周期変動に適応可能なセミアクティブ同調質量ダンパの 機構及び設計法の提案

PROPOSITION OF SEMI-ACTIVE CONTROLLED TUNED MASS DAMPER ADAPTABLE TO A STRUCTURE'S PERIOD FLUCTUATION

中井 武^{*1}, 栗野 治彦^{*2}

Takeshi NAKAI and Haruhiko KURINO

This paper proposes a semi-actively controlled tuned mass damper (TMD) that is adaptable to the period fluctuation of the target structure. This TMD consists of two linear springs in series and a semi-active variable damper. The resonance frequency of the system can be controlled by changing the damping coefficient of the variable damper. The principle of the tuning mechanism is comprehended using a complex stiffness model, and a simple method for determining the system parameters is proposed. The control performance of the proposed TMD is compared with those of conventional systems including multiple TMDs by employing random vibration theory and time domain analyses, and its feasibility and potential capability is clearly confirmed.

Keywords : *Tuned mass damper, Semi-active control, Variable damper, Period fluctuation, Random vibration, Control time lag*

TMD, セミアクティブ制御, 可変ダンパ, 周期変動, ランダム振動, 制御時間遅れ

1. はじめに

同調質量ダンパ¹⁾ (TMD: Tuned Mass Damper) は振動制御分野における重要技術であり、建築においては超高層建物や自立塔の風揺れ対策として古くから活用されてきた。筆者らはこれを大地震対策として用いるために必要とされる条件を検討し、実際に既存超高層建物における長周期地震動対策の制震改修に適用した²⁾。TMDによる制震改修は、工事箇所が建物の一部に限定され、利用者への影響や外観の変更を最小限に止めることができるという利点があり、その後、類似の適用事例が増加して来ている³⁾。また新築においても、大地震に対応可能な TMD は建築・構造計画の自由度向上の面で利点を有し、実適用例も報告されている⁴⁾。

幾つかの例外はあるものの^{例えば 5)}、これら大地震対応 TMD の多くは、固有周期の変動が比較的小さい S 造の建物を適用対象としている。RC 造や SRC 造の建物は、ひび割れの発生等により固有周期が伸びるため、通常の TMD では同調ずれが問題となるためである。例えば 2011 年の東北地方太平洋沖地震の際には、都内臨海部の SRC 造の超高層建物の固有周期が約 1.5 倍に伸長した事例が報告されており⁶⁾、一度伸びた固有周期は地震後においても元の固有周期に復帰することはない。同調ずれを起こした TMD では余震を含め、その後の地震や風に対する制震効果を期待することはできないため、大地震対応 TMD を RC 造や SRC 造の建物に適用する場合は、1.5 倍～2 倍程度の周期変動に対応できる能力が必要となる。

このような周期変動する対象に適用可能な TMD として、これま

で主に次の二つの方法が検討されてきた。一つ目は、互いに異なる同調周期を有する複数の TMD を設置することで、適用対象の周期変動に対してロバストな性質を持たせようというものである^{7), 8)}。この手法は、TMD 特性の操作を必要とせず、パッシブ型の従来の機構で実現可能という利点があるが、変動する周期に対して質量全てが同調するわけではないため、制震効率の面で課題が残る。また、既往研究の多くは、比較的小さい範囲の周期変動を検討対象としており、1.5 倍～2 倍に及ぶ大きな周期変動を起こす対象への適用という面で十分な研究は行われていない。二つ目の方法としては、TMD の剛性および減衰をそれぞれ可変とし、これらを逐次操作するというものが提案されている⁹⁾。これは変動する周期に対し、時々刻々に TMD 特性を制御するため制震効率に優れるという利点を有する。しかし、超高層建物における大地震対応 TMD では、制震効果と設計可能な TMD ストロークを両立させるために、千トン級の錘が必要となるため、これを安定的に支持しつつ剛性を任意に変えられる機構を実現するのは容易ではない。

これら既往の方法の課題を解決するため、本研究では可変減衰要素を用いたセミアクティブ制御によって適用対象の周期変動に適応可能な TMD を提案する。提案する TMD では、可変減衰要素が周期調整と減衰付与の二役を担い、剛性機構の操作を一切必要としない。そのため、大きな外部エネルギーを必要とせずに、単純な機構で広い周期帯域に対応することが可能であり、建築物のみならず周期変動を起こす様々な対象に汎用的に用いることができる。

^{*1} 鹿島建設㈱建築設計本部 チーフエンジニア・修士(工学)

^{*2} 鹿島建設㈱建築設計本部 統括グループリーダー・博士(工学)

Chief Engineer, Architectural Design Division, Kajima Corp., M.Eng.

Senior Group Leader, Architectural Design Division, Kajima Corp., Dr.Eng.

本論文では、2章において既往の技術である通常の TMD、および多重 TMD を取り上げ、周期変動する適用対象に対するそれらの制震効果をランダム振動論に基づいて検討する。3 章では、提案するセミアクティブ TMD の機構を示すとともに、その周期調整の原理を複素剛性の観点から明らかにする。4 章では提案する TMD の各パラメータを、既往の TMD の最適設定式を援用して設計する方法を提示し、その設計法の有効性を多重 TMD と制震効果を比較することによって確認する。5 章では、適用対象が周期変動を起こした際の過渡的な振動状態における提案 TMD の制震効果を、時刻歴応答解析結果を統計的に処理することで確認する。またセミアクティブ制御において不可避な制御の遅れが制震効果に及ぼす影響を把握し、提案する TMD の制御システムに求められる性能を検討する。

2. 既往の TMD の周期変動に対する制震効果

本章では、既往の TMD (単一 TMD、多重 TMD) における、適用対象の周期変動と制震効果の関係を調査する。適用対象は RC 系構造物を想定し、その周期変動は初期の固有周期から長くなる方向を仮定する。以降の検討においては、固有周期が短くなる方向の結果も記載するが、基本的には本論文の検討対象範囲外である。また、基礎的な原理確認と制震効果の検証に焦点を絞るため、制震対象(主系)は一自由度系とし、特記の無い限り無減衰とする。

本研究では、定常ホワイトノイズ外乱に対する応答によって、TMD の制震効果を評価し、最適設定を議論する。この手法は TMD の最適設定問題を詳細に検討した Warburton¹⁰⁾によるものと同様であり、本手法によって設定された TMD が現実的な地震動に対して有効であることは、種々の既往研究によって確認されている(例えば¹¹⁾。

2.1 単一 TMD の特性

Fig.1 に示す単一 TMD (Single TMD) を用いて、本論文における制震効果の評価法を説明する。TMD においては、主系質量 (M) に対する副系質量 (m) の比がその制震効果を決定づける重要なパラメータとなるため、これを質量比 μ と置いて次式によって定義する。

$$\mu = \frac{m}{M} \quad (1)$$

次に、主系の固有周期の変動量を表すパラメータ η を次式で定義する。以降、 η を周期ずれと呼ぶ。

$$\eta = \frac{T}{T_0} = \frac{\Omega_0}{\Omega} \quad (2)$$

ここで、 T_0 は周期変動前の主系の固有周期、 T は周期変動後の主系の固有周期を示す。同様に Ω_0 、 Ω はそれぞれ周期変動前後の主系の固有円振動数を示す。本論文では、RC 系構造物における大地震対応 TMD を想定し、質量比 μ は 2%~10%、周期ずれ η は 1~2 程度を検討範囲とする。

続いて TMD の制震効果の評価指標について述べる。ランダム振動論によると、パワースペクトル密度 $S_0(p)$ の定常地動加速度 $\ddot{Y}_0$ に対する主系の変位の平均応答 σ は次式で表される¹²⁾。

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} |H_{X_0}(ip)|^2 S_0(p) dp} \quad (3)$$

ここで、 $H_{X_0}(ip)$ は地動加速度 $\ddot{Y}_0$ に対する主系変位 X_0 の伝達関数、 p は励振円振動数を示す。本論文では、地動加速度をパワースペク

トル密度 $S_0(p)=1$ の定常ホワイトノイズ、主系の初期固有周期を $T_0=1$ 秒 ($\Omega_0=2\pi$ rad/s) と仮定し、(3)式によって算定される平均応答 σ によって、TMD による制震効果を評価する。

主系が無減衰の場合、(3)式の σ を最小化する TMD の円振動数 (ω_{opt}) および減衰定数 (h_{opt}) は代数的に解くことができ、その解は次式で表される¹⁰⁾。なお、主系の減衰が数パーセント程度と小さい場合は、主系減衰が TMD の最適設定に与える影響は十分小さい¹¹⁾。

$$\omega_{opt} = \frac{\sqrt{1-\mu/2}}{1+\mu} \Omega \quad (4)$$

$$h_{opt} = \sqrt{\frac{\mu(4-\mu)}{8(1+\mu)(2-\mu)}} \quad (5)$$

Fig.2 に $\mu=2\%$ の単一 TMD を設置した主系の周期ずれ η と平均応答 σ の関係を示す。これは、主系の固有周期 ηT_0 の η をパラメータとして、 σ を(3)式によって算定したものである。TMD 特性は主系の初期固有周期 (T_0) に対して(4)、(5)式で設定したものであり不変である。一方、図中の σ_{opt} は変動後の固有周期 (ηT_0) に対して、(4)、(5)式で設定した TMD を設置した場合の平均応答であり、これは同じ質量比を有する「理想的な剛性・減衰可変 TMD」による平均応答とみなすことができる。 σ_{opt} は次式のように μ の関数で表される¹⁰⁾。

$$\sigma_{opt} = \sqrt{\frac{(1+\mu)^3(4-\mu)}{4\mu}} \Omega^{-\frac{3}{2}} \quad (6)$$

同図をみると、単一 TMD 設置時の主系の平均応答は $\eta=1$ では σ_{opt} と等しいが、主系の固有周期が 2 割程度伸びた $\eta=1.2$ では σ_{opt} の 2 倍程度に増加していることが分かる。

Fig.3(a)に質量比 μ をパラメータとして、同様の検討を行った結果を示す。質量比を大きくすると、同調周期 ($\eta=1$) における制震効果と周期ずれに対するロバスト性はともに向上する。ただし TMD の錘の重量は、設置可能なスペースや構造強度によって制約を受ける場合が多く、ロバスト性の向上を目的として質量比を極端に大きくする対応は現実的ではない。

Fig.1 Single TMD

Fig.2 σ - η relationship of Single TMD

(a) Mass ratio μ ($h=h_{opt}$)

(b) Damping factor h ($\mu=2\%$)

Fig.3 Influence of μ and h on Single TMD

Fig.3(b)に減衰定数 h をパラメータとして検討した結果を示す。減衰定数が h_{opt} より小さい場合、同調時の制震効果と周期ずれに対するロバスト性は共に低下する。減衰定数が h_{opt} よりも大きい場合、周期ずれに対するロバスト性は向上するがその効果は限定的である。

以上本節では、ランダム振動論に基づいた TMD の制震効果の評価法を示すとともに、これを単一 TMD に用いることによって、質量比の小さい単一 TMD が十分な制震効果を発揮できるのは同調周期の近傍のみであることを確認した。

2.2 二重 TMD の特性

Fig.4 に示す二重 TMD (Dual TMD)の周期ずれに対する制震効果を調査する。本検討では二つの TMD の質量は等しいと仮定し、(4)式により一方を $\eta=1$ に、他方を $\eta=2$ に同調させる。以下、それぞれの TMD を同調させた周期（ここでは $\eta=1, 2$ ）を同調周期と呼ぶ。各 TMD の減衰定数は、(5)式によって算定する。固有周期および減衰定数の算定において用いる質量比は、個別質量比 μ_i （垂一つ分の質量を主系の質量で除した値）とした。

Fig.5 に総質量比 μ （全質量の和を主系の質量で除した値）を 2% とした場合の、主系の周期ずれと平均応答の関係を示す。実線は二つの TMD を同時に設置した場合（二重 TMD）を、破線はそれぞれ個別に $\mu=1\%$ の単一 TMD として設置した場合を示す。二重 TMD の平均応答は、各 TMD を単一 TMD として設置した場合の下限値に近い性状を示すことが分かる。

Fig.6(a)に総質量比 μ をパラメータとした検討結果を示す。質量比が大きくなるほど同調周期における平均応答は抑制され、相対的に制震効果が小さかった $\eta=1.5$ 付近の平均応答は大きく抑制される。Fig.6(b)に総質量比を 2% とし、TMD の減衰定数 h をパラメータとした検討結果を示す。図中には、(6)式によって求めた $\mu=2\%$ に対応する σ_{opt} を併記しているが、二重 TMD の同調周期における制震効果は σ_{opt} と比較すると劣ることが分かる。また、TMD 部の減衰定数を(5)式による h_{opt} よりも大きくすると、 $\eta=1.5$ 付近の平均応答は抑制されるものの、同調周期における平均応答は増加する。

Fig.4 Dual TMD

Fig.5 σ - η relationship of Dual TMD

Fig.7 Quad TMD

Fig.8 σ - η relationship of Quad TMD

(a) Mass ratio μ ($h=h_{opt}$)

(b) Damping factor h ($\mu=2\%$)

Fig.6 Influence of μ and h on Dual TMD

(a) Mass ratio μ ($h=h_{opt}$)

(b) Damping factor h ($\mu=2\%$)

Fig.9 Influence of μ and h on Quad TMD

2.3 四重 TMD の特性

Fig.7 に示す四重 TMD (Quad TMD) について検討する。ここでは、二重 TMD の場合と同様に、各 TMD の質量および減衰定数は等しいと仮定する。各 TMD の同調周期は η 軸上で等間隔となるように設定し ($\eta=1.00, 1.33, 1.67, 2.00$)、固有周期および減衰定数の算定において用いる質量比は個別質量比 μ_i とした。

Fig.8 に総質量比 2% の四重 TMD を設置した系における、主系の周期ずれと平均応答の関係を示す。実線は四つの TMD を同時に設置した場合（四重 TMD）の結果であり、破線はそれぞれ個別に $\mu=0.5\%$ の単一 TMD として設置した場合の結果である。四重 TMD の場合は二重 TMD と比較すると $\eta=1.5$ 付近の平均応答が抑制されており、全体的に平均応答が平均化されていることが分かる。

Fig.9(a)に総質量比 μ をパラメータとした検討結果を示す。質量比を大きくすると全体的な制震効果は向上し、さらに平均応答が均される傾向がみられる。Fig.9(b)に総質量比を 2% とし、TMD の減衰定数 h をパラメータとして検討した結果を示す。二重 TMD と同様に減衰定数を大きくすると平均応答は平均化される。ただし σ_{opt} と比較すると平均応答は全体的に大きくなっており、四重 TMD においても広い周期帯域に対するロバスト性と同調周期における制震効果を両立できていないことが分かる。

以上、前節および本節では、二重 TMD、および四重 TMD における主系の周期ずれと平均応答の関係を、その設定パラメータの影響とともに概観した。質量比の小さい多重 TMD では、各 TMD の同調周期の間の制震効果が劣る傾向にあるが、各 TMD の減衰定数を(5)式による h_{opt} よりもやや大きめに設定することで、制震効果の平均化を図ることが可能である。しかしその場合、同調周期における制震効果は低下する傾向にあり、周期ずれに対するロバスト性を向上させるためには、同調周期における制震効果を犠牲にする必要がある。次章以降では、セミアクティブ制御の導入によってこの課題を克服した周期変動適応型 TMD の機構を提案し、その設計法を示すと同時に周期変動を起こす主系に対する制震効果を検証する。

3. 周期変動に適応可能なセミアクティブ TMD

本章では、可変減衰要素の制御によって主系の周期変動に適応可能なセミアクティブ TMD の機構を提案し、その周期調整の原理を複素剛性の観点から考察する。

3.1 提案 TMD の機構

提案する TMD は、錘の支持機構を二段の直列ばねとし、その一方に並列に、可変減衰要素を設置するものである。具体的な構成の一例を Fig.10 に示す。支持機構を二段積層ゴムとし、一方の積層ゴムに並列に減衰係数可変オイルダンパを設置する。地震動の最中に変動する主系の固有周期を逐次同定し、それに応じて可変オイルダンパの減衰係数を操作することで TMD の共振振動数を変化させ、建物との同調を保つ。同様の機構はケーブルによる懸垂式をはじめとして、様々な他の支持機構によっても実現できる。

本論文ではこれを提案 TMD (Proposed TMD) と称する。提案 TMD の力学モデルを Fig.11 に示す。本 TMD においては、直列ばねの剛性比が対応可能な周期範囲を決定づける重要なパラメータとなるため、これを λ と置いて次式で定義する。

$$\lambda = \frac{k'}{k} \quad (7)$$

3.2 提案 TMD の周期調整の原理

提案 TMD の周期調整の原理を理解するために、Fig.11 の破線で囲われた TMD の部分（以下 TMD 系）に着目して、可変減衰要素の減衰係数と TMD 系の共振振動数および等価減衰定数の関係を把握する。ここでは、可変減衰要素の減衰係数は連続的に制御可能であり、その範囲は十分広いものと仮定する。

円振動数 p の複素定常外力 $F = e^{ipt}$ を考えると、これに対する k 、 k' および c で構成された支持部の複素剛性 k^* は次式で表される。

$$k^* = \frac{\lambda k^2 + k c p i}{(1 + \lambda) k + c p i} \quad (8)$$

共振振動数を ω_e とおくと、共振状態 $p = \omega_e$ における等価剛性 k_e は次式で表される。

$$k_e = \text{Re}[k^*] = \frac{g_e^2 + \lambda(1 + \lambda)}{g_e^2 + (1 + \lambda)^2} \cdot k \quad (9)$$

ここで、 g_e は次式に示す無次元のパラメータである。

$$g_e = \frac{c \omega_e}{k} \quad (10)$$

共振条件 $\omega_e^2 = k_e / m$ に(9)式を代入し、

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (11)$$

と整理すると、次式が得られる。

$$\frac{\omega_e}{\omega} = \sqrt{\frac{g_e^2 + \lambda(1 + \lambda)}{g_e^2 + (1 + \lambda)^2}} \quad (12)$$

(10)式に示すように g_e は ω_e の一次式であるので、(12)式は ω_e の四方程式とみなすことができる。これを解くと、可変減衰要素の減衰係数と TMD 系の共振振動数の関係を、次式のように閉じた形で得ることができる。

$$\frac{\omega_e}{\omega} = \sqrt{\frac{g_0^2 - (1 + \lambda)^2 + \sqrt{g_0^4 - 2g_0^2(1 - \lambda^2) + (1 + \lambda)^4}}{2g_0^2}} \quad (13)$$

Fig.10 Example of configuration of Proposed TMD

Fig.11 Mechanical model of Proposed TMD

Fig.12 The relationship between vibration characteristics and g_0

ここで、式中の g_0 は、 m と k で無次元化された減衰係数であり次式による。以降はこれを無次元化減衰係数と呼ぶ。

$$g_0 = \frac{c \omega}{k} = \frac{c}{\sqrt{mk}} \quad (14)$$

一方、共振状態における等価減衰定数 h_e は次式で与えられる。

$$h_e = \text{Im} \left[\frac{k^*}{2k_e} \right] = \frac{g_e}{2g_e^2 + 2\lambda(1 + \lambda)} \quad (15)$$

ここで、(10)式と(14)式より、

$$g_e = \frac{\omega_e}{\omega} g_0 \quad (16)$$

であるので、これを(15)式に代入することで TMD 系の等価減衰定数に関しても g_0 の関数として閉じた形で求めることができる。

Fig.12(a)に(13)式による共振振動数 ω_e と g_0 の関係を示す。 $g_0=0$ 、すなわち可変減衰要素の減衰係数 c が 0 の時、 ω_e は k と λk の直列剛性で規定される円振動数に等しく、 g_0 を大きくしていくと ω_e は ω に漸近する。Fig.12(b)に(15)式による等価減衰定数 h_e と g_0 の関係を示す。 h_e は極大値を有し、その値は λ が小さくなるほど大きくなる。

以上の検討より、提案 TMD は可変減衰要素の減衰係数の操作によって、TMD 部の共振振動数を変化させられるが、その際には等価減衰定数も連動して変化することが確認された。したがって、これを周期変動する主系に対する TMD として有効に利用するためには、各パラメータの適切な設計法が必要となる。

4 提案 TMD の設計法と制震効果

本章では、(4)、(5)式に示した単一 TMD の最適設定式を援用して、提案 TMD の各パラメータを設計する方法を示し、その制震効果を多重 TMD との比較によって確認する。以降の検討にあたっては質量比 μ 、および想定する周期ずれの最大値 η_t を与条件と仮定する。

4.1 直列ばねの剛性の設計法

本節では、提案 TMD の直列ばねの剛性 k, k' の設計法を提案する。Fig.13 に設計法の概念図を示す。TMD 系の共振振動数 ω_e および等価減衰定数 h_e はそれぞれ(12)式および(15)式によって、パラメータ g_e の関数として得られている。(5)式による h_{opt} が TMD 系の等価減衰定数の最大値 (Fig.13 の h_{max}) よりも小さい場合、 $h_e = h_{opt}$ となる箇所が二つ存在するので、これらを A 点、B 点と置く。それぞれに対応するパラメータ g_A, g_B ($g_A > g_B$) は(15)式を g_e について解いた解であるので、次式で表される。

$$g_A, g_B = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 16\lambda(1 + \lambda)h_{opt}^2}}{4h_{opt}} \quad (17)$$

ここで Fig.13 に示すように、 g_A に対応する TMD 系の共振振動数 ω_A が初期状態の主系の固有周期 T_0 に同調するように提案 TMD の剛性条件を設計すれば、そこから可変減衰要素の減衰係数を減らすことで TMD 系の共振周期を伸ばし、伸長する主系の固有周期に追従することが可能となる。(12)式で $\omega_e = \omega_{opt}$ 、 $g_e = g_A$ において整理すると、提案 TMD の剛性 k は次式によって求めることができる。

$$k = \frac{g_A^2 + (1 + \lambda)^2}{g_A^2 + \lambda(1 + \lambda)} \cdot m\omega_{opt}^2 \quad (18)$$

次に、剛性比 λ の設定法について検討する。 T_0 から $\eta_t T_0$ まで変動する主系の固有周期に同調するには、 $\eta_t = \omega_A / \omega_B$ を満たす必要があるので、これに(12)式を代入して整理すると次式が得られる。

$$\eta_t = \frac{\omega_A}{\omega_B} = \sqrt{\frac{\{g_A^2 + \lambda(1 + \lambda)\}\{g_B^2 + (1 + \lambda)^2\}}{\{g_B^2 + \lambda(1 + \lambda)\}\{g_A^2 + (1 + \lambda)^2\}}} \quad (19)$$

Fig.14 に(19)式による λ と η_t の関係を示す。質量比 μ を小さくすると(19)式は、 $\lambda = 1/(\eta_t^2 - 1)$ に漸近する。この式は $c=0$ 時と $c=\infty$ 時の共振振動数の比を η_t と等値すると求めることができる。(19)式を用いて想定する周期ずれの最大値 η_t から剛性比 λ を求めるのは煩雑であるため、本研究では $\eta_t > 1.5$ において次の略算式を提案する。

$$\lambda = \frac{\alpha}{\eta_t^2 - 1}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{\mu^{\eta_t}}}{1 + \mu} \quad (20)$$

これは、 $1/(\eta_t^2 - 1)$ に係数 α を乗じる形を仮定して定式化したものであり、Fig.14 には(20)式による算定結果を併記しているが、RC 系構造物において主なターゲットとなる $\eta_t \geq 1.5$ の範囲で、両者は良い対応を示すことが分かる。

以上、提案 TMD の直列ばねの剛性 k および k' の設計法は下記のようにまとめられる。

- ① TMD の質量比 μ と、想定する周期ずれの範囲 η_t を設定する。
- ② (20)式の略算式を用いて、剛性比 λ を決定する。
- ③ (17)式を用いて、 g_A を算定する。式中の h_{opt} は(5)式により求める。
- ④ (18)式を用いて、剛性 k を算定する。式中の ω_{opt} は(4)式において $\Omega = \Omega_0$ (初期状態の主系の固有円振動数) において算定する。
- ⑤ (7)式を用いて、剛性 k' を算定する。

Fig.13 Concept of design method for Proposed TMD

Fig.14 $\lambda - \eta_t$ relationship from Eq.19 and Eq.20

4.2 可変減衰要素の減衰係数の設計法

本節では、可変減衰要素の減衰係数 c の設計法を提案する。前節の方法で設計された剛性条件を有する Fig.11 の力学モデルを考える。このモデルの主系に周期ずれ η を与え、主系の平均応答 σ を最小化する無次元化減衰係数 g_0 を数値計算によって探索し、これを g_{opt} とおく。Fig.15(a)に $\mu=2\%$ 、 $\eta_t=1.5$ および $\eta_t=2$ の条件における g_{opt} の算定結果を示す。 g_{opt} は $\eta=1$ と $\eta=\eta_t$ において極大・極小値を取り、これら極値は次式によって算定される g_{max} 、 g_{min} と概ね一致する。

$$g_{max} = g_A \sqrt{\frac{g_A^2 + (1 + \lambda)^2}{g_A^2 + \lambda(1 + \lambda)}}, \quad g_{min} = g_B \sqrt{\frac{g_B^2 + (1 + \lambda)^2}{g_B^2 + \lambda(1 + \lambda)}} \quad (21)$$

ここで、 g_{max} および g_{min} は前節の A 点および B 点に対応した無次元化減衰係数 g_0 であり、(21)式は、(12)式および(16)式の g_e に g_A, g_B を代入して g_0 について整理したものである。数値計算結果 g_{opt} との対応をもとに、本研究では次の提案式によって周期ずれ η に対応する無次元化減衰係数の設計値 g_d を得ることとした。

$$\begin{cases} g_d = g_{max} & (\eta < 1) \\ g_d = g_{max} \cdot \eta^\beta, \quad \beta = \frac{\log g_{min} - \log g_{max}}{\log \eta_t} & (1 \leq \eta < \eta_t) \\ g_d = g_{min} & (\eta_t \leq \eta) \end{cases} \quad (22)$$

上式の $(1 \leq \eta < \eta_t)$ の範囲に関しては g_d を η の指数関数と仮定し、 $(1, g_{max})$ と (η_t, g_{min}) を通過することを条件として定式化した。またそれ以外の範囲に関しては一定値とした。Fig.15(a)には(22)式による g_d を併記しているが、 $\eta=1 \sim \eta_t$ の範囲において g_d は数値計算結果 g_{opt} と良い対応を示している。 g_d は(14)式を用いると次元化することができ、周期ずれ η に対応した可変減衰要素の減衰係数 c は次式で求めることができる。

$$c = g_d \sqrt{mk} \quad (23)$$

Fig.15(b)に主系の周期ずれ η と平均応答 σ の関係を示す。提案 TMD を有する主系の平均応答は、 $\eta=1$ および $\eta=\eta_t$ において極小値をとり、その値は(6)式による σ_{opt} に概ね等しい。また、 g_{opt} の結果と g_d の結果を比較すると、 $\eta=1\sim\eta_t$ の範囲において両者はほぼ一致しており、やや η_t を超えた領域においてもそれらの乖離は小さいことから、上述の設計法の妥当性を確認することができる。

以上、提案 TMD の可変減衰要素の減衰係数 c の設計法は下記のようにまとめられる。

- ① (17)式より g_A, g_B を算定する。式中の h_{opt} は(5)式により求める。
- ② (21)式より無次元化減衰係数の上下限值 g_{max}, g_{min} を算定する。
- ③ (22)式を用いて、周期ずれ η に対する無次元化減衰係数の設計値 g_d を算定する。
- ④ (23)式を用いて、有次元の減衰係数 c に換算する。

4.3 可変減衰要素のストロークおよび荷重に関する検討

ランダム振動論に基づいて、可変減衰要素（可変ダンパ）の応答ストロークおよび負担荷重に関する検討を行う。Fig.16(a)に $\mu=2\%$ 、 $\eta_t=2$ の条件における、提案 TMD の各部位の平均応答ストローク σ_δ を示す。 $\sigma_{\delta_1}\sim\sigma_{\delta_3}$ に対応する部位は Fig.11 に示した通りであり、(3)式の $H_{X_0}(ip)$ を節点間の相対変位の伝達関数 $H_{\delta_i}(ip)$ に置き換えて算定した。同図の g_{opt} の結果をみると、 $\eta=1$ においては $\sigma_{\delta_1} + \sigma_{\delta_2} > \sigma_{\delta_3}$ の関係がみられることから、各ばね要素は位相差を有する挙動を示すことが分かる。一方、 $\eta=\eta_t$ においては $\sigma_{\delta_1} + \sigma_{\delta_2} \approx \sigma_{\delta_3}$ の関係がみられることから、各ばね要素の位相は揃っている。図中には、理想的な剛性・減衰可変 TMD のストローク $\sigma_{\delta_{opt}}$ を併記しているが、 $\eta=1$ および $\eta=\eta_t$ において、提案 TMD の総ストローク σ_{δ_3} は $\sigma_{\delta_{opt}}$ と概ね等しい。したがって、可変減衰要素の平均ストローク σ_{δ_2} の範囲は概ね次式によって見積もることができる。

$$\sigma_{\delta_2} < \frac{1}{1+\lambda} \sigma_{\delta_{opt}} (\eta=\eta_t) \quad (24)$$

Fig.15 Comparison between g_{opt} and g_d ($\mu=2\%$)

Fig.16 Average response of Proposed TMD ($\mu=2\%$, $\eta_t=2$)

Fig.16(b)に $\mu=2\%$ 、 $\eta_t=2$ の条件における、次式で評価された可変減衰要素の荷重を示す。

$$\bar{F} = \frac{c \cdot \sigma_{\delta_2}}{k \cdot \sigma_{\delta_1}(\eta=1)} \quad (25)$$

$\bar{F}$ は、直列に接続されるばね (k) の $\eta=1$ における荷重で無次元化された、可変減衰要素の荷重である。式中の σ_{δ_2} は δ_2 部の平均応答速度を示し、(3)式の $H_{X_0}(ip)$ を節点間の相対速度の伝達関数 $H_{\delta_2}(ip)$ に置き換えて算定した。同図によると、可変減衰要素の荷重は $\eta=1$ の時に最も大きくなり、その値は直列に接続されるばねの荷重と概ね等しい。図には、(25)式の σ_{δ_2} を $\sigma_{\delta_{opt}}$ に置き換えて評価した、理想的な剛性・減衰可変 TMD のダンパ荷重 $\bar{F}_{opt}$ を記載しているが、これと比較すると、提案 TMD の減衰要素の荷重は大きいことが分かる。

なお、Fig.16(a),(b)には、(22)式による設計値 g_d を用いた場合の結果も併記している。平均応答ストローク、可変減衰要素の荷重ともに、 $\eta=1\sim\eta_t$ の範囲においては g_d を用いた場合も g_{opt} の場合と同様の性状を示すことが分かる。

4.4 段階切替式とする場合の設計法

ここまで、可変減衰要素の減衰係数は連続的に変えられるものを想定してきたが、実際の適用を考えると数段階の切り替えで対応できれば、可変ダンパの機構合理化の面で有利である。本研究では前者を連続可変式、後者を段階切替式と称する。本節では段階切替式において各段の減衰係数をどのように設定すればよいか、また連続可変式と比較してどの程度制震効果が低下するのかを検討する。

Fig.17(a),(b)に可変減衰要素の減衰係数を g_{opt} の 1/4 倍～4 倍に変化させたときの主系の平均応答 σ を示す。 g_{opt} をある係数で除した場合と、同じ係数を乗じた場合の σ は一致する（付録 1）参照。この特性に着目すると、制震効果の低下をできるだけ抑制しながら(21)式に示した範囲 $g_{min} \sim g_{max}$ を分割し、例えば g_1 と g_2 の二段切替 ($g_1 > g_2$) で対応しようとする場合、次式を立式することができる。

Fig.17 Change of σ due to damping coefficient ($\mu=2\%$, $\eta_t=2$)

Fig.18 Characteristics of switch type Proposed TMD ($\mu=2\%$, $\eta_t=2$)

$$\frac{g_{max}}{g_1} = \frac{g_1}{g_s} = \frac{g_s}{g_2} = \frac{g_2}{g_{min}} \quad (26)$$

式中の g_s は 1 段目と 2 段目の減衰係数の切替点に対応するパラメータである。(26)式から g_s を消去すると次式が得られる。

$$g_1 = g_{max}^{3/4} \cdot g_{min}^{1/4}, \quad g_2 = g_{max}^{1/4} \cdot g_{min}^{3/4} \quad (27)$$

これを一般化して N 段切り替えにすると、N 段中の i 段目の無次元化減衰係数 g_i は次式で表される。

$$g_i = g_{max}^{\left(1 - \frac{2i-1}{2N}\right)} \cdot g_{min}^{\left(\frac{2i-1}{2N}\right)} \quad (28)$$

一方、(26)式の g_s に対応する周期 η_s は g_s を(22)式の g_d と等値することで得ることができ、 $\eta_s = \eta_t^{1/2}$ である。同様に一般化すると、N 段中の i 段目と (i+1) 段目を切り替える周期 η_i は、次式で表される。

$$\eta_i = \eta_t^{i/N} \quad (29)$$

上記の手法によって算定した、二段切替および三段切替の減衰係数と主系の平均応答を Fig.18 に示す。二段～三段程度の段階切替式でも連続可変式と遜色のない制震効果を得られることが分かる。

4.5 提案 TMD と多重 TMD の制震効果の比較

提案 TMD を設置した場合の主系の平均応答を、同等の対応周期範囲、総質量比を持つように設定された多重 TMD と比較する。想定する周期ずれの最大値は $\eta_t=1.5$ および $\eta_t=2$ の 2 ケースとし、質量比に関しては $\mu=2\%, 5\%, 10\%$ の 3 ケースを検討する。

本節の検討では、提案 TMD の可変減衰要素は連続可変式とする。二重 TMD および四重 TMD は、最も短周期側の錘を $\eta=1$ に、最も長周期側の錘を $\eta=\eta_t$ に同調させるように、2 章と同様の方法で設定した。二重 TMD および四重 TMD の減衰定数に関しては、Fig.6(b)や Fig.9(b)と同様のパラメータスタディを行い、 $\eta=1 \sim \eta_t$ における主系の平均応答を概ね平均化できる値として、Table 1 に示すように h_{opt} の倍数で設定した。

Fig.19 に $\mu=2\%$ の、Fig.20 に $\mu=5\%$ の場合の主系の平均応答の比較を示す。ターゲットとする周期範囲 ($\eta=1 \sim \eta_t$) においては、提案 TMD を設置した主系の平均応答は、多重 TMD の場合よりも抑制されていることが分かる。また、同調周期 ($\eta=1, \eta_t$) における平均応答をみると、提案 TMD は σ_{opt} と同等であるのに対し、多重 TMD ではそれよりも大きくなっている。Fig.21 に次式によって算定した主系の平均応答の平均値 σ_{Ave} を示す。

$$\sigma_{Ave} = \frac{1}{\eta_t - 1} \int_1^{\eta_t} \sigma d\eta \quad (30)$$

同図より、質量比が小さいほど提案 TMD と多重 TMD の平均応答の差が大きくなることが分かる。したがって、提案 TMD は比較的小さい質量比で大きな周期ずれに対応する場合に特に有効なシステムであることが分かる。

Fig.22 に二重 TMD および四重 TMD の平均応答ストロークを示す。実線は各 TMD におけるそれぞれの錘のストロークを示し、破線は理想的な剛性・減衰可変 TMD のストローク $\sigma_{\delta_{opt}}$ である。多重 TMD においては、特に長周期側に同調させた錘のストロークが大きくなり、今回の設定においては四重 TMD のストロークの最大値は二重

TMD よりも大きくなる。Fig.23 に提案 TMD の平均応答ストロークを多重 TMD と比較した結果を示す。提案 TMD の結果は、可変減衰要素のストロークに対応する σ_{δ_2} と、全体ストロークに対応する σ_{δ_3} を記載した。多重 TMD の結果は、各錘のストロークの最大包絡値を記載した。ターゲットとする周期範囲における、提案 TMD の可変減衰要素のストローク σ_{δ_2} は多重 TMD のストロークを下回っていることが分かる。したがって制震効果だけではなく、装置製作や施工上の課題となることが多い、ダンパストロークの低減という面でも提案 TMD は有効であることが確認された。また、全体ストローク σ_{δ_3} に関しても、四重 TMD よりも小さく抑えられており、TMD 設置スペースの確保という面でも有利である。

以上の検討から、提案 TMD は同調周期 ($\eta=1, \eta_t$) において、理想的な剛性・減衰可変 TMD と同等の制震効果を発揮しながら、それ以外の周期においても、制震効果と応答ストロークの両面で、同じ質量比の多重 TMD 以上の性能を有する優れたシステムであることが確認された。

Table 1 damping factor of Dual / Quad TMD

case	$\mu = 2\%$	$\mu = 5\%$	$\mu = 10\%$
$\eta_t = 1.5$	$2h_{opt}$	h_{opt}	h_{opt}
$\eta_t = 2.0$	$4h_{opt}$	$2h_{opt}$	h_{opt}

Fig.19 Comparison of σ - η relationship of each TMD ($\mu=2\%$)

Fig.20 Comparison of σ - η relationship of each TMD ($\mu=5\%$)

Fig.21 Average σ in target range of η

Fig.22 Average stroke of multiple TMD ($\mu=2\%$, $\eta_1=2$)

Fig.23 Comparison of Average stroke of each TMD ($\eta_1=2$)

Fig.24 Description of evaluation process

5. 提案 TMD の過渡応答における制震効果

前章まではランダム振動論に基づく定常解によって制震効果の評価を行ったため、主系の周期変動直後の過渡的な応答に対して提案 TMD が有効に機能するかについては明らかになっていない。また、提案 TMD においては、主系の振動周期のオンライン同定とそれに基づいた可変減衰要素の操作が必要であるため、ある程度の制御遅れ（主系の固有周期が変化した後、対応した減衰係数に切り替えるまでの時間）は避けられない。

本震によって周期が伸長した後の余震に対応する場合や、経年による緩やかな周期変化に対応する場合は、十分な制御時間の猶予があるため、制御遅れの影響は問題とはならないと考えられる。一方、大地震の最中に伸びていく固有周期に追従しようとする場合は、制御遅れが制震効果に及ぼす影響は無視できない。

本章では、まず時刻歴応答解析を用いたモンテカルロ法によって、主系の周期変動直後の過渡的な振動状態における提案 TMD の制震効果を把握する。更に、制御遅れが制震効果に与える影響を把握し、提案 TMD の制御システムに求められる性能を検討する。

5.1 検討手法

Fig.11 に示した力学モデルの主系の剛性を、時刻歴応答解析中に任意に切り替えるものとして検討を行う。提案 TMD は前章で示した設計法に基づいて各パラメータを設定するものとし、質量比 μ は 2%, 5%, 10% の 3 ケースを設定する。また、想定する周期ずれの最大値 η_1 は、1.5 および 2 の 2 ケースを設定する。主系の初期固有周期 T_0 は 1 秒とし、切り替えられる主系の固有周期 T に対して 3% の内部粘性減衰を与える。

地動加速度は 0~50 (Hz) の周波数帯域におけるパワースペクトル密度 1 のホワイトノイズとする。時間刻みは 0.01 秒、継続時間は 81.92 秒とした。これを合計 1000 波作成し、それらに対する主系の応答のアンサンブル平均によって TMD の制震効果を評価する。

Fig.24(a), (b)に周期変動直後の制震効果の評価法の概念図を示す。主系の初期の固有周期 T_0 を時刻歴応答解析の途中で $\eta_1 T_0$ に伸長させ、その直後の応答によって TMD の制震効果を評価する。本検討では、静止状態からの過渡応答の影響を避けるため、ほぼ定常とみなせる加振開始後 60 秒以降に主系の剛性を切り替えて周期伸長を行った。また履歴減衰の影響を避けるため、周期伸長は主系の変位が 0 となったタイミングで行った。これに対し、周期変動直後の評価時間 T_E における平均応答 σ 、および最大応答 R_{max} を次式によって算定する。

$$\sigma = \frac{1}{J} \sum_{j=1}^J \sqrt{\frac{1}{T_E} \int_{t_0}^{t_0+T_E} X_0(t)^2 dt} \quad (31)$$

$$R_{max} = \frac{1}{J} \sum_{j=1}^J \left(\max_{t_0 \leq t \leq t_0+T_E} |X_0(t)| \right) \quad (32)$$

式中の J は試行する入力波数 (=1000) を示す。評価時間 T_E は周期変動後の主系周期 ($\eta_1 T_0$) の倍数とし、固有周期変動直後を重視した $T_E = 4\eta_1 T_0$ と、その 2 倍の $T_E = 8\eta_1 T_0$ の 2 ケースを設定した。

提案 TMD の可変減衰要素の減衰係数は(22)式によるものとし、その制御の方法によって、①制御無し、②制御（制御遅れ無し）、③制御（制御遅れ有り）の 3 つのケースを設定する。「①制御無し」では、減衰係数を初期値 (g_{max}) のまま変化させない。「②制御（制御遅れ無し）」では、主系の周期伸長と同時に減衰係数を変化させる。「③制御（制御遅れ有り）」では、主系の周期伸長から制御遅れ時間 T_L 後に減衰係数を変化させる。

Fig.24(c)に $\mu=5\%$, $\eta_1=2$ とした場合の主系の変位時刻歴の一例を示す。ここでは、 T_L は変動後の固有周期 2 秒に対して 2 周期遅れの 4 秒とした。同図より、「③制御（制御遅れ有り）」の場合は主系が長周期化したのちに、「②制御（制御遅れ無し）」の場合よりも変位応答が一時的に増大するが、制御開始後 3 周期程度で制御遅れ無しの場合と同等の応答に回復することが分かる。

5.2 制御遅れがない場合の制震効果

本節では、主系の周期伸長直後の過渡的な振動状態において、提案 TMD が制震効果を発揮することができるのか、「①制御無し」と「②制御（制御遅れ無し）」を比較することによって検討する。

Fig.25(a),(b)に(31)式によって求めた平均応答の比較を示す。全てのケースにおいて、「②制御（制御遅れ無し）」の応答は「①制御無し」より小さくなっており、評価時間が比較的短い $T_E=4\eta_i T_0$ でも明確な差が表れている。Fig.26(a),(b)に(32)式によって求めた最大応答の比較を示す。平均応答と比較すると差はやや小さくなる傾向にあるが、提案 TMD は最大応答の低減に関しても有効であることが分かる。

以上の検討より、提案 TMD は主系の周期変動直後の過渡的な振動状態においても、制震効果を発揮できることが確認された。また平均応答のみならず、建物の構造安全性に直結する最大応答も抑制することが可能であり、大地震対応 TMD として有効であることを確認することができた。

5.3 制御遅れがある場合の制震効果

本節では、提案 TMD が二重 TMD や四重 TMD の制震効果を上回るために、どの程度の制御時間で可変減衰要素を制御する必要があるのか、制御遅れと平均応答の関係に着目して検討する。提案 TMD における制御遅れの影響は次式に示す応答比 γ によって評価する。

$$\gamma = \frac{\sigma_L}{\sigma_0} \quad (33)$$

σ_0 は提案 TMD における「②制御（制御遅れ無し）」の平均応答を示し、 σ_L は「③制御（制御遅れ有り）」の平均応答を示す。 σ_0 と σ_L はいずれも(31)式で算定し、本検討では評価時間 T_E は $8\eta_i T_0$ とした。

Fig.27～Fig.29 に制御遅れと応答比 γ の関係を示す。これらの図の横軸 L は、変更後の固有周期で基準化した制御遅れサイクル数であり、次式で表される。

$$L = \frac{T_L}{\eta_i T_0} \quad (34)$$

提案 TMD に制御遅れを与えた場合、制御遅れとともに応答比 γ は増加する。質量比 μ が大きくなるほど、また周期変動 η_i が大きくなるほど制御遅れの影響は大きくなるが、最も影響の大きい $\mu=10\%$ 、 $\eta_i=2$ の場合においても、2 周期遅れ程度で制御できれば応答比 γ は 1.1 程度に収まることが分かる。同図には、同様に σ_0 で基準化した二重 TMD および四重 TMD の平均応答を破線で示している。これら多重 TMD の設定は 4.5 節で用いたモデルと同じである。二重 TMD と四重 TMD を比較すると、二重 TMD の平均応答が小さくなっているが、これは本検討で周期変動幅を η_i としており、四重 TMD が $\eta_i=1 \sim \eta_i$ の応答を平均的に低減するのに対し、二重 TMD は $\eta_i=1$ と η_i の応答を重点的に低減するためである。

これら多重 TMD の応答比を提案 TMD の応答比と比較すると、提案 TMD の制震性能が多重 TMD を上回るために必要な制御時間の目安を得ることができる。それぞれの交点位置を読み取ると $\mu=2\%$ の場合は 4 周期程度、 $\mu=5\%$ および $\mu=10\%$ の場合は 3 周期程度となっている。したがって、主系の周期変動直後の過渡応答における制震効果を重視して、提案 TMD を用いる場合には、これらの数値を目標として制御システムを構築すればよい。

Fig.25 Average response in evaluation interval

Fig.26 Maximum response in evaluation interval

Fig.27 Influence of control time lag ($\mu=2\%$)

Fig.28 Influence of control time lag ($\mu=5\%$)

Fig.29 Influence of control time lag ($\mu=10\%$)

6. まとめ

構造物の周期変動に適応可能なセミアクティブ TMD の機構および設計法を提案するとともに、その制震効果に関する考察を行った。以下に概要をまとめる。

- 1) 既往の周期変動対応技術である、多重 TMD における周期ずれと制震効果の関係を、ランダム振動論に基づく定常解によって検討した。多重 TMD とすることで、同じ質量比の単一 TMD よりも周期ずれに対するロバスト性を向上させることが可能である。ただし、同調周期の離れた多重 TMD では、全ての質量を建物周期に同調させることはできないため、同調周期における制震効果は同じ質量比の単一 TMD に劣る。
- 2) 主系の周期変動に適応可能なセミアクティブ TMD の機構を提案し、複素剛性の観点からその周期調整の原理を示した。提案した TMD は、可変減衰要素が周期調整と減衰付与の二役を担うため、一切の剛性機構の操作無しに広い範囲の周期変動に適応可能な、合理的かつ汎用的なシステムである。
- 3) 提案 TMD の各パラメータを設計する手法を示し、その手法に基づいて設計した提案 TMD の制震効果を多重 TMD と比較した。提案 TMD は、全ての質量を建物周期に同調させることが可能なため、多重 TMD と比較して制震効率に優れることをランダム振動論に基づく定常解によって確認した。
- 4) 周期変動直後の過渡応答における提案 TMD の制震効果を、時刻歴応答解析結果を統計的に処理することによって評価し、制御の遅れと制震効果の関係を明らかにした。また、多重 TMD と比較することによって、提案 TMD において目標とすべき制御遅れの目安を把握した。

TMD を有する主系の振動周期のオンライン同定に関しては、短時間フーリエ変換による手法⁹⁾や、ARX モデルを用いた逐次最小二乗法¹³⁾などが提案されており、可変 TMD の制御における可能性が示されている。本報では提案 TMD の構成の提案および基本的な制震効果の把握に焦点を絞ったが、次稿ではオンライン同定の手法など、提案 TMD の制御方法に焦点を当てた検討を報告する予定である。

参考文献

- 1) Den Hartog, J.P.: Mechanical Vibrations (4th edition), McGraw-Hill, 1956
- 2) Kurino, H., et al.: Development of Large Tuned Mass Damper with Stroke Control System for Seismic Upgrading of High-rise Building (Part.1 - Part.3), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure II, pp.749-754, 2014.9 (in Japanese)
栗野治彦, ほか 8 名: ストローク制御機能を有する超高層ビル用大地震対応 TMD の開発 (その 1 ~ その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.749-754, 2014.9
- 3) Nakayama, H., et al.: Long-Period Ground Motion Measure by Large Mass Damper Installed in the Interior of an Existing Super High-rise Building (Part.1 - Part.2), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure II, pp.699-702, 2015.9 (in Japanese)
中山裕貴, ほか 4 名: 既存超高層建物の屋内に設置する大型マスダンパーによる長周期地震動対策 (その 1 ~ その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.699-702, 2015.9
- 4) Obayashi Corp.: Large Size TMD is setting to “Shin Nankai Kaikan Building (Tentative)” as a Measure against Large Earthquake Motion, Press Release 2015.9.4 (in Japanese) (online), available from https://www.obayashi.co.jp/press/news20150904_1 (accessed 2017.6.1)
(株)大林組: 大地震に備え「(仮称)新南海会館ビル」に大型の TMD 制振装置を設置, プレスリリース 2015.9.4 (オンライン), 入手先 https://www.obayashi.co.jp/press/news20150904_1 (参照 2017.6.1)

- 5) Makino, A., et al.: Seismic Vibration Control of a High-rise R.C. Building by a Large Tuned Mass Damper Utilizing Whole Weight of The Top Floor, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, 2008.10. (online), available from http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/14_S05-02-003.pdf (accessed 2017.6.1)
- 6) Nakamura, M., Katsumata, H., Fukuyama, H.: Amplitude Dependence Evaluation of Modal Parameters through Earthquake Observation on a SRC High-rise Building, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure II, pp.591-592, 2013.8 (in Japanese)
中村充, 勝俣英雄, 福山洋: 超高層 SRC 建物の地震観測結果に見られる動特性の振幅依存性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.591-592, 2013.8
- 7) Iwanami, K., Seto, K.: The Optimum Design Method for Dual Dynamic Dampers and Its Effectiveness, Transactions of the Japan Society of Mechanical Engineers, Series C, Vol.50, No.449, pp.44-52, 1984.1 (in Japanese)
岩浪孝一, 背戸一登: 2 個の複合動的吸振器の最適設計法とその効果, 日本機械学会論文集 (C 編), 50 巻 449 号, pp.44-52, 1984.1
- 8) Seto, K.: Doukushinki-to-Sono-Ouyou (Dynamic Vibration Absorber and its Applications), Corona Publishing, 2010 (in Japanese)
背戸一登: 動吸振器とその応用, コロナ社, 2010
- 9) Nagarajaiah, S., Adaptive Stiffness Systems: Recent Developments in Structural Control Using Semiactive / Smart Variable Stiffness and Adaptive Passive Stiffness, 5th World Conference on Structural Control and Monitoring, Tokyo, 2010.7. (online), available from <http://www.bridge.t.u-tokyo.ac.jp/WCSCM5/> (accessed 2017.6.1)
- 10) Warburton, G.B.: Optimum Absorber Parameters for Various Combinations of Response and Excitation Parameters, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.10, pp.381-401, 1982
- 11) Yaguchi, T., Kurino, H.: Study on Control Strategy of Seismic Control Structure Utilizing Large-weight Sub-system as Dynamic Mass Damper, Journal of Structural and Construction Engineering (Transaction of AIJ), Vol.82, No.738, pp.1201-1210, 2017.8
矢口友貴, 栗野治彦: 動吸振器効果を狙った大重量副振動系を有する制震架構におけるストローク制御法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 82 巻 738 号, pp.1201-1210, 2017.8
- 12) Crandall, S.H. and Mark, W.D.: Random Vibration in Mechanical Systems, Academic Press, 1963
- 13) Hori, Y., et al.: Analytical Study on Tuned Mass Dampers for RC High-rise Building Considering Structural Period Fluctuation (Part.2) Study on Control Effect of TMD with Valuable Stiffness and Damping, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure II, pp.697-698, 2015.9 (in Japanese)
堀裕輔, ほか 2 名: 周期変動の大きな RC 造高層建物用大地震対応 TMD に関する解析的検討 (その 2) 可変 TMD の制御手法と効果に関する基礎的検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.697-698, 2015.9
- 14) James, H.M., et al.: Theory of Servomechanisms, McGraw-Hill, 1947

付録 1 提案 TMD の g_{opt} に係数を乗じた場合と、同じ係数で除した場合の主系の平均応答が一致する理由 (Fig.17)

Fig.11 の主系の平均応答は、留数積分¹⁴⁾を用いることにより、減衰係数 c の関数として (A1) 式のように表すことができる。ここで、 A および B は詳細な記述は割愛するが、 m, k, k', M, K で表される正の定数である。

$$\sigma(c) = \sqrt{\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} |H_{X_0}(ip)|^2 dp} = \sqrt{\frac{A}{c} + Bc} \quad (A1)$$

$\sigma(c)$ は $c_{opt} = \sqrt{A/B}$ において極小値 $\sigma(c_{opt}) = \sqrt{2\sqrt{AB}}$ をとる関数であり、任意の係数 R に対して $\sigma(c_{opt} \times R) = \sigma(c_{opt}/R)$ が成立することは容易に確認できる。(14) 式の関係より $c_{opt} = g_{opt} \sqrt{mk}$ であるので、提案 TMD の g_{opt} にある係数を乗じた場合と、同じ係数で除した場合の主系の平均応答は完全に一致する。なお、Fig.1 に示す単一 TMD の場合も同様に (A1) 式の形で表すことができ、任意の周期ずれ η において主系の平均応答を最小化する減衰係数を見つければ、それにある係数を乗じた場合と、同じ係数で除した場合の主系の平均応答は一致する。

PROPOSITION OF SEMI-ACTIVE CONTROLLED TUNED MASS DAMPER ADAPTABLE TO A STRUCTURE'S PERIOD FLUCTUATION

Takeshi NAKAI^{*1} and Haruhiko KURINO^{*2}

^{*1} Chief Engineer, Architectural Design Division, Kajima Corp., M.Eng.

^{*2} Senior Group Leader, Architectural Design Division, Kajima Corp., Dr.Eng.

Recently, there have been increasing applications of tuned mass dampers (TMD) to existing high-rise buildings for seismic upgrading against large earthquakes. These devices have the advantages of requiring few construction points, and their influence on users and damage to a building's appearance are minimized. However, most have been applied to steel structures, because RC and SRC structures have the characteristics that cracks are generated under large earthquake loads, which extends their natural periods. Once the natural period is extended, it does not return to its original period, so a TMD with tuning deviation cannot achieve the required damping performance.

To use TMDs for structures with period fluctuation, the following two methods have been mainly studied. The first is to install multiple TMDs. This method has the advantage that we can design them as a passive system. However, since all weights are not synchronized to the natural period of the main structure, the damping efficiency is lower than that of a perfectly tuned single TMD. The second method is to configure the TMD with a variable spring and a variable damper, and adapting them to a fluctuating vibration period. In this case, all weight is synchronized to the fluctuating natural period, and the damping efficiency is better than that of multiple TMDs. However, for high-rise buildings, the required weight becomes several thousand tons, and it is too difficult to realize a mechanism that can support the weight stably and change stiffness arbitrarily.

This paper proposes a semi-actively controlled TMD that is adaptable to the period fluctuation of the target structure. This TMD consists of two linear springs in series and a semi-active variable damper, and the resonance frequency of the system can be controlled by changing the damping coefficient of the variable damper. After describing the principle of the tuning mechanism using a complex stiffness model, a simple method for determining the system parameters is proposed. The control performance of the proposed TMD is compared with those of conventional systems including multiple TMDs by employing random vibration theory, and its feasibility and potential capability is confirmed. Additionally, to comprehend an acceptable control time lag for transient vibration, a number of time domain analyses for white-noise disturbances are conducted, and the results are summarized statistically.

(2017 年 7 月 6 日原稿受理, 2017 年 11 月 10 日採用決定)