

橋梁制震に適用する回転慣性質量ダンパーの最適化

林 大輔 磯田 和彦 滝本 和志 若原 敏裕
(技術研究所) (技術研究所) (技術研究所) (技術研究所)

Optimization of rotating inertia mass damper for seismic response of viaduct

Daisuke Hayashi, Kazuhiko Isoda, Kazushi, Takimoto and Toshihiro Wakahara

建築制震の分野で実績のある回転慣性質量ダンパーを高架形式の道路橋の制震に適用する。効果的な制震装置諸元を定点理論およびパラメータ解析によって設定し、地震応答解析にて応答低減効果を確認した。慣性質量効果により従来のTMD(Tuned Mass Damper)では困難であった大きな質量比が容易に得られることで、地震時の応答を効果的に低減できることを示した。また、対象構造に対し制震装置の諸元を適切に設定することで、支承変位や橋脚負担力といった「応答結果がトレードオフ関係にあるもの」でも同時に低減できることを示した。

RIMD (Rotating Inertia Mass Damper) has been developed and applied to seismic control of building structures. In this study, optimization of RIMD installed in viaduct was carried out by using fixed points theory and numerical simulations. To investigate the effect of seismic control with optimum design parameter, non-linear seismic analysis carried out. The simulations show that proposed system is effective in reducing the dynamic response of excited structure because RIMD is obtained a large mass ratio. Furthermore, the analysis result shows proposed system with optimized parameter is able to reduce both the acceleration and displacement responses.

1. はじめに

我が国の初期に作られた高架形式の道路橋の多くは、設計が容易で経済的にも優れている単純桁やゲルバー桁の構造形式を採用している。しかしながら、走行時に隣接桁間のジョイント部で生じる騒音や衝撃が使用性・維持管理性の観点から問題となり、既設橋梁の上部工連続化が近年多く実施・検討されている¹⁾。通常、上部工の連続化工事では、隣接桁間の結合と支承の交換が行われるが(図-1)、この際に問題となるのが耐震性能の確保である。支承の境界条件が設計と異なるため、想定以上の上部工慣性力を負担する橋脚が生じる恐れがある。現行の道路橋示方書²⁾では、レベル2

地震が生じた場合でも、その構造物の重要性に応じて、橋梁に生じる損傷を限定的なものに留めるよう規定している。したがって、増大する上部工慣性力に対応するために下部工を補強する必要があるが、地盤の掘削を伴う基礎部分の補強に多大な時間とコストを要することが問題となっている。

下部工の補強とは別の方法として、免震化により上部工慣性力を低減させる方法がある。しかし免震化の結果、地震時には大きな応答変位が生じるため、既設橋のように遊間量を十分に設けられない場合には隣接桁間の衝突を引き起こす恐れがある。また、大きな遊間量は使用性の観点から好ましくない。

地震時の応答変位を低減しつつ、上部工慣性力を低減できる方法として、TMD(動吸振器)の適用が考えられる。但し、過去の土木構造物へのTMDの適用は、長大橋などの風対策³⁾がほとんどであり、地震に対する制震を目的に使用された事例はない。その理由として、一般的にTMDは地震動のような非正常型・衝撃型の振動に対して、最大応答値を低減させる効果が小さいこと、また大地震に対して制震効果を得る為には質量比を大きくとる必要がある

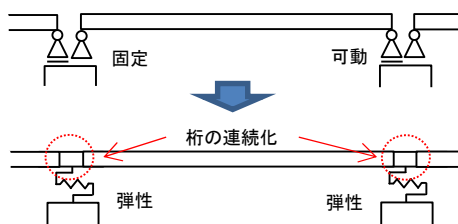


図-1 橋梁上部工の連続化

ことが挙げられる。そこで本研究では、近年建築分野で開発・適用⁴⁾されている「錘の回転慣性を利用し、錘の質量より桁違いに大きな慣性質量効果を発揮するダンパー」(以下、慣性質量ダンパーと呼称)を高架橋に適用することを検討する。モデル橋梁の構造・振動特性に応じて、制震装置の最適な諸元を定点理論および数値解析による探索で設定し、応答低減効果を解析で確認する。

2. 制震装置の機構

本研究で対象とする慣性質量ダンパーとは、既往の研究⁵⁾と同様に、ボールねじ機構を使用することで、ダンパーの軸方向変位を回転運動に変換し、ダンパーに作用する相対加速度に比例した反力を生じさせる機構である(図-2)。

ボールねじの軸方向変位を x 、ボールナットと一体になったフライホイールの回転慣性モーメントを I_θ 、フライホイールを θ 回転させたときの反力を F とすると、次式が成立する。

$$F = \frac{I_\theta \ddot{\theta}}{L_d / (2\pi)} = \left(\frac{2\pi}{L_d} \right)^2 I_\theta \ddot{x} = \frac{\pi^2 D^2}{2L_d^2} m \ddot{x} = \psi \ddot{x} \dots \dots (1)$$

ここで、 L_d : ボールねじのリード(ねじ山ピッチ)、 D : フライホイールを円形としたときの径、 m : フライホイールの質量である。上式の ψ が、慣性質量として定義される物理量であり、フライホイールの形状、ボールねじのリードに応じて、質量 m の数百~数千倍の大きさを得ることができ

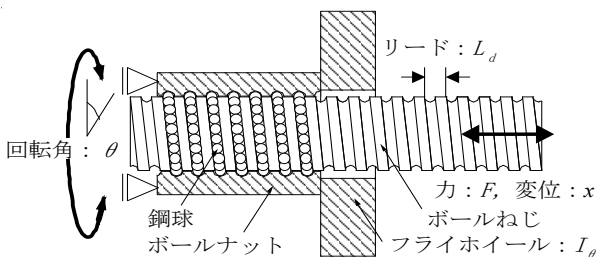


図-2 ボールねじ機構による慣性質量ダンパー

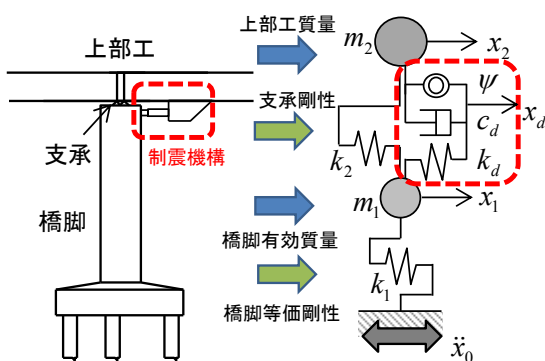


図-3 高架橋の2質点系モデル

る。式(1)より、反力はボールねじとボールナットの相対加速度に比例するものとなる。例えば慣性質量 ψ のダンパーを空間上の絶対静止点に接続(スカイフック)した場合、相対加速度=絶対加速度に比例した慣性力(反力)が得られ、質量 ψ があることと等価になる。

3. 2質点系モデルによる検討

3.1 2質点系による応答特性

高架橋の特徴として、橋桁を支える橋脚の有効質量に対して、上部構造の質量が大きいことがあげられる。また、本研究で対象とする高架橋は、水平力分散支承(弾性支承)により支持される構造であるため、図-3に示す2質点系のモデルに近似した際、下層のバネ剛性に比べ、上層のバネ剛性が小さくなる。ここでは慣性質量ダンパーと減衰を並列に、線形バネを直列に接続した制震機構を上部工と橋脚柱頭部に設置することを想定する。この時、橋脚下端の入力加速度を \ddot{x}_0 とすると、以下の振動方程式が成立する。

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + KX = F \dots \dots \dots (2)$$

$$M = \begin{bmatrix} m_2 + \psi_d & -\psi_d & 0 \\ -\psi_d & \psi_d & 0 \\ 0 & 0 & m_1 \end{bmatrix}, \quad C = \begin{bmatrix} c_d & -c_d & 0 \\ -c_d & c_d & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$K = \begin{bmatrix} k_2 & 0 & -k_2 \\ 0 & k_d & -k_d \\ -k_2 & -k_d & k_2 + k_d + k_1 \end{bmatrix}, \quad X = \begin{bmatrix} x_2 \\ x_d \\ x_1 \end{bmatrix}, \quad F = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ k_1 x_0 \end{bmatrix}$$

ここで、 m_2 : 上部工質量、 m_1 : 橋脚の有効質量、 x_i : 各質点の絶対変位、 k_i : 各層の剛性、 x_d : 慣性質量と直列バネ接続部の変位、 ψ_d : 慣性質量、 c_d : 付加減衰、 k_d : 直列バネの剛性である。慣性質量ダンパーの特性より、図-3のように構造物に設置した場合、通常のTMDを設置した振動系と等価となる。この入力に対する上部工の加速度応答倍率は、式(3)の絶対値として求められる。

$$\frac{\dot{X}_2}{\dot{X}_0} = \frac{X_2}{X_0} = \frac{\bar{k}(-\xi^2 \mu - \xi^2 \mu \bar{k}_d + \bar{k}_d + i\xi \bar{c}_d + i\xi \bar{c}_d \bar{k}_d)}{A \xi^2 \mu - \xi^2 \bar{k}_d (\bar{k} + 1) + \bar{k}_d \bar{k} - iA \xi \bar{c}_d} \dots \dots (3)$$

$$A = -(\bar{k}_d + 1)\bar{k} + \xi^2 (\bar{k} + \bar{k}_d + 1)$$

$$\bar{m} = \frac{m_1}{m_2} = 0, \quad \bar{k} = \frac{k_1}{k_2}, \quad \bar{k}_d = \frac{k_d}{k_2}, \quad \mu = \frac{\psi_d}{m_2}, \quad \omega_{02}^2 = \frac{k_2}{m_2}$$

$$\omega_d^2 = \frac{k_d}{\psi_d}, \quad \xi = \frac{\omega}{\omega_{02}}, \quad h_d = \frac{c_d}{2\sqrt{\psi_d k_d}}, \quad \bar{c}_d = \frac{c_d}{\sqrt{m_2 k_2}}$$

制震装置の慣性質量比 μ 、制震装置の固有角振動数 ω_d 、減衰比 h_d を適切に設定して構造物と同調させると、応答倍率のピークがほぼ高さの等しい2峰性を有するように変化し、構造物の固有振動数付近の応答倍率を大きく低減することができる。

(図-4)。また図-4より、慣性質量比 μ を大きくするほど、応答倍率のピークを低減できるだけでなく、応答を低減することができる振動域(共振域)を広くとることができる。つまり質量比が大きくなるほど、地震動の周波数特性のばらつきに広い範囲で対応できるため、外乱に対してロバスト性の高い装置となる。本研究で対象とする制震装置は、慣性質量効果によって装置の寸法を巨大化することなく、TMDでは困難であった大きな質量比を得ることができるため、従来の粘性ダンパーなどと同様に容易に取付けが可能である。

3.2 2質点系による最適化

同調条件を満足するためには制震装置の慣性質量、ばね定数、減衰係数を構造物に対して適切に設定する必要がある。例えば、建築構造物の低層部に慣性質量ダンパーを適用する場合の最適諸元は、2質点系振動モデルについて磯田ら⁶⁾により提示されている。

ここでは、Den Hartog⁷⁾の定点理論による最適化を行い、2質点系モデルにおける理論的な最適パラメータの組み合わせを設定する。

図-3より、橋脚下端に加速度が調和振動として入力される場合の、上部工加速度を最小化する。応答倍率(式(3))に定点理論を適用すると式(4)が得られる。

$$\frac{|\ddot{X}_2|}{|\ddot{X}_0|} = \frac{|X_2|}{|X_0|} = \left| \frac{\bar{k}(-\xi^2\mu - \xi^2\mu\bar{k}_d + \bar{k}_d)}{\{-(\bar{k}_d+1)\bar{k} + \xi^2(\bar{k} + \bar{k}_d+1)\}\xi^2\mu - \xi^2\bar{k}_d(\bar{k}+1) + \bar{k}_d\bar{k}} \right|$$

$$= \left| \frac{\bar{k}(1+\bar{k}_d)}{-(\bar{k}_d+1)\bar{k} + \xi^2(\bar{k} + \bar{k}_d+1)} \right| \dots\dots(4)$$

ここで $v = \xi^2$ と置き、式(4)の正の符号に関して、 v に関する2次方程式を解くと2つの根 v_P, v_Q の関係が得られる(式(5)、式(6))。

$$v_P + v_Q = \frac{2\mu\bar{k}(\bar{k}_d+1)^2 + \{(\bar{k}+1)(\bar{k}_d+1) + (\bar{k} + \bar{k}_d+1)\}\bar{k}_d}{2\mu(\bar{k}_d+1)(\bar{k} + \bar{k}_d+1)} \dots\dots(5)$$

$$v_P v_Q = \frac{\bar{k}\bar{k}_d}{\mu(\bar{k} + \bar{k}_d+1)} \dots\dots(6)$$

この2点は減衰の大きさに関わらず、応答倍率の曲線中に必ず生じる定点であるため、この2点の応答倍率が等しくなるよう定めると最適慣性質量比 μ_{opt} と \bar{k}_d の関係は式(7)、図-5となる。

$$\mu_{opt} = \frac{\{(\bar{k}+1)(\bar{k}_d+1) + (\bar{k} + \bar{k}_d+1)\}\bar{k}_d}{2\bar{k}(\bar{k}_d+1)^2} \dots\dots(7)$$

図-5より、慣性質量比を大きくするほど、制震装置のばね定数と支承剛性の比 \bar{k}_d を大きくする必要があることがわかる。また、橋脚の剛性と支承の剛性の比 \bar{k} が大きいほど、同じ慣性質量比に

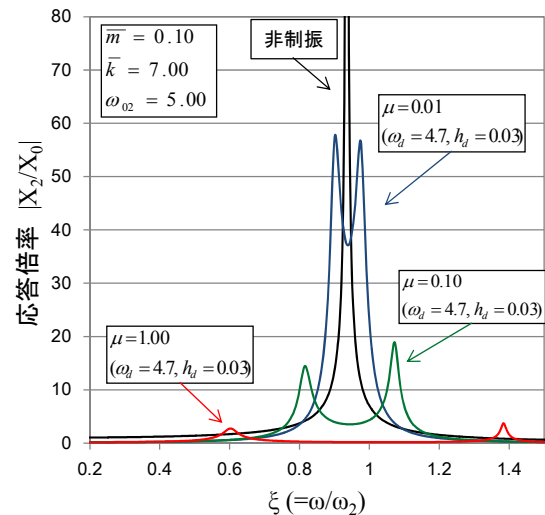


図-4 2質点系モデルの応答倍率

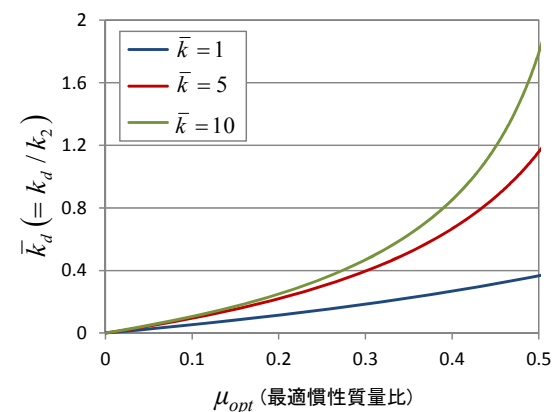


図-5 最適慣性質量比

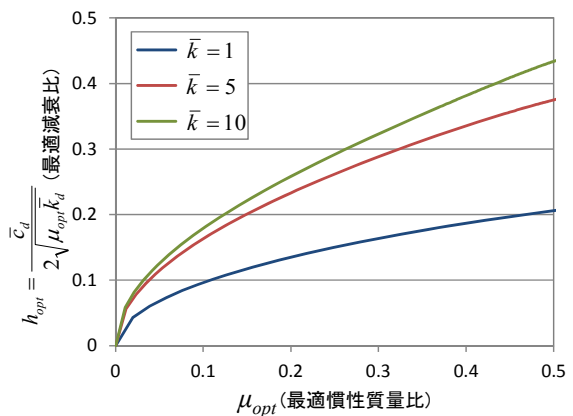


図-6 最適減衰比

対して \bar{k}_d の値が大きくなるのがわかる。さらに2つの定点 v_P, v_Q で、応答倍率が最大値となる条件より、最適慣性質量比 μ_{opt} と最適減衰比 h_{opt} の関係は図-6となる。図-5と同様に慣性質量比を大きくするほど最適減衰比も大きくなるのがわかる。

制震装置諸元が、上記の最適値の関係を満足する場合、式(3)の応答倍率の最大値は式(8)となり、

$$\frac{|\ddot{X}_2|}{|\ddot{X}_0|} = \frac{|X_2|}{|X_0|} = \sqrt{1 + \frac{2(\bar{k} + \bar{k}_d + 1)}{\bar{k}\bar{k}_d}} \dots\dots(8)$$

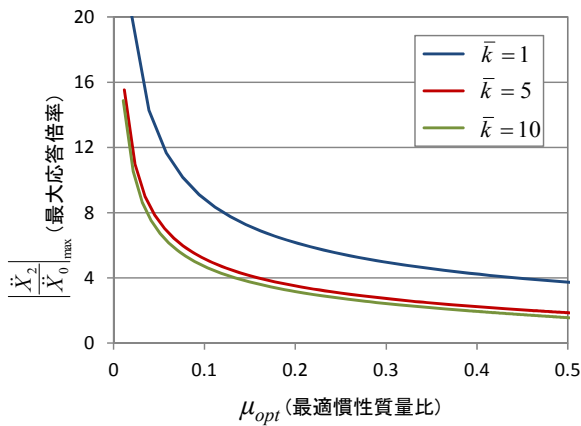


図-7 最大応答倍率

最適慣性質量比 μ_{opt} との関係は図-7となる。

図-7より、慣性質量比を大きくするほど応答倍率の最大値を小さくできるものの、その低減割合は慣性質量比を大きくするにしたがって低下していくことがわかる。

最適条件での制震装置の固有角振動数と構造物の固有角振動数の比は、式(7)より次式のように求められる。

$$\frac{f_d}{f_s} = \sqrt{(\bar{k}_d + 1)} \sqrt{1 + \frac{\bar{k}\bar{k}_d}{(\bar{k} + 1)(\bar{k}_d + 1) + (\bar{k} + \bar{k}_d + 1)}} \dots\dots(9)$$

$$f_d = \frac{\omega_{02}}{2\pi} (\bar{k}_d + 1) \sqrt{\frac{2\bar{k}}{(\bar{k} + 1)(\bar{k}_d + 1) + (\bar{k} + \bar{k}_d + 1)}}$$

$$f_s = \frac{\omega_{02}}{2\pi} \sqrt{\frac{\bar{k}}{\bar{k} + 1}}$$

式(9)より、最適値での制震装置の固有振動数は、構造物の固有振動数よりも大きくなるのがわかる。すなわち、制震装置を構造物の固有振動数よりも、高振動数側に同調させる必要性を意味している。

以上のように、定点理論を用いて制震装置の諸元の最適化を行い、最適諸元と応答値の関係を整理した。これらの最適値は、構造物と設計する制震装置の振動特性の関係を理解する上では非常に有用であるが、実際の設計では装置寸法などの制約条件により最適値を用いることは難しい。従って本研究では、次節のようにこの最適値をベースに諸元を変化させた数値解析で検討を行った。

4. 既設高架橋を想定したダンパーの最適化

4.1 概要

ここでは、既設橋梁をモデルに慣性質量ダンパーを適用する場合の装置諸元の検討を行う。本研究では、上部工応答を低減させることで、橋脚の負担力および支承の変形を同時に低減させることを目的としているが、一般に制御したい応答毎に最適値は異なるため、複数の要求性能に対して一意に最適値を定めることはできない。本研究では制震装置の諸元を変化させた応答解析を複数ケース実施し、全てのケースにわたり支承変位と橋脚応力を効果的に低減する諸元の組み合わせを求める。

4.2 2質点系による応答特性

対象構造

対象橋梁は、上部工が5主I桁の単純桁橋を3径間毎に連結した、3径間連続高架橋である(図-8)。下部工は、直径3.0mの円形断面のRC橋脚、支承は水平力分散支承である。対象モデルの構造概要を表-1に示す。上部工・橋脚は線形梁要素、支承は線形バネ要素でモデル化を行った。但し、応答低減効果を確認する際は、橋脚を非線形梁要素でモデル化した。装置諸元設定にあたり設定した制約条件を表-2に示す。

4.3 入力地震波

解析に用いた入力地震波は、道路橋示方書²⁾に示される振幅調整された強震記録である。タイプ

表-1 構造概要

| 上部工概要 | |
|-------|-----------|
| 形式 | 3径間連続鋼I桁橋 |
| 幅員 | 16.5m |
| 橋長 | 37.0m |
| 主桁本数 | 5本 |
| 支承 | 可動、反力分散支承 |
| 下部工概要 | |
| 梁形状 | 張出し |
| 基礎形式 | 杭基礎 |
| 地盤種別 | III種地盤 |
| 振動特性 | |
| 上部工質量 | 1785 ton |
| 固有振動数 | 0.919 Hz |

表-2 装置の制約条件

| 設置箇所 | 2台/1支承線 |
|----------|---------|
| 最大反力 | 450kN |
| 最大慣性質量変位 | 400mm |
| 最大ばね変位 | 300mm |

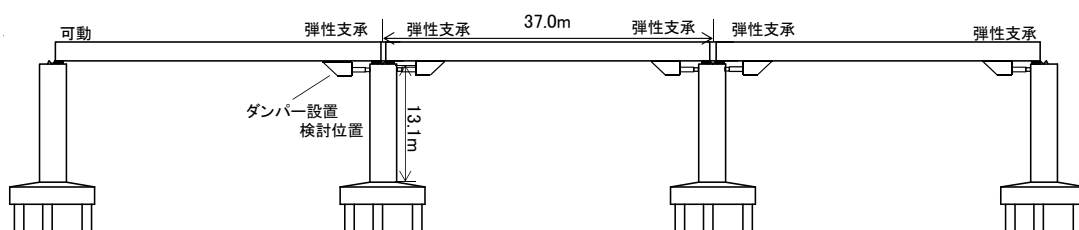


図-8 対象橋梁モデル

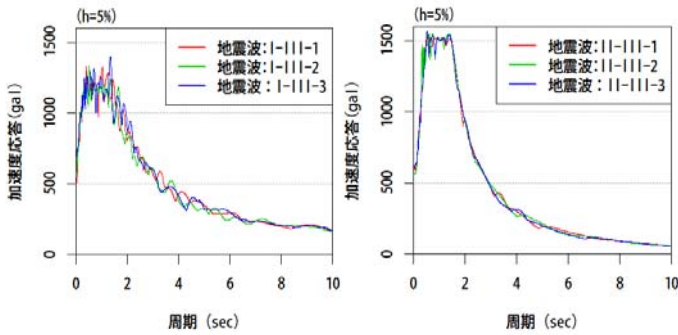


図-9 加速度応答スペクトル

Iは長周期型の地震動、タイプIIは直下型の地震動を想定しており、各タイプとも地盤の特性にあわせて3波ずつ使用した。それぞれの波の応答スペクトルを図-9に示す。

4.4 変動パラメータ

最適パラメータの探索にあたり、次の手順をとる。初めに適当な慣性質量比を決定するために、 ω_d 、 h_d を固定の下、 μ を変動させた解析を実施する。図-4のように、2質点系モデルにて同調条件を確認しながら慣性質量比 μ を変動させてパラメータを算出し、得られた諸元による地震応答解析を橋梁モデルにて実施する。この検討より、各種応答結果を比較して、慣性質量比を0.25と定めた。

そして、設定した慣性質量比の元で ω_d 、 h_d を変動させた詳細なパラメータ解析を実施し、使用した入力地震波のすべてのケースに対して、応答低減効果の見込める諸元の組み合わせを探索する。検討パラメータの一覧を表-3に示す。また比較の為、対象モデルを2質点系に置換し、前節の定点理論より求めた最適値を表-4に示す。

表-3 検討パラメータ

| | |
|-------------------------------|-------------|
| 慣性質量比 | 0.25 |
| 同調比 | |
| $f_d/f_s = \omega_d/\omega_s$ | 0.84 ~ 1.70 |
| 減衰比 | |
| h_d | 0.02 ~ 0.75 |

表-4 2質点系の最適値

| 2質点モデルの諸元 | | |
|-----------|-----------|------|
| m_2 | 1578.4 | ton |
| m_1 | 318.6 | ton |
| k_2 | 7.348E+04 | kN/m |
| k_1 | 4.773E+05 | kN/m |
| 最適値(定点定理) | | |
| 慣性質量比 | μ | 0.25 |
| 減衰比 | h | 0.27 |
| 同調比 | ξ | 1.22 |

4.5 橋梁応答に対する検討

図-10に各入力地震波について、最大支承変位をコンターに整理して示す。コンターの横軸は、制震装置の固有振動数 f_d と構造物の一次固有振動数 f_s の比で定義する同調比、縦軸は制震装置の減衰比である。また、定点理論における最適値を白丸点でプロットする。

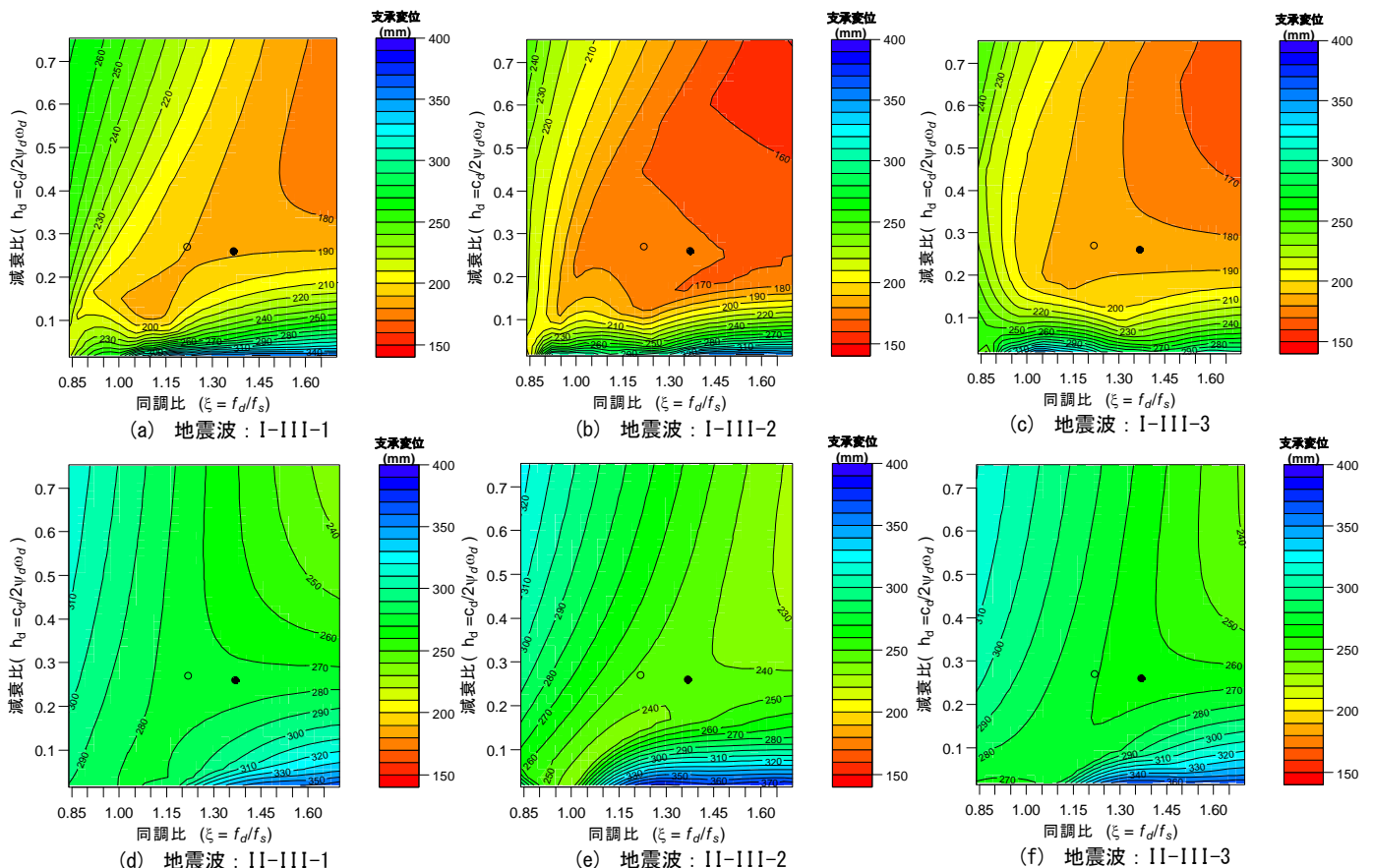


図-10 最大支承変位

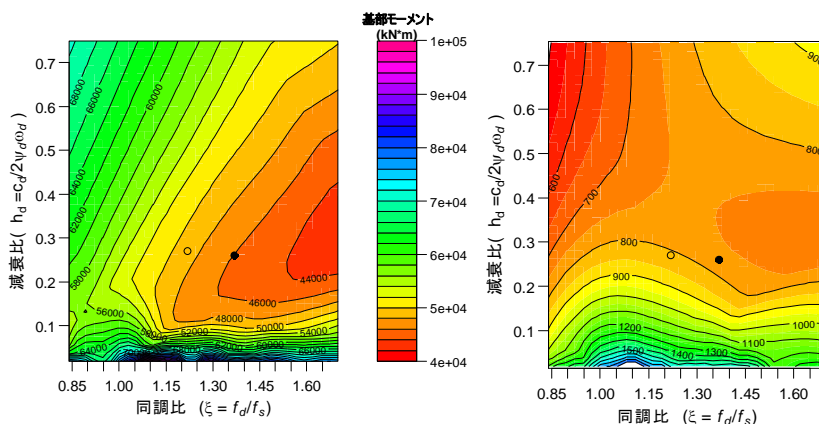
減衰比が0.1を下回るような小さい場合には、慣性質量ダンパーが吸収したエネルギーが並列する減衰で消費しきれず、ダンパーから構造物にエネルギーが戻るために応答を十分に低減させることができない。一方、同調比が小さい場合には、慣性質量ダンパーよりも直列バネが大きく動くため、ダンパーでのエネルギー吸収が少なくなる。したがって、同調比と減衰比を共に大きくした場合に応答を低減する傾向にあることが確認できるが、その傾向は着目する応答により異なる。

図-11に、下部工の負担力である橋脚基部モーメントの最大値について整理した結果を示す。支承変位の結果と比べ、減衰比がやや低い場合に、より橋脚の負担力が低減していることが確認できる。これは減衰比を十分に大きくし過ぎると、並列する慣性質量ダンパーが動きづらくなるためにダンパーが吸収するエネルギーが少なくなり、上部工の加速度応答が効果的に低減できないためである。一方、変位応答を低減するために減衰が大きいことは有利であるため、この差が最適パラメータの違いに生じる。

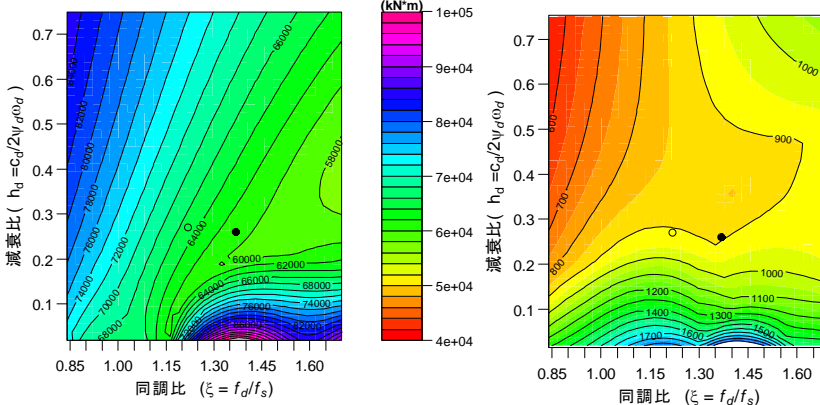
4.6 制震装置の応答に関する検討

図-12に制震装置の最大反力の結果を示す。ここで示す反力は、1支承線に設置するダンパーの総和である。したがって2台設置する場合は、この半分の値が1台あたりの負担力である。ダンパーを設置する橋桁や橋脚柱頭部への負担を考慮して、一台あたり450kNを下回るように設定した。

また、制震装置の設計にあたっては、慣性質量ダンパーと直列バネの作動ストローク長を十分に確保しておく必要がある。一般的に、ストローク長が長くなるほど制震装置の寸法が大きくなる。ここでは、実構造に取り付けることを考慮して、表-2の値を制震装置の制約条件とした。図-13に慣性質量ダンパーおよび線形バネの最大変位をコンターに整理して示す。慣性質量ダンパーの最大変位は、並列する減衰の影響に支配されるため、減衰比を大きくするほど小さくなる。一方、バネの最大変位は同調比を大きくするほどバネの剛性が高くなるため、変形を抑えることができる。実際の設計では、これらの制震装置の応答が制約条件に収まる範囲内で、最も構造物の応答低減が期待できるパラメータを設計パラメータとすること

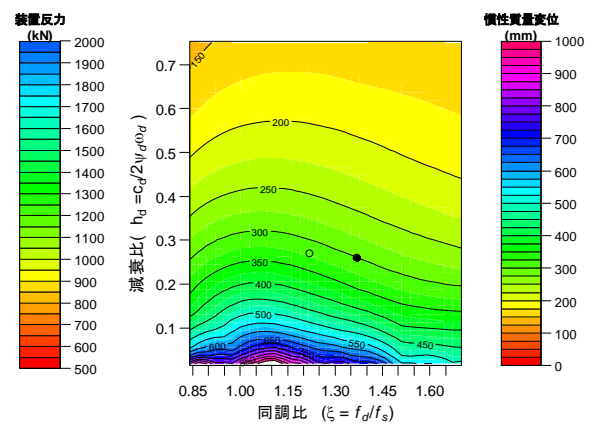


(b) 地震波：I-III-1

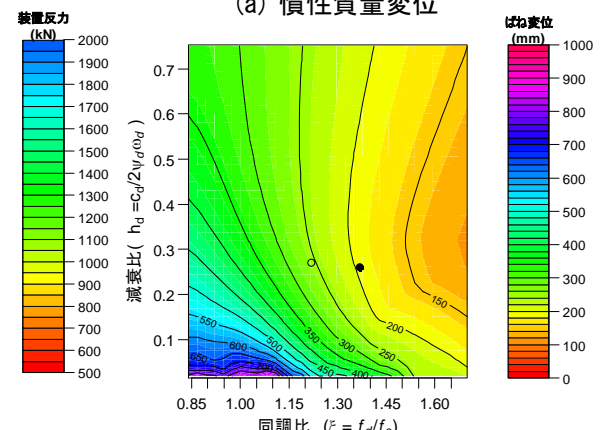


(a) 地震波：II-III-2

図-11 橋脚基部モーメント

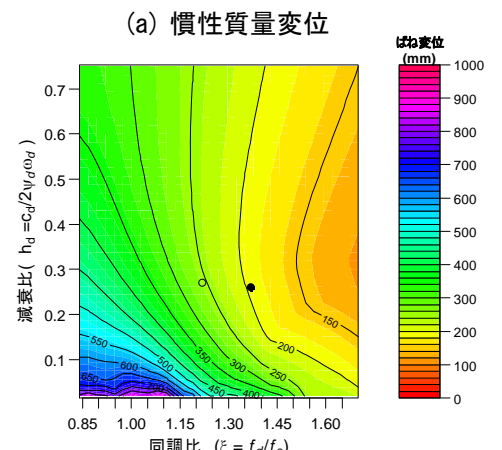


(b) 地震波：I-III-1



(a) 地震波：II-III-2

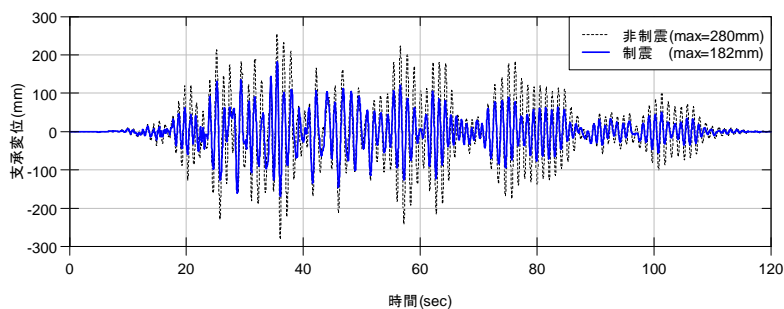
図-12 制震装置反力



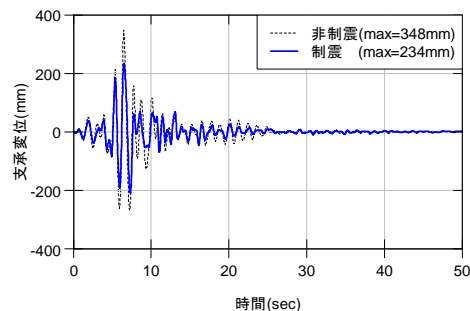
(a) 慣性質量変位

(b) バネ変位

図-13 制震装置の応答
(地震波 I-III-1)

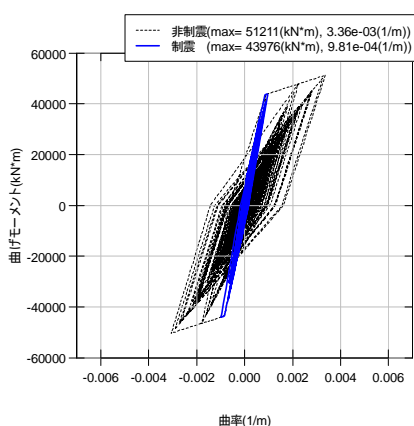


(a) 地震波 I-III-1

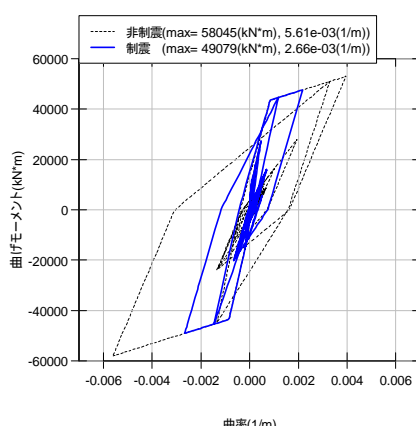


(b) 地震波 II-III-2

図-14 支承変位



(a) 地震波 I-III-1



(b) 地震波 II-III-2

図-15 橋脚基部応答

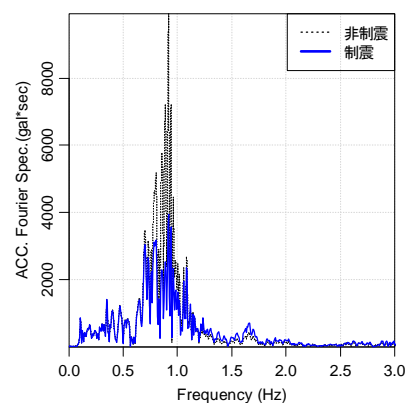


図-16 上部工加速度

になる。以上より、すべての地震波における応答値と、震装置の制約条件より、コンターの黒丸点 ($\xi=1.37$, $h_d=0.26$) を設計パラメータとした。

設計パラメータと定点理論における最適値と比較すると、同調比がやや大きい値に設定されている。これは主にバネのストロークの制約条件によるものである。しかしながら、定点理論で求めた最適値と最終的に決定した設計パラメータは、比較的近い値であることがわかる。従って、実際の制震装置の設計を行う場合は、定点理論での最適値を初期値としてパラメータを変動させ、要求性能と制約条件を満足する諸元を探索する方法が推奨される。

また、図-10～図-13の各応答結果を確認すると、本検討で設定したパラメータ近傍では、同調比、減衰比が多少変動しても、応答値に与える影響は少ないことが確認できる。このように設定することで、制震装置や構造諸元の多少の変動に影響されないロバスト性の高い制震装置とすることができる。

5. 応答低減効果

設定したパラメータを用いて、非線形応答解析を実施し、提案する制震装置の応答低減効果を確認した。図-14に支承変位の時刻歴応答波形、図-15に橋脚基部のモーメント曲率関係の一例を示す。支承変位の結果より、地震波のタイプに依らず最大変位を非制震の場合の約7割に低減していることが確認できる。また、図-14(a)に示すタイプIの地震動に対しては、制震装置を取り付けたことで橋脚基部の変形がほぼ弾性域にまで低減できていることが確認できる。また、図-16に示す上部工加速度スペクトルより、非制震の場合に卓越している構造物の固有振動数付近の振動成分が、制震装置を取り付けたことで大きく低減していることが確認できる。つまり、制震装置が付加され慣性力が小さくなった結果、橋脚基部の負担力が小さくなったことを示している。地震波の特性により、応答低減効果は異なるものの、タイプIIの地震動に対しても最大変形をほぼ半分まで低減していることが確認できる。

6. まとめ

既設高架橋に対して、慣性質量ダンパーの適用を検討した本研究より得られた結論を以下に纏める。

- ・ 構造物に負担をかけることなく、質量比を容易に大きくとることができる慣性質量ダンパーを橋梁制震に適用することで、地震時の応答を効果的に低減できることを示した。
- ・ 制震装置の設計パラメータを適切に定めることで、支承の変位や橋脚の負担力といったトレード関係にある応答でも同時に制御できることを示した。
- ・ 同調比、減衰比を適切に設定することで、構造物、制震装置の諸元の若干の変動に対して、制震効果への影響が小さいロバスト性の高い制震装置となることを示した。また、質量比を大きくすることで複数の地震波に対して、応答低減効果が期待できることを示した。
- ・ 定点理論による最適値は必ずしも応答低減効果を最大化するものではないが、概ね妥当な値を設定できることを示した。従って、数値解析によって最適諸元を探索する際の初期値として使用することは効果的である。

特性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集 Vol.74, No.642, pp.1469-1476, 2009.

- 6) 磯田和彦, 半澤徹也, 田村和夫: 慣性質量ダンパーを組み込んだ低層集中制震に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集 Vol.78, No.686, pp.713-722, 2013.
- 7) J.P. Den Hartog : Mechanical Vibrations, 3rd edition, McGraw-Hill, 1947.
- 8) 首都高速道路株式会社: 橋梁構造物設計施工要領 [V 耐震設計編], 2015.

謝辞

本研究は、首都高速道路（株）と共同で実施し、橋梁構造物設計施工要領[V 耐震設計編]⁸⁾に採択された成果の一部である。藏治賢太郎氏、右高裕二氏、和田新氏、大西孝典氏には多大なご協力とご助言を賜った。ここに記して、感謝の意を表する。

<参考文献>

- 1) 永井宏朗, 安藤直文, 黒瀬智雄, 長谷川栄一: 都市高速道路におけるゲルバーヒンジ橋の連続化, プレストレストコンクリート技術協会 第19回シンポジウム論文集, pp.89-92, 2010.
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2011.
- 3) 吉田好孝, 藤野陽三, 佐藤弘史, 時田秀往, 三浦章三郎: 東京湾アクアライン橋梁部鋼箱桁橋に発現した渦励振の振動制御, 土木学会論文集 No.633, I-49, pp.119-134, 1999.
- 4) 日本大学5号館改修検討委員会: 駿河台校舎・再生5号館, 2008.<<http://www.arch.cst.nihon-u.ac.jp/koho/shunken/pdf/20080702.pdf>>
- 5) 磯田和彦, 半澤徹也, 田村和夫: 回転慣性質量ダンパーを組み合わせた応答低減機構による1質点系振動モデルの応答