

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	広範な地震動強さに対して応答低減を可能とする履歴型層間ダンパーとTMDの併用
Title(English)	Design Method of Combination of Hysteresis Dampers and Tuned Mass Damper in Order to Reduce Seismic Response for wide Range of Seismic Intensity
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. 82, No. 740, p. 1577-1587
Citation(English)	Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 82, No. 740, p. 1577-1587
発行日 / Pub. date	2017, 10
Rights	日本建築学会
Relation	is version of: https://www.jstage.jst.go.jp/article/aijs/82/740/82_1577/_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

広範な地震動強さに対して応答低減を可能とする履歴型層間ダンパーと TMD の併用

DESIGN METHOD OF COMBINATION OF HYSTERESIS DAMPERS AND TUNED MASS DAMPER
IN ORDER TO REDUCE SEISMIC RESPONSE FOR WIDE RANGE OF SEISMIC INTENSITY

金子 健作*

Kensaku KANEKO

This paper proposes the combination of a tuned mass damper and steel-type story damper to reduce both story drift and floor accretion in a wide range of seismic intensity. Linearized stochastic time history analysis is conducted with respect to the 2-DOF model consisting of the building and the TMD. Convenient evaluation methods of optimal tuning condition, seismic effectiveness, and peak deformation of the TMD are proposed. It is confirmed that the predicted response of these interest show excellent agreement with the response obtained by the stochastic analysis.

Keywords : Tuned mass damper, Optimum condition, Floor acceleration, Response prediction, Long period ground motion, Super high-rise building

同調質量ダンパー, 最適同調条件, 床応答加速度, 応答予測, 長周期地震動, 超高層建物

1. はじめに

平成 28 年 6 月に国土交通省は、「超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動への対策について」(以下, 長周期通達)を通達した。それは, 建設地と周期帯によっては, 耐震設計の際, 告示スペクトルよりも最大で 2 倍の振幅の応答スペクトルの使用を勧告するものである。一方, それ以前から, 日本建築構造技術者協会(JSCA)関西支部では, 上町断層帯を震源とする地震動を対象として, 従来のレベル 2 を超えるレベル 3 地震動を自主的に定めている¹⁾。ただし, この設計クライテリアは, 倒壊防止などの過酷な状態に対する安全性確保に緩和することを認めている。一方, 長周期通達では, レベル 2 地震動に準じた耐震設計が求められる。このような大振幅地震動に対し建物を設計するには, 次の方法が考えられよう。一つは, 地域に固有のスペクトル速度の卓越周期を避けるように架構の剛性や軒高を調整する方法である。もう一つは, 層間ダンパーの設置数を増やす方法である。前者では, 応答スペクトルの共振域の裾野が広く, 解決が困難な場合が考えられる。後者は, 主架構に比べてダンパーの負担力を大きくし過ぎると, 中小地震動における塑性率が小さい範囲では, 付加減衰効果よりも建物の短周期化の影響が勝り, 加速度応答を悪化させる恐れがある²⁾。

このような背景のもと, 本研究では, 建物の層間変位と床応答加速度の両者を低減する方法として, 履歴型の層間ダンパーと建物の高層階に設置する同調質量ダンパー(TMD)を併用した制振方法を提案する。この設計方針は, ごく単純化すると, 次の 2 つが考えられる。一つは, まず TMD が無いものと見做して, 一旦, 履歴型ダンパーを設計し, その後, 履歴型ダンパーが降伏する前の建物の

弾性固有周期に対して, TMD の剛性を調整する方法である。これにより, ダンパーの塑性率が小さい範囲において, TMD により床応答加速度を抑えつつも, より高いダンパーの負担力の設定を期待できる。もう一つは, 架構の大変形時に関心を向け, TMD と履歴型ダンパーが協調し, 建物の塑性率を最小化するように両者を設計する方法である。しかしながら, 複数の地震動強さに対して, 層間変位と床応答加速度の目標性能を満足するように, TMD と履歴型ダンパーの両者を試行錯誤的に設計することは煩雑であり, 得られる結果の見通しも悪い。そのため, 何らかの設計規範が必要である。

これまでの非弾性建物に対する TMD の応答低減効果の研究は, 大きく次の 2 種類に分類される。一つは, 系の定常応答に限定し, Caughey の方法による等価伝達関数(記述関数)³⁾から議論した研究である(例えば⁴⁾)。もう一つは, 多質点系モデルを用いた非線形時刻歴応答解析によるものである(例えば^{5), 6)})。前者は, 非線形復元力履歴に含まれる高次項を無視しており, 後者は, 複数の観測波による個別の知見を TMD の設計にどう生かすかの観点はない。

本論文では, 著者が提案した弾性系に対する TMD の応答指定型設計法^{7), 8)}を発展させ, TMD と履歴型層間ダンパーを併用した制振システムの動特性の包括的理解を目的とする。本報では, 架構を等価 1 質点系とし, 層間ダンパーの履歴則に Bouc-Wen モデルを用いる。地動をホワイトノイズに限定し, 応答の 2 乗平均に着目した H_2 ノルム最適化問題を取り扱う。統計的等価線形化法を用いた不規則振動解析により, 層間ダンパーの塑性率に応じた TMD の最適設計, 制振性能および TMD の最大変形に関する簡易な評価式を提案する。最後に, 例題をとおして, 提案する制振システムの有効性を示す。

* 東京工業大学環境・社会理工学院建築学系 助教・博士(工学)

Assist. Prof., School of Environment and Society, Dept. of Architecture and Building Engineering, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

2. 建物-TMD 系に対する非線形不規則振動解析の概要

2.1 等価 2 質点系による振動方程式

対象は、鋼材系あるいは摩擦系の履歴型ダンパーが連層配置された制振建物である。その屋上あるいは高層階に Voigt モデルで表される TMD が設置された状況を想定する(Fig. 1(a))。本報では、論旨を明確にするため、架構は弾性範囲に限定する。また、便宜的に、TMD を除いた架構と層間ダンパーから成る系を建物と呼ぶことにする。多質点系で表される建物を等価 1 質点系で取り扱い、これと 1 質点系の TMD を接続することを考える(Fig. 1(b))。ここでは、理解しやすいよう、弾性建物の動的縮約による振動方程式をまず示し、その後に建物の復元力項を非線形復元力に置換する手順で説明する。

架構と層間ダンパーから成る 1 質点系の 1 次モードの有効質量を M_b^{eff} 、粘性減衰係数を C_b および初期剛性を K_b とする。また、TMD の質量を m_a 、粘性減衰係数を c_a および剛性を k_a とする。

TMD の質量の付加により架構の振動モードが変化しないと仮定する。このとき、地動加速度 $\ddot{u}_g$ を受ける建物-TMD 系の振動方程式は、以下のように表される⁷⁾。

$$\begin{bmatrix} m_a & 0 \\ 0 & M_b^{eff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_a \\ \ddot{q} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_a & -c_a\psi \\ -c_a\psi & C_b + c_a\psi^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_a \\ \dot{q} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_a & -k_a\psi \\ -k_a\psi & K_b + k_a\psi^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_a \\ q \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_a & 0 \\ 0 & M_b^{eff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (1)$$

ここに、 q, u_a はそれぞれ建物の代表変位および TMD の地盤面からの相対変位である。 ψ は、TMD がいない状態での建物の刺激関数のうち、TMD が設置される階の値である。したがって、 ψq がその階の変位となる。各部の剛性および減衰係数を次のように定める。

$$k_a = m_a \omega_a^2 \quad (2a)$$

$$C_b = 2M_b^{eff} h_b \omega_f, \quad c_a = 2m_a h_a \omega_a \quad (2b, c)$$

ここに、 ω_a, ω_b はそれぞれ TMD の固有円振動数および建物の初期固有円振動数である。 h_a, h_b はそれぞれ TMD および建物の減衰定数である。建物の減衰係数 C_b は、ダンパーがない架構のみの固有振動数 ω_f に対して設定している。さらに、建物に対する TMD の質量の比を次式で定義する。

$$\mu = \frac{m_a}{M_b^{eff}}, \quad \bar{\mu} = \psi^2 \mu \quad (3a, b)$$

式(3b)は、TMD の制振効果や TMD の最大変形を支配する特徴量である^{7), 8)}。式(2)および式(3)を用い、変位 u_a の代わりに TMD と建物 (TMD との接続階) の相対変位 $d (= u_a - \psi q)$ を導入すると、式(1)の振動方程式は、次のように書き換えられる。

$$\ddot{d} + 2h_a \omega_a \dot{d} + \omega_a^2 d = -(\ddot{u}_g + \psi \ddot{q}) \quad (4a)$$

$$\ddot{q} + 2h_b \omega_f \dot{q} + \frac{Q(q)}{M_b^{eff}} - \frac{2\bar{\mu} h_a \omega_a}{\psi} \dot{d} - \frac{\bar{\mu} \omega_a^2}{\psi} d = -\ddot{u}_g \quad (4b)$$

式(4b)では、これまで弾性に限定される建物の復元力項 $M_b^{eff} \omega_b^2 q$ を $Q(q)$ で置き換えた。層間ダンパー降伏時の建物の降伏耐力を Q_y とし、降伏後の接線剛性 K^p に対する初期剛性 K の比 (2 次剛性比) を p とする (Fig. 2(a))。内部状態変数 z を導入し、 $Q(q)$ を次のように線形項 (架構部) と履歴項 (層間ダンパー部) に分離する。

$$\frac{Q(q)}{M_b^{eff}} = \omega_f^2 q + (1-p) \frac{Q_y}{M_b^{eff}} z = p \omega_b^2 q + (1-p) \alpha_y g z \quad (5)$$

ここに、 $Q_y = \alpha_y M_b^{eff} g$ であり、 α_y は 1 次モードの有効質量に対する降伏せん断力係数、 g は重力加速度である。

式(5)を式(4b)に代入した式と式(4a)を再掲すれば、解くべき振動方程式は、最終的に以下になる。

$$\ddot{d} + 2h_a \omega_a \dot{d} + \omega_a^2 d = -(\ddot{u}_g + \psi \ddot{q}) \quad (6a)$$

$$\ddot{q} + 2h_b \omega_f \dot{q} + p \omega_b^2 q + (1-p) \alpha_y g z - \frac{2\bar{\mu} h_a \omega_a}{\psi} \dot{d} - \frac{\bar{\mu} \omega_a^2}{\psi} d = -\ddot{u}_g \quad (6b)$$

実際には、この振動方程式と後述する z の時間変化率を合わせた連立常微分方程式を q, d, z について解く必要がある。

2.2 履歴型層間ダンパーのモデル化

履歴型層間ダンパーに係る内部状態変数 z については、Bouc-Wen モデル⁹⁾を用いると、 z の時間変化率が次のように表される。

$$\dot{z} = \frac{A \dot{q} - \beta \dot{q} \|z\|^{n-1} z - \gamma \dot{q} |z|^n}{q_y} \quad (7)$$

ここに、 A, β, γ および n のパラメータは、次に述べる特徴を定める。 $n (\geq 1)$ は復元力の定常ループの滑らかさを表す指数である。 $n \rightarrow \infty$ のとき、ダンパーの履歴特性は完全弾塑性となり、 n が小さいときには、Ramberg-Osgood 型のような履歴特性を示す (Fig. 2(b))。 $\beta = \gamma$ のとき、除荷剛性が初期剛性と等しくなる。 $\beta + \gamma = 1$ かつ $A = 1$ とした場合は、 Q_y / q_y は初期剛性 K_b に一致するため、式(7)における q_y は、建物の処女降伏時の代表変位という物理的意味を有する。なお、Bouc-Wen モデルの原式では、降伏耐力が β や γ のパラメータ自体にも影響される。そのため、式(7)では、物理的意味を把握しやすいように、原式を書き換えている。

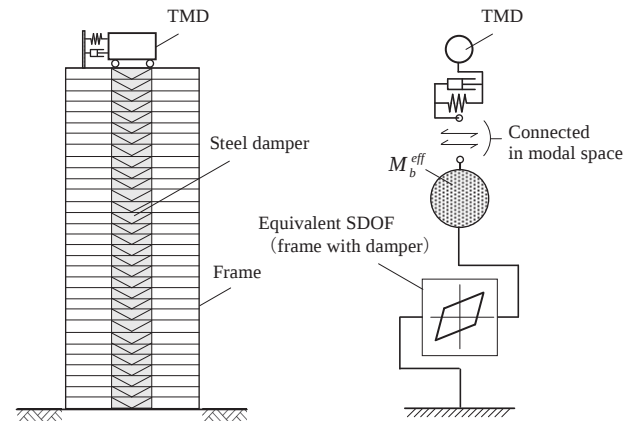


Fig. 1 Proposed passively-controlled system and its analysis model

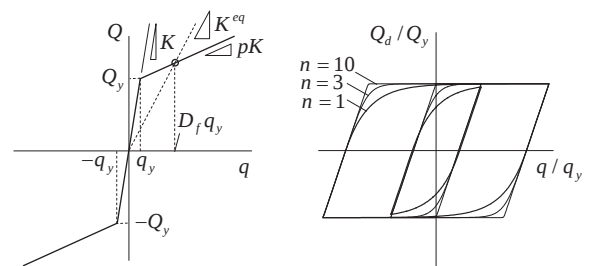


Fig. 2 Restoring forces of frame and damper

2.3 建物-TMD系の振動を支配する共分散の微分方程式

式(6)の振動方程式から、応答の確率過程を支配する式を誘導する。

式(7)の $\dot{q}$ と z に対して、統計的等価線形化をおこなうと、

$$\dot{z} = c_e \dot{q} + k_e z \quad (8)$$

のように書ける。係数 c_e, k_e は、Atalik and Utku¹⁰⁾の統計的等価線形化手法から求められ、具体的な式については、2.4節で後述する。式(6)と式(8)をまとめると、以下の状態方程式を得る。

$$\dot{\mathbf{Y}} = \mathbf{A}\mathbf{Y} + \mathbf{b}\ddot{u}_g \quad (9)$$

ここに、

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ -p\omega_b^2 & \frac{\bar{\mu}\omega_a^2}{\psi} & -2h_b\omega_f & \frac{2\bar{\mu}h_a\omega_a}{\psi} & -(1-p)\alpha_y g \\ \psi p\omega_b^2 & -(1+\bar{\mu})\omega_a^2 & \psi \cdot 2h_b\omega_f & -(1+\bar{\mu})2h_a\omega_a & \psi(1-p)\alpha_y g \\ 0 & 0 & c_e/q_y & 0 & k_e/q_y \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{Y}^T = (q \quad d \quad \dot{q} \quad \dot{d} \quad z), \quad \mathbf{r}^T = (0 \quad 0 \quad 1 \quad 1 - \psi \quad 0) \quad (10a-c)$$

である。いま、地動をパワースペクトル密度 S_0 を有するホワイトノイズでモデル化すると、 $E[\ddot{u}_g(t)\ddot{u}_g(t+\tau)] = 2\pi S_0 \delta(\tau)$ ($\delta(\cdot)$: Dirac のデルタ関数, $E[\cdot]$: 期待値の演算)の関係性を有する。このとき、式(9)の状態方程式から、次式の微分方程式が誘導される¹¹⁾。

$$\dot{\mathbf{V}} = \mathbf{A}(\mathbf{V})\mathbf{V} + \mathbf{V}\mathbf{A}(\mathbf{V})^T + 2\pi S_0 \mathbf{b}\mathbf{b}^T \quad (11)$$

ここに、 $\mathbf{V}$ は建物と TMD の応答の分散共分散マトリクスであり、その成分は以下になる。

$$\mathbf{V} = E[\mathbf{Y}(t)\mathbf{Y}(t)^T] = \begin{pmatrix} \sigma_{qq}^2 & \sigma_{qd}^2 & \sigma_{q\dot{q}}^2 & \sigma_{q\dot{d}}^2 & \sigma_{qz}^2 \\ \sigma_{dq}^2 & \sigma_{dd}^2 & \sigma_{d\dot{q}}^2 & \sigma_{d\dot{d}}^2 & \sigma_{dz}^2 \\ \sigma_{\dot{q}q}^2 & \sigma_{\dot{q}d}^2 & \sigma_{\dot{q}\dot{q}}^2 & \sigma_{\dot{q}\dot{d}}^2 & \sigma_{\dot{q}z}^2 \\ \sigma_{\dot{d}q}^2 & \sigma_{\dot{d}d}^2 & \sigma_{\dot{d}\dot{q}}^2 & \sigma_{\dot{d}\dot{d}}^2 & \sigma_{\dot{d}z}^2 \\ \sigma_{zq}^2 & \sigma_{zd}^2 & \sigma_{z\dot{q}}^2 & \sigma_{z\dot{d}}^2 & \sigma_{zz}^2 \end{pmatrix} \quad (12)$$

ここに、 σ は 2 乗平均応答である。 $\mathbf{V}$ は対称マトリクスであるため、実際の未知数は 15 である。また、係数 $\mathbf{A}$ の成分は状態変数 $\mathbf{V}$ に依存するため、式(11)は非線形の微分方程式となる。ここでは、Runge-Kutta 法により、時刻 t の $\mathbf{V}(t)$ を逐次的に求める。

ところで、式(11)は、応答のドリフト成分を考慮できない。ただし、ダンパー配置の制約から、制振建物での 2 次剛性比 p はおよそ 0.3 以上となり、このような高い 2 次剛性比を有する建物では、残留変位は非常に小さいため¹²⁾、式(11)の制約は問題とならない。

2.4 履歴型層間ダンパーの統計的等価線形化

式(8)については、 $\dot{q}, z$ の同時確率密度関数が Gauss 関数で近似的に表されると仮定すると、次式で表される。

$$c_e = A - \beta F_1 - \gamma F_2, \quad k_e = -\beta F_3 - \gamma F_4 \quad (13a, b)$$

ここに、係数 $F_1 \sim F_4$ は以下になる^{13), 14)}。

$$F_1 = \frac{\sigma_z^n}{\pi} \Gamma\left(\frac{n+2}{2}\right) 2^{n/2} I_s \quad (14a)$$

$$F_2 = \frac{\sigma_z^n}{\sqrt{\pi}} \Gamma\left(\frac{n+1}{2}\right) 2^{n/2} \quad (14b)$$

$$F_3 = \frac{n\sigma_q\sigma_z^{n-1}}{\pi} \Gamma\left(\frac{n+1}{2}\right) 2^{n/2} \left\{ \frac{2(1-\rho_{qz}^2)^{(n+2)/2}}{n} + \rho_{qz}^2 I_s \right\} \quad (14c)$$

$$F_4 = \frac{n\rho_{qz}\sigma_q\sigma_z^{n-1}}{\sqrt{\pi}} \Gamma\left(\frac{n+1}{2}\right) 2^{n/2} \quad (14d)$$

ここに、 $\Gamma(\cdot)$ はガンマ関数である。また、 ρ_{qz} は $\dot{q}$ と z の相関係数であり、 $\mathbf{V}$ の成分から次式で算定できる。

$$\rho_{qz} = \frac{\sigma_{qz}^2}{\sigma_q\sigma_z} \quad (15)$$

また、 I_s は ρ_{qz} をパラメータに含む次式の定積分である。

$$I_s = 2 \int_l^{\pi/2} \sin^n \theta d\theta, \quad l = \tan^{-1} \left(\frac{\sqrt{1-\rho_{qz}^2}}{\rho_{qz}} \right) \quad (16)$$

著者の知る限り、塑性率が 10 にも達するような場合の式(14)の精度は議論されてないため、2.3 節の応答解析法を別途検証し、本論文で取り扱う条件に適用可能であることを付録 1 で確認している。

3. 制振対象の非線形性を考慮した TMD の最適同調条件式の導出

3.1 層間ダンパー降伏前の地震動強さに対する最適同調条件

層間ダンパーの塑性率に着目した、TMD の最適設計法について述べる。その準備として、本節では、層間ダンパーの変形が弾性限以下にある場合に限定し、建物の変位応答と絶対加速度応答をそれぞれ最小化する 2 つの最適同調条件について述べる。

次式で定義される同調比 γ を導入する。

$$\gamma = \omega_a / \omega_b \quad (17)$$

ホワイトノイズを基礎に受ける建物の 2 乗平均変位応答を最小化する最適同調条件は、以下のとおりである^{7), 15)}。

$$\gamma_{D0}^* = \frac{\sqrt{1-\bar{\mu}/2}}{1+\bar{\mu}}, \quad h_{a,D0}^* = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\bar{\mu}(1-\bar{\mu}/4)}{(1+\bar{\mu})(1-\bar{\mu}/2)}} \quad (18a, b)$$

ここに、 $\gamma_{D0}^*, h_{a,D0}^*$ はそれぞれ最適同調比および TMD の最適減衰定数である。以降、 $(\cdot)^*$ の記号は何らかの最適値を示すのに用いる。

一方、絶対加速度応答を最小化する最適同調条件は、式(18)とは異なる。Warburton が既に同様の解を誘導しているものの、それは $\psi=1$ とした等価 1 質点系に基づいた解である¹⁵⁾。そのため、文献 7) と同様の問題意識に立脚し、以下の最小値問題の解を誘導する。

$$\text{Minimize } E[(\ddot{q} + \ddot{u}_g)^2] \quad (19)$$

ここに、 $E[(\ddot{q} + \ddot{u}_g)^2]$ は、建物の代表位置における絶対加速度の 2 乗平均応答である。この目的関数は、建物-TMD 系における建物部の絶対加速度の伝達関数 H_a を用いて、次のように計算できる。

$$\sigma_{aa} \equiv E[(\ddot{q} + \ddot{u}_g)^2] = \int_{-\infty}^{\infty} |H_a(\omega)|^2 S_0 d\omega \quad (20)$$

式(20)の停留条件

$$\frac{\partial \sigma_{aa}}{\partial \gamma} = 0, \quad \frac{\partial \sigma_{aa}}{\partial h_a} = 0 \quad (21a, b)$$

から得られる連立方程式を γ と h_a について解くことにより、最適同調比 γ_{A0}^* と最適減衰定数 $h_{a,A0}^*$ が得られる。導出における途中式は相

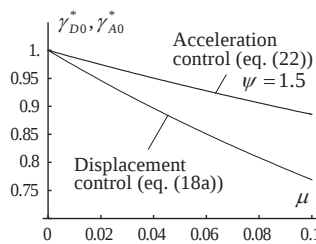


Fig. 3 Optimal tuning ratio

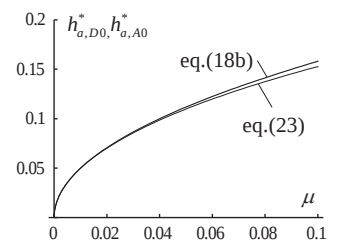


Fig. 4 Optimal damping ratio of TMD

当に煩雑であるため、結果のみを以下に示す。

$$\gamma_{A0}^* = \frac{\sqrt{1 - \mu(\psi/2 - 1)\psi}}{1 + \mu\psi} \quad (22)$$

γ_{D0}^* と異なり、 γ_{A0}^* は μ と ψ の 2 つのパラメータに依存するのが特徴である。Fig. 3 に示すように、常に $\gamma_{A0}^* > \gamma_{D0}^*$ である。ゆえに、建物の層間変位と床応答加速度は同時に最小化できない。

最適減衰定数 $h_{a,A0}^*$ についても、式(21)から同様にして得られる。

$$h_{a,A0}^* = \frac{\sqrt{\mu}}{2} \zeta, \quad \zeta \approx \frac{\sqrt{4 + \mu(4 - \psi)\psi}}{2 + 3\mu(2 - \psi)\psi/2} \quad (23a, b)$$

式(23)が近似解である理由は、厳密解の ζ に含まれる μ の高次項を無視したためである。ただし、この近似誤差は小さい (付録 2)。また、式(23b)は、 $\zeta \approx 1$ としても結果の差異は小さい。さらに、式(18b)を $\mu = 0$ まわりで Taylor 展開すると $h_{a,D0}^* \approx \sqrt{\mu}/2$ となり、式(23a)で $\zeta = 1$ とした結果に一致する。結局、絶対加速度あるいは変位を最小化するそれぞれの最適減衰定数は近似的に一致する (Fig. 4)。

3.2 層間ダンパー降伏後の最適同調条件の推定

3.2.1 TMD の付加による制振効果の尺度

建物が弾性限を超えて応答する場合には、TMD の最適同調条件式の解析的導出は困難である。そのため、ここでは、TMD の剛性 k_a に係る同調比 γ と減衰係数 c_a に係る減衰定数 h_a の 2 つをパラメータにして式(11)の定常解を求め、数値的に最適同調条件式を推定する。

変位応答および絶対加速度応答について、建物の 2 乗平均応答比の平方根 (RMS) と最大応答比の 2 種類を以下のように導入する。

$$(\text{RMS 応答比}) \quad R_{d,2} = \frac{\sigma_{qq}}{\sigma_{qq,w/o}}, \quad R_{a,2} = \frac{\sigma_{aa}}{\sigma_{aa,w/o}} \quad (24a, b)$$

$$(\text{最大応答比}) \quad R_{d,\infty} = \frac{\eta\sigma_{qq}}{\eta_{w/o}\sigma_{qq,w/o}}, \quad R_{a,\infty} = \frac{\eta\sigma_{aa}}{\eta_{w/o}\sigma_{aa,w/o}} \quad (25a, b)$$

ここに、下添え字の w/o は TMD がいない状態での建物の応答を示す。 σ_{aa} は、独立変数である $\mathbf{V}$ の各成分を用いて、算定することができる。式(25)内の η はピークファクターである。その値を評価するため、最大応答が Poisson 過程に従うとした、以下の式を考える¹⁶⁾。

$$\eta = \sqrt{2 \ln \left\{ \frac{2t_d}{T_b^{eq}} \frac{1}{\ln(1-P)^{-1}} \right\}} \quad (26)$$

P は超過確率、 t_d は地動の継続時間である。 T_b^{eq} は建物の等価固有周期であり、統計的等価固有円振動数 ω_b^{eq} から次のように求める。

$$\omega_b^{eq} = \sqrt{(\sigma_{qq}/\sigma_{qq})|_{t=t_d}}, \quad T_b^{eq} = \frac{2\pi}{\omega_b^{eq}} \quad (27a, b)$$

ただし、塑性化による建物の固有周期の変化量に対して、 t_d が長ければ、 $\eta \approx \eta_{w/o}$ である。そのため、以降では RMS 応答比のみを考え、 $R_{d,2} = R_d$, $R_{a,2} = R_a$ とし、これらを応答低減効果係数と呼称する。

3.2.2 層間ダンパーの塑性率と最適同調比の関係

最適同調比 γ^* は、建物の塑性率 D_f により異なる。したがって、質量比 μ に加えて、 γ^* は 2 次剛性比 p と塑性率 D_f のパラメータになる。TMD がある場合の塑性率を Table 1 のとおりとし、この目標値と合致するように地震動強さを収斂計算により調整する。この場合、降伏せん断力係数 α_y とスペクトル加速度 S_0 の比のみが結果に意味を成すため、適当な α_y のもとに入力強さ S_0 を適宜設定する。TMD の質量比は、 $\mu = 0.03, 0.05, 0.1$ の 3 通りとし、 $\psi = 1.5$ に固定する。式(24)や式(25)の基準化した応答を関心対象とすれば、建物の固有周期

による結果の差異はない。その他のパラメータの設定値は、Table 1 のとおりである。

大局的な最小値を求めるためには、応答の極小値を求めればよい。これは、建物が非線形系となる場合でも、TMD が線形系であれば、建物の応答曲面は単峰性を有するためである。時間が十分経過した時刻 t_d での定常状態から式(24)を算定した $\mathbf{V}$ を応答値とする。求めた $\mathbf{V}$ の成分 σ_{qq} から、 $\eta\sigma_{qq}/q_y$ を塑性率 D_f の値とする。

非線形計画法により、推定した変位最小化による最適同調比 γ_D^* を Fig. 5(a) に示す。塑性率 D_f の増大に伴い、最適同調比が低下していくことがわかる。これを建物の等価固有振動数 ω_b^{eq} の低下による原因と解釈し、建物の等価固有周期 T_b^{eq} を弾性時固有周期 T_b で除した固有周期比 Γ を考える。 T_b^{eq} は式(27b)から算出できるが、ここでは後の設計式の構築を勘案して、建物の最大変位に基づく割線剛性 K^{eq} を用いた等価固有周期を用いる²⁾。

$$\Gamma = \frac{T_b^{eq}}{T_b} = \sqrt{\frac{D_f}{1 + p(D_f - 1)}} \quad \text{for } D_f \geq 1 \quad (28)$$

Table 1 Parameters employed in stochastic analysis

Item	Symbol	Values
Damping ratio of main frame	h_b	0.02
Value obtained by multiplying participation factor and component of modal vector at roof floor	ψ	1.5
Stiffness ratio (post yield stiffness / initial stiffness)	p	0.3, 0.5, 0.7
Shape parameter regading hysteresis loop of steel damper	n	1
Ductility factor of steel damper	D_f	Up to 10 (~14)

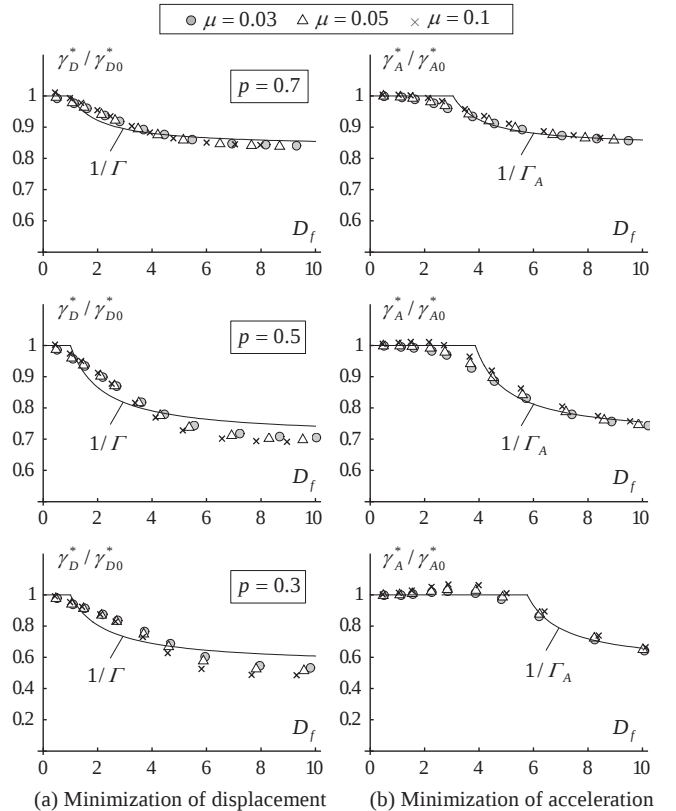


Fig. 5 Optimal tuning ratio in terms of ductility factor

式(28)を用いれば、次のような関係式が成立する。

$$\gamma_D^* = \frac{\omega_a}{\omega_b^{eq}} = \frac{\gamma_{D0}^*}{\Gamma} \rightarrow \frac{\gamma_D^*}{\gamma_{D0}^*} = \frac{1}{\Gamma} \quad (29a, b)$$

式(29b)を Fig. 5(a)に示してある。推定値と概ね対応していることから、制振対象である建物の等価固有円振動数を用いて、最適同調比を評価できる。

絶対加速度の最小化による最適同調比 γ_A^* を Fig. 5(b)に示す。小さい範囲の塑性率 D_f までは、 γ_A^* はほぼ変化せず、ある D_f で γ_A^* が小さくなり始める。この閾値は TMD の質量比 μ に影響されない。本報では、Fig. 5(b)の結果の回帰式を提案する。その前に、現象の理解に役立つと思われる、本問題と類似の床応答スペクトルの特性を紹介しておく。ノーマルパイリニア型の復元力特性を有する建物では、その降伏後に伴う等価固有周期の伸長にも拘らず、弾性固有周期で床応答スペクトルが卓越することが知られる(例えば¹⁸⁾)。Fig. 5(b)からは、 γ_A^* が μ に影響されないことがわかり、無限小質量の TMD に生じる加速度応答は、床応答スペクトルに帰着される。すなわち、この2つの問題は通底している。

最適同調比 γ_A^* を γ_{A0}^*/Γ_A で表し、 Γ_A を回帰する次式を考える。

$$\Gamma_A = \begin{cases} 1 & \text{for } D_f < 1+s \\ \sqrt{\frac{\bar{D}_f}{1+p(\bar{D}_f-1)}} & \text{for } D_f \geq 1+s \end{cases}, \quad \bar{D}_f = D_f - s(p) \quad (30a, b)$$

これは、式(28)で表される D_f と $1/\Gamma_A$ の関係式を D_f 軸方向に s だけ原点移動したものである。Fig. 5(b)から、 s は2次剛性比 p のみの関数で表されるべきである。区分的に定義される式(30)を用いて、最小二乗法により回帰係数 s を推定した結果が次式と Fig. 6 である。

$$s = 1.43/p \quad (31)$$

この結果を式(30)に代入して評価した値を Fig. 5(b)に併記してある。この図は、式(30)の精度が良いことを示している。また、様々な p に対する最適同調比群を包絡する曲線が見出せる (Fig. 7)。

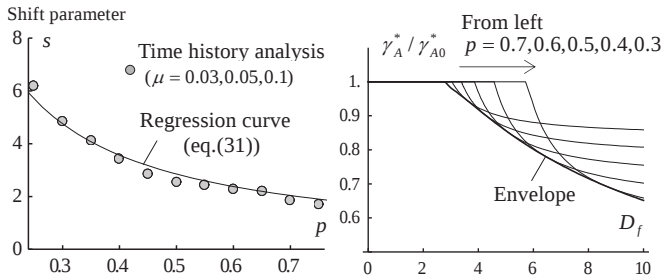


Fig. 6 Regression of shift parameter

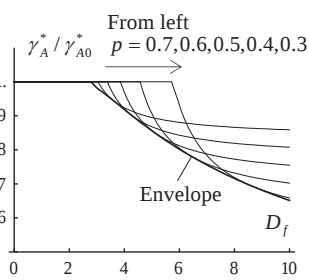


Fig. 7 Optimal tuning ratio

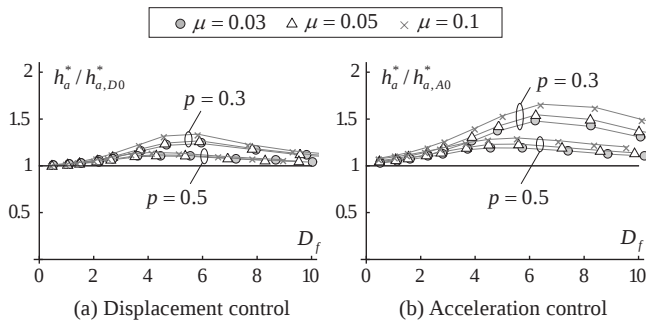


Fig. 8 Optimal damping ratio of TMD in terms of ductility factor

3.2.3 最適減衰定数

前項と同様に、最適減衰定数 h_a^* を推定した結果を Fig. 8 に示す。この図から、 $p = 0.3$ の場合を除いて、建物の塑性化の進展によっても、 h_a^* はあまり変化しないことがわかる。また、 $p = 0.3$ の場合、TMD の減衰定数が $h_a \in [h_{a,D0}^*, h_a^*]$ となる範囲での建物の変位や絶対加速度の変動は極わずかであることを確認している。さらに、実際の設計では、最適減衰定数よりも高い減衰定数を設定して、TMD に生じる過度な変形を抑制することが多い。以上のことを勘案すると、2次剛性比 p の値に拘らず、設計用の TMD の最適減衰定数を次のように一律に定めても、実用上は良いであろう。

$$\text{Minimize } R_d \text{ or } R_a \rightarrow h_a^* \approx h_{a,D0}^* \approx h_{a,A0}^* \quad (32)$$

4. 層間ダンパーの塑性化進展に伴うTMDの制振性能の変化

4.1 最適同調条件時のTMDによる架構の応答低減効果

前章から $h_a^* \approx h_{a,D0}^*$ を踏まえて、TMD の減衰係数 c_a を $2m_a h_{a,D0}^* \omega_a$ の値に固定し、同調比 γ と R_d, R_a の関係を分析する。ここでは、 $\mu = 0.03, p = 0.5$ の場合を例として、Fig. 9 および Fig. 10 に示す。塑性率 D_f が概ね3程度までは、塑性化の進展に伴い応答低減効果が減少していく。この傾向は、 R_d, R_a ともに共通している。それを超

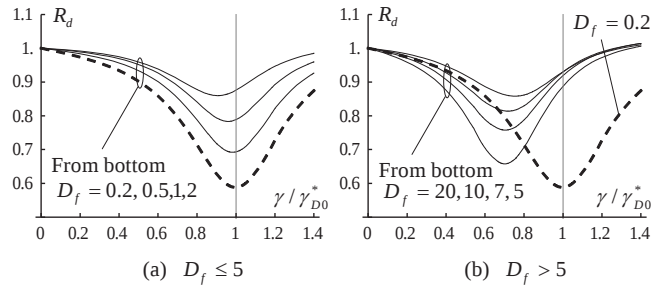


Fig. 9 Variation of reduction factor of building displacement in terms of initial tuning ratio ($\mu=0.03, p=0.5$)

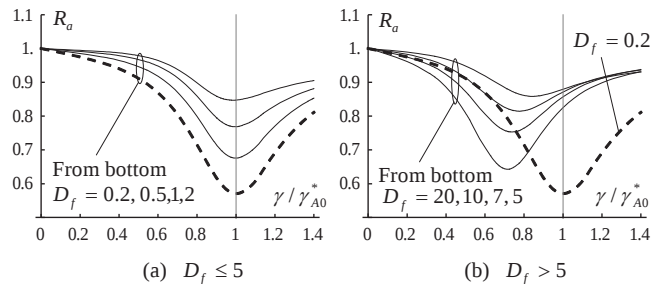


Fig. 10 Variation of reduction factor of floor acceleration in terms of initial tuning ratio ($\mu=0.03, p=0.5$)

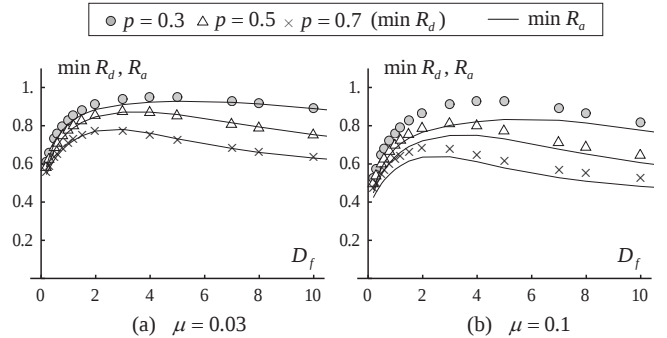


Fig. 11 Maximum reduction factor in terms of ductility factor

えると応答低減効果は徐々に回復する。Fig. 11 は、Fig. 9 と Fig. 10 の縦軸の最小値 $\min R_d = \min R_a$ をそれぞれ追跡し、 D_f との関係で整理したものである。 μ が大きく p が小さい場合を除いて、 $\min R_d$ と $\min R_a$ はほぼ同じ値である。すなわち、変位と加速度を最小化する最適同調比は、それぞれ塑性化に伴う変化の仕方が異なるものの、それぞれの最適同調比では、TMD の制振効果は同じである。

4.2 層間ダンパーによる等価付加減衰定数の分離

塑性化の進展に伴うTMDの制振性能の変化を分析するため、全体系の等価付加減衰定数のうち、履歴減衰分を抽出する。

Rosenblueth¹⁷⁾は地震応答に対して精度の高い等価減衰定数を提案しているが、ここでは、入力の特性に対応した等価減衰定数を抽出する。TMDがない建物における確率論的地震応答解析により、塑性率と履歴減衰のみによる等価付加減衰定数の関係を表す。

TMD-建物の等価付加減衰定数 Δh^{eq} が層間ダンパーの履歴減衰による寄与分 Δh_p^{eq} とTMDの制振による寄与分 Δh_a^{eq} に加法分離できると仮定する。これを式で書くと、以下のようになる。

$$h^{eq} = h_b + \Delta h^{eq}, \quad \Delta h^{eq} = \Delta h_p^{eq}(p, D_f) + \Delta h_a^{eq} \quad (33a, b)$$

まず、定常不規則振動論によれば、弾性系の建物の2乗平均変位 $\sigma_{qq,e}^2$ は、次式で表される¹¹⁾。

$$\sigma_{qq,e}^2 = \frac{\pi S_0}{2h_b \omega_b^3} \quad (34)$$

つぎに、履歴減衰による等価減衰定数を $h_p^{eq}(=h_b + \Delta h_p^{eq})$ とし、入力のパワースペクトル密度 S_0 が一定であることを踏まえ、弾塑性応答における建物の変位の2乗平均値 σ_{qq}^2 を次式のように表す。

$$\sigma_{qq}^2 = \frac{\pi S_0}{2h_p^{eq} \omega_b^{eq3}} \quad (35)$$

ここで、 ω_b^{eq} は式(27)から求められる。式(34)と式(35)を用いて、ダンパーの塑性化による応答変化 $R_{d,p}$ を次式のように定義する。

$$R_{d,p} = \frac{\sigma_{qq}}{\sigma_{qq,e}} \quad (36)$$

式(34)と式(35)を Δh_p^{eq} について解くと、次式を得る。

$$\Delta h_p^{eq}(p, D_f) \approx \left(\frac{1}{R_{d,p}^2} \frac{\omega_b^3}{\omega_b^{eq3}} - 1 \right) h_b \quad (37)$$

式(11)の微分方程式から $R_{d,p}$ を計算すれば、 Δh_p^{eq} の試行値が評価できる。さらに、この Δh_p^{eq} を次式で更新する。

$$\Delta h_{p(new)}^{eq} \leftarrow \left(\frac{\sigma_{qq,e}}{\sigma_{qq}} \right)^2 \Delta h_{p(old)}^{eq} \quad (38)$$

$\Delta h_{p(new)}^{eq}$ の修正量が十分小さくなるまで、式(38)の収斂計算をおこなう。この手順により、履歴減衰による等価付加減衰定数 Δh_p^{eq} と塑性

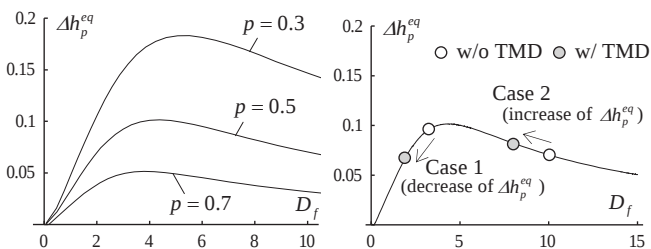


Fig.12 Statistical supplemental damping ratio by steel damper

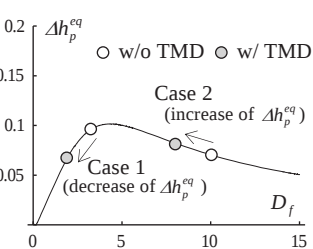


Fig.13 Schematic illustration of change of hysteresis damping

率の関係を計算したのがFig. 12である。塑性率が1以下の範囲でも履歴減衰が若干存在する理由は、Bouc-Wenモデルは処女降伏と後続降伏を区別せず、塑性率が1以下でもラウンドハウス型の復元力特性が履歴ループを描いてしまうためである。Fig. 12から考えられることは、TMDによる建物の変位低減が同時に履歴減衰の低下も招くことであり、そのため、見かけ上、TMDの制振性能が鈍化してしまうことである (Fig. 13のCase 1)。これとは対照的に、ある程度、層間ダンパーの塑性化が進展すれば、TMDによる変位低減に伴う履歴減衰の低下はなくなるから (Fig. 13のCase 2)、TMDの制振性能が回復すると考えられる。この仮説を次節で証明する。

4.3 TMDによる架構の応答低減効果の予測法

4.3.1 TMDによる等価付加減衰定数

時刻歴解析を介さないで、TMDによる応答低減効果を直接予測する方法について述べる。

制振対象が非減衰系あるいはそれに近い系であり、かつ弾性系であれば、TMDによる等価付加減衰を次式で評価できる^{7),8)}。

$$\Delta h_{a0}^{eq*} = \frac{\sqrt{\mu}}{4 + 6\sqrt{\mu}} \quad (39)$$

この式を図で表したものが Fig. 14 である。 ψ が大きいほど Δh_{a0}^{eq*} が大きい。 $\psi = 1.5$ の場合、TMD の質量比 μ が 0.02~0.1 の範囲では、 Δh_{a0}^{eq*} が大凡 0.05~0.1 となる。

式(39)で無視した制振対象の減衰は、TMD による等価付加減衰定数を低下させる。これを考慮するため、以下の評価式を用いる¹⁹⁾。

$$\Delta h_a^{eq*} = \xi \Delta h_{a0}^{eq*} \quad (40)$$

ここで、

$$\xi = 1 - a \cdot (h_b + \Delta h_p^{eq})^b \quad (41)$$

である。式(41)に含まれる回帰係数 a, b は、 $a = 2.9, b = 0.86$ を用いる。式(41)により、Fig. 15に示す低減効果を考慮することになる。この図とFig. 14とを見比べると、層間ダンパーによる影響を無視できないことが理解できよう。例えば、 $p = 0.5$ の場合、Fig. 12から Δh_p^{eq} は最大で約0.1であり、これに対応する ξ は、Fig. 15から約0.5となる。

前述した内容に加え、実際の設計ではTMDの最大変形を抑制するため、最適減衰定数よりも大きな減衰定数をTMDに設定する場合が考えられる。この場合、弾性建物に対する既往式⁸⁾と式(40)を組み合わせ、次式で等価付加減衰定数 Δh_a^{eq} が評価できるものとする。

$$\Delta h_a^{eq} = \frac{2\Lambda}{1 + \Lambda^2} \Delta h_{a0}^{eq*}, \quad \Lambda = \frac{h_a}{h_a^*} \quad (42a, b)$$

4.3.2 応答低減効果の予測手順

以上の準備のもとで、応答低減効果の予測手順を述べる。まず、不規則振動下での応答低減効果係数 R_d は、次のように表される。

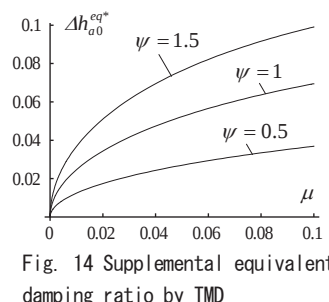


Fig. 14 Supplemental equivalent damping ratio by TMD

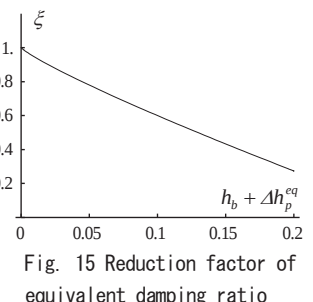


Fig. 15 Reduction factor of equivalent damping ratio

$$R_d = \sqrt{\frac{h_b + \Delta h_p^{eq}}{h_b + \Delta h_p^{eq} + \Delta h_a^{eq}}} \quad (43)$$

ここでの Δh_p^{eq} の算定には、4.2節の結果 (Fig. 12) を用いる。式(43)に含まれる Δh_p^{eq} などの値は D_f の関数であり、ひいては、式(43)の右辺も R_d の関数である。したがって、式(43)は R_d に関する非線形方程式となる。この方程式から、 R_d を求めるためには、以下の手順で収斂計算をおこなえばよい。

(ステップ1: 塑性率の試行値の設定)

$$D_{f(0)} = D_{f,w/o} \quad (44a)$$

(ステップ2: 応答低減効果係数の算定)

$$R_{d(i)} = \sqrt{\frac{h_b + \Delta h_p^{eq}(D_{f(i)})}{h_b + \Delta h_p^{eq}(D_{f(i)}) + \xi_{(i)} \Delta h_a^{eq}}} \quad (44b)$$

(ステップ3: 塑性率の更新)

$$D_{f(i+1)} = R_{d(i)} D_{f,w/o} \quad (44c)$$

(ステップ4: 収束判定)

$\frac{|D_{f(i+1)} - D_{f(i)}|}{D_{f(i)}} > \text{tolerance}$ であれば、 $i \leftarrow i+1$ としてステップ2に戻る。

また、ステップ2では、TMDによる応答低減に伴う等価固有周期の変化は小さいので、これを無視している。上記の収斂計算は、2回程度の収斂回数で十分に収束する。

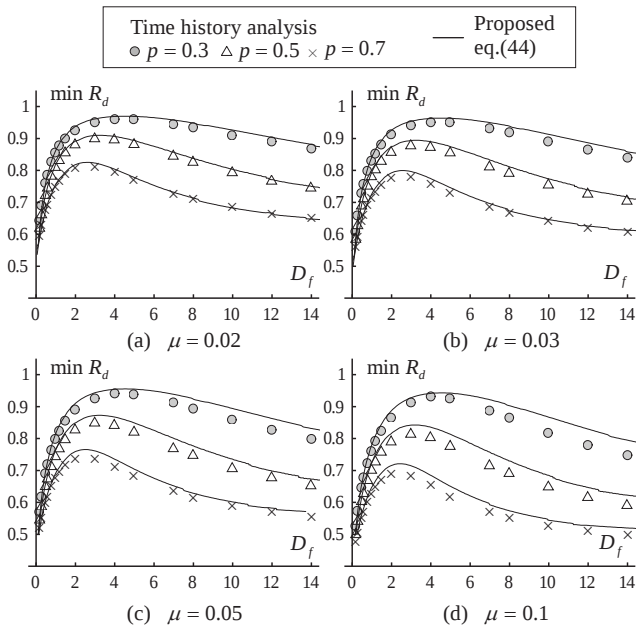


Fig. 16 Estimation of effectiveness of TMD in optimal condition

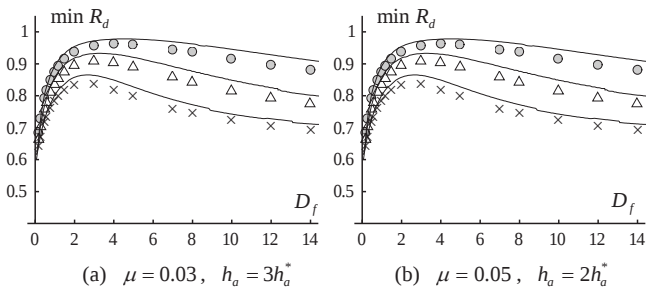


Fig. 17 Estimation of seismic effectiveness of TMD with higher damping than it optimum (legend is common with Fig. 16)

式(44)の手順から、Fig. 11に対応する $\min R_d$ を算定した結果がFig. 16である。また、Fig. 17は最適減衰定数よりも高い減衰定数をTMDに設定した場合である。塑性率の小さい範囲での、塑性化進展に伴う $\min R_d$ の極大点への向かい方やその後の緩やかな減少など、応答低減効果の特徴を良く表現している。質量比が大きいときには若干差異が認められるものの、 $\mu \leq 0.05$ では極めて良く一致している。

以上のことから、TMDによる応答低減効果は、制振対象の減衰の増加による等価付加減衰定数の減少と層間ダンパーの応答低減に伴う履歴減衰の変動の2つの要因から説明できたとと言える。

4.4 各部のエネルギー散逸量の比率

エネルギーの釣合いの観点から、TMDと建物の履歴減衰がどのように応答低減効果に寄与しているかを補足する。

$E(t), W_p(t), W_b(t)$ および $W_e(t)$ をそれぞれ時刻 t のエネルギー入力、塑性散逸エネルギー、減衰エネルギーおよび弾性振動エネルギーとする。 $W_e(t)$ をTMDによる減衰エネルギーとする。このうち、 $W_e(t)$ の期待値は零であり、それ以外の時間変化率は次のように表される。

(層間ダンパーによる塑性散逸エネルギー)

$$\begin{aligned} \frac{d}{dt} \frac{E[W_p(t)]}{M_b^{eff}} &= \frac{pK_b E[q\dot{q}] + (1-p)Q_y E[z\dot{z}]}{M_b^{eff}} \\ &= p\alpha_b^2 \sigma_{qq}^2 + (1-p)\alpha_y g \sigma_{zq}^2 \end{aligned} \quad (45a)$$

(架構の内部粘性減衰による散逸エネルギー)

$$\frac{d}{dt} \frac{E[W_b(t)]}{M_b^{eff}} = \frac{C_b}{M_b^{eff}} E[\dot{q}^2] = 2h_b \sqrt{p} \alpha_b \sigma_{qq}^2 \quad (45b)$$

(TMDの減衰機構による散逸エネルギー)

$$\frac{d}{dt} \frac{E[W_e(t)]}{M_b^{eff}} = \frac{c_a}{M_b^{eff}} E[\dot{d}^2] = 2\mu h_a \omega_a \sigma_{dd}^2 \quad (45c)$$

ゆえに、それぞれのエネルギーは、 $\mathbf{V}$ の各成分から算定できる。

建物の塑性率 D_f に応じて、各部の散逸エネルギーの比率の変化を示した図がFig. 18である。図には、(i) 同調比 γ を γ_{D0} に固定した場合、(ii) $D_f = 10$ に対して式(29)から求まる最適同調比を設定した場合の2つを示してある。前者では、概ね塑性率4より大きな範囲では、TMDの散逸エネルギーの比率は一定となる。一方、後者は、塑性率の増大に伴い、TMDによる散逸エネルギーの比率が増え、層間ダンパーと同程度のエネルギー散逸を果たすことがわかる。

$(E[\dot{W}_p], E[\dot{W}_b], E[\dot{W}_e]) / E[\dot{E}]$

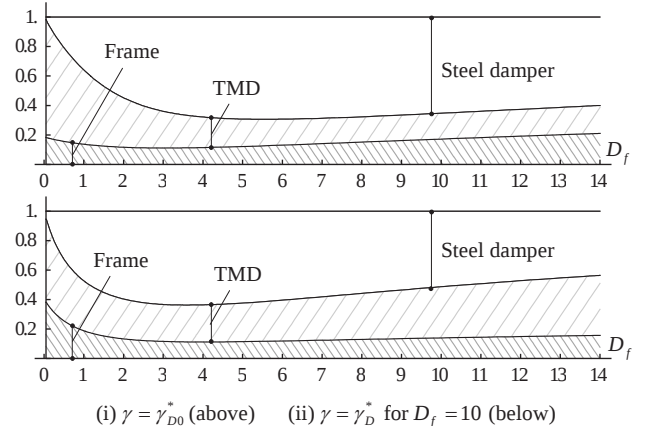


Fig. 18 Transition of expected dissipated energy rate in terms of ductility factor ($\mu=0.03$, $p=0.5$)

5. 層間ダンパーの塑性化進展に伴う TMD の最大応答の変化

5.1 建物の弾性剛性に基づく最適同調条件を TMD に設定する場合

TMD による制振設計の関心事の第一はその制振性能であり、もう一つは TMD の最大変形量である。特に、超高層建物では、TMD に数メートル単位の変形が生じるため、その制約が TMD に設定する質量や減衰定数を支配することが多い。本章では、著者が弾性系建物に対して定式化した応答指定型設計法^{7), 8)}を弾塑性系に拡張し、時刻歴解析に依らない TMD の最大応答の評価法を構築する。

はじめに、TMD の変形比 (TMD の最大変形に対する建物頂部 (あるいは TMD 接続階) の変位の比) を次式で定義する。

$$\chi = \frac{\max_t d(t)}{\max_t u_f(t)} \approx \frac{\sigma_{dd}}{\psi \sigma_{qq}} \quad (46)$$

Fig. 19 および Fig. 20 は、式(46)の最右辺から χ を求めたものである。2 つの図の違いは、用いる同調比 γ が γ_{D0} か γ_{A0} の違いである。図に示すように、建物の塑性率 D_f の増大に伴い、 χ は低下していく。この原因は、建物の等価固有周期の伸長による TMD との同調ずれにあると仮説を立て、以下に述べる内容でこの仮説を検証する。

著者は、任意の同調比 γ や TMD の減衰定数 h_a に対して、不規則振動論に基づく χ の簡易予測式を以下のように誘導した⁷⁾。

$$\chi = \sqrt{\frac{C_1(\gamma)h_b + C_2(\gamma)h_a}{C_3(\gamma)h_b + C_4(\gamma)h_a}} \quad \text{for } D_f < 1 \quad (47)$$

ここに、

$$C_1 = 1 + \gamma^4(\psi - 1)^2 + \gamma^2(\bar{\mu} - 2 + 2\psi) \quad (48a)$$

$$C_2 = \gamma(\bar{\mu} + \gamma^2\bar{\mu}^2 + 2\gamma^2\bar{\mu}\psi + \gamma^2\psi^2) \quad (48b)$$

$$C_3 = \gamma^4\bar{\mu}(\bar{\mu} + \gamma^2\bar{\mu}^2 + 2\gamma^2\bar{\mu}\psi + \gamma^2\psi^2), \quad C_4 = \gamma^3D \quad (48c, d)$$

である。次式で定義される等価同調比 γ^{eq}

$$\gamma^{eq} = \frac{\omega_a}{\omega_b^{eq}} = \Gamma\gamma \quad (49)$$

を導入し、式(48)の $C_1 \sim C_4$ に含まれる同調比 γ を γ^{eq} 、 h_b を h_b^{eq} で置き換える。形式的には、式(47)は次式のように書き換えられる。

$$\chi = \sqrt{\frac{C_1(\gamma^{eq})h_b^{eq} + C_2(\gamma^{eq})h_a}{C_3(\gamma^{eq})h_b^{eq} + C_4(\gamma^{eq})h_a}} \quad \text{for } D_f \geq 1 \quad (50)$$

式(50)を算定した結果を Fig. 19 および Fig. 20 に併記してある。図中の χ_0^* は、 $\gamma = \gamma_{D0}$ あるいは $\gamma = \gamma_{A0}$ で式(47)を評価した値である。この予測値は、概ね式(11)の微分方程式の解と対応している。塑性率が 2 未満では対応が良くないが、そもそも TMD の小振幅の応答にはあまり留意する必要はないから、この差は問題ではない。

以上の結果から、建物の等価固有周期の伸びによる TMD との同調ずれが TMD の過大変形を抑制する効果として働くことがある程度説明できたと言える。ただし、塑性化した層間ダンパーに対して同調させる場合など、 $\gamma < \gamma_{D0}$ となるときには、式(50)による評価は妥当な値を示さず、適用範囲外であることを別途確認している。そのため、任意の同調比に対して、TMD の最大変形を予測する方法の構築については、今後の課題である。

予測式は単純に現象の解明に資するだけでなく、実用的にも役立つ。限界状態に対応する建物の頂部変位がわかれば、式(50)により TMD の最大変形量が直接推測できるからである。大質量の TMD では、フェイルセーフ機構による過変形防止が重要であり、どの程度の TMD の変形で機構を作動させるかを議論するには便利である。

5.2 最適減衰定数より高い減衰定数を TMD に設定する場合

前節の議論から明らかなことは、建物の降伏前の固有周期に同調させた場合、TMD の最大変形が小さくなることである。一例として、 $\mu = 0.03$ 、 $p = 0.5$ かつ $D_f = 5$ の場合を考えてみると、Fig. 19 や Fig. 20 の縦軸の値は 0.5 程度になる。すなわち、弾性応答する建物に比べて、半分程度しか TMD の変形が生じないことになる。

こうした利点があるものの、TMD の変形をさらに抑制するために、TMD の減衰定数 h_a をその最適値 h_a^* より高めることが考えられる。この場合の TMD の最大変形量の推定には、式(50)の h_a を変えればよいだけである。その結果を Fig. 21 に示す。簡易予測式は、十分な精度を有していることがわかる。

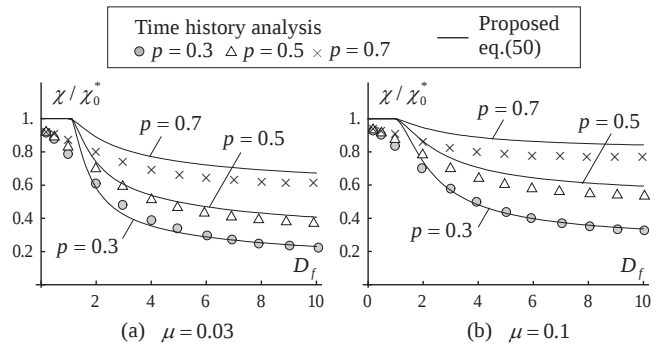


Fig. 19 Peak deformation of TMD for minimizing story drift

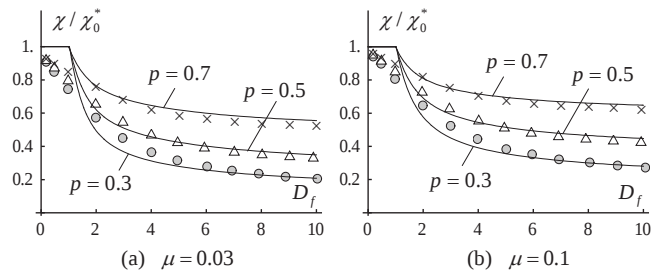


Fig. 20 Peak deformation of TMD for minimizing floor acceleration

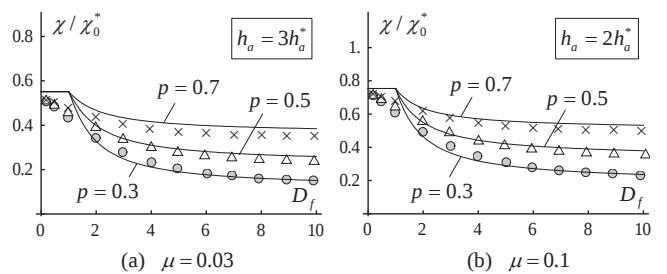


Fig. 21 Peak deformation of highly damped TMD for minimizing floor acceleration

6. 地震動強さの漸増による床応答加速度の変化

これまで、層間ダンパーの塑性率を基準にして、TMD の制振性能や動的特性について述べてきた。本章では、地震動強さに焦点を当て、それと床応答加速度との関係を例証する。

6.1 地震動強さの定義

本章でも地動をホワイトノイズとした不規則振動解析をおこなう。地震動強さの指標として、建物の弾性時固有周期 T_b に対するスペクトル速度 $S_v(T_b, h_b)$ を採用する。次式を用いて、スペクトル速度 S_v をパワースペクトル密度 S_0 に換算する。

$$S_0 = \frac{2h_b\omega_b}{\pi\eta^2} S_v^2 \quad (51)$$

さらに、減衰定数5% ($h_0 = 0.05$) のスペクトル速度 $S_v(h_0)$ を用いて結果を整理する。

$$S_v(h_0) = \sqrt{h_0/h_b} S_v(h_b) \quad (52)$$

6.2 建物および層間ダンパーの設定条件

本章では、層間ダンパーによる層の剛性増分を K_d とし、パッシブ制振構造の設計法に倣い²⁾、 K_d/K_f を唯一の設計変数にする。これまでの設計変数である2次剛性比 p と降伏せん断力係数 α_y は、それぞれ K_d/K_f と以下の関係を有する。

$$p = \frac{1}{1+K_d/K_f}, \quad \alpha_y = \left(1+K_d/K_f\right) \frac{\omega_f^2 q_y}{g} \quad (53a, b)$$

層間ダンパー降伏時の層間変位 q_y は、次の手順で求める。まず、軒高 H を用い、ダンパーなしの架構の弾性1次固有周期が $T_f = 0.03H$ から求めるとする。さらに、ダンパー降伏時の層間変形角を θ_y 、等価高さを H^eq とし、 q_y を $H^eq\theta_y$ から求める。ここで、 $H^eq = 0.7H$ 、 $\theta_y = 1/750\text{rad}$ とし、階高3.8mの20階建て鋼構造建物を想定する。

6.3 TMDの設定および最大応答の変遷

層間ダンパーの数を増やし、小さな塑性率となる地震動強さの範囲で、TMDにより加速度応答の低減を図る例を示す。これまでの分析では、層間ダンパーの形状を定める n を1に限定した。ここでは、 $n=10$ も解析に含める。これにより、ダンパーが降伏する前のTMDの性能を見積もることができる。スペクトル速度 S_v と床応答加速度の関係をFig. 22(a)に示す。層間ダンパーが少ないCase 1の場合に比べて、層間ダンパーを増やしたCase 2では、より塑性率を低減でき

るため、 S_v が概ね0.5 ($n=10$ の場合) $\sim$ 0.7 ($n=1$ の場合) で応答加速度の減少の程度が勝る。しかし、これより小さな S_v では、Case 2の応答加速度は増加している。この傾向は、 $n=1$ の場合がより顕著である。これに対し、Case 3でTMDを設置することにより、高いダンパー負担率でありながらも、Case 1と同程度の応答加速度に抑えることができる。Fig. 22(b)は、スペクトル速度 S_v とTMDの最大変形の関係 d である。破線は、層間ダンパーが弾性であるとした場合の結果であり、参考までに示している。この結果に対し、層間ダンパーが降伏した後は、 S_v の増大に伴うTMDの変形の進展が抑制され、 $S_v = 2\text{m/s}$ の場合でもTMDの最大変形が30cm程度に納まっている。

7. まとめ

履歴型の層間ダンパーと同調質量ダンパー(TMD)を併用することにより、広範な地震動強さに対して、鋼構造建物の層間変位と床応答加速度の両者を低減する制振方法を提案した。本報では、架構は弾性とし、層間ダンパーのみ復元力の非線形性を考慮し、統計的等価線形化手法を用いた不規則振動解析をととして、TMDの剛性や減衰係数の調整法を議論した。

得られた結論を以下に要約する。

- 1) 層間ダンパーが降伏した後の層間変位を最小化する TMD の最適振動数は、建物の等価固有振動数にダンパーが降伏する前の最適同調比を乗じた値に概ね等しい。一方、最大加速度を最小化する TMD の最適振動数は、塑性率が概ね3～6以下であれば、弾性時のときの TMD の最適振動数とほぼ一致する。それ以上の塑性率では、塑性化の進展に伴い最適振動数は低下していく。
- 2) 建物の絶対加速度を最小化する最適同調比については、建物の弾性応答範囲で理論的に誘導された最適同調比とそれを補正する回帰式を提案した。この回帰式は、建物の2次剛性比と塑性率により表される。
- 3) 塑性率が3前後までは、層間ダンパーの塑性化の進展に伴い、見かけ上は、TMDによる応答低減効果が徐々に低下していく。塑性率がさらに大きくなると、TMDの応答低減効果は回復していく。この現象は、塑性率が小さい範囲では、TMDの応答低減効果が層間ダンパーの履歴減衰の低下を招くためである。
- 4) 地震動強さの増大により、層間ダンパーの塑性化が進展すると、建物とTMDの同調効果が弱まる。その結果として、大振幅の地震動に対して、TMDの最大応答の過大な変形を防止できる。

本報告では、長周期域で速度応答スペクトルが比較的一定となるホワイトノイズで地動をモデル化した。模擬地震動や観測地震動を受ける場合についても、本報で提案したTMDの最適設計法や簡易な応答評価法の枠組みを利用できるものと考えられる。その妥当性や精度の検証については、別報で報告する予定である。

謝辞

本研究は、JSPS 科研費 JP17K14756 (研究代表者：金子健作) の助成を受けたものです。

参考文献

- 1) Osaka-fu ikina nairiku chokkagata jishin nitaisuru kenchiku sekkeiyo jishindo

Table 2 Building types in terms of multi-purpose seismic design

Case	Amount of dampers K_d/K_f	Stiffness ratio p	TMD	Target D_f	Response optimized
1	0.5	0.67	None	-	-
2	2.0	0.33	None	-	-
3	2.0	0.33	$\mu=0.05$ $h_a=2h_b^*$	$D_f=2$	Acceleration

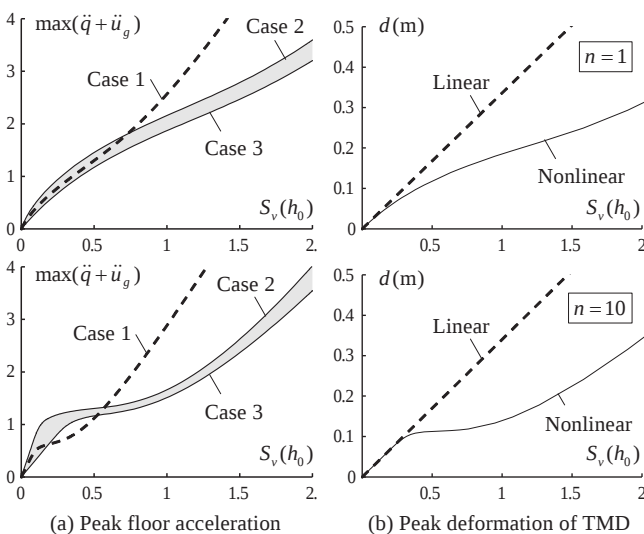


Fig. 22 Variation of peak response with respect to incremental spectral velocity

oyobi sekkeiho ni kansuru kenkyukai: Osaka-fu ikinai nairiku chokkagata jishin nitaishuru kenchiku sekkeiyo jishindo oyobi taishin sekkei shishin, 2015.

大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および設計法に関する研究会: 大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および耐震設計指針, 2015

- 2) The Japan Society of Seismic Isolation : Manual for design and construction of passively-controlled buildings (3rd edition), 2013.
日本免震構造協会: パッシブ制振構造 設計・施工マニュアル 第3版, 2013
- 3) T. K. Caughey: Random excitation of a system with bilinear hysteresis, Journal of Applied Mechanics, pp. 649-652, 1960. 3.
- 4) M. Abe: Tuned mass dampers for structures with bilinear hysteresis, Journal of Engineering Mechanics, pp. 797-800, 1996.
- 5) Kaynia, J. M. Biggs and D. Veneziano: Seismic effectiveness of tuned mass dampers, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, pp. 1465-1484, 1981.
- 6) P. Lukkunaprasit, A. Wanitkorkul: Inelastic buildings with tuned mass dampers under moderate ground motions from distant earthquakes, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 30, pp. 537-551, 2001. 1.
- 7) K. Kaneko: Multipurpose passive control of mid-story isolation buildings designed to mitigate seismic response in substructure, Transactions of AIJ. Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 718, pp. 1869-1879, 2015. 12.
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
- 8) K. Kaneko: Performance-based design of tuned mass damper mounted on rooftop of buildings considering type of seismic ground motions, Transactions of AIJ. Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 730, pp. 2057-2067, 2016. 12.
金子健作: 地震動の経時特性および周期特性を考慮した同調質量ダンパーの応答指定型設計法, 日本建築学会構造系論文集, No. 730, pp. 2057-2067, 2016. 12
- 9) Y. Wen: Method for random vibration of hysteretic systems, Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 102, No. 2, pp. 249-263, 1976.
- 10) T. S. Atalik and S. Utku: Stochastic linearization of multidegree of freedom nonlinear system, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 4, pp. 411-420, 1976.
- 11) J. B. Roberts and P. D. Spanos: Random vibration and statistical linearization, Dover, 2003.
- 12) A. Watanabe and K. Kasai: Study of residual displacement, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, B-2, pp. 979-980, 1997.
渡辺厚, 笠井和彦: 建物の残留変形に関する基礎研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 979-980, 1997
- 13) T. T. Baber and Y. Wen: Random vibration of hysteretic degrading systems, Journal of Engineering Mechanics ASCE, pp. 1069-1087, 1981. 12.
- 14) T. P. Chang, T. Mochio and E. Samaras: Seismic response analysis of nonlinear structures, Probabilistic Engineering Mechanics, Vol. 1, No. 3, pp. 157-166, 1986.
- 15) G. Warburton: Optimum absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10, pp. 381-401, 1982.
- 16) A. Ang: Probabilistic approach in earthquake engineering, Applied Mechanics in Earthquake Engineering, ASME, Winter Annual Meeting, 1974.
- 17) Architectural Institute of Japan: Recommended provisions for seismic damping systems applied to steel structures, Architectural Institute of Japan, 2014.
日本建築学会: 鋼構造設計指針, 日本建築学会, 2014
- 18) V. Vukobratovic and P. Fajfar: A method for direct determination of inelastic floor response spectra, 15th WCEE, 1997.
- 19) K. Kaneko: Optimal design method of tuned mass damper effective in reducing overall bending vibration in steel buildings with inter story dampers, Transactions of AIJ. Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 737, pp. 1003-1012, 2017.7.
金子健作: 全体曲げ変形に伴う制振建物の性能低下を補償する同調質量ダンパーの最適設計法, 日本建築学会構造系論文集, No. 737, pp. 1003-1012, 2017.7

付録1 大きな塑性率に対する統計的等価線形解析の精度の検証

本論文で取り扱う弾塑性要素(層間ダンパー)は、最大でその塑性率が10程度まで達する。このような強い非線形性を有する振動問題に対して、統計的等価線形化法の精度を確認する。モンテカルロシミュレーション(MCS)法との比較をすることにより、統計的等価線形化の精度を検証する。MCS法では、入力動には1000波のホワイトノイズを用いる。ここでは、 $p=0.5$, $n=1$, $t_d/T_b=20$ の計算結果を示す。Fig. A-1にスペクトル速度と最大応答の関係を示す。 $S_v(h_0)$ の定義は、6.1節と同一である。MCSと統計的等価線形化手法による両者の解は良く一致していることがわかる。

付録2 絶対加速度応答を最小化する最適同調条件の数値的検証

式(22)および式(23)の最適同調条件の理論解の妥当性を検証するために、その数値解を求める。 $\mathbf{A}, \mathbf{V}$ の第5行と第5列ならびに $\mathbf{r}$ の第5行の成分を除いた式を考え、 $p=1$ とすれば、式(11)は弾性問題の方程式に還元される。さらに、 $\dot{\mathbf{V}}=\mathbf{O}$ としたときのLapunov方程式を立式し、その解を用いた建物の2乗平均加速度応答が次式で求まる。

$$\sigma_{aa}^2 = \sum_{i=1}^4 \sum_{j=1}^4 A_{ij} V_{ij} \quad (\text{A1})$$

ここに、 A_{ij}, V_{ij} はそれぞれ $\mathbf{A}, \mathbf{V}$ の第*i*行第*j*列の成分である。逐次2次計画法により、 σ_{aa}^2 を最小化する (γ, h_0) の組を求めた結果をFig. A-2に示す。最適同調比については、 ψ の値に拘らずに、数値解は理論解の値と一致している。最適減衰定数については、式(23b)は近似を施しているため若干の差異が認められる。Fig. A-3には、Warburton^[5]による絶対加速度を最小化する既往の最適同調条件と比較している。Warburtonが対象とした振動モデルは、式(1)の振動方程式で $\psi=1$ とした場合であるため、比較を $\psi=1$ に限定している。大きな差異が認められる。

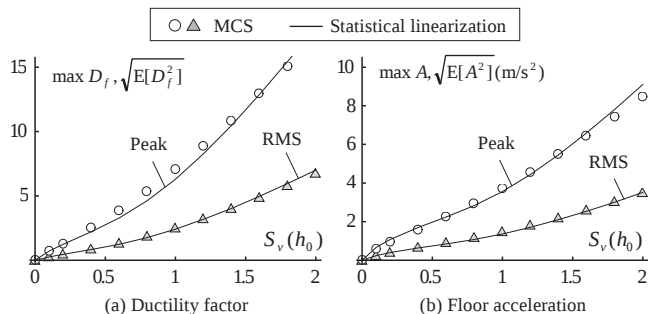


Fig. A-1 Comparison of building response between MCS and statistical linearization method without TMD for $n=1$

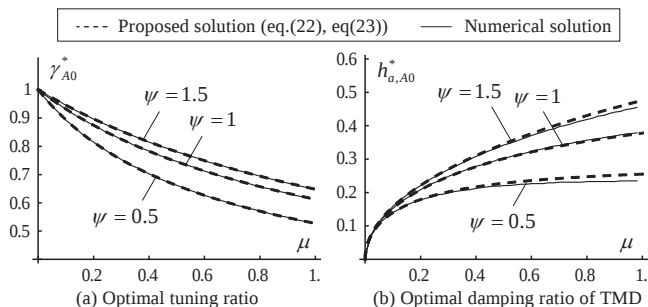


Fig. A-2 Variation of optimal parameter of TMD in terms of participation factor of building for minimizing floor acceleration

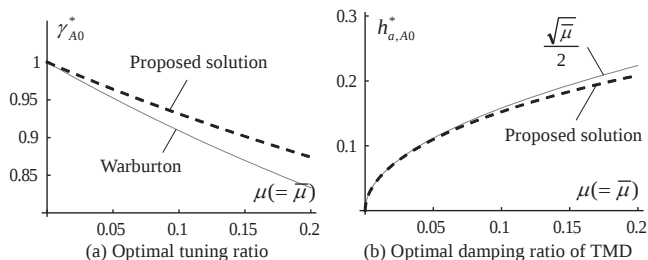


Fig. A-3 Comparison between analytical and numerical solution of optimal condition for $\Psi=1$

DESIGN METHOD OF COMBINATION OF HYSTERESIS DAMPERS AND TUNED MASS DAMPER IN ORDER TO REDUCE SEISMIC RESPONSE FOR WIDE RANGE OF SEISMIC INTENSITY

Kensaku KANEKO *

* Assist. Prof., School of Environment and Society, Dept. of Architecture and Building Engineering, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Ground motions with increasingly large amplitudes have been recommended in a seismic design of super high-rise buildings for long-period ground motion in recent years. Increasing the number of dampers is an effective way to reduce story drift. An Excessively large amount of steel dampers in passively controlled buildings, however, potentially amplify floor acceleration in the small range of ductility factor. In order to overcome the trade-off relationship, this paper proposes the combination of a tuned mass damper and steel-type story damper to reduce both story drift and floor accretion in a wide range of seismic intensity.

A moment resisting frame with nonlinear steel dampers is modeled as an SDOF system. A linear tuned mass damper (TMD) mounted on the rooftop are considered. A Bouc-Wen model is employed to represent hysteresis of the steel dampers. A Fokker-Planck equation is derived with respect to the 2-DOF model consisting of the building and the TMD. Stochastic time history analysis is conducted based on the statistical linearization in terms of two parameters. One is a stiffness ratio which is post-yield stiffness to the initial stiffness of the SDOF. The other is a ductility factor of the steel dampers.

Firstly, optimal stiffness and damping ratio of the TMD is numerically estimated by solving nonlinear programming problem. The objective function is either inter-story drift or floor acceleration. It is confirmed that the optimal tuning ratio minimizing the story drift is approximately calculated in the followings concept without time history analysis. In the optimal tuning ratio, an initial natural frequency of the building is replaced by equivalent frequency computed by the scant stiffness corresponding to the peak story drift. An evaluation method of the optimal tuning ratio minimizing floor acceleration is also developed in a similar manner, provided that the corresponding story drift is slightly modified. This modification reflects the empirical fact that the optimal tuning ratio is almost unchanged from its initial value up to certain nonlinearity.

Secondary, the seismic effectiveness of the TMD is summarized in terms of the stiffness ratio and the ductility factor. A practical evaluation method of the seismic effectiveness of the TMD is proposed based on the linear stochastic vibration theory. The predicted response show excellent agreement with the response obtained by the Fokker-Planck equation.

Finally, peak deformation of the TMD is discussed. Peak displacement of the TMD to the floor displacement gradually decreases in association with the development of yielding in the steel damper. This is well explained by de-tuning phenomenon accompanied with elongation of an equivalent natural period of the SDOF system. As a result, large amplitude of the TMD is avoidable during strong ground motions. This is one of the advantages of the proposed passively controlled system.

(2017 年 5 月 8 日原稿受理, 2017 年 7 月 6 日採用決定)