

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	履歴型同調質量ダンパーを用いた超高層建物の最適地震応答制御
Title(English)	Passive Control of Super High-Rise Buildings Using Hysteric Tuned Mass Damper
著者(和文)	金子健作
Authors(English)	Kensaku Kaneko
出典(和文)	日本建築学会構造系論文集, Vol. 81, No. 721, pp. 459-469
Citation(English)	Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 81, No. 721, pp. 459-469
発行日 / Pub. date	2016, 3
Rights	日本建築学会
Relation	is version of: https://www.jstage.jst.go.jp/article/aijs/81/721/81_459/_article/-char/ja/
Note	本文データは学協会の許諾に基づきJ-STAGEから複製したものである

履歴型同調質量ダンパーを用いた超高層建物の最適地震応答制御

PASSIVE CONTROL OF SUPER HIGH-RISE BUILDINGS
USING HYSTERIC TUNED MASS DAMPER

金子 健作*

Kensaku KANEKO

This paper proposes design method for a hysteric dynamic absorber to reduce seismic response in super high-rise buildings. Friction, rigid-plastic and bi-linear hysteresis type are employed for the absorber. Optimal conditions for the initial stiffness, the post-yielding stiffness and the yielding strength of the damper are estimated by numerous time history analyses using an equivalent two degree of freedom systems. Finally, effectiveness of seismic mitigation for super high-rise buildings having wide variety of natural periods is confirmed through a comparison of a conventional linear viscous absorber.

Keywords : Super high rise building, Long-period ground motion, Tuned mass damper, Vibration control, Seismic retrofit, Tuning condition

超高層建物, 長周期地震動, TMD, 制振, 耐震改修, 最適同調条件

1. はじめに

近年の長周期地震動に対する調査や研究の成熟を受けて、国土交通省は、2010年に「超高層建築物等における長周期地震動への対策試案について」を公表した。このような中で、超高層建物に対する長周期地震動対策として、大質量の同調質量ダンパー（以下、TMDと称す）を用いた制振改修構法が実用化されている^{1), 2)}。鉛直方向に渡り多数の制振部材を追設する方法に比べて、TMDによる改修は、建物屋上の工事が主体となるため、空間的余裕があれば、建物所有者や居住者にとって有益な構法である。力学的な観点から言えば、建物の2点間を接続する制振部材と異なり、TMDでは只1点とを接続すれば良いため、TMDによる制振の実用上の応用性は高い。例えば、層間変位追従型の制振部材の性能が低下しやすい超高層建物で、TMDの付加減衰により制振性能を補うなどの利用もできる³⁾。

制振対象（以下、主系と称す）とTMDを同調させるために、TMDには固有振動数や減衰定数の明確な線形系が用いられることが多い。特に地震応答に対する制振に限定すれば、TMDには大きな質量や減衰が必要とされるため、減衰機構にはオイルダンパーなどが用いられる。しかしながら、TMDの最大変形量は、主系の最大変位に比例するため、超高層建物ではTMDに数メートルにも達する過大な変位が生じる。これを解決するため、大ストロークに対応する特別なデバイスの開発が行われている¹⁾。TMDの変位追従性能の課題に対する別の解決法として、摩擦系ダンパーやすべり支承の採用が考えられる。これは、オイルダンパーに比べて、変位追従性能の確保が容易であると考えられ、解析的・実験的研究により、TMDの制振性能が確認されている⁴⁾⁻⁸⁾。しかしながら、履歴型振動子の固有周期や減衰定数には振幅依存性があるため、最適同調条件が入力加速度

のレベルに依存する困難さがある。Abe⁹⁾は、降伏を許容した主系に履歴型TMDを用い、主系とTMDが同時に降伏し、かつ2次剛性を同一とするような条件では、地動入力レベルに関わらずに同調効果が得られることを、定常理論に基づいて考察している。TMDの最適同調条件を見出す代表的な方法として、TMDの設計パラメータ空間で時刻歴地震応答解析による最大応答をみる素朴なパラメトリックスタディの他に、伝達関数の極大値を最小化するものや^{4), 5), 6), 7)}、確率的非定常外乱に対して統計的等価線形化手法を用い、最適化計算アルゴリズムを援用して、2乗平均応答を最小化するTMDの最適パラメータを推定するもの⁸⁾などが挙げられる。しかしながら、得られる結論は、固有の建物に対する特解であり、速度依存型TMD（線形剛性のVoigtモデル）（以下、速度型TMDと称す）のような包括的な最適同調条件が見出されているとは言い難い。

以上より、本論文では、弾性のせん断型質点系の主系に限定して、履歴型復元力を有するTMDの最適同調条件を数値的に推定し、TMDの設計手順を示すことを目的とする。まず、主系とTMDから成る2質点系を対象として、単純なスペクトル特性の模擬地震動に対して時刻歴地震応答解析をおこない、主系の最大変位応答を最小化する最適同調条件を数値的に推定する。さらに、主系の高次モードの影響を考慮した等価縮約方法に基づき、各次モードの応答変化率を考察する。最後に、長周期地震動を受ける耐震構造型の超高層建物を例題として、履歴型TMDを用いても速度型TMDと同等の応答低減効果が得られることを示す。なお、本論文では、具体的なデバイスは示さず、かつ、容易に作製可能なTMDの復元力特性の範囲に留まらずに、種々のTMDの復元力に対しての最適設計を示すことにより、新たなTMD装置の開発の足がかりとするものである。

* 東京工業大学大学院総合理工学研究科人間環境システム専攻
助教・博士(工学)

Assist. Prof., Dept. of Built Environment, Interdisciplinary Graduate School of
Science and Technology, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

2. 主系の1次モードが卓越する場合の最適同調条件の推定方法

はじめに、主系の1次モードが卓越する場合を対象として、図1(a)に示す基礎固定の質点数 N のせん断型多質点系で表される主系を等価1質点系に縮約する。ただし、これらの制約は、以降に示す定式化の表記を簡潔にするためだけのものであり、結局は、最適同調条件には、主系の固有周期と頂部の刺激関数の情報のみが有意となる¹⁰⁾。この縮約された主系とTMDから成る等価2質点系に対して、主系の最大変位を最小化する最適同調条件を検討する。主系頂部(建物の屋上)に設置されるTMDの復元力特性は、図2に示すような、完全剛塑性型(摩擦型)、そして、剛塑性型および弾塑性型の3種類である。

2.1 等価2質点系の振動方程式

主系は、1次モードの有効質量 M_f^{eff} 、固有円振動数 ω_f および減衰定数 h_f の弾性系であるとし、その基礎部に地動加速度 $\ddot{u}_g$ を受けるものとする。主系頂部の水平変位を u_f とすると、主系に対する振動方程式は、以下のように表される¹⁰⁾。

$$M_f^{\text{eff}} \ddot{u}_f + 2M_f^{\text{eff}} h_f \omega_f \dot{u}_f + M_f^{\text{eff}} \omega_f^2 u_f = -\psi M_f^{\text{eff}} \ddot{u}_g + \psi^2 f \quad (1)$$

ここに、 f は主系とTMDの慣性の相互作用力であり、 ψ は、TMDが無い場合の主系頂部の刺激関数の値である。例えば、逆三角形振動モードの場合に $\psi=1.5$ 、一様剛性のせん断梁では $\psi=4/\pi \approx 1.3$ 、一様剛性の曲げ梁(Euler梁)では $\psi=2(\pi-2)/(3\pi-8) \approx 1.6$ となる。

主系頂部とTMDの相対変位を d とすれば、質量 m_a を有するTMDに対する振動方程式は、以下のように表される。

$$m_a(\ddot{d} + \ddot{u}_f) + f = -m_a \ddot{u}_g, \quad f = Q_a(d) \quad (2a, b)$$

ここに、 Q_a はTMDの粘性減衰力 Q_a^D と復元力 Q_a^R の和である。式(1)と式(2a)を連立すれば、等価2質点系の振動方程式が得られる。

ここで、TMDの設計変数を定義するために、式(2b)のTMDの力を具体的に表す。まず、粘性減衰力 Q_a^D については、TMDの初期固有円振動数を ω_a および粘性減衰定数を h_a とすれば、

$$Q_a^D = 2m_a h_a \omega_a \dot{d} \quad (3)$$

と表される。一方、復元力 Q_a^R については、TMDの初期剛性 k_a および初期降伏耐力を Q_y として、Bouc-Wenモデル¹¹⁾を用いれば、以下のように表される。

$$Q_a^R = (pk_a)d + \{(1-p)Q_y\}Y \quad (4)$$

ここに、 Y は無次元の履歴変数である(付録1)。また、 p は2次剛性比であり、TMDの降伏後の接線剛性を k_a^p として、

$$p = k_a^p / k_a \quad (5)$$

で表される。式(4)において、 $p=0$ ならば、第1項は消失して完全弾塑性型となることから、第1項は背応力を表す。

2.2 履歴型TMDの設計変数

TMDの制振性能を包括的に説明する設計変数について述べる。

g を重力加速度として、次式で定義されるTMDの降伏せん断力係数 α_y および質量比 $\mu, \bar{\mu}$

$$\alpha_y = Q_y / (m_a g), \quad \mu = m_a / M_f^{\text{eff}}, \quad \bar{\mu} = \psi^2 \mu \quad (6a-c)$$

を導入する。このとき、TMDの降伏変位 d_y は、

$$d_y = Q_y / k_a = \alpha_y g / \omega_a^2 \quad (7)$$

となる。これらを式(4)に代入したものをいれれば、式(1)および式(2a)は、以下のように書き改められる。

$$\ddot{u}_f + 2h_f \omega_f \dot{u}_f + \omega_f^2 u_f = -\psi \ddot{u}_g + 2\bar{\mu} h_a \omega_a \dot{d} + p\bar{\mu} \omega_a^2 d + (1-p)\alpha_y g \bar{\mu} Y \quad (8a)$$

$$\bar{\mu}(\ddot{d} + \ddot{u}_f) + 2\bar{\mu} h_a \omega_a \dot{d} + p\bar{\mu} \omega_a^2 d + (1-p)\alpha_y g \bar{\mu} Y = -\ddot{u}_g \quad (8b)$$

最適同調条件を推定する際、地震動強さ(例えばPGV)の影響を排除するために、TMDの降伏せん断力係数 α_y をTMDがない場合の主系のベースシア係数で除した、以下の無次元数 η を導入する。

$$\eta = \frac{\alpha_y}{S_a/g} = \frac{\alpha_y g}{\omega_f S_v} \quad (9)$$

ここに、 S_a, S_v はそれぞれ加速度応答スペクトルおよび速度応答スペクトルである。混乱のない限り、 η もTMDの降伏せん断力係数と称し、以降は、 α_y の代わりに η を独立な設計変数の一つとする。

次に、主系の固有周期 T_f の影響を除去するために、TMD降伏後の2次剛性 k_a^p に対する同調比 γ^p を導入する。

$$\gamma^p = \omega_a^p / \omega_f, \quad \omega_a^p = \sqrt{k_a^p / m_a} \quad (10a, b)$$

この γ^p を瞬間同調比と呼ぶこととする。また、TMDの初期剛性 k_a に基づく同調比 $\gamma (= \omega_a / \omega_f)$ を初期同調比と呼ぶこととする。 γ^p と γ は、2次剛性比 p を介して、以下のように関係付けられる。

$$\gamma^p = \sqrt{p} \gamma \quad (11)$$

TMDの質量比 μ が既知であるとすれば、復元力特性を与えるパラメータ η, γ^p, γ の3種がTMDの独立な設計変数となる。

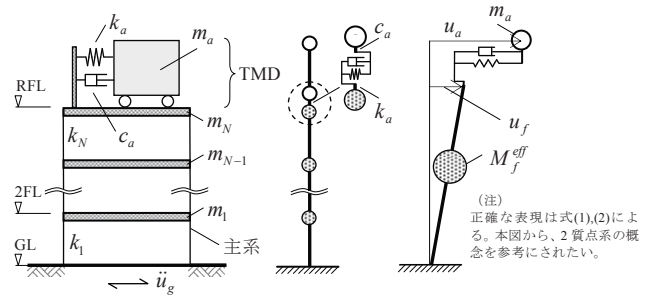


図1 主系の1次モードが卓越する場合の主系の縮約

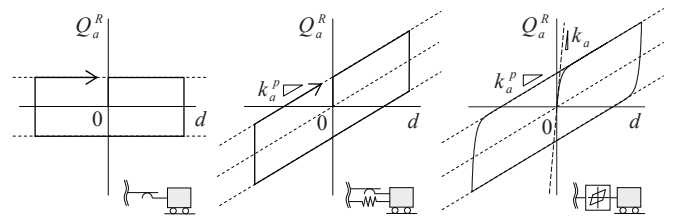


図2 履歴型TMDの復元力特性

表1 履歴型TMDのパラメータ

復元力特性の種類	質量比 μ	降伏せん断力係数 η	初期同調比 γ	瞬間同調比 γ^p	粘性減衰定数 h_a
摩擦型	0.03	0.05	∞ ^{*3}	0	0
剛塑性型	0.1	~ 1.0 ^{*1}	$2 \sim 10$ ^{*2}	$0.1 \sim 1.4$ ^{*2}	
弾塑性型		(0.05刻み)	(1刻み)	(0.05刻み)	

^{*1} $\{0.1 \times 5\}$ (2次設計時のベースシア係数) $\times 2$ (最適同調時のTMDの増幅率) から定めた。

^{*2} 計算される2次勾配比が $p > 0.5$ となる場合には、解析対象外とする。

^{*3} 実際の計算では、 $T_a = 0.02$ 秒(50Hz)として計算する。

2.3 等価2質点系の適用範囲

等価2質点系と元の多質点系の時刻歴地震応答解析結果を比較することにより、等価2質点系の妥当性を検証する。

検討用の地震波は、日本建築センターのBCJ-L2波とする。2章では、主系の高次モードの影響を除外するため、質点数(層数)を10とし、主系の固有周期を1秒とする。以降、等価2質点系で用いる ψ の値すべては、主系の振動モードを逆三角形であるとして1.5とする。解析パラメータは、表1のとおりである。式(8)を状態方程式の表現に変換して、Runge-Kutta法を積分スキームとした直接積分法により、時刻歴地震応答解析をおこなう。なお、摩擦型および剛塑性型では、履歴型復元力近似法により初期剛性を剛と見做せるだけ大きくして、便宜的に剛塑性型の滑り状態と固着状態を判別する。減衰は、主系の1次と2次の固有振動数に対して0.02の減衰定数を設定したRayleigh減衰とする。

TMDの制振性能の尺度には、主系の最大変位応答の低減率 R_d ;

$$R_d = \frac{(\text{TMDありの主系の最大変位})}{(\text{TMDなしの主系の最大変位})} \quad (12)$$

を用いる。また、設計条件の一つとなる、TMDの最大変形 d をTMDなしの主系頂部の最大変位で基準化した値 $\bar{d}$ を次式で定義する。

$$\bar{d} = \frac{\max|d|}{\psi S_d(\omega_f, h_f)} \quad (13)$$

ここに、 S_d は変位応答スペクトルである。

解析結果を図3に結果を示す。 $\bar{d}$ が1付近ではTMDの最大変位の誤差が大きく、この状態はTMDの耐力あるいは剛性が過度に小さい場合である。これは、速度型TMDでは最大変位の誤差が微小である事実¹⁰⁾と対比すれば、次のように説明される。円振動数 ω の調和外力に対する履歴型TMDの Q_a^R の定常応答は、 t を時刻として、

$$Q_a^R = Q_y \frac{4}{\pi} \sum_{j=1,3,5,\dots} \frac{\sin j\omega t}{j} \quad (14)$$

として表され¹²⁾、基本円振動数 ω の奇数倍音の高調波成分が含まれている。TMDの応答の高調波成分が主系の高次モード応答を励起するが、等価2質点系ではこれを考慮していないためである。これを具体的に示すために、Caughey減衰¹³⁾により、主系の2次以上のモード減衰定数を臨界減衰以上に高めた場合の結果を同図の下段に示してある。この場合には、 $\bar{d}$ が1となる付近においても、TMDの最大変形は概ね一致している。

いずれにせよ、非同調時のTMDの最大変形に着目しなければ、式(8)の振動方程式で十分であることから、最適同調条件を推定する際には、数値演算量の観点から、等価2質点系を用いることとする。

3. 履歴型TMDの1次モード応答に対する制振性能と最適同調条件

弾塑性問題においては、等価2質点系が誘導されても、弾性問題のように最適同調条件を理論的に求めるのは困難である。そのため、本論文では、長周期領域の疑似速度応答スペクトルが一定となる理想的な模擬地震動に対して、最適同調条件を数値的に推定する。

3.1 検討用の入力地震動

告示1461号で規定される解放工学的基盤面のスペクトルに告示の簡略法により評価した地盤増幅率 G_s (第二種地盤)を乗じて地表面の目標スペクトルとする。以降、これに適合する模擬地震動を告示波と称す。継続時間は120秒とし、位相角を一様乱数、振幅包絡

関数をJennings型として、正弦波合成法により周波数領域で模擬地震動の第一試行値を作成する。その後、Lilhanand and Tsengによる時間領域のスペクトル適合法¹⁴⁾により、多価の減衰定数の目標スペクトルに適合するように、第一試行値の模擬地震動にインパルス応答型の補正波を加えて修正する。基準となる減衰定数 $h_0 = 0.05$ に対する目標スペクトルには告示式を用い、これに笠井ら¹⁵⁾の応答低減係数 D_h を乗じて、減衰定数 h_0 以外の目標スペクトルを新たに設定する。図3(a)の結果から、TMDと建物から成る全体系の等価減衰定数 h_f^{eq} は高々0.2であると考え、目標スペクトルに設定する減衰定数を $h_f^{eq} = \{0.02, 0.03, 0.05, 0.1, 0.2\}$ とする。以上を式で整理すれば、

$$S_a(\omega_f, h_f^{eq}) = D_h(h_f^{eq}, h_0) S_a(\omega_f, h_0) \quad (15a)$$

$$D_h = \sqrt{(1 + \alpha h_0)/(1 + \alpha h_f^{eq})}, \quad \alpha = 75 \quad (15b)$$

となる。ただし、加速度応答一定領域よりも短周期側の極短周期帯については、式(15b)をそのまま用いず、次のように設定する。各減衰を有する振動系のZPA(zero period acceleration)は同一であるものとして、zero period=0.02s(50Hz)において $D_h=1$ となるように、式(15b)を対数線形補間する。

生成した模擬地震動の地震応答スペクトルを図4に示す。すべての減衰定数に対して、通常用いられる応答スペクトル比や変動係数などの許容値を満足している。ただし、模擬地震動の位相角の設定が弾塑性系応答の変動に及ぼす可能性¹⁶⁾や、補正波を用いてもなお、長周期領域での完全なスペクトル適合の困難さなどもある。これを

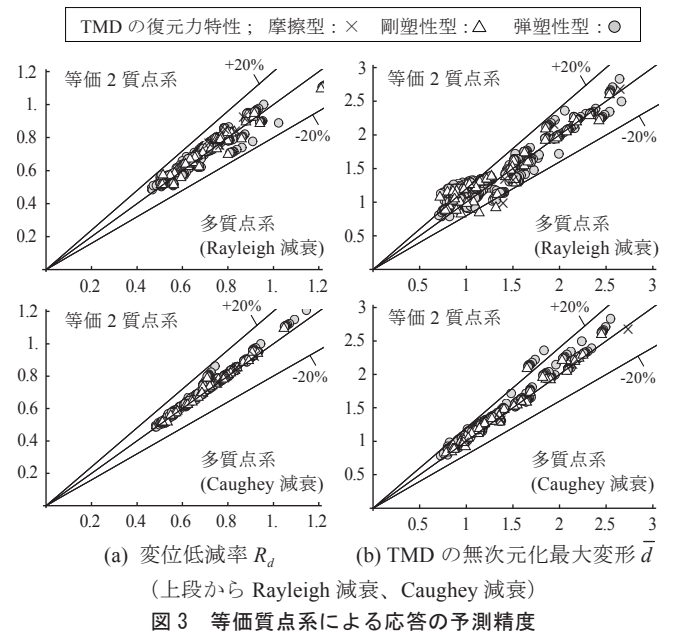


図3 等価質点系による応答の予測精度

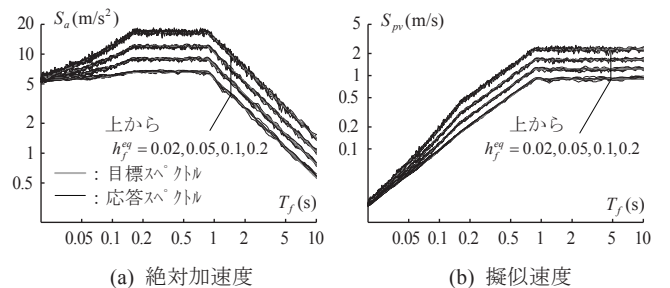


図4 検討用地震動の地震応答スペクトル(5波重ね合わせ)
注) 視認性確保のため、 $h_f^{eq} = 0.03$ の結果を除いている。

解決するために、位相角の異なる複数（5 波）の模擬地震動を作成して、この応答に対する標本平均をとり、各種の結果を整理する。

3.2 パラメトリックスタディによる TMD の最適同調条件の推定

3.2.1 完全剛塑性型（摩擦型）TMD

はじめに、設計変数が降伏せん断力係数 η の只 1 つで決定される摩擦型 TMD について、主系の最大変位を最小化する最適同調条件を検討する。主系の固有周期 $T_f = 1, 2, 4, 6$ s に対しての応答低減率を算定した結果を図 5 に示す。主系の固有周期 T_f が最適降伏せん断力係数 η に及ぼす影響は小さいことが解る。

3.2.2 剛塑性型 TMD

次に、TMD の復元力特性を剛塑性型として、最適降伏せん断力係数 η と最適瞬間同調比 γ^p の組み合わせを推定する。 $T_f = 2$ s を代表例として、表 1 の範囲で、TMD の η と γ^p を変化させた場合の応答低減率 R_d の等値線図を図 6(a) に示す。全体的な傾向として、等値線は単峰性を示している。TMD の 2 次剛性を大きくすると、対応する最適降伏せん断力係数が若干小さくなる。また、摩擦型 ($\gamma^p = 0$) に比べて R_d が改善されることに加え、TMD の残留変位抑止の観点から、TMD に 2 次剛性を付与するほうが良いと言える。

図 7 は、図 6(a) の R_d が最小になる最適点近傍の切断面を示したものである。剛性 ($\gamma^p \omega_f$) と Crandall の最適減衰定数¹⁷⁾（後述する式 18(b)）の速度型 TMD の結果を併記している。 R_d の極小点よりも大きな γ^p では、2 つの TMD の結果は一致している。そこで、時刻歴応答解析から得られた最大応答を基に、等価線形化された TMD の諸量を求め、速度型 TMD に対して得られている既往の知見と照らし合わせ、数値的に得られた最適同調条件を解釈することを試みる。

まず、次式で定義される等価同調比 γ^{eq} を導入する。

$$\gamma^{eq} = \omega_a^{eq} / \omega_f \quad (16)$$

ここに、 ω_a^{eq} は TMD の最大変形時の割線剛性に対応する TMD の等価固有円振動数である。なお、同調比に付する等価という用語は、弾性時の同調比と区別するために、等価振動数を用いた同調比という意味で便宜的に用いている。さらに、TMD の等価減衰定数 h_a^{eq} として、Newmark and Rosenbluth の式¹⁸⁾を用いる。

$$h_a^{eq} = \frac{2}{D_f \pi p} \ln \frac{1-p+pD_f}{D_f^p} \quad (17)$$

ここに、 D_f は TMD の塑性率 ($= \max |d|/d_y$) である。式(16)および式(17)と、ランダム振動理論に基づいた以下の速度型 TMD の最適同調条件^{10), 17)}（最適同調比 γ^* および最適減衰定数 h_a^* ）との関係性を考察する。

$$\gamma^* = \frac{\sqrt{1-\bar{\mu}/2}}{1+\bar{\mu}}, \quad h_a^* = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\bar{\mu}(1-\bar{\mu}/4)}{(1+\bar{\mu})(1-\bar{\mu}/2)}} \quad (18a, b)$$

以降、 $(\cdot)^*$ は最適同調条件時の TMD の諸量や応答量を示す。

なお、TMD の質量比 μ を 0.03~0.1 の範囲に限定し $\psi = 1.5$ とすれば、 $\bar{\mu}$ を質量比とした Den Hartog の最適同調比 $\gamma^* = 1/(1+\bar{\mu})$ ¹⁹⁾ に対する式(18a)の比は 0.98~0.94 の範囲にある。また、最適減衰定数 $h_a^* = \sqrt{3\bar{\mu}/8(1+\bar{\mu})}$ ¹⁹⁾ に対する式(18b)の比は 0.88~1.03 である。

式(16)および式(17)を用いて、図 6(a)の結果を (γ^{eq}, h_a^{eq}) 平面に写像した結果を図 6(b)に示す。図中には、推定した最適同調条件と式(18)の理論解を比較してあり、これらは概ね一致している。Francesco⁶⁾ は、調和外力に対して $\gamma^* = 1/\sqrt{1+\bar{\mu}}$ を提案しているが、 $\mu = 0.1$ のとき、この式は 0.90 になるから、式(18a)の方が適用性は高いと言える。

図 8(a)は、時刻歴解析の R_d から、式(15b)の D_h を介して逆算した全体系の等価付加減衰定数 Δh_f^{eq} と次式¹⁰⁾を比較したものである。

$$\Delta h_f^{eq} = \left\{ 4/\sqrt{\bar{\mu}} + \sqrt{\bar{\mu}}(12-\psi)/(2\psi) \right\}^{-1} \quad (19)$$

式(19)は、式(18)の条件で設計された速度型 TMD に対して、ランダム振動論から導出されたものであり、両者は良く一致している。

以上から、履歴型 TMD の最適同調時には、速度型 TMD と同等の減衰効果があり、最適同調条件に速度型 TMD の知見を援用できる。

図 9 は、 $\mu = 0.03, 0.1$ のときの最適同調条件 (γ^{p*}, η^*) から、 η のみを正側に変動させた場合の TMD の復元力履歴の変化を示したものの

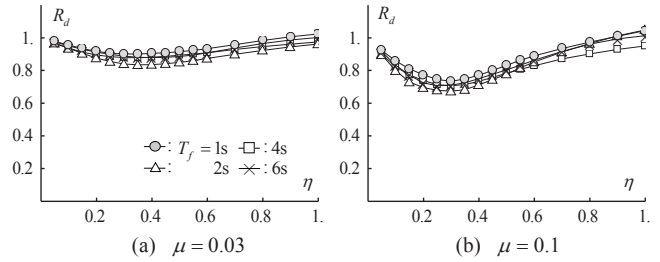
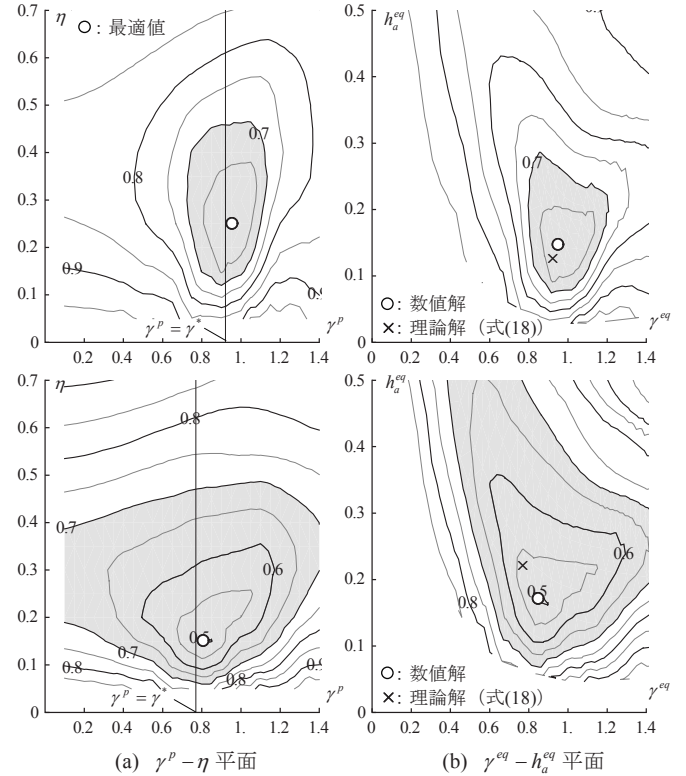


図 5 変位応答低減率（摩擦型 TMD）



注) 網かけ部は応答低減率が 0.7 以下の領域を示す。

(上段: $\mu = 0.03$ 、下段: $\mu = 0.1$)

図 6 変位応答低減率の等値線図（剛塑性型 TMD）

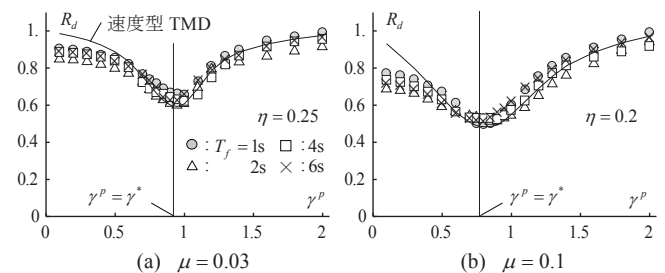


図 7 非同調時の制振性能（剛塑性型 TMD）

である。 η がその最適値よりも大きい場合には、TMDの最大変形が小さくなる傾向が確認される。このとき、応答低減率はそれほど大きく変化しない（図6(a)）。

質量比 μ が0.03のとき、応答低減率 R_d が0.7以下となる η の範囲は約0.15～0.45であり（図6(a)）、この上限と下限の比は3である。一般に、履歴型TMDの制振効果は地震動強さに依存する。しかし、制振効果を最大化したい地震動強さを基準として η を設定し、式(9)からTMDを設計すれば、それよりも1/3程度小さい強さの地震動に対しても、制振効果は大きく失われない。

3.2.3 弾塑性型 TMD

TMDの初期剛性あるいは初期同調比 γ の最適値を検討する。図10は、 $\gamma^p = \gamma^*$ に固定した剛塑性型TMDで、質量比 $\mu \in \{0.03, 0.1\}$ のもと、適当な確率密度関数による乱数で与えた降伏せん断力係数 $\eta \in [0.1, 0.5]$ と初期同調比 $\gamma \in [1, 10]$ の組み合わせに対して、2つのTMD（剛塑性型と弾塑性型）の最大応答の比を示したものである。図10(a)から、 γ がある閾値以上（概ね3以上）であれば、TMDの初期剛性 k_a は主系の応答低減率にほとんど影響を及ぼさないことが解る。図10(b)から、同様なことがTMDの最大変形にも言える。

3.2節での検討から、TMDの最適同調条件は、次のように整理される。まず、式(18a)から $\gamma^p = \gamma^*$ となるようにTMDの2次剛性 k_a^p を定め、 $\gamma \geq 3$ の範囲でTMDのデバイスの特性に適した初期同調比 γ （あるいは初期剛性 k_a ）を定めれば良い。

3.3 履歴型 TMD の最適降伏せん断力係数

最後にTMDの設計変数として、最適降伏せん断力係数を決定する必要がある。これを等価線形化手法により決定する手法を示す。

変位比 χ^* を導入して、最適同調時のTMDの最大変形 $d_{\max}$ を

$$d_{\max} = \chi^* \psi S_d(\omega_f, h_f) \quad (20)$$

のように表す。速度型TMDについては、質量比 μ が小さければ、

$$\chi^* \approx 1/\sqrt{2\mu} \quad (21)$$

として、最適同調条件時のTMDの最大変位を予測できる²⁰⁾。式(21)は、図11(a)に示すように、履歴型TMDにも適用可能である。また、図11(b)によれば、式(20)および式(21)を式(17)に代入して算定した等価減衰定数にも対応している。

以上の基礎式の適用性を検討した結果、TMDの最適同調条件を等価線形解析により推定できる可能性がある。そこで、式(20)と式(21)によるTMDの最大変形時に対応する式(17)の等価減衰定数 h_a^{eq*} が式(18b)の最適減衰定数 h_a^* と一致するときを最適降伏せん断力係数 η^* であると仮定し、 η^* を具体的に定式化することを試みる。

式(7)ならびに式(19)～式(21)を式(17)に代入して整理すれば、最適同調時のTMDの等価減衰定数 h_a^{eq*} は、以下のように評価される。

$$h_a^{eq*} = \frac{2}{\pi} \frac{\eta^*}{\psi \chi^* \gamma^{p+2}} \ln \left[\left(\frac{\psi \chi^* \gamma^2}{\eta^*} \right)^{-(\gamma^{p+2}/\gamma)} \left\{ 1 + \frac{\psi \chi^* \gamma^{p+2}}{\eta^*} - \left(\frac{\gamma^{p+2}}{\gamma} \right)^2 \right\} \right] \quad (22)$$

式(22)の表現から、 η を用いれば、 h_a^{eq*} は陽には速度応答スペクトル S_v に依存しない。さらに、3.2.3項での知見によれば、弾塑性型TMDの制振性能は剛塑性型のそれに十分近似できる。ゆえに、式(22)において $\gamma \rightarrow \infty$ としても h_a^{eq*} は不変と見做せるから、次式を得る。

$$h_a^{eq*} \approx \lim_{\gamma \rightarrow \infty} h_a^{eq*} = \frac{2}{\pi} x \ln(1+1/x), \quad x = \frac{\eta^*}{\psi \chi^* (\bar{\mu}) \gamma^{p+2} (\bar{\mu})^2} \quad (23a, b)$$

与えられた質量比 μ に対して、式(23)で計算される減衰定数 h_a^{eq*} と式(18b)の h_a^* を等置して、 η に関する非線形方程式と見做す。この方程式をNewton法により数値的に解くと、図12の結果を得る。時刻歴解析から確認される、 μ が大きくなるにつれて最適降伏せん断力係数 η^* が僅かに小さくなる傾向をNewton法による解は捉えている。ただし、この差が R_d に及ぼす影響は、 μ が0.03以上では僅かである（図6(a)）。表2に $\psi=1.5$ 以外の値も参考を示しておく。

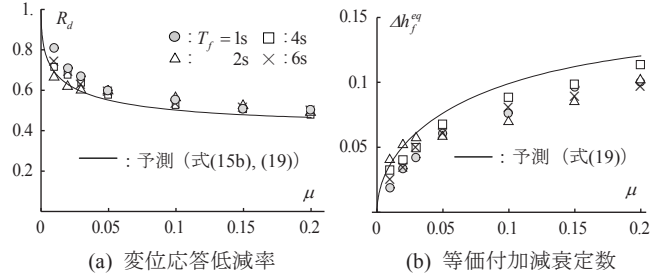


図8 最適同調時の制振性能（剛塑性型 TMD）

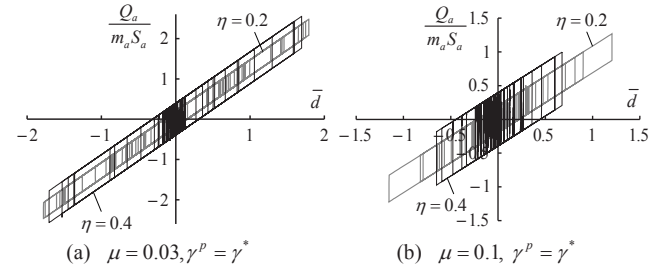


図9 最適同調条件近傍における剛塑性型 TMD の復元力履歴

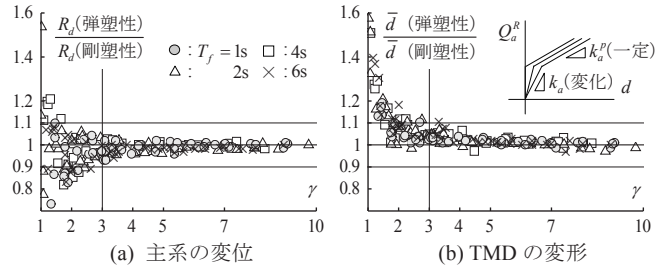


図10 剛塑性型と弾塑性型 TMD の最大応答値の比較

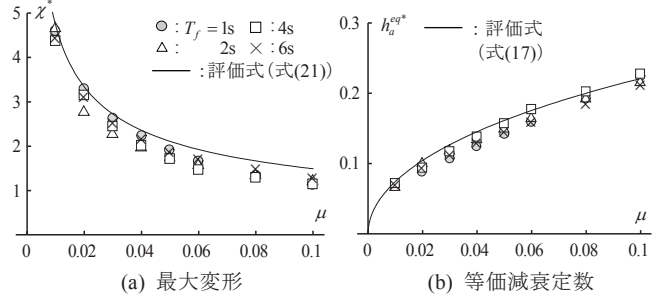


図11 最適同調時の TMD の変形および減衰定数

質量比 μ	建物頂部の刺激関数 ψ		
	1.3	1.5	1.7
0.02	0.21	0.25	0.29
0.03	0.22	0.26	0.30
0.05	0.23	0.26	0.30
0.1	0.23	0.25	0.27
0.15	0.21	0.23	0.23
0.2	0.20	0.20	0.20

図12 最適降伏せん断力係数の比較

4. 主系の高次モードを考慮した建物の地震応答制御

3 章までの検討では、主系の最大変位に着目し、1 次モード応答のみを考慮した。一方、多質点系の最大層間変形角を論じるには、高次モードにも留意する必要がある。4 章では、3 章と同一の地震動を用い、主系の高次モード応答がどのように変化するかを考察する。

4.1 等価縮約質点系の振動方程式

2 章の等価 2 質点系を発展させ、高次モードを考慮した場合の縮約された多質点系の振動方程式を示し、どのような力学的現象に基づいて履歴型 TMD が高次モード応答を変化させ得るかを考察する。

質点系の縮約法には、動的縮約法を用いる。ここで示す定式化は、基礎免震構造における、上部構造の部分固有モードを用いた方法^{例え}ば²¹⁾と本質的に同一である。定式化を簡潔にするため、はじめに、速度型 TMD で主系の 2 次モードまでを考慮した場合を対象とする。

TMD と主系から成る全体系の変位ベクトル $\mathbf{u}$ を j 次の刺激係数 $\beta_{(j)}$ および固有ベクトル $\phi_{f(j)}$ を用いて、以下のように展開する。

$$\mathbf{u} = \sum_{j=1}^N \beta_{(j)} \phi_{f(j)} q_{(j)} + \mathbf{r}_a u_a, \quad \phi_{f(j)} = \{0, \phi_{f(j)}\}^T, \quad \mathbf{r}_a = \{1, \mathbf{0}\}^T \quad (24a-c)$$

ここに、 u_a は TMD の地盤面からの相対変位である。各記号の下添え字の (j) は、主系の j 次のモードに関連した諸量であることを表す。例えば、 $q_{(j)}$ は j 次の主系の一般化変位である。以降で導入する他の変数に対しても、同様の意味で用いる。式(24)を式(1)および式(2a)の振動方程式に代入して整理すると、以下のように表される。

$$\begin{bmatrix} m_a & 0 & 0 \\ 0 & M_{f(1)}^{eff} & 0 \\ 0 & 0 & M_{f(2)}^{eff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_a \\ \ddot{q}_{(1)} \\ \ddot{q}_{(2)} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_a & -\psi_{(1)} c_a & -\psi_{(2)} c_a \\ -\psi_{(1)} c_a & 2M_{f(1)}^{eff} h_{f(1)} \omega_{f(1)} & -\psi_{(1)} \psi_{(2)} c_a \\ -\psi_{(2)} c_a & -\psi_{(2)} \psi_{(1)} c_a & 2M_{f(2)}^{eff} h_{f(2)} \omega_{f(2)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_a \\ \dot{q}_{(1)} \\ \dot{q}_{(2)} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_a & -\psi_{(1)} k_a & -\psi_{(2)} k_a \\ -\psi_{(1)} k_a & M_{f(1)}^{eff} \omega_{f(1)}^2 + \psi_{(1)}^2 k_a & -\psi_{(1)} \psi_{(2)} k_a \\ -\psi_{(2)} k_a & -\psi_{(2)} \psi_{(1)} k_a & M_{f(2)}^{eff} \omega_{f(2)}^2 + \psi_{(2)}^2 k_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_a \\ q_{(1)} \\ q_{(2)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} m_a \\ M_{f(1)}^{eff} \\ M_{f(2)}^{eff} \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (25)$$

ここに、 $c_a = 2m_a h_a \omega_a$ であり、 $\psi_{(j)}$ は j 次の刺激関数 $\beta_{(j)} \phi_{f(j)}$ の頂部の値である。すなわち、

$$u_f = \sum_{j=1}^N \psi_{(j)} q_{(j)} \quad (26)$$

である。速度型 TMD では式(25)を解けば良い。一方、履歴型 TMD の場合には、 u_a の代わりに TMD と主系頂部の相対変位 d を導入した方が便利である。 j 次のモードに対する質量比 $\mu_{(j)}$ を

$$\mu_{(j)} = m_a / M_{f(j)}^{eff} \quad \text{for } j=1, 2, \dots, N \quad (27)$$

で定義する。 $M_{f(j+1)}^{eff} < M_{f(j)}^{eff}$ から $\mu_{(j+1)} > \mu_{(j)}$ となるが、制振性能の指標である $\bar{\mu}_{(j)} (= \psi_{(j)}^2 m_a / M_{f(j)}^{eff})$ ¹⁰⁾自体は、種々の質点系モデル（最上層の層剛性／最下層の層剛性が 0.2～0.5）の固有値解析から調べた結果、値はほとんど変化しない。

式(26)、式(27)および $u_a = u_f + d$ の関係から、式(25)は以下となる。

$$\begin{bmatrix} 1 & \psi_{(1)} & \psi_{(2)} \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{d} \\ \ddot{q}_{(1)} \\ \ddot{q}_{(2)} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 2h_a \omega_a & 0 & 0 \\ -\psi_{(1)} \mu_{(1)} 2h_a \omega_a & 2h_{f(1)} \omega_{f(1)} & 0 \\ -\psi_{(2)} \mu_{(2)} 2h_a \omega_a & 0 & 2h_{f(2)} \omega_{f(2)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{d} \\ \dot{q}_{(1)} \\ \dot{q}_{(2)} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \omega_a^2 & 0 & 0 \\ -\psi_{(1)} \mu_{(1)} \omega_a^2 & \omega_{f(1)}^2 & 0 \\ -\psi_{(2)} \mu_{(2)} \omega_a^2 & 0 & \omega_{f(2)}^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d \\ q_{(1)} \\ q_{(2)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (28)$$

履歴型 TMD の場合には、速度型 TMD の復元力項 ($k_a d$) を復元力 $Q_a^R(d)$ に読み替えればよい。また、式(28)は、 n 次モード ($n \leq N$) までを考慮した場合に類似的に一般化できる。

式(28)の振動方程式の表現から、 $\psi_{(j)} \mu_{(j)}$ で重み付けされた TMD の復元力を介して、複数のモード間で連成が生じる可能性がある。本論文で対象とする重層構造物では、TMD の対象モードを 1 次とすれば、それと最も近い 2 次との振動数比は 3 となるため、複数の振動モードに対して最適同調条件あるいはその近傍を満足するのは不可能である。したがって、速度型 TMD では、制振対象以外のモードによる連成項は有意ではない²²⁾。

一方、履歴型 TMD では、次のように考えられる。一般化変位 $q_{(j)}$ を TMD がない場合に生じる一般化変位 $\hat{q}_{(j)}$ と TMD の付加により新たに生じる高次モードの応答増分 $\delta \hat{q}_{(j)}$ に加法分離されるとして、

$$q_{(j)} = \hat{q}_{(j)} + \delta \hat{q}_{(j)} \quad \text{for } j=2, 3, \dots, N \quad (29)$$

で表せば、それぞれの成分は、次の 2 つの振動方程式から求まる。

$$\begin{aligned} \ddot{\hat{q}}_{(j)} + 2h_{f(j)} \omega_{f(j)} \dot{\hat{q}}_{(j)} + \omega_{f(j)}^2 \hat{q}_{(j)} &= -\ddot{u}_g \\ \ddot{\delta \hat{q}}_{(j)} + 2h_{f(j)} \omega_{f(j)} \dot{\delta \hat{q}}_{(j)} + \omega_{f(j)}^2 \delta \hat{q}_{(j)} &= (\mu_{(j)} \psi_{(j)}) \cdot \alpha_a^R \\ &\text{for } j=2, 3, \dots, N \end{aligned} \quad (30a, b)$$

ここに、 α_a^R は TMD のせん断力係数のうち弾塑性要素が負担する分 (Q_a^R / m_a) である。式(30b)は、両端自由振動モードで掃引した基礎免震上部構造の高次モードに対する振動方程式²³⁾と類似の形式を成している。ゆえに、Skinner らが非線形カップリング²³⁾と呼称している、免震構造に鉛プラグ入り積層ゴム等を用いたときに上部構造の高次モードが励起されるような現象が、TMD を用いた系にも危惧される。

4.2 履歴型 TMD による高次モードの応答変化

多質点系と比較することにより、等価縮約系の精度を検証するとともに、TMD による高次モード応答の変化を照査する。

多質点系の一般化変位 $q_{(j)}$ は、次のように間接的に求める。物理座標系の振動方程式に対する時刻歴応答解析から、時刻 t の変位ベクトル $\mathbf{u}_f(t)$ を既知量とする。 j 次の一般化変位 $q_{(j)}(t)$ は、主系の質量マトリクス $\mathbf{M}_f$ を用いて、以下のように展開できる。

$$q_{(j)}(t) = \left\{ \phi_{f(j)}^T \mathbf{M}_f / \left(\phi_{f(j)}^T \mathbf{M}_f \phi_{f(j)} \right) \right\} u_f(t) \quad \text{for } j=1, 2, \dots, N \quad (31)$$

得られる $q_{(j)}$ から、多質点系と等価縮約系の両者に対して、次式を用いて j 次の振動モードの変位応答変化率 $R_{q(j)}$ を算出する。

$$R_{q(j)} = \frac{\max_t |q_{(j)}(t)|_{\text{TMDあり}}}{\max_t |q_{(j)}(t)|_{\text{TMDなし}}} \quad \text{for } j=1, 2, \dots, N \quad (32)$$

図 13 に変位応答変化率を示す。 $T_f = 1, 2, 4, 6$ s に対して、それぞれの層数 N を $N = 10, 20, 40, 60$ としている。多質点系と等価縮約系 (3 次モードまでを考慮) の両者の結果は良く対応している。 γ を 3 あるいは 10 ならびに γ^* を γ^* に固定し、 η と T_f を変化させたときの履歴型 TMD による高次モード応答の変化率を図 14 に示す。時刻歴応答解析の結果を 2 次多項式の応答曲面モデルを用いて回帰している。また、多数の計算をおこなう際の演算効率の観点から等価縮約系を用い、一般性を考慮して各モードの減衰定数を一定値 0.02 としている。図 14 から、 η, T_f が小さいほど、TMD の設置により高次モードが増加する傾向にある。しかし、超高層建物を対象とし、最適降伏せん断力係数 η^* よりも大きな η に限定すれば、高次モードの増加は極わずかであることが解る。

4.3 高次モードの時間相関

モード重畳法として SRSS 法 (二乗和平方根法) を採用すれば、TMD がない場合の主系単独の最大応答を精度良く予測できること

が知られている。しかしながら、式(30)のような非線形カップリング問題において、SRSS法の採用が妥当であるかは明らかではない。図15は、 $\mu=0.03$ 、 $\gamma^p=\gamma^*$ および $\gamma=10$ の条件における、式(30(b))による時刻歴応答解析から算定した*i*次と*j*次のモード座標系での応答の相関係数 $\rho_{(i,j)}$ を整理したものである。高次モード応答増分 $\delta q_{(j)}$ 自体に着目すれば、その相関は大きい。しかし、 $q_{(j)}$ で見れば、 $\delta q_{(j)}$ は $\hat{q}_{(j)}$ に比べて小さいため、異なるモード間の相関係数はすべて0.2以下である(表3)。相関係数が0.2以下であることから、モード重畳には、SRSS法を用いることが可能である。

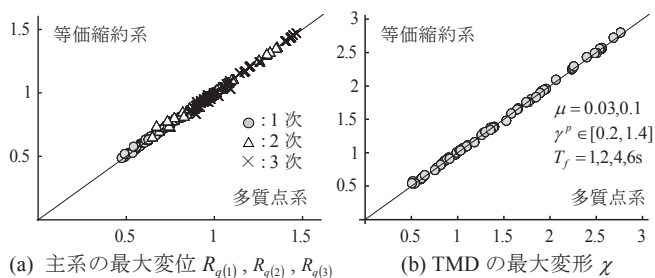


図13 非同調時を含む等価縮約系の予測精度

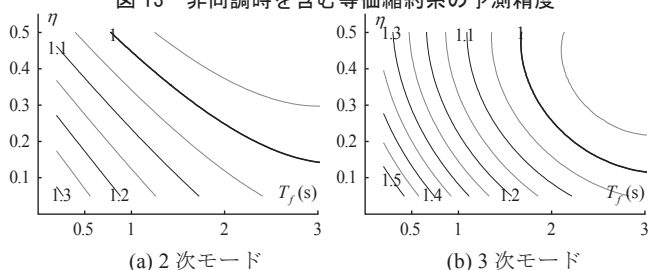


図14 履歴型TMDの設置による高次モードの応答変化率(応答曲面)

表3 モードの相関係数の平均

	1次	2次	3次
1次	1.00 (0.00)	-0.09 (-0.01)	0.09 (-0.01)
2次		1.00 (0.00)	-0.03 (0.01)
3次	—		1.00 (0)

注) 括弧外はTMDがある場合の $q_{(j)}$ の値を、括弧内はTMDがない場合の値を示す。

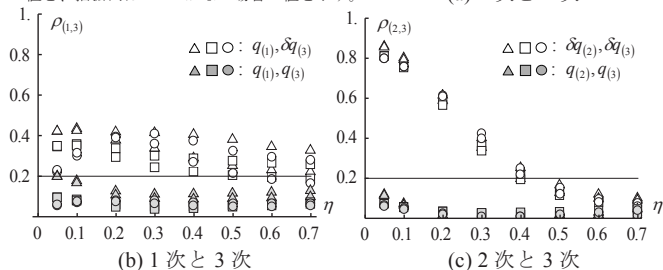


図15 TMDの降伏せん断力係数とモードの相関係数の関係

5. 超高層建物における長周期地震動対策用のTMDの設計例

超高層建物に対する履歴型TMDの具体的な設計例を示す。

5.1 TMDの設計条件

基本ケースとして、階高を4m、地上30階として、軒高を $H=120$ mの耐震型の超高層鋼構造建物を対象とする。軒高から計算される固有周期($0.025H$)から、建物の1次固有周期を3秒とし、弾性を保持するものとする。層剛性分布は最上層/最下層を0.3とし、1次固有

周期に合致するように基準剛性 k_b を定める。TMDの質量比は、建物の1次の有効質量に対して0.03(建物の総質量に対して約2.4%)とする。TMDの剛性設定には式(18a)を用い、耐力設定には $\eta=0.25$ を用いる。比較のために、式(18)を用いて速度型TMDを設定する。実務での慣習との連続性を勘案して、建物の減衰定数は剛性比例型を設定する。入力地震動には、3章の告示波に加えて、文献24)の南海トラフ3連動地震による長周期地震動(平均ケース)のうち、表4に示す地点の値を採用する。これらには長周期領域の速度応答スペクトルには大きな起伏が存在する(図16)。それぞれの地震動に対して、減衰定数0.02の疑似速度応答スペクトルを基準としてTMDの耐力を設定する。

5.2 制振効果の検証

告示波1波による時刻歴応答解析による最大応答を図17に示す。図17(c)の層間変形角は、TMDがない場合の1次モードでデフレーションして、2次モードの応答成分のみを抽出した結果である。いずれも履歴型TMDと速度型TMDは、概ね同じ結果を示している。図18から、TMDの変形が小さい80秒以降を除き、2つのTMDによる時刻歴応答は類似している。ただし、80秒以降では履歴型TMDの振動がほぼ停止するため、後揺れを抑制する効果は小さい。

次に、長周期地震動による結果を示す。得られる各階の層間変形角 θ_i に対して、以下の2つの応答低減率の統計量を導入する。

$$\bar{R}_d = \frac{\sum_i |\theta_i|_{\text{TMDあり}}}{\sum_i |\theta_i|_{\text{TMDなし}}}, \quad R_{d,\infty} = \frac{\max_i |\theta_i|_{\text{TMDあり}}}{\max_i |\theta_i|_{\text{TMDなし}}} \quad (33a, b)$$

ここに、 $\bar{R}_d$ は層間変形角の空間平均の低減率であり、 $R_{d,\infty}$ は層間変形角の空間最大値の低減率である。建物の絶対加速度応答に対しても同様な統計量を導入し、それぞれを $\bar{R}_a, R_{a,\infty}$ と表記する。

図19は、2種類のTMDの結果を便宜的に図示化して比較するため、得られた応答低減率をカーネル密度推定して整理している。表4の計10波を入力として、 $T_f=2\sim 6$ s(0.02s刻み)の201モデルに

表4 検討用地震動(南海トラフ3連動地震による長周期地震動)

地域	地点名*2	PGA*1 (cm/s ²)
関東平野	JMA 大手町 (E4E)	168.5
	工学院大学 (KGIN)	42.1
	K-NET 東雲 (TKY016)	55.8
	JMA 横浜 (E56)	232.1
	K-NET 横浜 (KNG002)	115.9
濃尾平野	K-NET 名古屋 (AIC004)	494.9
	JMA 名古屋 (E34)	355.0
大阪平野	K-NET 大阪 (OSK005)	127.8
	KiK-net 此花 (OSKH02)	98.5
	K-NET 堺 (OSK006)	241.2

*1すべて文献24)の公開データによる。

*2括弧内は地点(観測点)コードを示す。

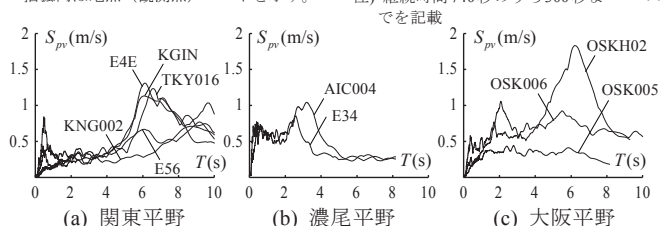


図16 検討用地震動の疑似速度応答スペクトル($h_0=0.05$)

対する全 4020 ケースの結果を示したものである。告示波と同様に、2 種類の TMD の結果は、層間変形角や絶対加速度ともに差異は少ない。また、 $\bar{R}_d$ と $R_{d,\infty}$ あるいは $\bar{R}_a$ と $R_{a,\infty}$ の比較では、両者に大きな違いは見られない。これは、付録 2 や付録 3 に示す理論的検討の結果と合致するものである。また、変位の応答低減に比べて、絶対加速度の応答低減が劣る点は、両者の TMD に共通している。なお、応答低減率が 1 を超える稀なケースは、TMD の設置により応答スペクトルの谷から山に移行した場合などであり、いずれの TMD にも共通の結果である。また、観測波位相の告示波についても、応答低減率が若干劣るものの、概ね同様の結論を得ている（付録 4）。

6. まとめ

耐震構造型の超高層建物を対象として、バイリニア型復元力を有する TMD による建物の地震応答制御法を提案した。建物を弾性系に限定して、最大変位を最小化する方法について、数値解析的・理論的な両者の側面から検討した。

得られた結論を以下に要約する。

- 1) 建物の最大変位の評価に限定すれば、TMD と建物から成る等価 2 質点系による応答は、多質点系のそれと良く対応する。ただし、TMD の耐力や剛性が極端に小さい場合、TMD の最大変形の誤差は 20% を大きく超えることがある。
- 2) 建物の最大変位応答を最小化する TMD の降伏せん断力係数は、TMD が不在の場合の建物のベースシア係数で基準化すれば、建物の 1 次固有周期に依らずに同一の値を与える。

速度依存型 TMD（線形剛性の Voigt モデル）の最適同調条件は、履歴型 TMD にも採用可能である。TMD の降伏後の 2 次剛性から算定される同調比を速度依存型 TMD で知られる最適同調比に一致させれば良い。

- 3) 上記の 3) で設計されたバイリニア型の TMD では、TMD の最適降伏せん断力係数は、TMD が不在場合に生じる建物のベースシア係数に 0.25 を乗じた値に近い。
- 4) TMD の初期剛性に基づく同調比が概ね 3 以上であれば、TMD の初期剛性の相違が建物の応答低減効果や TMD の最大変形に及ぼす影響は非常に小さい。
- 5) 履歴型 TMD により、建物の高次モードが増加されることがある。しかし、超高層建物を対象とし、TMD の降伏せん断力係数をその最適値よりも大きくとれば、増加の影響は無視できる。
- 6) せん断型質点系モデルを梁モデルに連続体置換して評価した結果、層間変形角の空間平均値や最大値の応答低減率は、1 次モードの応答低減率に比べて高くなるが、その値は概ね 10% 程度である。
- 7) 長周期領域において速度スペクトルに起伏がある様々な長周期地震動に対して変位応答低減率を検討した結果、中央値は 0.7 程度であったものの、それより大きな応答低減率となることもあった。これは速度依存型 TMD にも共通する結果である。

建物の固有周期の経時的変化、降伏による建物の軟化、あるいは地震動の入力エネルギーのばらつき、周波数特性や経時特性による TMD の性能変化を確率・統計的に照査することが今後の課題である。

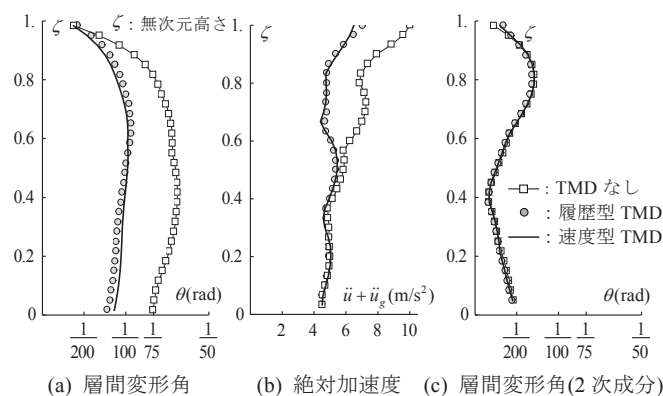


図 17 建物の最大応答（告示波）

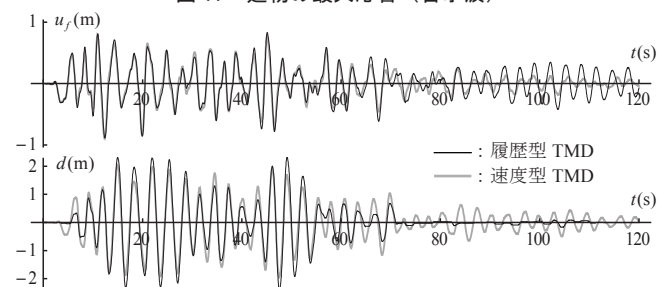
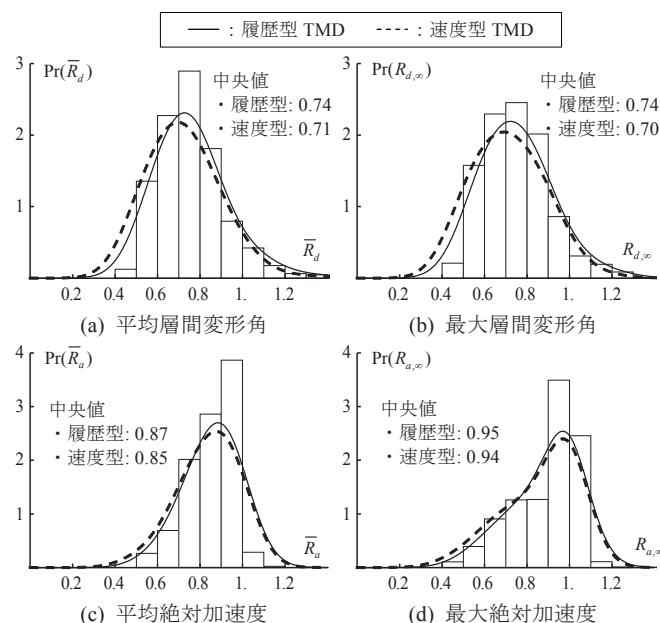


図 18 変位時刻歴（上段：建物頂部の変位、下段：TMD の変形）



注）併記しているヒストグラムは履歴型 TMD のものを示す。

図 19 応答低減率のカーネル密度推定（長周期地震動）

謝辞

南海トラフ地震による長周期地震動については、(独) 建築研究所が公開しているデジタルデータを利用して頂きました。ここに謝意を示します。

参考文献

- 1) 栗野治彦, 狩野直樹, 矢口友貴: 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, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.749-750, 2014.9
- 2) 中山裕貴, 村田耕司, 山本雅史, 井出豊, 曽根孝行: 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 大型マスダンパーの適用計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.699-700, 2015.9

- 3) 常木康弘, 村上勝英, 石井正人, 塚越治夫: 新築・既存超高層建物における地震応答と被害の抑制技術 第三報: 日本の実務の状況, SEFC2015, 2015.3
- 4) N. Carpineto, F. Vestroni and W. Lacarbonara: Vibration mitigation by means of hysteretic tuned mass dampers, Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, EURODYN, pp.1792-1799, 2011.7
- 5) N. Carpineto, F. Vestroni and W. Lacarbonara: Hysteretic tuned mass dampers for structural vibration mitigation, Journal of Sound and Vibration, Vol. 333, pp.1302-1318, 2014
- 6) S. Francesco: Tuned vibration absorbers with dry friction damping, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, pp.707-723, 1999
- 7) W. Lacarbonara and F. Vestroni: Feasibility of a vibration absorber based on hysteresis, Proceedings of the Third World Conference on Structural Control, pp.7-12, 2002.4
- 8) J. Inaudi and J. Kelly: Mass damper using friction-dissipating device, Journal of Engineering Mechanics, Vol.121, No.1, pp.142-149, 1995.1
- 9) M. Abe: Tuned mass dampers for structures with bilinear hysteresis, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 122, pp.797-800, 1996
- 10) 金子健作: 下部構造の変位低減に着目した中間層免震構造の多目的地震応答制御, 日本建築学会構造系論文集, No.718, pp.1869-1879, 2015.12
- 11) Y. Wen: Method for random vibration of hysteretic systems, Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol.102, No.2, pp.249-263, 1976
- 12) J. P. Den Hartog: Forced vibrations with combined coulomb and viscous friction, Transactions of the American Society of Mechanical Engineering, Vol.53, pp.107-115, 1931
- 13) E. Wilson and J. Penzien: Evaluation of orthogonal damping matrices, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.4, pp.5-10, 1972.2
- 14) K. Lilhanand and W. Tseng: Generation of synthetic time histories compatible with multiple damping response spectra, SMIRT-9, pp.17-21, 1987.8
- 15) 笠井和彦, 伊藤浩資, 渡辺厚: 等価線形化手法による一質点弾塑性構造の最大応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, No.571, pp.45-55, 2005.9
- 16) 木村正彦: 入力加速度波形の初期位相特性が履歴型非線形系の非対称応答に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文報告集, No.388, pp.28-34, 1988.6
- 17) S. H. Crandall: Random Vibration in Mechanical Systems, Academic Press, 1963
- 18) N. M. Newmark and E. Rosenbluth: Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice-Hall Inc, 1971
- 19) J. P. Den Hartog: Mechanical Vibration, Dover Publications, Inc. New York, 1985
- 20) 阿部雅人, 藤野陽三: 振動解による同調質量ダンパー(TMD)-構造物系の動特性の理解と制振評価, 土木学会論文集, No.446, pp.157-166, 1992.4
- 21) C. Constantinou and I. Tadjbakhsh: Hysteretic dampers in base isolation: random approach, Journal of Structural Engineering, ASCE, pp.705-721, 1985
- 22) 背戸一登, 岩浪孝一, 滝田好宏: 動吸振器による多自由度系の制振 (第1報, 動吸振器の設計理論), 日本機械学会論文集 (C 編), No.458, pp.1962-1969, 1984.10
- 23) R. I. Skinner, W. H. Robinson and G. H. McVerry: An Introduction to Seismic Isolation, Wiley, 1993
- 24) 建築研究所: 超高層建築物等への長周期地震動の影響に関する検討, 建築研究資料, 第144号, 2013.8
- 25) 松島豊: ホワイトノイズを受ける多自由度系の最適せん断力係数分布, 日本建築学会論文報告集, No.342, pp.22-29, 1984.8
- 26) 成田春人: 高層建築に近似する連続体剪断振動系の振動特性値 その1, 日本建築学会論文報告集, No.140, pp.41-46, 1967.10
- 27) 市村将太, 福島東陽, 寺本隆幸: 超高層鋼構造建物の弾性設計用パラメータに関する研究, その1 各パラメーターの定式化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.867-968, 2000.9
- 28) 神永敏行, 渡部丹, 神田順, 佐藤玲主: 高層建築物の標準的地震応答性状, その1 設計例にみる建築物の構造特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, pp.773-774, 1991.9

付録1 TMDに設定した復元力モデル

Bouc-Wen モデル¹¹⁾を用いれば、次式でTMDの復元力 Q_a^R を表せられる。

$$Q_a^R = (pQ_y / d_y) \dot{d} + \{ (1-p)Q_y \} Y \quad (A1)$$

Y は無次元の履歴変数であり、次の更新則に従う¹¹⁾。

$$d_y \dot{Y} = -\hat{\gamma} |\dot{d}| |Y|^{\hat{\gamma}-1} Y - \hat{\beta} \dot{d} |Y|^{\hat{\gamma}} + \hat{\alpha} \dot{d} \quad (A2)$$

ここに、 $\hat{\beta}, \hat{\gamma}, \hat{\alpha}, \hat{\eta}$ はBouc-Wenモデルにおいて復元力の定常履歴形状を定めるパラメータである。 $\hat{\eta}$ は弾性域と塑性域の遷移区間の滑らかさを調整するパラメータであり、自然数でなければならない。 $\hat{\eta} \rightarrow \infty$ のときにバイリニア型となるが、過大な $\hat{\eta}$ は支配方程式の条件数を悪化させる。ここでは、概ねバイリニア型となる $\hat{\eta}=5$ を採用する。このとき $\hat{\beta}, \hat{\gamma}, \hat{\alpha}$ のパラメータは trivial となるから、適当な値として $\hat{\beta}=-0.01, \hat{\gamma}=1.05, \hat{\alpha}=1$ とする²¹⁾。

付録2 等価せん断棒による主系の連続体置換

超高層建物の振動特性を特徴付ける、階数、階高および構造形式の各々に着目するのはいささか冗長であるため、それらから算出される1次固有周期を振動特性の支配要因として着目する。この着想に基づき、付図1(a)の質点系モデルを連続体置換して、付図1(b)の梁モデルを解析対象に代用する。このとき、各階の質量 m は、均された単位高さあたりの質量 $\bar{m}$ に置き換えられ、各階の剛性 k も同様に剛性 $\bar{k}$ に変換される(付図1(c))。この梁モデルの振動方程式を解き、振動モードの理論解を誘導する。

梁モデルに対する振動方程式は、減衰項を無視すれば、以下となる。

$$\bar{m} \frac{\partial^2 u(\zeta, t)}{\partial t^2} = \frac{\partial}{\partial \zeta} \left\{ \bar{k}(\zeta) \frac{\partial u(\zeta, t)}{\partial \zeta} \right\} \quad (A3)$$

ここに、 u は地盤面からの相対変位、 H は軒高である。 ζ は無次元化高さ(座標)であり、 $\zeta=0$ のとき地盤面、 $\zeta=1$ のとき軒高位置とする。松島²⁵⁾は、三角形分布や頂部零の放物線分布の剛性分布の場合に、固有関数がBessel関数やLegendre関数で表されることを示した。しかし、頂部の剛性が零では、TMDに生じる慣性力を基礎部まで伝達できない。成田²⁶⁾は、冪関数や指数関数による剛性分布を想定しているが、剛性分布を定めるパラメータが複数あり、かつ、必ずしも自然な剛性分布とはならない。既存の超高層建物では、付図1(c)のような台形状の剛性分布が認められることから^{27), 28)}、本論文では、 τ を剛性分布パラメータとして、次式で剛性分布を表す。

$$\bar{k}(\zeta) = \{\tau\zeta + (1-\zeta)\} k_b \quad \text{for } 0 \leq \tau \leq 1 \quad (A4)$$

ここに、 k_b は基準剛性で力の次元を有する。既存の超高層建物の調査²⁷⁾によれば、 τ は0.2~0.5の範囲に属し、平均値は約0.3である。

式(A4)を式(A3)に代入し、変位 $u(\zeta, t)$ を時間 t の項と空間の項 $\phi(\zeta)$ に変数分離すれば、以下の固有関数 ϕ に対する微分方程式を得る。

$$\{\tau\zeta + (1-\zeta)\} \frac{d^2 \phi}{d\zeta^2} + (\tau-1) \frac{d\phi}{d\zeta} + \lambda^2 \phi = 0, \quad \lambda = \frac{\pi \omega_f}{2 \omega_0} \quad (A5a, b)$$

ここに、 $\omega_0 = \pi / (2H) \sqrt{k_b / \bar{m}}$ である。式(A5a)の常微分方程式の一般解は、 α 次の第1種変形Bessel関数 I_α および α 次の第2種変形Bessel関数 K_α を用いて、以下のように表される。

$$\phi(\zeta) = I_0(-Z(\zeta)) C_1 + K_0(Z(\zeta)) C_2 \quad (A6a)$$

$$Z = A \sqrt{\tau\zeta + (1-\zeta)}, \quad A = 2\lambda / (1-\tau) \quad (A6b, c)$$

ここに、 C_1 および C_2 は積分定数であり、 i は虚数単位 $\sqrt{-1}$ である。境界条件を代入して固有値問題を解けば、 $A(\lambda)$ を未知数とする振動数方程式は、

$$I_1(-A\sqrt{\tau}) K_0(Ai) - I_0(-Ai) K_1(A\sqrt{\tau}) = 0 \quad (A7)$$

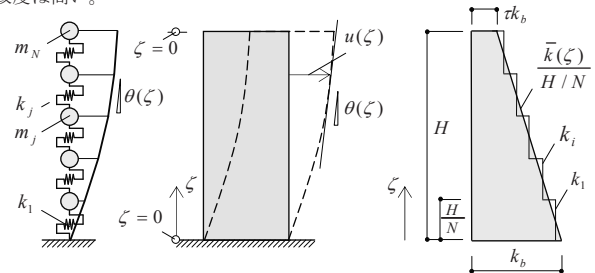
となる。式(A7)の根 A を求めれば、固有関数は、

$$\phi(\zeta) = K_0(Z(\zeta)) - \frac{K_0(Ai)}{I_0(-Ai)} I_0(-Z(\zeta)) \quad (A8)$$

で表され、物理的に意味ある値を得るには、この実部をとれば良い。また、層間変形角(連続体の場合は変位勾配) θ は、式(A8)を ζ で空間微分し、 α 次の第1種Bessel関数 J_α を用いて、以下となる。

$$H\theta = \frac{d\phi}{d\zeta} = \left\{ \frac{K_0(Ai)}{J_0(A)} J_1(Z(\zeta)) - i K_1(Z(\zeta)) \right\} \frac{dZ(\zeta)}{d\zeta} \quad (A9)$$

付図2に梁モデルと質点系モデルの3次までの振動モードを示す。最も誤差が拡大し易い条件として、現実的な範囲でなるべく小さな $\tau=0.2$ の場合を代表して掲載している。超高層に属する $N=15$ 程度でも2つの振動モードの一致度は高い。



(a) 質点系モデル (b) せん断梁モデル (c) 等価せん断剛性
付図1 せん断型質点系モデルで表される主系の連続体置換

剛性分布 τ に応じて、式(A7)の特殊関数による超越方程式を求解することは煩雑である。そこで、閉解の得られる $\tau=1$ の振動数係数 λ_0 を基準として、 j 次の振動数係数 $\lambda_{(j)}$ を近似的に次のように表す。

$$\lambda_{(j)} \approx \lambda_{0(j)} \left\{ 1 - a_{1(j)}(1-\tau) - a_{2(j)}(1-\tau)^2 \right\}, \quad \lambda_{0(j)} = (j - \frac{1}{2})\pi \quad (\text{A10a, b})$$

ここに、 $a_{1(j)}, a_{2(j)}$ は回帰係数である。 $\tau \in [0.2, 1.0]$ の範囲で、式(A7)の非線形方程式を Newton 法により数値的に解き、得られた λ の解集合に対して、最小二乗法により $a_{1(j)}, a_{2(j)}$ を推定した結果、

$$a_{1(j)} = \begin{cases} 0.14 & j=1 (\text{基本モード}) \\ 0.22 & j=2 \sim 5 (\text{高次モード}) \end{cases}, \quad a_{2(j)} = \begin{cases} 0.073 & j=1 \\ 0.14 & j=2 \sim 5 \end{cases} \quad (\text{A11a, b})$$

を得る。付図 3 に示すように、高次モードの振動数係数は、単一の曲線で整理される。平均剛性を用いた一様せん断剛性を持つせん断梁の固有振動数の理論式（以下、平均剛性式）²⁷⁾でも誤差は高々 10% 程度のため、平均剛性式を用いて振動数を評価しても、実用上問題ない。しかし、 λ は振動モードの形状も定める要因となるため、主系頂部において層間変形角が零から逸脱しないように、より精度の高い式(A10)および式(A11)を用いることとする。

刺激係数についても式(A8)を積分せず済むよう、回帰式を与えておく。 $\tau=1$ のとき、1 次モードの頂部振幅を用いて、 j 次モードを正規化した場合、刺激係数 $\beta_{0(j)}$ は次式となる。

$$\beta_{0(j)} = 4 / \{ \pi (2j - 1) \} \quad (\text{A12})$$

$\tau \neq 1$ のとき、同一の正規化条件で数値積分により刺激係数 $\beta_{(j)}$ を求めた値を式(A12)で基準化した値 ($\beta_{(j)} / \beta_{0(j)}$) を付図 4 に示す。曲線群の特徴から、これらを分数関数で表せば、

$$\beta_{(j)} / \beta_{0(j)} = \begin{cases} 0.95 + 1 / (4.3 + 15\tau) & j=1 (\text{基本モード}) \\ 0.77 + 1 / (1.3 + 3.0\tau) & j=2 \sim 5 (\text{高次モード}) \end{cases} \quad (\text{A13})$$

となる。数%程度の誤差を問題にしなければ、1 次は 1 でも問題ない。付図 5 には、回帰式により計算した層間変形角の刺激関数の一例を示してある。

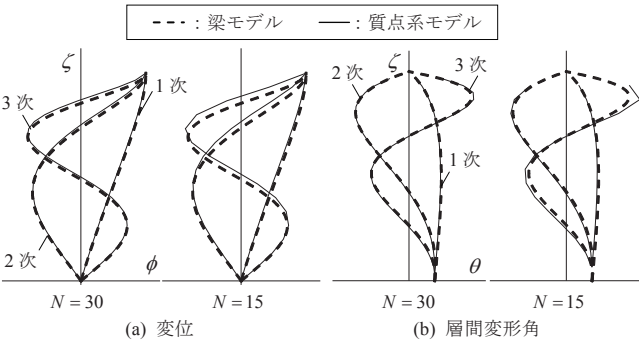
付録 3 等価 2 質点系と多質点系の応答低減率の対応

制振対象でない高次モードの影響により、最大層間変形角に対しては、等価 2 質点系で評価した変位応答の低減と同量までを得ることはできない可能性がある。ここでは、制振効果の損失程度を包括的に見積もることとする。

4.3 節から、最大の層間変形角 θ は、SRSS 法を用いて次式で評価できる。

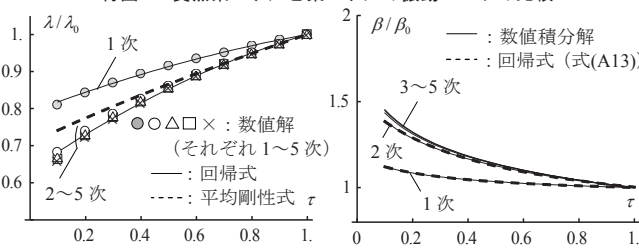
$$\theta(\zeta) = \sqrt{\sum_j \{ \beta_{(j)} \cdot \tilde{\theta}_{(j)}(\zeta) \cdot D_n(h_{r(j)}^a, h_0) \cdot S_r(\omega_{r(j)}, h_0) / \omega_{r(j)} \}^2} \quad (\text{A14})$$

ここに、 $\tilde{\theta}_{(j)}$ は前述した振動モードの正規化条件で、式(A9)を正規化した値である。式(19)から、1 次モードの等価減衰定数を $h_{r(1)}^a = h_0 + \Delta h_1^a$ で評価し、 $j \geq 2$ に対しては $h_{r(j)}^a = h_0$ とする。 $T_f \geq T_c$ で一定となるバイリニア型速度応答スペクトルを仮定し、剛性比例型減衰を用いた場合、式(33)および式(A9)～式(A14)を用いて層間変形角の低減率を分析する。付図 6 や付図 7(a) に示すように、上層部では 1 質点系（あるいは 1 次モード）の応答に比べて、応答低減率が損失する。建物の 1 次固有周期が長いほど、この損失が大きい傾向にある。一方、層間変形角の空間平均値で見れば、この損失は 10% 未満に収

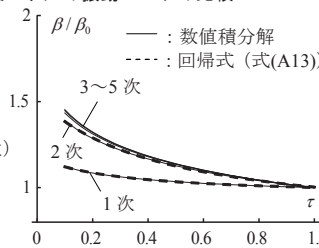


注) 変位は頂部を 1 に基準化し、層間変形角は基部を 1 に基準化している。

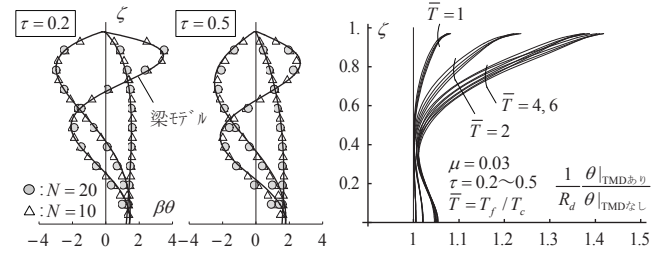
付図 2 質点系モデルと梁モデルの振動モードの比較



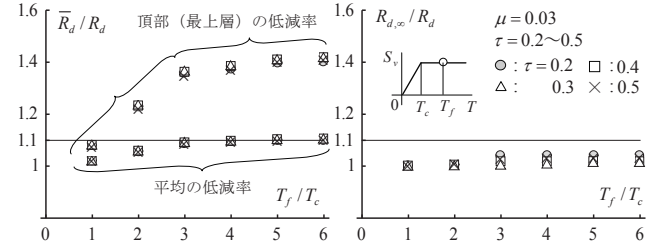
付図 3 振動数係数の近似



付図 4 刺激係数の近似



付図 5 変形角の刺激関数



付図 6 層間変形角低減率(剛性比例型減衰)

付図 7 多質点系と等価 2 質点系の応答低減率の比較

まる (付図 7(a)). 一般に、上層部では層間変形角が相対的に小さいから、最大層間変形角の低減率で見ても、1 次モードの応答の応答低減率と同程度となる (付図 7(b)). この結論は、層剛性分布にあまり左右されない。

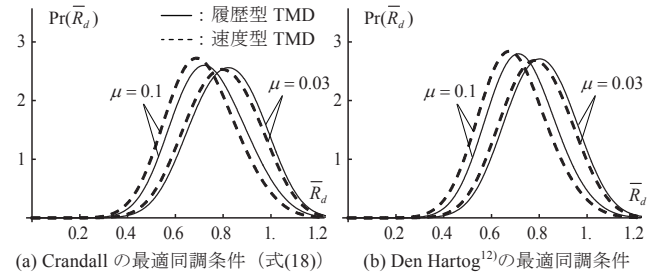
付録 4 観測波位相の模擬地震動に対する TMD の制振性能

図 4 と同一の目標スペクトルに対して、位相特性に付表 1 の観測波を用いた場合の応答低減率を検討する。その他の解析条件は、5.1 節と同一である。付図 8 に層間変形角の応答低減率 $\bar{R}_d$ を示す。2 種類の TMD の結果は概ね等しく、中央値の比率は約 5% だけ履歴型 TMD の方が大きい (付図 8(a)). これは、式(18)の最適同調条件の代わりに、Den Hartog の条件¹²⁾を用いた場合でも同じである。付図 9 には、付図 8(a)の $\mu=0.03$ (履歴型 TMD) のときの各地震動に対する応答結果の内訳を記載している。付図 8 の中央値は 0.8 であり、いずれの地震動に対する結果もその前後の値を示していることが解る。

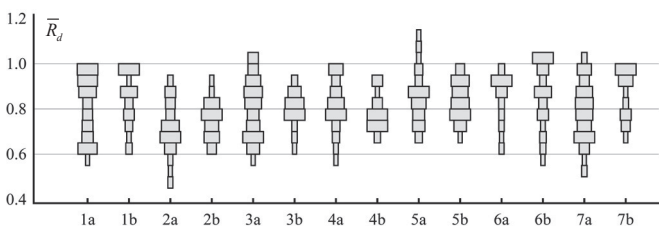
付表 1 告示波の位相特性に用いた観測波

No.	地震名	観測点	PGA (cm/s ²)		備考
			NS	EW	
1	Imperial Valley 1940	El Centro	341.7	210.1	—
2	Kern Country 1952	Taft	152.7 ^{*1}	175.9 ^{*2}	^{*1} N021E, ^{*2} N111E
3	十勝沖 1968	八戸	272.1	199.9	—
4	宮城県沖 1978	東北大学	258.0	203.1	—
5	釧路沖 1993	JMA 釧路	692.8 ^{*1}	576.0 ^{*2}	^{*1} N063E, ^{*2} N153E
6	兵庫県南部 1995	JMA 神戸	820.6	619.2	—
7		JR 鷹取駅	605.5	657.0	—

注) PGA は、原波の値を示す。



付図 8 告示波 (観測波位相) の結果



注) 横軸の数字は、付表 1 の No. と対応する (ただし、a: NS 方向, b: EW 方向)。

付図 9 模擬地震動 (観測波位相) に対する応答低減率のヒストグラム

PASSIVE CONTROL OF SUPER HIGH-RISE BUILDINGS USING HYSTERIC TUNED MASS DAMPER

Kensaku KANEKO *

* Assist. Prof., Dept. of Built Environment, Interdisciplinary Graduate School of Science and Technology, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

Recently, super high-rise buildings of an early date are thought possibly to suffer severe damage by coming long period ground motions. The objective of this study proposes seismic retrofit procedure using a hysteric dynamic absorber located at top of the existing buildings.

Firstly, the buildings are modeled as a lumped mass model having single degree of freedom (SDOF). The target system is two degree of freedom system consisting of this SDOF system and the roof top absorber with one mass. The absorber is a normal bi-linear hysteresis model. Other two types of the absorber are employed because it is difficult to obtain three optimal parameters determining the bi-linear hysteresis model at a time. The optimal yielding strength of a friction damper (or coulomb slider model) is discussed. The optimal parameters are obtained in such a way as to maximally reduce seismic response of the buildings by numerous time history analyses. The optimal yielding strength is the value that multiplied 0.25 by base shear coefficient of the buildings without the absorber. This value holds for any building having wide variety of natural periods if the velocity response spectrums around the target buildings are almost flat shaped. The optimal post yielding stiffness is determined through the response surface model created by time history analyses of the system with a rigid-plastic absorber. This optimal stiffness is almost accorded with the well-known optimal value based on a linear viscous absorber. In other words, the optimal stiffness is governed by the ratio of the damper mass to the effective mass of the building. Finally, the optimal initial stiffness is discussed by the bi-linear hysteresis absorber having the optimal yield strength and the optimal post-yielding stiffness derived from the previous study. The initial stiffness of the absorber contributes little to the maximum displacement of both of the buildings and the absorber if the ratio of the initial frequency of the absorber to the natural frequency of the building is more than three. Therefore, the initial stiffness is trivial in case that this condition is satisfied. Through the above-mentioned study, all of the optimal parameters are presented. Using these parameters, the optimal absorbers potentially mitigate maximum seismic response by forty percent in case that the mass ratio is 0.03.

Secondary, multi degree of freedom system for the buildings is employed to consider higher modal responses. It is theoretically shown that the vibration modes are coupled if the hysteric absorber is adopted. However, the every coefficient of correlation between any modal responses are relatively 0.25 when the absorber is optimally tuned. Consequently, the modal responses evaluated by the response spectrum method can be combined by using the square root of square sum (SRSS) method. The hysteric absorber is able to reduce only one mode like the linear viscous damper. Therefore, the higher mode responses of the building remain if the absorber is optimally tuned to reduce the first vibration mode. However, it is confirmed that the performance decline by ten percent by the response spectrum approach in terms of mitigation of the story drift angles.

Finally, effectiveness of seismic mitigation is verified through a comparison of the hysteric and the linear viscous absorber. Ten simulated long period ground motions and twenty super high-rise buildings with natural periods ranging from two seconds to six seconds are employed. It is concluded that the hysteric absorber meeting the optimal condition have almost the same performance as the linear viscous one.

(2015年8月4日原稿受理, 2015年12月7日採用決定)