものと考えられる。Case 2、Case 3 の 0.96sec 以降および Case 4 の 1.5sec 以降では、剛性の付加によって曲げモーメントの動的振幅が Case 1 と比較して減少している。このため、可変剛性型制御によって発生する断面力を抑制することが可能になり、荷重強度の増大にも対応できると思われる。ただし、図 5-30(c)の解析結果においては Case 1 の解析結果である(a)では見られない比較的高い振動数成分の波形が含まれており、応力変動の回数は増大しているため今後の十分な検討が必要である。

以上より、鋼鈹桁橋の交通振動制御において、可変剛性型セミアクティブ制御は動的応答量の低減が期待できることが明らかになった。静的たわみや曲げモーメントの静的な成分は、可変剛性部材に与える剛性を固定することで低減できるものの、変位や曲げモーメントの動的成分については、構造物の状態を適宜切り替える ON-OFF 制御を行うことで、応答量を抑制できる結果となった。このため本研究の制御方式は、耐力不足が懸念される橋梁の保有性能を確保するための一方策として基本的な有効性を有しており、実際の制御装置の機構や実装方法などについて検討

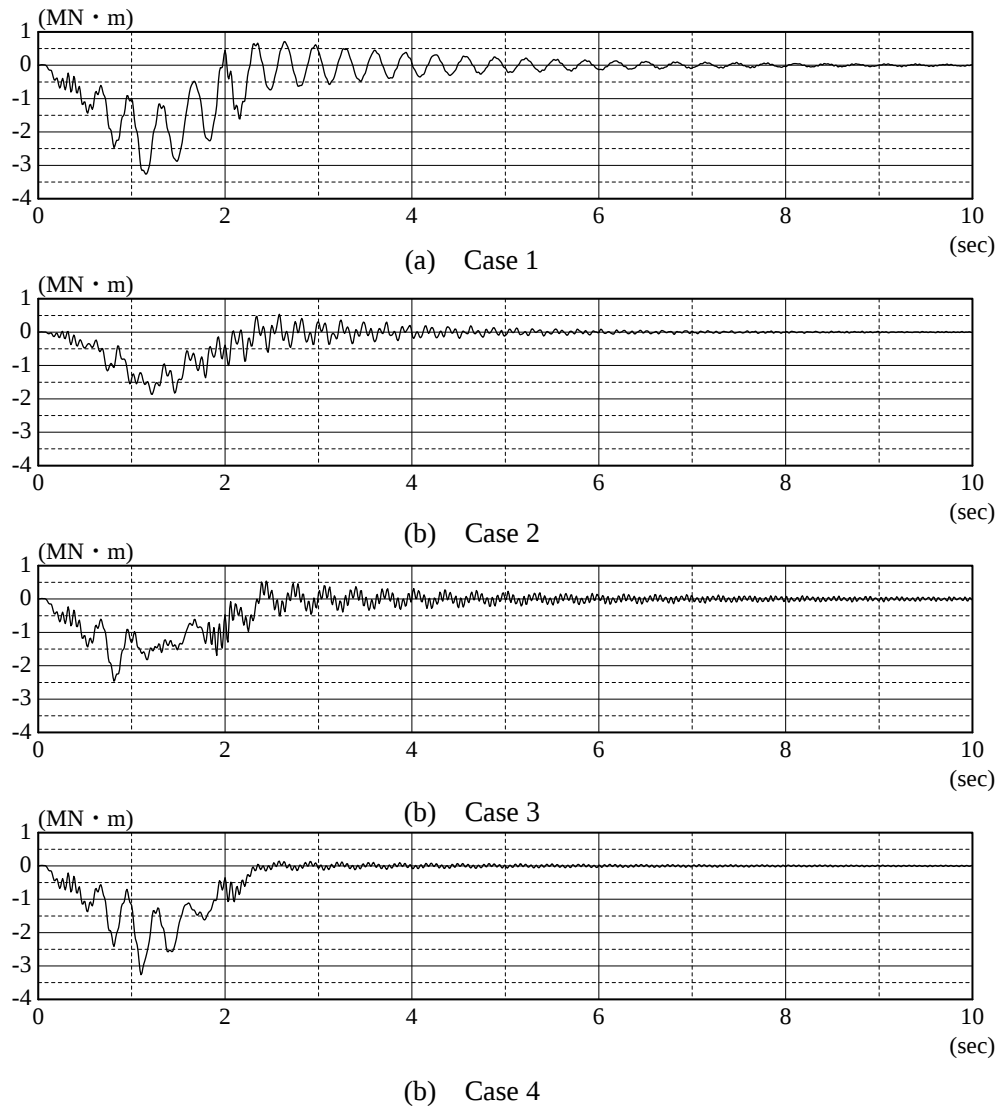


図 5-30 曲げモーメント（支間中央点）

を行うことで、実構造物への適用も可能であると考えられる。

5.4 本章のまとめ

本章では、橋梁構造物に対して可変剛性型セミアクティブ制御を適用した場合の制振効果を明らかにするために、橋梁の構造形式として最も一般的なものの一つである鋼鈹桁橋モデルを制御対象として振動制御シミュレーションを行った。入力外力については、地震加速度による不規則振動と、1 自由度系車両モデルの単独走行による交通振動を対象とし、これらによって発生する橋梁の鉛直振動の抑制を試みた。また、制御則は ON-OFF 制御に加えて、構造物の応答に応じて適切な可変剛性値を出力する瞬間最適制御についても解析を行い、両者の制振性能の相違や可変剛性型システムそのものの橋梁振動制御への適用性について検討した。

地震加速度を入力したシミュレーション結果では、ON-OFF 制御と瞬間最適制御のいずれにおいても動的応答量が制御を行わなかった場合と比較して低減され、外ケーブルと可変剛性部材に

よる可変剛性型制御は、剛性付加と非共振化による動的応答の抑制が目的どおり行われたと考えられる。制御則の違いについては、動的応答量に応じて付加する剛性を選択的に切り替える ON-OFF 制御は、簡便な手法ながら応答変位の抑制に極めて高い制振効果を発揮した。また、瞬間最適制御理論を用いた場合には剛性変化の範囲が比較的少なくても応答加速度、応答変位の両者を減少させることができ、効率的な制御が行えると考えられる結果となった。

交通荷重は TL-20 に基づいた橋梁モデルに対して、245kN の B 活荷重を想定した車両モデルを用いた。ON-OFF 制御では、静的なたわみ量は、車両進入直後は剛性を付加しない状態で固定した Case 1 と同じで、制御装置の動作後は可変剛性を固定して解析を行った Case 2 と同程度になった。これは剛性の付加による応答変位の低減効果がより大きかったためと考えられる。しかしながら、動的な変位や曲げモーメントの振幅については Case 2 より低減されており、ON-OFF 制御は交通振動にも十分な適用性を有すると思われる。瞬間最適制御を用いた場合には、変位応答や曲げモーメントの低減は ON-OFF 制御と比較して顕著ではなく、地震加速度を入力した場合と比較して制振効果が低下した。瞬間最適制御では重みマトリックスを調整したものの、車両が橋梁から退去する直前まで制振効果が発揮されず、十分な応答量の減少は確認できなかった。ON-OFF 制御では、いずれの入力外力に対しても振動抑制効果を有しており、状態量の観測や制御出力を ON-OFF の選択のみで決定できる制御システム全体の簡便さを考慮すると、桁形式の橋梁に発生する振動を抑制するための手法としては、ON-OFF 制御の適用性が高いと思われる。さらに、今回の解析では、通常状態の 1 次モードと近接した固有振動数を有する車両モデル 1 台のみの走行であり、車両の固有振動特性が変化した場合や、双方向から複数の車両が進入した場合には、通常状態と作動状態から随時適切な状態を選択するような方法が効果的だと考えられる。

ON-OFF 制御では制御パラメータの設定に際して、構造物の応答量を全体的に低減させるために応答エネルギーを評価関数に用いて GA による最適化を行った。各解析ケースにおける応答エネルギーを比較して検討すると、応答エネルギーを構成する運動、減衰、ひずみエネルギーのうち、応答変位に関係するひずみエネルギーの影響が大きく、ON-OFF 制御のパラメータ最適化は応答変位をより抑制するような傾向が見受けられた。結果として本研究でパラメータ最適化を行ったすべての場合で、通常状態の閾値と状態継続時間の調整が主として行われたと推定される。個別の制御系設計においては、例えばたわみ量を抑制させたり、速度の実効値で規定される振動許限度を満たすことであつたりなどの、制御目標すなわち要求性能が明確に規定されている場合には、応答変位の最大値や応答速度の実効値となどの値を評価関数に用いればよく、これらの設定が設計者の意思で柔軟に行える本研究の制御系設計手法は高い汎用性と適用性を有するものと考えられる。

以上より、可変剛性型セミアクティブ振動制御は、鋼鈑桁橋に対しても動的応答量の抑制が可能であり、ON-OFF 制御によって構造物の状態を選択的に変更することで、地震加速度などの不規則外力に起因する振動のみならず、車両通過時の応答変位や曲げモーメントを抑制することが可能であることが判明した。このため本研究の制御方式は、耐力不足が懸念される橋梁の保有性能を確保するための一方策として基本的な適用性を有すると思われるが、実際の制御装置の機構や実装方法あるいは制御装置の動作によって発生する比較的高い振動数成分の応答の影響など、実装に際してはさらに検討が必要である。

【参考文献】

- 1) 矢作枢、吉田和彦：高架橋における交通振動のアクティブコントロール、土木学会論文集、No.356/I-3, pp.435-444, 1985.
- 2) Patten, W.N., Sun, J., Li, G., Kuhen, J. and Song, G.: Field test of an intelligent stiffener for bridges at the I-35 Walnut Creek Bridge, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol.28, Issue 2, pp.109-126, 1999.
- 3) 宮森保紀、鈴木隆、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一：外ケーブルを用いた可変剛性型セミアクティブ制御の交通振動に対する適用性について、土木学会北海道支部論文報告集、第 58 号、pp.216-219, 2002.
- 4) 鈴木隆、宮森保紀、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一：鋼橋の動的性能向上を目指したセミアクティブ交通振動制御の適用性について、土木学会年次学術講演会講演概要集、57 巻、I-606, pp.1211-1212, 2002.
- 5) 建設省土木研究所編：建設省制定土木構造物標準設計第 23～28 巻（活荷重合成プレートガーダー橋）の手引き（昭和 53 年度改訂版）、社団法人全日本建設技術協会、1979.
- 6) 宮森保紀、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一、鈴木隆：外ケーブルを用いた可変剛性型セミアクティブ制御について、鋼構造年次論文報告集、第 9 巻、pp.333-338, 2001.
- 7) 宮森保紀、小幡卓司、鈴木隆、林川俊郎、佐藤浩一：外ケーブルを用いた橋梁構造物の可変剛性型セミアクティブ制御について、土木学会北海道支部論文報告集、第 57 号、pp.80-83, 2001.
- 8) Miyamori, Y., Obata, T., Hayashikawa, T., Sato, K. and Oikawa, A.: Analytical study on variable stiffness vibration control on bridge structures by using external cable system, *Proceedings of the Fifth European Conference on Structural Dynamics (Eurodyn2002)*, pp.961-966, 2002.
- 9) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析、技報堂出版、1993.
- 10) 大島俊之編：橋梁振動モニタリングのガイドライン、土木学会、2000.
- 11) 中島章典、内川直洋、斉木功：車両-橋梁系振動問題の非線形動的応答解析、橋梁振動コロキウム'01 論文集、pp.55-62, 2001.
- 12) 宮森保紀、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一：歩道橋の応答特性に基づいた人型歩行モデルの同定に関する研究、鋼構造年次論文報告集、第 7 巻、pp.103-108, 1999.
- 13) Miyamori, Y., Obata, T., Hayashikawa, T. and Sato, K.: Study on identification of human walking model based on dynamic response characteristics of pedestrian bridges, *Proceedings of the Eighth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC-8)*, No.1066, 2001.
- 14) 原田政彦、梶川康男、深田宰史：外ケーブル補強された既設合成げた橋の動的挙動、構造工学論文集、Vol.47A, pp.449-459, 2001.
- 15) 原田政彦：既設鋼橋の補強効果と診断方法に関する研究、金沢大学学位論文、2002.

第6章 橋梁構造物の知的構造化に向けたセンサ技術の開発

6.1 概説

本章では、橋梁をはじめとする社会基盤施設の知的構造化を目指して、その要素技術の開発動向について述べ、センサ機能の高度化に関する研究の端緒として、イメージセンサと画像処理を用いた振動計測システムを開発し、その適用性について検討を行う。

構造物の状態を検知するためのセンサ機能、何らかの制御動作を行うアクチュエータ機能に、センサの測定結果に基づいて判断とアクチュエータへ命令を出力するプロセッサ機能を複合化させることが知的構造化である。知的構造化が達成されたインテリジェント構造物では、制御やモニタリングによって構造物の安全性・使用性が向上し、メンテナンスの省力化が可能になる。また、通常の構造部材の設計は常時作用する荷重に対して設計を行い、大地震動や設計を超える交通荷重などのまれにしか作用しない外力に対しては、制御装置の動作で対処することによって構造部材の断面が過大になることを防いで、経済的な構造システムを構築できるなど、知的構造化は社会基盤整備における種々の課題に対処できる有望な技術である。現在では、知的構造化に適用可能な多くの新材料や新技術の開発が進められている。しかしながら、これらの新材料や新技術を用いて、上述のような機能を備えた橋梁構造物を建設するためには、解決を要する課題が多岐にわたって存在する。このため、既に確立されつつある技術や材料を応用してそれぞれの要素機能について技術開発を行い、段階的に知的構造化を進めることが必要である。

本研究ではアクチュエータ機能に関して、橋梁構造物へのセミアクティブ振動制御の適用を行った。その結果、構造物に制御力を作用させず制御装置の出力を ON-OFF で切り替えるだけの簡便な制御システムでも十分に制振効果を期待できることが明らかになった。セミアクティブ制御では従来の制御力型アクチュエータを用いた場合と比較して、小さな駆動エネルギーで小規模な制御装置を動作させる効率的な制御が可能になると思われ、制御装置には従来のダンパやアクチュエータに加えて、各種の機能性材料の応用が期待できる。このような構造物の制御を行うためには、制御対象の状態量を必要な精度で把握することが極めて重要であり、制御系を構造システムの一部として長期にわたって使用することを考えると、状態量を測定するセンサには精度や耐久性はもちろんのこと安価で取り扱いが容易であることも求められる。

構造物の状態を把握するための動的挙動の計測は振動制御に限らず、維持管理や補修補強を含めた広義のメンテナンスにおいても極めて重要であり、センサ機能を含む知的構造化をより多くの構造物で推進するためには、廉価で扱いやすい計測デバイスの開発が極めて重要である。構造物の動的挙動を観測するための装置としては、これまで観測対象となる構造物や、応答加速度・変位などの物理量に応じて各種の振動測定用センサが開発されている。計測する物理量としての応答変位を考えると、車両走行に伴う衝撃などのノイズ成分の影響を受けにくく、構造物の挙動を理解しやすい形で捉えることが可能であるが、速度や加速度を計測して数値積分から変位を求める場合には、ノイズや零点のずれであるオフセットの影響が大きく、必ずしも正確に変位応答

を求めることができない。そこで応答変位を直接測定する変位計が用いられるが、従来の接触型の装置は測定位置近傍に固定点が必要なため、取り扱いが難しく装置を取り付ける位置も限定される。現在では光学式変位計や静電容量を用いた変位計などの非接触変位計も使用されるようになってきているが、これらのセンサは装置が非常に高価で、その取り扱いも容易ではない場合が多い^{1),2)}。よって、廉価で扱いやすい非接触変位計測手法の開発は、橋梁構造物のモニタリングシステムの構築を効果的に行うために極めて重要であると考えられる。近年では電荷結合素子(CCD; Charged Coupled Device)などのイメージセンサを用いたカメラの小型軽量化、低価格化やコンピュータの演算処理能力の向上によって、比較的安価かつ簡便にデジタル動画像の記録とコンピュータによる画像処理ができるようになってきた。このため、CCDなどのイメージセンサと画像処理によって、測定対象の動的挙動を検出する非接触変位計測システムが実現できれば、構造物の動的応答量を把握する手法として有効であり、知的構造化の進展にも貢献すると考えられる。

以上より本章の 6.2 節では、アクチュエータ機能あるいはセンサ機能へ適用が期待される各種の新材料や情報処理技術についてまとめる。6.3 節ではデジタルビデオカメラやコンピュータに直接接続した PC カメラとデジタル画像処理を組み合わせた非接触変位計測システムを構築する。この計測システムを用いて、実験供試体を対象とした計測実験を行い、その測定精度や適用性について検討することで、橋梁構造物の知的構造化を目指した新しいセンサ技術を開発することを目的とする。

6.2 知的構造化の要素技術

一般にインテリジェント構造物とは、①センサ機能（検知・感知機能）②プロセッサ機能（判断機能）、③アクチュエータ機能（指令・駆動機能）を有し、階層的なシステム制御が可能な構造物と定義できる^{3)~6)}。橋梁などの社会基盤施設の知的構造化に関する研究については、現在はアクチュエータ機能に分類される構造制御を中心としたものと、センサ機能に分類されるモニタリングを目的としたものと大きく分けられる¹⁾。

アクチュエータ機能については、制御工学として既に相当な研究成果の蓄積があり、橋梁をはじめとする社会基盤施設については、振動制御を中心として研究が進められている。これまでの橋梁における振動制御は、長大橋の架設時におけるタワーの制振などが中心で、制御対象となる構造物や制御が行われる期間が比較的限られていた。今後は、構造物の動的性能を向上させるための一般的な手法として、桁形式の中小橋梁などのように適用対象となる構造物の範囲を広げるとともに、大地震時の耐震安全性の確保を目的とした制御など、より大きな外力への対応も求められる方向にある。このためには、制御装置の駆動エネルギーが小さく構成が簡便な制御システムが必要であり、構造設計を行う技術者が制御系の設計も容易に行えるものでなくてはならないと思われる。本研究で提案した制御手法は上述のような要求に対応できる可能性を有しているが、アクチュエータそのものについては、新しい技術動向も踏まえた一層の検討が必要である。

現在研究が進められている新しいアクチュエータ材料としては、圧電・電歪材料、機能性流体、形状記憶合金などが挙げられる^{7),8)}。まず、圧電材料および電歪材料は圧電セラミックスや高分子圧電材料などの結晶構造が対称性を有するものの総称である。これらの材料は圧力を与えると電

界を発生させる圧電効果、電界を与えるとひずみを発生させる電歪効果の2つを有している。また、同様の機能を有する知的材料として、電場ではなく磁場に応答する磁歪材料がある。これらはアクチュエータやダンパとしての利用が想定され、制振用の装置としては建築構造物への適用についての研究が進められている^{8)~10)}。圧電効果や磁歪効果を利用してセンサ材料として用いることも可能であり、土木構造物のモニタリングを目的とした研究も行われている^{11),12)}。

インテリジェント材料として注目されている機能性流体には、電気粘性(ER)流体あるいは磁気粘性(MR)流体が知られている。これらは電場あるいは磁場に応答する微粒子を含んだ流体であり、電磁気エネルギーが加わることで、粒子が鎖状につながり見掛けの粘性が変化するような機構になっている^{7),13),14)}。粘性減衰を変化させることができるため、可変減衰ダンパとして土木構造物への適用を想定した研究が比較的早くから行われている¹⁵⁾。ER流体は、流路に一对の電極を設置するだけの簡便性や1~20msec程度の速い応答性を有しているものの、数kVもの電圧を作用させる必要があり、最近では高電圧を用いずにER流体より約100倍大きな降伏応力を発生させるMR流体を中心として、セミアクティブ制御への適用を目指した研究が進んでいる^{16)~18)}。

形状記憶合金(SMA; Shape Memory Alloy)はマルテンサイト変態と呼ばれる結晶構造の変化が生じる合金の総称で、荷重が作用して変形した後でも、一定の温度を加えれば元の形状に戻る形状記憶効果を有している。形状記憶効果を利用した構造制御の方法として、SMAを組み込んだ複合材料に熱を加えて構造物全体の剛性を向上させる方法や¹⁹⁾、SMAが元の形状に戻る際に発生する回復力を用いた部材の損傷制御が提案されている²⁰⁾。また、SMAは超弾性効果と称される、一定以上の応力でひずみが急激に増加し除荷すると元の形状に戻るといった現象が生じる。橋梁や建築構造物ではこの超弾性効果に着目して、SMAを用いた制振部材やダンパの適用に関する研究が行われている^{21)~23)}。SMAは変態によって電気抵抗などが変化するため、センサとしての利用も考えられ、センサ機能とアクチュエータ機能を併せ持つ材料としても注目されている¹⁴⁾。

構造物や周辺環境の状態を検知するセンサ機能は、得られた情報に基づいて判断を行うプロセス機能や、判断結果にしたがって何らかの制御動作を行うアクチュエータ機能を実現するための基本的かつ極めて重要な機能である。橋梁で計測される物理量は、振動、応力、音響の他に、部材の腐食など多くの項目が挙げられる。これらの計測を十分な精度、密度、頻度で行うモニタリングシステムを構築できれば、構造物の正確な状態を常に把握することができ、知的構造化はより現実性を増す。このためには低コスト、低ノイズで多点計測が可能なセンサ機能の開発が不可欠である。

上述のようなモニタリングを目的とした知的構造化は、感知機能と情報処理機能を併せ持ったスマートセンサを構造物に組み込むことで行われている。橋梁におけるスマートセンサとしては、光ファイバセンサや最大ひずみ記憶型センサが比較的良好に用いられている^{1),24),25)}。光ファイバセンサはガラス繊維内を伝達する光の反射光によって測定対象の変化を検知するもので、各種の散乱現象による光強度や波長の変化、高屈折率部分における反射光の波長選択性によって、ひずみや温度の分布あるいはひずみの変化位置を検出する²⁶⁾。光ファイバは軽量で絶縁性があり、電磁障害の無誘導性を有することから従来の電気式のセンサと比較して優れた特性を有している。また、情報伝送路として広帯域性や低損失性があることから、河川堤防や道路などの長距離、広範囲におよぶ社会基盤網の維持管理に有用と考えられる^{26),27)}。橋梁ではコンクリート橋あるいは複

合橋を中心としてこれまで検討が加えられていたが^{28),29)}、最近では鋼橋への適用についても研究が行われており^{30),31)}、将来は情報伝送路としての機能も併せ持つことで広範囲に及ぶ社会基盤施設のモニタリングに用いることが期待できる。また、最大ひずみ記憶型センサは、TRIP(Transformation Induced Plasticity)鋼と称されるステンレス系の特殊合金が、ひずみを受けるに従い非磁性体から強磁性体へと非可逆的に変態する性質を利用したものが知られている。現在は、TRIP 鋼を利用したセンサを橋梁に取り付けることで計測が行われているが³²⁾、TRIP 鋼をコンクリート構造の補強鉄筋に用いて損傷の累積履歴を診断する研究も行われている^{33),34)}。さらに、高弾性で導電性の炭素繊維と、高靱性で絶縁性のガラス繊維を組み合わせた炭素繊維ガラス繊維複合材料を、自己診断性を有する構造材料として用いる試みもなされている³⁵⁾。このように、構造材料がセンサ機能やプロセッサ機能を併せ持つ知的構造物が実現する可能性は比較的大きい。

インテリジェント構造物のモニタリングにおいては、多数のセンサによる常時観測が行われ、これによって得られた大量のデータから、構造物全体の挙動と部材の局所的な状態を明らかにする高度な解析機能が不可欠である。このためには、遠隔通信によってホストコンピュータで集中的にデータ解析を行うことで、最新の解析技術を容易に適用でき、迅速な判断と合理的な維持管理作業が可能になる。近年では情報処理および通信技術の発展に伴って、遠隔計測技術の技術革新が進行している。遠隔計測のためのデータ伝送は、従来は専用線を敷設した大がかりな設備が必要であったが、インターネットの普及を契機として公衆回線を通じたデジタル通信が安価で利用できるようになり、無線通信技術の進歩に合わせて極めて容易に遠隔計測を行う環境が整いつつある^{36),37)}。この分野の技術革新は日進月歩で、たとえば移動体通信の技術は、第3世代携帯電話^{38),39)}の商用サービス開始により公衆回線経由の高速データ通信が容易に利用できるほか、2010年頃の第4世代移動通信システムの実現に向けた取り組みも進んでいる⁴⁰⁾。遠隔データ通信にはインターネットの活用が不可欠だが、次世代通信プロトコルである IPv6⁴¹⁾によりセンサを直接インターネットに接続可能になるなど、インテリジェントブリッジの実現においても極めて重要な技術の開発が進んでいる。

構造物のモニタリングにおいては、これまでに述べたような圧電材料、光ファイバあるいは各種の合金材料を始めとする新素材の適用が将来は期待される。現時点で社会基盤施設の知的構造化を考えた場合には、これらの材料を使って廉価で取り扱いが容易かつ高密度・高精度な計測ができるセンサを開発するためには、まだしばらくの時間を要すると思われる。しかしながら、社会基盤施設の老朽化は急速に進行しつつあり、これらの維持管理のためのモニタリング技術を早期に構築することは緊急かつ重要な課題である。このためには、既存のデバイスで土木構造物のモニタリングが可能なものを用いることで、構造システム全体としての知的化を図ることが有効である。イメージセンサは既に汎用化が進んでおり、構造物の挙動を直接かつ非接触で観測し、連続的に画像を記録・処理することで動的応答の測定もできることから、極めて高い適用性を有していると思われる。

光の強度を電圧あるいは電流として取り出すフォトダイオードを2次元で配置したイメージセンサは、近年の半導体技術の急速な進歩によって性能の向上と低価格化が進んでいる⁴²⁾。イメージセンサで得られた光の強度分布は、画像処理によって必要な情報が取り出されるが、コンピュータの演算処理能力の向上によって、比較的安価かつ簡便にデジタル画像処理ができるようにな

ってきた。イメージセンサと画像処理の結合は、人間の視覚と同様に測定対象を捉えることができ、その計測における応用範囲は極めて広く、工場の生産ラインにおける不良品の識別や、画像変化の検知によるセキュリティシステムなど広範な分野で利用されている⁴³⁾。また、社会基盤施設関連ではコンクリートのひび割れ検出や ITS(Intelligent Transportation System)への応用などで実用化に向けた研究が進んでいる^{44),45)}。

このようなイメージセンサを用いることで、低コストで汎用性のある構造物のモニタリングシステムが構築できれば、構造物の保有性能を適切に把握し、維持管理の効率性を極めて大きく向上させると考えられる。構造物のモニタリングに際して、動的挙動の計測は損傷同定や健全度診断あるいは振動制御を行うために極めて重要であるが、イメージセンサで得られる動画像を画像処理すれば動的応答量の算出も比較的容易に行える。したがって、次節ではイメージセンサとして代表的な CCD を用いたビデオカメラを用いて、構造物の動的変位を簡便に測定するための振動計測システムを構築する。また、実験供試体を対象とした測定実験によって本システムの振動計測への適用性について基礎的な検討を行う。

6.3 CCD カメラによる非接触変位計測システムの構築

6.3.1 振動計測システムと画像処理

橋梁の知的構造化に向けたモニタリング手法の基礎的な研究として、CCD と画像処理を利用した廉価で取り扱いが容易な振動計測システムの開発と測定実験による適用性の検討を行う。本システムはビデオカメラやコンピュータに接続した PC カメラなどの撮像装置によって構造物の振動を撮影し、フレーム毎に構造物の位置の変化を算出することで、専用の光学式変位計と同様の原理で振動計測を行うものである。撮像装置としてはデジタル動画像の記録が可能なカメラであれば、本システムへの適用が可能であり、ここではデジタルビデオカメラを用いて振動測定実験を行い、従来の加速度計で測定した結果と比較して、本システムの振動計測への適用性について基礎的な検討を行う。

測定対象は、第4章の振動制御実験で用いた高さ 2.1m の鋼製塔状構造物とした。この実験供試体を人力加振により 1 次モードおよび 2 次モードが卓越するように強制加振し、加振終了後の減衰自由振動の撮影ならびに応答加速度の計測を実施した⁴⁶⁾。表 6-1 は振動計測を行った際の実験供試体の固有振動特性である。

非接触で変位計測を行う場合、対象物にターゲットを設置して、その移動量を動的変位として計測するのが一般的である⁴⁷⁾。本研究でも一辺 2cm の正方形で白色の標点を計測対象の上層部に写真 6-1 のように接着し、この標点の位置の変化を市販のデジタルビデオカメラ (Victor

表 6-1 実験供試体の振動特性

モード次数	固有振動数	減衰定数
1st.	1.95Hz	0.51%
2nd.	6.53Hz	0.43%



写真 6-1 標点

表 6-2 デジタル動画像の諸元

ファイル形式	MPEG-1
解像度	352×240 画素
フレームレート	30fps
ビットレート	1.5Mbps

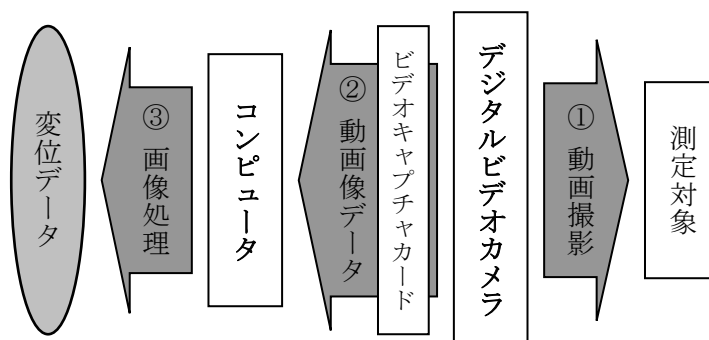


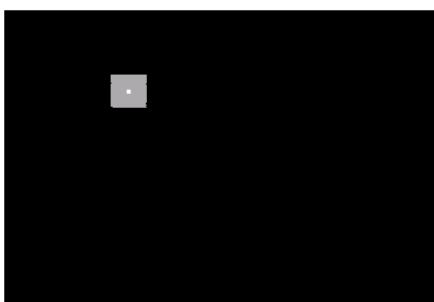
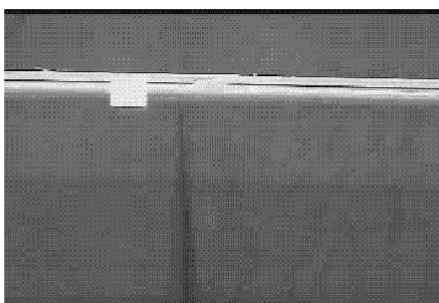
図 6-1 非接触変位計測システム

GR-DVL700)で撮影した。本カメラの主な仕様は、1/3 型プログレッシブ CCD、68 万画素(撮像エリア：約 36 万画素)、レンズ：F1.8、光学 10 倍ズーム($f=5.0\sim 50\text{mm}$)、フレームレート：30fps である。撮影データはビデオキャプチャカードを介してデジタル動画としてパソコンに取り込み、1 コマずつ静止画像に変換して画像処理を行い、標点の位置の変化を画素単位で算出した。デジタルビデオカメラで撮影した画像をコンピュータに取り込む際のファイル形式については、AVI(Audio Video Interleaving)、MPEG(Moving Picture Experts Group)など様々な形式が知られているが、本研究では情報技術の分野における国際標準であり^{48),49)}、他の形式に比べファイルサイズを小さくすることができる MPEG-1 を適用するものとした。本研究で作成した MPEG ファイルの詳細を表 6-2 に示す。また、図 6-1 は振動計測システムの処理の過程を表したものである。さらに、測定精度の比較を行うためにひずみゲージ式の加速度計を標点と同様に供試体の最上層に設置し、標点の撮影と同時に加速度の計測も行った。この測定方法は、加速度ピックアップから動ひずみ計、A/D 変換ボードを介して直接データをパソコンに入力することとした。なお、測定時のサンプリング周波数は 200Hz である。

上述の振動計測システムを用いて、MPEG 動画におけるフレーム毎の静止画より標点部分の重心位置を求め、重心の各時間における移動距離を構造物の変位として得るものである。標点の重心を算出するための解析手順としては、静止画像の 2 値化、白色領域のラベリング、白色領域の重心の計算という過程を経ている⁵⁰⁾。

形状認識などで、処理対象を背景画像と分離する場合、情報量を少なくし処理の効率化を図るために、2 値化画像へ変換することが行われている⁵¹⁾。2 値化画像とは、輝度 0 から最大輝度の間で量子化されたグレイ・レベルと呼ばれる画像を、ある基準値(以下、閾値と称す)より小さい場合は 0(黒)、大きい場合は 1(白)の 2 値のみを輝度を持つ画像に変換したものである。本研究においても、動画像のフレーム毎に図 6-2 のようなグレイ・レベルの静止画を作成し、2 値化画像への変換を行った。画像を 2 値化する際の閾値の決定法は、画像全体の面積と標点の面積の比や、標点画像と背景部分の濃度差(微分値)を用いる方法など各種の方法が提案されている。しかし、実際の画像では照明光や外光、背景部分の色相や彩度などの影響によって、2 値化の結果が異なる場合が多い。このため、今回は予備的な解析により標点部分が抽出できるような閾値を決定後、各フレームの画像に対して 2 値化処理を行うこととした。

次に白色領域のラベリングとは、2 値化画像内の白色の領域に自然数を順に割り当てる処理である⁵¹⁾。この処理を行うことにより、領域の個数や各々の領域の面積などを容易に計算すること



が可能となる。ラベリング後、標点以外の領域成分を削除するため、標点以外の領域の輝度を 0(黒)にした。この処理を終えた後の静止画像を図 6-3 に示す。

以上の処理により標点部分の領域のみが 1 の輝度を持つ画像が作成されるため、この領域の重心を求めればその座標から変位情報を得ることができる。重心座標 (x, y) は、領域の分布が $f(m, n)$ であるとき、

$$x = \frac{\sum_m \sum_n m f(m,n)}{\sum_{m=n} f(m,n)} \cdot \dots \cdot \quad (6.1)$$

$$y = \frac{\sum_m \sum_n n f(m,n)}{\sum_{m=0}^M \sum_{n=0}^N f(m,n)} \cdot \dots \quad (6.2)$$

のように表される。式(6.1)および式(6.2)より重心座標を求め、動画像の 1 コマ目の重心座標を基準に重心座標の時間変化を求めることにより構造物の変位を計算した。ラベリング処理後の画像上に重心座標をプロットしたものを図 6-4 に示す。

加速度計を用いて測定したデータに対しては、数値積分を行うことで変位を推定する。この推定には、各時間ステップにおける応答加速度が線形であると仮定した線形加速度法を導入し、応答速度ならびに応答変位を算出する。しかしながら、実験により得られた加速度データは、A/D変換での量子化誤差や計測対象以外からの偽信号などのノイズの影響を受ける。また、計測中の

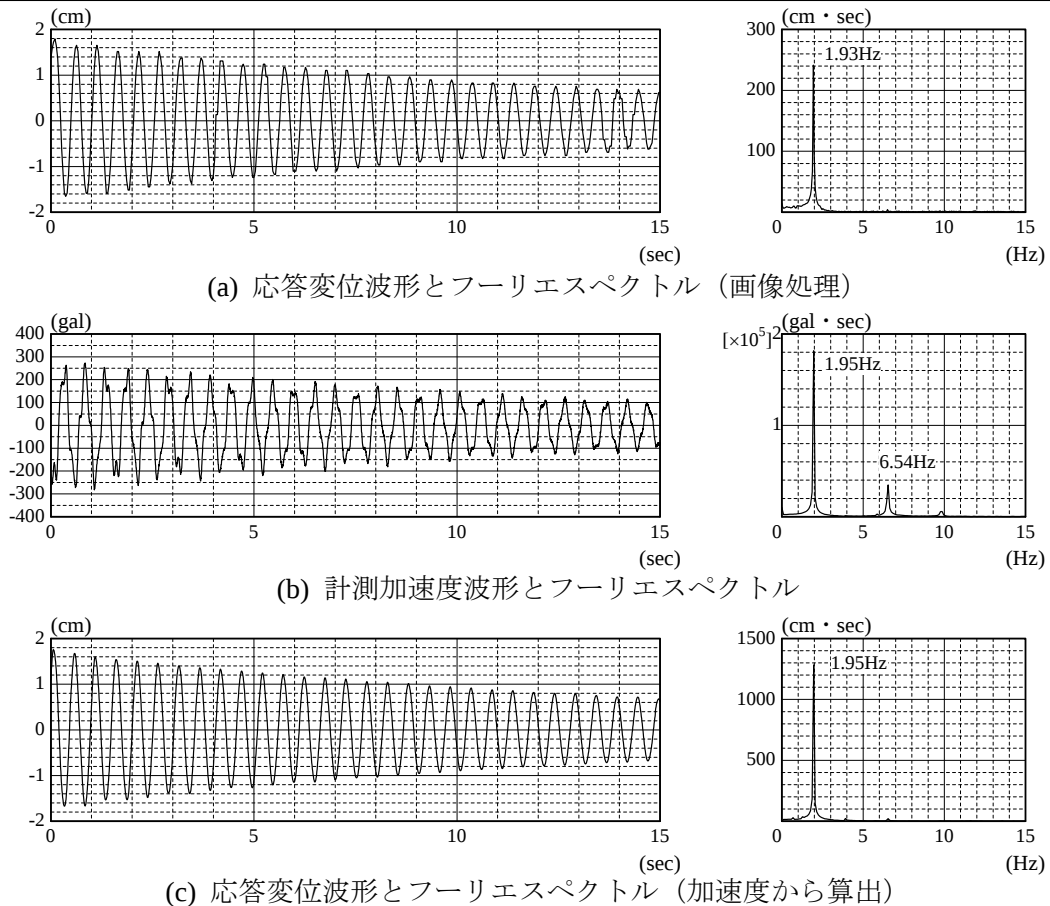


図 6-5 1 次モード加振における解析結果

零点の変動もあり、積分処理を行った場合には時間軸に対する計算が進むにしたがって、このような誤差が蓄積されてしまい適切な計算が行われない。このため本研究においては、移動平均法⁵²⁾によって加速度データを平滑化した上で、波形の 1 周期毎にトレンドを補正して応答変位波形を求めた⁴⁶⁾。以上の手順を用いて、応答加速度データから変位の推定を行い、非接触計測との比較を試みるものである。

6.3.2 測定結果と計測精度の検討

振動計測実験の結果として、1 次モードの計測結果を図 6-5 に、2 次モードの計測結果を図 6-6 に示す。各図において(a)はデジタルビデオカメラで撮影した画像から得られた応答変位波形、(b)は加速度計による加速度波形、(c)は加速度から離散積分によって推定した変位波形である。

まず、本実験の撮影条件下におけるデジタル画像の分解能は 1 画素(ピクセル)当たり $6.90 \times 10^{-2} \text{cm}$ となり、実験結果の最大振幅に対しては十分な分解能を有するものと思われる。

解析結果について考察を加えると、図 6-5 の 1 次モードに対する応答変位波形に関しては、(a)の DV カメラにより計測した応答変位の最大振幅は 1.79cm であり、(c)の加速度応答から推定した結果の最大振幅 1.76cm とほぼ一致している。また 0~5sec 間の減衰定数を比較すると、(a)は 0.65%、(c)では 0.55% とほぼ同等な値を有している。このことから、本研究の測定条件下においては、デジタルビデオカメラを用いた変位計測システムは構造物の振動振幅を十分な精度で測定することが可能な手法であることが判明した。フーリエスペクトルについては、その卓越振動数は画像処

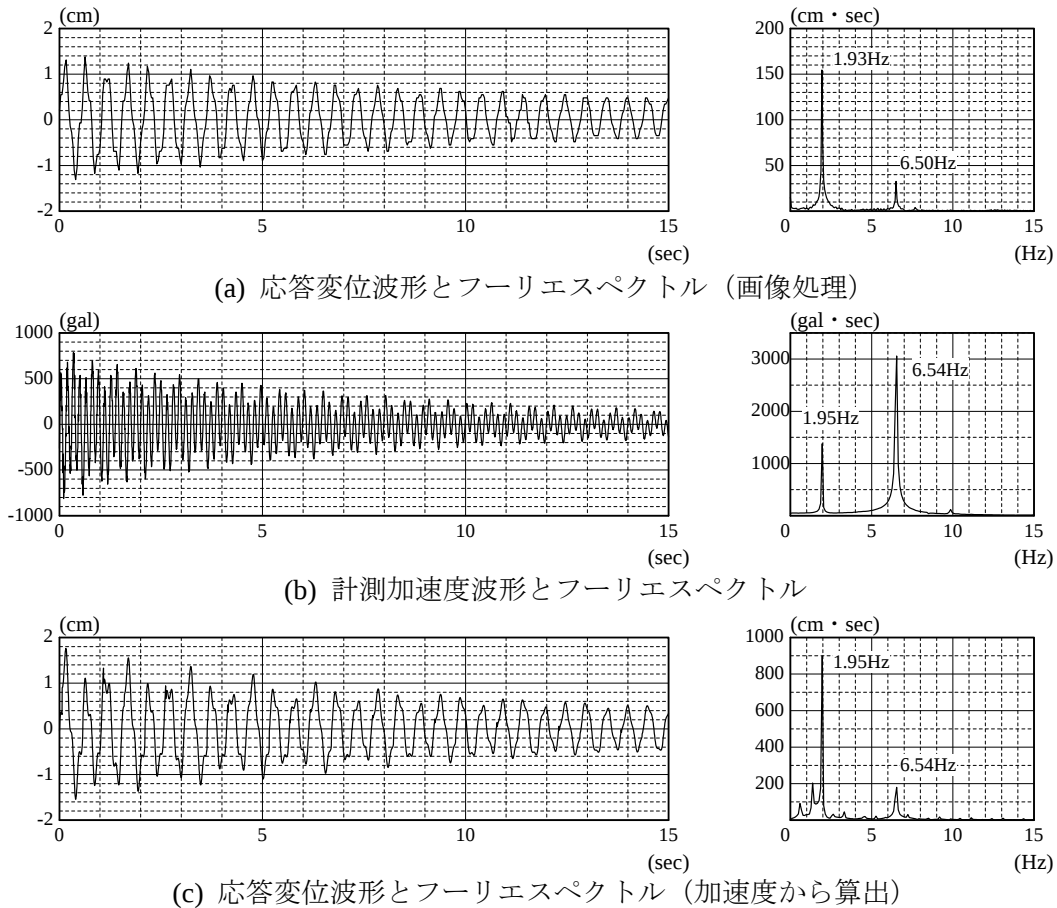


図 6-6 2次モード加振における解析結果

理から求めた(a)では 1.93Hz なのに対し、(c)の加速度からの推定変位では 1.95Hz であり、多少の差が生じている。これは加速度計測がサンプリング周波数 200Hz、データ点数 4096 点であるのに対し、動画像ではフレームレートの上限から 30Hz、512 点であるため、フーリエスペクトルの分解能が異なることに起因しているものと思われる。このことを考慮すると、(a)の計測変位スペクトル、(c)の推定変位スペクトルともに卓越成分の振動数は一致しているものと考えられ、構造物の卓越応答が動画撮影時のサンプリング周波数に対するナイキスト周波数以内であれば、データ点数を増加することにより、振動数領域では更なる精度の向上も期待できる。

次に、図 6-6 の 2 次モード加振について考察を加えると、(a)の計測変位と(c)の推定変位とを比較して振幅に若干の差が見られるものの、全体的にはほぼ同一の波形になっている。応答振幅の差違は、2 次モードの固有振動数が 6.54Hz、動画像のナイキスト周波数の 1/2 が 7.5Hz と両者がかなり接近しており、2 次モードの応答変位における各周期の最大値が必ずしも正確に捉えているとは限らないため、1 次モードの場合に比してやや精度が低下したものと判断される。フーリエスペクトルにおいては、前述の分解能の違いを考慮すると、(a)、(c)ともに 1 次モードおよび 2 次モードの卓越振動数がおおむね一致しているものと推定され、7Hz 程度のサンプリング周波数までは、本手法の非接触変位計測システムは適用性を有すると考えられる。

動的応答の計測を精度よく行うには、対象とする振動数の 4 倍程度にサンプリング間隔を設定するのが一般的であるが²⁾、今回用いたような家庭用デジタルビデオカメラのフレームレートは 1/30sec が上限であり、7.5Hz 以上の高振動数の計測には限界があるものと思われる。空間分解能

に関しては、フレームサイズに対するターゲットの割合を任意に設定することが可能であり、光学的な望遠機能や撮影画素数の向上によって、振動振幅がある程度小さい場合の計測に関しては比較的容易かつ高精度な計測が可能であるものと考えられる。例えば、橋梁の動的応答量の測定を考えた場合、もっとも卓越しやすいモードの固有振動数は、数 Hz 程度の比較的低い振動数の場合が一般的であるため、本研究の計測システムの適用が十分に可能である。また、ビデオカメラからデジタル動画像への変換を行わずに、コンピュータに直接接続できる PC カメラを用いれば、より簡便に計測システムを構築することができ、さらに省スペース化・低コスト化することも可能である⁵³⁾。

以上のように、本節ではインテリジェント構造物のセンサ機能開発における基礎的な検討として、イメージセンサで測定されるデジタル動画像と画像処理による動的応答の計測について検討した。デジタルビデオカメラを用いて撮影した動画像から算出した変位応答波形を、加速度応答波形から推定された応答変位との比較を通じて、測定精度や適用範囲について考察を加えた。計測結果からは、対象とする構造物の卓越振動数が、動画像のナイキスト周波数の 1/2 程度であれば、比較的良好な精度で最大変位、卓越振動数の両者とも把握できることが判明した。

このようにイメージセンサを搭載したカメラとコンピュータを組み合わせた非接触変位計測システムは、ハードウェアの構成も比較的簡便なことから、構造物そのものに組み込むことで社会基盤施設の知的構造化における要素技術として期待できる。例えば、構造物との複合化により動的応答量の計測を常時行えるため、維持管理・損傷同定などを目的とした振動モニタリングに活用できる。また、低次振動モードの応答変位を観測量とした振動制御システムへの適用や、画像処理段階で形状認識を行い、進入車両の検知や荷重強度を推定して制御システムを動作させることもできる。

6.4 本章のまとめ

本章では、構造物の知的構造化のための要素技術について述べ、廉価で汎用性を有するセンサ機能を開発するために、一般的な CCD 搭載カメラと画像処理によって非接触変位計測システムを構築した。実験供試体に対する変位計測を行い、加速度応答波形から推定された応答変位との比較を通じて、計測精度などについて考察を加えたものである。

まず、知的構造化の要素技術としては、電界や磁界あるいは応力の作用によって性質が変化する知的材料を用いたアクチュエータやセンサの開発が進んでいる。アクチュエータあるいはダンパとしては、磁界や電界の作用でひずみが発生する電歪・磁歪材料や、液体の粘性減衰が変化する機能性流体の研究が進められている。また、形状記憶効果や超弾性効果を有する SMA も構造物の制振材料として適用可能性を有する。センサ機能が期待される材料としては、圧電材料や SMA に加えて、光ファイバや TRIP 鋼を用いた最大ひずみ記憶型センサも実用化に近いレベルにある。特に光ファイバは広帯域を有する情報伝送路としての機能と併せて、ある地域に存在する社会基盤施設のモニタリングをリアルタイムで行える可能性がある。さらに、ネットワーク技術の進展による情報伝送の技術革新も進んでおり、遠隔モニタリングはもとより遠隔制御についても将来は実現可能であると推測される。

上述のような知的構造化に必要なセンサ機能に関して、現段階で構造物の常時モニタリングを、高密度に行うためには CCD などのイメージセンサと画像処理を組み合わせたシステムが有効であると考えられる。6.3 節ではビデオカメラで撮影した映像を、静止面に分解することによってサンプリング時間毎の標点の動きを算出する、非接触変位計測システムを構築した。実験結果からは、対象とする構造物の卓越振動数が、ビデオカメラのナイキスト周波数の 1/2 である 7.5Hz 程度までは、比較的良好な精度で最大変位と卓越振動数を把握できることが判明した。また、光学望遠機能や撮影解像度の向上によって、計測対象から離れた観測点でも小さな振動振幅を計測することは比較的容易に可能だと考えられる。さらにコンピュータに直接接続できる PC カメラを用いて、コンピュータをネットワークに接続してデータの遠隔伝送を行えば、遠隔制御システムや遠隔モニタリングシステムを構築することが比較的容易にできる。したがって、このようなイメージセンサを搭載した撮像素子と画像処理を行う演算装置の組み合わせによって、橋梁構造物の振動モニタリングへの適用は十分可能であり、制御システムとの複合化や損傷同定などにおけるデータの活用によって構造物の知的構造化が実現できる。

【参考文献】

- 1) 大島俊之編：橋梁振動モニタリングのガイドライン、土木学会、2000.
- 2) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析、技報堂出版、1993.
- 3) J.S.サーキス：米国における知的（スマート）構造の進歩、江川幸一訳、非破壊検査、第 43 巻第 3 号、pp.177-184, 1994.
- 4) Wada, B. K., Fanson, J. L., and Crawley, E. F.: Adaptive structures, *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, Vol.1 No.2, pp.157-174, 1990.
- 5) Measures, R. M.: Advances toward fiber optic based smart structures, *Optical Engineering*, Vol.31 No.1, pp.34-47, 1992.
- 6) 日本機械学会編：インテリジェント技術 材料・構造、日刊工業新聞社、2001.
- 7) 谷順二：インテリジェント材料・流体システムの研究動向、日本機械学会論文集（C 編）、63 巻 615 号、pp.6-13、1997.
- 8) 竹下昌樹、玉井宏章、北川良和：圧電材料のダンパーとしての基本的特性と最適抵抗値について、第 2 回日本制震（振）シンポジウム論文集、pp.31-37, 2000.
- 9) 嶋崎守、藤田隆史、畑山貴義、有壁剛生、村井信義、相沢覚、遠山幸太郎：大形ピエゾアクチュエータを用いたスマート構造による建築構造物のアクティブ制振、日本機械学会論文集（C 編）、67 巻 656 号、pp.985-991, 2001.
- 10) 嶋崎守、藤田隆史、松井康浩、達正義：構造物のスマート構造のための超磁わいアクチュエータに関する実験的研究、生産研究、52 巻 8 号、pp.1-4, 2000.
- 11) 黒川章二、羅黄順、Wang, M. L., 嶋野慶次：EM センサを用いた PC 鋼材の引張力モニタリング実験、応用力学論文集、Vol.5, pp.817-826, 2002.
- 12) 江鐘偉、西村浩一、長南征二：圧電素子を用いた縦弾性波計測による構造物の損傷監視と位置同定、日本機械学会論文集（C 編）、67 巻 660 号、pp.2580-2586, 2001.
- 13) 土屋高志、森下信、永安供、阿部裕子：MR 流体を用いた可変減衰マウントによる振動制御、日本機械学会論文集（C 編）、65 巻 640 号、pp.83-88, 1999.
- 14) 日高尚志、森下信：ER 流体を用いた可変減衰型動吸振器による適応的制振システム、日本機械学会論文集（C 編）、65 巻 638 号、pp.110-116, 1999.
- 15) 山崎智之、大島俊之、三上修一、当麻庄司、杵本正信、藤村浩：ER 流体によるインテリジェント振動減衰装置の開発、土木学会北海道支部論文報告集、第 55 号(A), pp.202-205, 1999.
- 16) Jansen, L.M. and Dyke, S.J.: Semiactive control strategies for MR dampers: Comparative study, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.126, No.8, pp.795-803, 2000.
- 17) Ruangrassamee, A. and Kawashima, K.: Semi-active control of a bridge with use of

- magnetorheological damper, 地震工学研究発表会講演論文集、26 巻、pp.1117-1120, 2001.
- 18) 廣岡孝治、家村浩和、豊岡亮洋、五十嵐晃：動的載荷試験による MR ダンパの力学特性のモデル化に関する研究、土木学会年次学術講演会講演概要集、57 巻、I-603, pp.1205-1206, 2002.
 - 19) 古屋泰文：インテリジェントなセンサ／アクチュエータとしての形状記憶合金－非破壊検査・評価技術への応用－、非破壊検査、第 43 巻第 3 号、pp.157-162, 1994.
 - 20) 足立忠晴、松本浩之：能動的損傷制御、非破壊検査、第 43 巻第 3 号、pp.173-176, 1994.
 - 21) 東野雅彦、相沢寛：超弾性特性を有する合金を用いた制振構造に関する基礎的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.833-834, 1996.
 - 22) DesRoches, R.: Seismic mitigation of bridges using smart restrainers, *SPIE conference on smart systems for bridges, structures, and highways*, SPIE, Vol.3671, pp.11-20, 1999.
 - 23) Paolo, G., Krzysztof, W., 藤野陽三：免震橋の構造制御への形状記憶合金の応用、土木学会年次学術講演会講演概要集、第 1 部(B)、52 巻、pp.678-679, 1997.
 - 24) 倉嶋利雄、佐藤昌志：光ファイバを用いた構造物のひずみ分布計測、土木学会誌、82 巻 12 号、pp.18-20, 1997.
 - 25) 加登文士：「知能材料」ではかる ひずみセンサーへの適用、土木学会誌、85 巻 1 号、pp.90-92, 2000.
 - 26) 長田拓馬、加藤一、福地圭介、佐鳥耕自：河川管理用光ファイバセンサの実用化、日立電線、No.20, pp.27-32, 2001.
 - 27) 芝栄一、森川孝行、勝美隆一：路面湿潤センサシステムの開発、古河電工時報、第 105 号、pp.105-110, 2000.
 - 28) Watkins, S.E., Unser, J.F., Nanni, A., Chandrashekhara, K. and Belarbi, A.: Instrumentation and manufacture of a smart composite bridge for short-span applications, *8th Annual International Symposium on Smart Structures and Materials: Smart Systems for Bridges, Structures, and Highways*, SPIE, Vol.4330, pp.147-157, 2001.
 - 29) 大島俊之、山崎智之、三上修一、今野政則、村田陽一：光ファイバセンサによる鉄筋コンクリート構造のモニタリングに関する研究、土木学会年次学術講演会講演概要集、第 1 部(A)、53 巻、pp.512-513, 1998.
 - 30) 保憲一、竹浦亘、高橋博義、倉嶋利雄、大河原正文：光ファイバを用いた既設鋼橋のひずみ分布計測、土木学会年次学術講演会講演概要集、第 1 部(A)、55 巻、pp.494-495, 2000.
 - 31) 水ノ上俊雄、三木千壽：ひずみ分布測定型光ファイバセンサの鋼橋梁モニタリング適応性、土木学会年次学術講演会講演概要集、第 1 部(A)、55 巻、pp.634-635, 2000.
 - 32) 下見成明、松井義昌、新川秀一、中泉義政：最大ひずみ記憶センサーを用いた橋梁の診断技術、第 3 回耐震補強・補修、耐震診断に関するシンポジウム講演論文集、1999.
 - 33) 運上茂樹、足立幸郎：自己診断機能を有する構造材料を用いたインテリジェント耐震構造に関する研究、土木学会年次学術講演会講演概要集、第 1 部(B)、55 巻、pp.506-507, 2000.
 - 34) 嶋野慶次、羅黄順、下見成明、黒川章二：RC 診断用最大ひずみ記憶センサーの実用化実験、第 28 回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集、2001.
 - 35) 柳田博明、山吉恵子：テクノデモクラシー宣言 技術者よ、市民であれ、丸善、1996.
 - 36) 岡村隆敏：道路橋遠隔モニタリングのためのデータ転送技術、橋梁振動コロキウム'01 論文集、pp.33-42, 2001.
 - 37) 三上修一、大島俊之、ムハマド S ラーマン、山崎智之：構造物維持管理のためのワイヤレスモニタリングシステムの開発、土木学会年次学術講演会講演概要集、第 1 部(A)、54 巻、pp.410-411, 1999.
 - 38) NTT ドコモ：FOMA ホームページ、<http://foma.nttdocomo.co.jp/>
 - 39) 社団法人電波産業会：IMT2000: HOME, <http://www.arib.or.jp/IMT-2000/>
 - 40) モバイル IT フォーラム：<http://www.mitf.org/index.html>
 - 41) IPv6 普及・高度化推進協議会：Ipv6 ホームページ、<http://www.v6pc.jp/index.html>
 - 42) 井口征士編：センシング工学、オーム社、1999.
 - 43) 岡崎彰夫：はじめての画像処理技術、工業調査会、2000.
 - 44) 小出博、外川勝、村山隆之、勝野壽男、村井亮介：デジタル画像によるコンクリート構造物

- ひび割れ認識アルゴリズムの開発、土木学会年次学術講演会講演概要集、第1部(A)、55巻、pp.620-621, 2000.
- 45) 藤井善行、塚岡英樹、炭田昌人：車載カメラの画像処理部一体化技術、三菱電機技報、Vol.74, No.9, pp.587-590, 2000.
 - 46) 安達一憲、宮森保紀、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一：非接触変位計測システムへの家庭用DVカメラの応用について、土木学会北海道支部論文報告集、第58号、pp.200-203, 2002.
 - 47) 井舎英生、北田俊行、山口隆司、宮脇潔、乙黒幸年、時讓太：道路橋の標識柱・照明柱における損傷の早期発見に関する基礎的研究、橋梁振動コロキウム'01 論文集、pp.239-244, 2001.
 - 48) 江原暉将、石田晴久編：IT 革命最前線、情報処理学会、2000.
 - 49) Sikora, T.: MPEG Video Webpage, <http://wwwam.hhi.de/mpeg-video/>
 - 50) 高井信勝：「信号処理」「画像処理」のための MATLAB 入門、工学社、2000.
 - 51) 酒井幸市：ディジタル画像処理入門、コロナ社、1997.
 - 52) 南茂夫：科学計測のための波形データ処理、CQ 出版、1986.
 - 53) 安達一憲、宮森保紀、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一：非接触変位計測システムへの家庭用 CCD カメラの適用に関する一考察、土木学会年次学術講演会講演概要集、57 巻、I-572, pp.1143-1144, 2002.

第7章 結 論

本研究は、構造性能可変型セミアクティブ制御に関して、橋梁構造物の動的性能を向上させる手法としての有効性や適用性などを明らかにするとともに、振動制御を含む知的構造化に必須なセンサ機能の開発について基礎的な検討を行うことを目的としたものである。構造性能可変型制御については、橋梁構造物への適用可能性を向上させるために簡便かつ設計が容易な制御システムを構築した。このセミアクティブ制御システムについて、解析と実験の両面から基本的な制振効果や適用性を確認し、制御系の設計方法などを検討するために、塔状の実験供試体に対して制振シミュレーションや振動制御実験を実施した。また、一般的な構造形式を有する橋梁に対して本制御手法を用いて、動的応答量の抑制や活荷重増への対応が可能であることを明らかにするために、鋼鈑桁橋に可変剛性型システムを適用して制振シミュレーションを行った。さらに、制御を含む構造物の知的構造化に向けた取り組みとして、センサ機能の低コスト化と高密度化を目指して非接触変位計測システムを構築し、その測定精度や知的構造化における適用性について述べたものである。

第1章では、構造物の振動制御に関する既往の研究について述べた。また、構造部材と検知機能、判断機能、制御機能の複合により、自律的に構造物の性能の確保するインテリジェント構造物について、これまでに提案されている概念をまとめた。これらの振動制御とインテリジェント化に関する既往の研究を踏まえて、本研究の目的ならびに論文の構成と概要を記した。

第2章では、本研究で制御対象とした2種類の構造物について述べて解析モデルの構築を行い、制御系設計に必要な固有振動特性を把握することを目的とした。

まず実験供試体は、3層からなる鋼製の塔状構造物であり、鋼管とオイルダンパからなる可変剛性・減衰型制御装置は実験供試体の中層に設置され、制御装置と実験供試体の接続状態がON-OFFで切り替わることによって、構造物全体の剛性と減衰を同時に変更させるものである。減衰自由振動実験の結果、制御装置が作動して可変剛性と可変減衰が構造物に付加されることで、1次モードの固有振動数は通常状態から約30%上昇し、減衰定数はおよそ8倍になった。解析モデルの構築に際しては、2次元多自由度系でモデル化を行った。

鋼鈑桁橋モデルは、活荷重の増大に対する長寿命化手法としての適用性を検討するために、TL-20荷重に対応した建設省土木構造物標準設計に基づいて部材の断面を決定した。セミアクティブ制御方式としては、外ケーブルと可変剛性部材からなる制御装置を配置する可変剛性型システムを用いることとした。この可変剛性型システムは、可変剛性部材の剛性が変化すると同時に外ケーブルに制御張力が導入され、構造物への剛性付加と固有振動特性の変化によって動的応答の抑制を図るものである。解析モデルについては、想定した鋼鈑桁橋と等価な断面性能を有する2次元多自由度系モデルを構築した。

解析モデルに対する固有振動解析は、塔状構造物についてはダンパの減衰を考慮するため複素固有振動解析を行い、鋼鈑桁橋モデルについては非減衰固有振動解析を実施した。塔状構造物モデルに対する固有振動解析結果は、通常状態と作動状態のいずれにおいても減衰自由振動実験の

結果をほぼ正確に反映しており適切なモデル化が行われたと考えられる。鋼鈎桁橋モデルに対する固有振動解析では、構造物に可変剛性が作用することで、1次モードの固有振動数が1.3Hz上昇した。以上の結果から構造物のモデル化が適切に行われたことを確認し、制御系設計に必要な固有振動特性を把握した。

第3章では、本研究の構造性能可変型システムの制御機構について述べ、具体的な制御系の設計を行った。

構造性能可変型制御は、制御装置の動作に伴う固有振動特性の変化による非共振化と、構造物全体の剛性・減衰の増大により動的応答量を抑制するものである。制御則については、制御対象の固有振動モードの卓越状況に応じて、制御装置の動作を選択的に変更するON-OFF制御を適用した。ここでは、制御装置が作動して制御対象に可変剛性・減衰が作用する状態を作動状態、制御装置を作動させない状態を通常状態と称する。ON-OFFの切り替えは、作動状態と通常状態におけるそれぞれの1次モードの応答加速度を観測量として、塔状構造物では上層、鋼鈎桁橋では支間中央点の応答加速度に対して、通常状態と作動状態の1次固有振動数を通過帯域に含むフィルタを適用した。これらのフィルタで抽出された応答加速度が予め設定した閾値を超過した場合に、通常状態と作動状態を切り替えて制御を行う。このON-OFF制御系の設計変数は、通常状態と作動状態に対する応答量の閾値と、制御装置の作動状態を一定時間継続する状態固定時間の3変数とした。これらの設計変数の設定は制振効果に大きな影響を与えるため、GAを用いて最適化を行った。GAにおける解析では、各個体に対して釧路沖地震観測波や交通荷重を入力したシミュレーションを行い、評価関数に構造物のエネルギー量を用いて、構造物の運動、減衰、ひずみエネルギーの総和を制御時間全体で最小化するパラメータの組み合わせを探索した。上述のようなセミアクティブ制御の基本的な制振効果や制御系設計手法の妥当性を検討するために、塔状型と吊床版型の実験供試体を対象として可変減衰型方式による制振シミュレーションを実施し、いずれの制御対象においても十分な制振効果を確認した。したがって、本研究のON-OFF制御や制御系設計手法は妥当であることが明らかになった。

第4章では、可変剛性・減衰型制御が橋梁構造物の動的性能を向上させる手法として有効であることを明らかにするために、実験供試体を制御対象とした可変剛性・減衰型制御により制振シミュレーションと振動制御実験を行った。本手法の卓越振動モードに対する制振効果とON-OFFの切り替えが適切に行われることを確認するために、1次モードの減衰自由振動に対する解析と実験を行った。解析と実験における検討の結果、卓越モードに対する制振効果は良好であり、ON-OFFの切り替えもおおむね適切であった。

強制加振に対する解析と実験は、まずGAによる制御系設計で用いた釧路沖地震観測波を入力して行い、制振効果や制御系の動作経過などについて検討した。また、設計時と異なる外力が作用した場合の制振効果や適用性を調べるため、兵庫県南部地震のJR鷹取駅における観測波を用いたシミュレーションと実験を実施した。解析の結果、応答量の増大に応じて制御装置が作動状態に切り替わり、構造物の動的応答量が大きく低減された。制御系設計で用いた釧路沖地震波を入力した場合と同様に、鷹取波を入力した場合でも良好な制振効果が確認され、本研究の制御手法を用いることで不規則強制振動の動的応答の抑制が可能だと考えられる。

本研究の可変剛性・減衰型システムは、制御装置の作動によって付加される剛性と減衰の効果

が大きく、制御装置を作動した状態に固定した場合は、制御装置を作動させない状態で固定した場合と比較して、動的応答量はかなり小さくなった。ON-OFF 制御を行った場合の制振効果は、釧路沖地震波に対しては、制御装置を作動状態に固定した場合とほぼ同程度であったが、鷹取波を入力した場合には、作動状態固定時よりも応答量が小さくなり、構造物の振動特性を変化させる非共振化によって、動的応答量の増大を防ぐことができたものと推定できる。また、GA によって最適化された設計パラメータは、制御装置の OFF 状態から ON 状態への切り替えと、ON 状態を継続する状態固定時間の 2 変数を用いて制御が行われ、ON 状態を OFF 状態へ切り替える動作は機能しなかった。これは作動状態の方が、応答量が小さくなる傾向を有することに加え、制御装置の状態変更時に応答加速度が増大するため、状態変更の頻度を少なくし、制御装置の動作による応答加速度の増加を回避するような個体が選択されたためと推定される。制振効果そのものについてはいずれの入力外力に対しても良好であり、本研究の ON-OFF 制御と GA によるパラメータの決定は妥当な手法であったと考えられる。

解析で得られた結果を実験で確認するために、振動台を用いた強制加振による制振実験を行った。まず実験結果と解析結果の整合性については、非制御時、制御時を通しておおむね一致しており、構造物や制御装置のモデル化や制御系の設計が妥当であったと考えられる。実験における制御効果は、釧路沖地震、兵庫県南部地震のいずれの地震加速度を入力した場合でも、制御装置の ON-OFF が切り替わることで、剛性・減衰の付加と非共振化により観測対象とした 1 次モードの応答が大きく減少した。また、制御系設計時に観測量としていない 2 次モードについても、全体剛性と減衰の増大によって応答量が減少したため、本研究の制御手法はある程度のロバスト性も有していると思われる。なお実験においては、制御装置の動作時に電磁石が極めて短い時間で構造物と接触・離隔することで、比較的高い振動数成分を有する応答加速度の増大が確認された。AMD などを用いる場合には、アクチュエータの動作によって制御対象を加振する場合があるが、本研究のように構造物に直接制御力を作用させない場合には、構造物全体に制御装置の動作による慣性力が作用するおそれは少ない。制御装置が直接接続されていない上層の応答加速度や、各層の応答変位では制御装置の動作による応答量の増大はほとんど観測されなかったことから、構造性能可変型制御システムは安定した制振効果が期待できると考えられる。

以上の結果から、本研究の構造性能可変型システムは、不規則外力に対して安定した制振性能を有しており、橋梁構造物の動的性能を向上させるための有効な手法になり得ることが判明した。

第 5 章では、鋼板桁橋モデルの可変剛性型制御について、地震加速度と交通荷重を入力して制振シミュレーションを行い、ON-OFF 制御と瞬間最適制御の比較などから、一般的な構造形式を有する橋梁構造物におけるセミアクティブ制御の制振効果や適用性などを明らかにした。

制振シミュレーションは、地震加速度の鉛直成分を入力した不規則強制振動と、1 自由度系車両モデルの単独走行による交通振動を対象とし、これらによって発生する橋梁の鉛直振動の制振を試みた。車両モデルは現行の道路橋示方書における B 活荷重(245kN)を想定して、可変剛性型制御が活荷重増への対応が可能かを検討した。制御則については、ON-OFF 制御に加えて瞬間最適制御についても解析を行い、両者の制振性能の相違や可変剛性型システムそのものの橋梁振動制御への適用性について検討した。

地震加速度を入力した場合、ON-OFF 制御と瞬間最適制御のいずれにおいても通常状態固定時

と比較して動的応答量が減少し、本研究の可変剛性型セミアクティブ制御は、橋梁の鉛直振動の抑制に有効な制御方式であると考えられる。制御則の違いを述べると、ON-OFF 制御は簡便な手法ながら応答変位の抑制に極めて高い制振効果を発揮した。また、瞬間最適制御理論を用いた場合には剛性変化の範囲が比較的少なくても応答加速度、応答変位の両者を減少させることができ、効率的な制御が行えると考えられる。構造物の応答エネルギー量の制御時間における総和では、ON-OFF 制御を行った場合がもっとも小さくなった。応答エネルギーにおいては、運動エネルギーよりひずみエネルギーの占める割合が大きく、加速度と変位をバランスよく制御した瞬間最適制御より、応答変位を大きく抑制した ON-OFF 制御の方がエネルギー量の総和が減少した。GA における設計変数の最適化では、このエネルギー量を用いて適応度の評価を行っており、ON-OFF 制御は変位応答を抑制するような制御が行われたと考えられる。

交通振動に対しては、変位や曲げモーメントの静的な成分は ON-OFF 制御より作動状態に固定した場合の方が、制御時間全体でより小さくなった。これは可変剛性型システムの制御メカニズムにおいて、剛性の付加によって構造物の全体剛性が増大して応答量が低減されたためと推定される。しかしながら、応答量の動的振幅は、ON-OFF 制御の状態変更によって作動状態固定時よりも抑制されており、非共振化による制振効果が発揮されたものと思われる。このため、本研究の ON-OFF 制御は、交通荷重の増大に対する構造物の動的性能向上手法としての適用性を有していると考えられる。なお、瞬間最適制御を用いた場合には、出力された可変剛性が比較的小さかったため静的な応答量の減少はほとんどなく、動的成分についても顕著な制振効果は得られなかった。状態量の観測やアクチュエータの制御量の調整などをも考慮すると、より簡便な制振システムを有する ON-OFF 制御則は、本研究の鋼鉄桁橋のように一般的な形式や規模の橋梁に対して高い適用性を有するものと考えられる。

第4章と第5章における解析と実験の結果から、ON-OFF 方式による構造性能可変型セミアクティブ制御の制振効果について共通点を述べると、可変剛性あるいは可変減衰による構造系の剛性や減衰の増加と、固有振動特性の変化による非共振化によって動的応答量が抑制された。このようなセミアクティブ制御は制御対象に直接制御力を作用させる場合と比較して、制御装置の駆動エネルギーを大幅に減少させることができると考えられる。したがって、これまでの制御力型の制御装置では対応できなかった、より大規模な入力外力による振動も制御できる可能性を有しており、構造物の耐震安全性を向上させる手法としても将来は適用が可能になると思われる。

ON-OFF 制御系の設計では、塔状構造物と鋼鉄桁橋あるいは地震波と交通荷重の入力に対して共通した方法と評価関数によって GA で設計変数の最適化を行った。GA の評価関数では、制御対象の動的応答量を全体的に抑制するために、加速度、速度、変位のすべてが含まれる応答エネルギーを用いた。また、制御則においては、制御装置の ON-OFF 切り替えを判定する際の閾値に応答加速度を用いた。その結果、いずれの場合においても良好な制振効果が得られたため、GA を制御系設計における設計パラメータの決定に用いることは、簡便で汎用的な手法になり得ると考えられる。個別の制御系設計に際して、例えば交通荷重によるたわみ振動の抑制を制御目標とする場合などでは、制御則における観測量を変位として、制御系の設計を行う際の評価関数についても変位の実効値などで評価を行えば、より制振効果を向上させることが可能であると考えられ、実構造物を対象とした制御系の設計では、制御目標の設定が重要だと思われる。

本研究で提案した制御方式やその設計における課題を述べると、ON-OFF 制御において、制御装置が動作する際に応答加速度が一時的に増大する現象が発生した。これは制御装置の動作に起因するものであり、制御系の実装に際しては制御装置の動作が構造物の応答に及ぼす影響を検討する必要がある。また、アクチュエータの動作を解析でより正確に把握するためのモデル化についても今後の課題である。制御システムの実用化のためには、実構造物レベルでその制御効果や適用性を検討する必要があるが、さらに、振動制御を構造システムの一部として、構造物が供用される全期間にわたって用いるためには、センサ、アクチュエータ、プロセッサなど制御システム全体の耐久性や信頼性の確保が不可欠である。制御系の設計に関しては、本研究では振幅調整を行った地震加速度と、車両モデル 1 台の走行による交通荷重を入力して制振効果などを検討したが、入力外力の大きさや振動数特性が異なる場合には、構造物の応答が異なることが予測される。構造物に作用するこれらの不規則外力をある程度正確に予測することも、合理的な構造システムを構築する上での一つの課題であると考えられる。

第 6 章では、知的構造化のための要素技術についてまとめ、制御を含む知的構造化においては状態量の観測が極めて重要であることから、廉価で汎用性を有するセンサ素子である CCD を用いた非接触変位計測装置を構築し、その計測精度や適用性について検討した。

構造物の知的構造化あるいはインテリジェント化は振動制御などのアクチュエータ機能やモニタリングなどのセンサ機能、およびセンサ機能で検知された情報に基づいて判断を行うプロセッサ機能の複合化によってなされる。この知的構造化によって、構造物の保有性能の維持や強化、メンテナンスの効率化などが期待できる。このための要素技術として電歪・磁歪材料、ER・MR 流体、形状記憶合金、光ファイバなどの機能性材料を用いたアクチュエータや、センサの開発が行われており、橋梁の制御やモニタリングに適用する研究も行われている。

知的構造化においてセンサ機能は、プロセッシングやアクチュエーティングを行うために極めて重要な機能である。制御を構造システムの一部として機能させたり、適切な構造モニタリングを実施したりするためには、長期間にわたり構造物の挙動を正確に把握できる計測システムが不可欠である。このような場合、イメージセンサと画像処理を組み合わせることで構造物の挙動を直接的かつ非接触で観測することで、ノイズの影響を受けにくく廉価で取り扱いが容易な変位計測システムを構築できる。本研究では CCD を搭載したカメラで撮影したデジタル動画を、静止画に分解することによってサンプリング時間毎の標点の動きを算出する、非接触変位計測システムを製作した。

実験供試体に対して行った計測実験では、対象とする構造物の卓越振動数がビデオカメラのナイキスト周波数の 1/2 である 7.5Hz 程度までは、比較的良好な精度で最大変位と卓越振動数を把握できることを確認した。また、光学望遠機能や撮影解像度の向上によって、計測対象から離れた観測点でも小さな振動振幅を計測することは比較的容易に可能だと考えられる。さらにカメラをコンピュータに直接接続することでより簡便に計測システムを構築することができ、コンピュータをネットワークに接続してデータの遠隔伝送を行えば、遠隔制御システムや遠隔モニタリングシステムを構築することもできる。したがって、このようなイメージセンサを搭載した撮像素子と画像処理を行う演算装置の組み合わせによって、橋梁構造物の振動モニタリングへの適用は十分可能であり、制御システムとの複合化や損傷同定などにおけるデータの活用によって、構造物

の知的構造化を促進することができると思われる。

以上のように本研究は、構造性能可変型セミアクティブ制御に関して、橋梁構造物の動的性能を向上させる手法としての有効性や適用性などを明らかにするとともに、制御システムなどを構造物と複合化させる知的構造化のためのセンサ機能の開発について基礎的な検討を行ったものである。本研究で得られた主要な知見を要約すると、

- ・ 構造性能可変型制御は制御装置による剛性や減衰の付加と固有振動特性の変化による非共振化によって、地震加速度のような不規則振動や交通振動を十分に抑制可能である。
- ・ 構造物の状態を **ON-OFF** で選択的に切り替える制御則により、簡便な制御系でも高い制振効果を発揮できた。
- ・ **ON-OFF** 制御系の設計に **GA** を用いれば、経験的に決定されるような設計パラメータ群の設定を容易に行うことができ、その適用方法にも汎用性がある。
- ・ 上記の方法によるセミアクティブ振動制御は、橋梁構造物の動的性能を向上するための一手法として高い適用性を有する。
- ・ **CCD** カメラと画像処理を組み合わせた非接触変位計測システムは、比較的高い空間分解能を有し、橋梁の低次の振動モードであれば動的応答量の把握が可能であるため、振動制御を含めた橋梁構造物の知的構造化においても十分な適用性を有すると考えられる。

制御システムをはじめとして、モニタリングシステムや健全度診断システムを包含するインテリジェント構造物の実現は、21 世紀の社会基盤工学が目指すべき一つの目標だと思われる。これらの実現に向けた今後の課題としては、個別の構造物において適切な知的構造化のレベルを設定し、これに基づいて知的構造システムの設計を行う必要がある。アクチュエータ機能である振動制御に関しては、構造物の規模や構造特性に応じた具体的なアクチュエータの実装方法を検討しなくてはならない。また、アクチュエータやセンサの信頼性、耐久性に関する検討も不可欠である。このように社会基盤施設の知的構造化に向けて解決すべき課題はいくつかあるものの、個別の要素技術に関する研究の進展状況を鑑みるに、その実現可能性は十分にあるものと思われる。したがって、これらの要素技術を統合した新たな構造システムの構築に向けた取り組みがこれからは必要と考えられる。

謝 辞

本研究は、私が北海道大学大学院工学研究科 社会基盤工学専攻博士後期課程に在籍した3年間の研究の成果をまとめたものです。ここに、本研究の遂行に際してご指導、ご助力を賜った方々のお名前を記して、心からお礼申し上げる次第です。

北海道大学大学院工学研究科 佐藤浩一教授には、本研究を進めるに際して常に暖かいご助力とご指導を賜りました。

北海道大学大学院工学研究科 角田與史雄教授、三上隆教授、林川俊郎助教授には貴重なご意見とご指導をいただきました。特に林川俊郎助教授には、日常の研究を通して多くのご助言とご激励を頂戴いたしました。

北海道大学大学院工学研究科 小幡卓司助手には、私の直接の指導教官として本研究の発端からとりまとめまで並々ならぬご指導を賜りました。私が研究室に配属されて以来、6年間にわたる小幡卓司助手の懇切かつ熱心なご指導と叱咤激励なしに本研究は完成しなかったものです。

北海道大学大学院工学研究科 及川昭夫技官には、本研究の実験を中心として多大なるご助力を賜りました。北海道大学大学院工学研究科 平沢秀之助手には日頃の研究においてご助言を頂戴しました。

長崎大学工学部 岡林隆敏教授には、橋梁振動、振動制御を含めて研究全般にわたってご指導を賜ると共に終始暖かい励ましをいただきました。金沢大学大学院自然科学研究科 梶川康男教授を始めとする橋梁振動研究会の諸先生方、皆様方には、種々のご指導を賜りました。

株式会社計測リサーチコンサルタント社長 岡本卓慈氏には、本研究の遂行に際して貴重なご助言を賜りました。株式会社開発工営社 松井義孝氏には、実務における勉強の場を与えて下さり、また公私にわたり大変お世話になりました。

本研究は、北海道大学大学院工学研究科 社会基盤工学専攻構造工学講座 応用構造工学分野において、振動制御の研究に従事した下田和敏氏、井上圭介氏を始めとする諸先輩の成果を礎とし、共に研究を進めた安達一憲氏、鈴木隆氏、広岡勉氏の諸兄と苦楽を分かち合うことで完成したものです。

最後に、これまで長きにわたって私の学生生活を支えてくれた両親に、心から感謝いたします。

2003年3月

宮森 保紀