

ESO法を用いた高層ビル構面の制振ダンパー配置に関する研究

STUDY ON RESPONSE CONTROL DAMPER PLACEMENT ON PLANE OF HIGH-RISE BUILDING USING ESO METHOD

野村 将貴*

*Masataka NOMURA**

In general, it is required to arrange the dampers efficiently with small number on the plane of high-rise building structure. However, it is not easy to obtain the optimum placement of the dampers on the plane of structure, because the damper's performance depends on the dynamic behavior of the building. Therefore, in this paper, a method to obtain an optimal placement of the response control dampers on the plane of high-rise building structure is proposed. In the present method, first, the dampers are placed on all possible places in the frame structure (ground structure) of the building, and then the dampers are gradually removed by Evolutionary Structural Optimization (ESO) method. The accumulated damping energy of the damper in the dynamic analysis is used to determine the removal order.

Keywords: *Optimal placement, Response control damper, ESO method, Ground structure method, Topology optimization*

最適配置, 制振ダンパー, ESO法, グランドストラクチャ法, 位相最適化

1. はじめに

建築物の地震応答を低減する方法として、建築物の骨組構造に地震エネルギー吸収装置(制振ダンパー)を設置する制振がある。粘性系ダンパーを用いた制振は、建築物の固有周期をほぼ変化させることなく地震応答を低減できるため、最近では高層ビルの長周期地震動に対する応答を低減する方法としても用いられている。

このような制振構造では、建築物の頂部または第一層に集中的に制振ダンパーを配置する方法もあるが、一般的には構造体の各層に分散的に制振ダンパー配置する層間設置型がよく用いられる。この層間設置型では、制振ダンパーの配置方法として、連層配置、市松配置、下層集中配置、複数層への分散配置など様々な配置方法がある。また、構造用の条件とは別に、建築物の用途や計画上の理由によって、ダンパーを設置できる空間が制約されることがある。したがって、制振構造の設計において、制振ダンパーの適切な配置を見つけることは容易ではない。特に、ダンパーの設置場所や設置数に制限がある場合、効果的な制振ダンパーの配置には、豊富な設計経験と解析的な試行錯誤が必要となる。

このため、ダンパーの最適配置を求める手法として、数理計画法等を用いて最適化問題を解く最適化手法の適用が研究されてきた。最近の研究として、辻ら¹⁾は、多層建物の層間設置型オイルダンパーの性能を最適化するとともに最適配置設計を行う方法を提案し、関連の既往の研究を整理している。これによれば、層間設置型ダンパーの基本特性量や最適配置を求める方法を提案した既往の研究として、文献2)~6)が挙げられている。また、この他にも高層ビルの

層ごとのダンパー性能を決定する上谷ら⁷⁾の研究や、制振ダンパーの最適配置が全体剛性を最大化する耐震ブレースの最適配置と同等であるという仮定に基づき、位相最適化手法を用いて、構面上のダンパーの有効な配置を求める久保、藤井ら^{8,9)}の研究が挙げられる。

このような研究背景と既往研究を踏まえ、本論文ではグランドストラクチャ法に、感度解析が必要ないESO法¹⁰⁾(Evolutionary Structural Optimization)を適用し、地震動加速度を用いた時刻歴応答解析により、制振ダンパーの最適配置を求める方法を提案する。なお、この方法は、静的解析における同様の方法¹¹⁾を動的解析に応用したもので、既に静的解析においては、ひずみエネルギー密度の小さい順に部材を除去することで、全体剛性を最大化する最適解またはそれに類似した解が得られることを確かめている。本方法は、まずビルの骨組構面上のすべての配置可能箇所にダンパーを配置し、次にこの骨組構面の動的応答解析によって各ダンパーの累積減衰エネルギーを計算し、この減衰エネルギーの小さい順にダンパーを除去していくという非常に単純な方法である。

本論文では、本手法の有効性を、弾性問題および柱・梁の端部で曲げヒンジを生じる弾塑性問題について検証する。このため、本論文では、構面骨組を構成する有限要素として、両端に曲げバネを有する要素を用い、弾性問題も弾塑性問題も同時に扱えるものとする。なお、一般的には、高層ビルの制振ダンパーは弾性範囲での振動振幅の低減に用いられると考えられるが、巨大地震の場合、接合部の塑性化は十分に考えられるため、弾性設計における配置計画が、弾塑性時にも安全側に働くことを確かめることは重要と考えている。

* 近畿大学大学院 大学院生

2. 解析手法の概要

まず、鋼構造平面骨組の動的弾塑性解析法の概要を示す。柱・梁の有限要素として、Fig.1 に示すような要素の両端に曲げばねが付加された要素を用いる^{13,14)}。

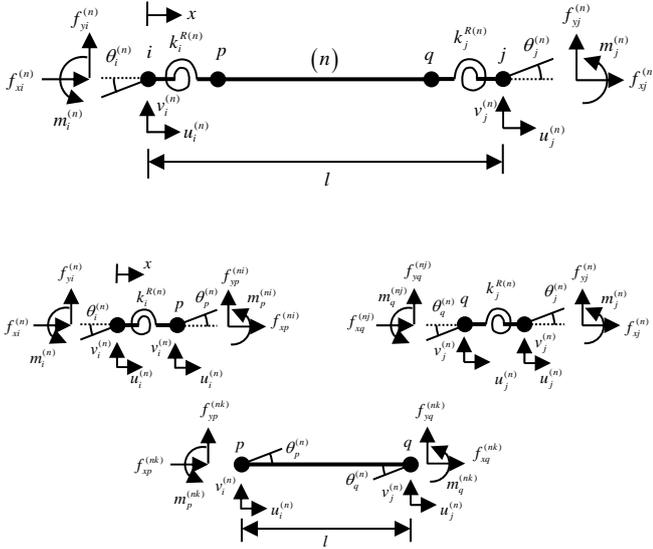


Fig.1 Finite element with bending spring¹⁴⁾

ただし、要素両端の曲げばねの剛性は次式で表されるものとする。

$$k_i^{R(n)} = \frac{\lambda_i^{(n)}}{1 - \lambda_i^{(n)}} \frac{6EI^{(n)}}{l}, \quad k_j^{R(n)} = \frac{\lambda_j^{(n)}}{1 - \lambda_j^{(n)}} \frac{6EI^{(n)}}{l} \quad (1)$$

ここで、 $\lambda_i^{(n)}$ は i 端のばねパラメータで、 $\lambda_j^{(n)} = 1$ の場合は剛接合、 $\lambda_j^{(n)} = 0$ の場合はピン接合になる。この時、Fig.1 の pq 要素の剛性方程式は次のようになる。

$$\begin{bmatrix} 12c_y^{(n)} & 6lc_y^{(n)} & -12c_y^{(n)} & 6lc_y^{(n)} \\ 6lc_y^{(n)} & 4l^2c_y^{(n)} & -6lc_y^{(n)} & 2l^2c_y^{(n)} \\ -12c_y^{(n)} & -6lc_y^{(n)} & 12c_y^{(n)} & -6lc_y^{(n)} \\ 6lc_y^{(n)} & 2l^2c_y^{(n)} & -6lc_y^{(n)} & 4l^2c_y^{(n)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_i^{(n)} \\ \theta_p^{(n)} \\ v_j^{(n)} \\ \theta_q^{(n)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{yp}^{(nk)} \\ m_p^{(nk)} \\ f_{yq}^{(nk)} \\ m_q^{(nk)} \end{bmatrix} \quad (2)$$

ただし、 $c_y^{(n)} = EI^{(n)}/l^3$ 。また、 pq 要素両端の曲げばね要素の剛性方程式は次式となる。

$$\begin{bmatrix} k_i^{R(n)} & -k_i^{R(n)} \\ -k_i^{R(n)} & k_i^{R(n)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_i^{(n)} \\ \theta_p^{(n)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_i^{(n)} \\ m_p^{(n)} \end{bmatrix}, \quad \begin{bmatrix} k_j^{R(n)} & -k_j^{R(n)} \\ -k_j^{R(n)} & k_j^{R(n)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_q^{(n)} \\ \theta_j^{(n)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_q^{(n)} \\ m_j^{(n)} \end{bmatrix} \quad (3)$$

(2),(3)式を重ね合わせ、 pq 間の外力が作用しないものとして、節点 p, q の自由度に対して静的縮約を行うと、 i, j 要素の剛性方程式は次式となる。

$$6c_y \begin{bmatrix} \frac{\lambda_i^{(n)} + \lambda_j^{(n)} + 4\lambda_i^{(n)}\lambda_j^{(n)}}{1 + \lambda_i^{(n)} + \lambda_j^{(n)}} & \frac{\lambda_j^{(n)}(1 + 2\lambda_j^{(n)})}{1 + \lambda_i^{(n)} + \lambda_j^{(n)}} & \frac{\lambda_i^{(n)} + \lambda_j^{(n)} + 4\lambda_i^{(n)}\lambda_j^{(n)}}{1 + \lambda_i^{(n)} + \lambda_j^{(n)}} & \frac{(1 + 2\lambda_i^{(n)})\lambda_j^{(n)}}{1 + \lambda_i^{(n)} + \lambda_j^{(n)}} \\ \frac{\lambda_i^{(n)}(1 + 2\lambda_i^{(n)})}{1 + \lambda_i^{(n)} + \lambda_j^{(n)}} & \frac{\lambda_i^{(n)}(1 + \lambda_j^{(n)})}{1 + \lambda_i^{(n)} + \lambda_j^{(n)}} & \frac{\lambda_j^{(n)}(1 + 2\lambda_j^{(n)})}{1 + \lambda_i^{(n)} + \lambda_j^{(n)}} & \frac{\lambda_i^{(n)}\lambda_j^{(n)}}{1 + \lambda_i^{(n)} + \lambda_j^{(n)}} \\ \frac{\lambda_i^{(n)} + \lambda_j^{(n)} + 4\lambda_i^{(n)}\lambda_j^{(n)}}{1 + \lambda_i^{(n)} + \lambda_j^{(n)}} & \frac{\lambda_j^{(n)}(1 + 2\lambda_j^{(n)})}{1 + \lambda_i^{(n)} + \lambda_j^{(n)}} & \frac{\lambda_i^{(n)} + \lambda_j^{(n)} + 4\lambda_i^{(n)}\lambda_j^{(n)}}{1 + \lambda_i^{(n)} + \lambda_j^{(n)}} & \frac{(1 + 2\lambda_i^{(n)})\lambda_j^{(n)}}{1 + \lambda_i^{(n)} + \lambda_j^{(n)}} \\ \frac{(1 + 2\lambda_i^{(n)})\lambda_j^{(n)}}{1 + \lambda_i^{(n)} + \lambda_j^{(n)}} & \frac{\lambda_i^{(n)}\lambda_j^{(n)}}{1 + \lambda_i^{(n)} + \lambda_j^{(n)}} & \frac{(1 + 2\lambda_j^{(n)})\lambda_i^{(n)}}{1 + \lambda_i^{(n)} + \lambda_j^{(n)}} & \frac{(1 + \lambda_i^{(n)})\lambda_j^{(n)}}{1 + \lambda_i^{(n)} + \lambda_j^{(n)}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_i^{(n)} \\ \theta_i^{(n)} \\ v_j^{(n)} \\ \theta_j^{(n)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{xi}^{(n)} \\ m_i^{(n)} \\ f_{xj}^{(n)} \\ m_j^{(n)} \end{bmatrix} \quad (4)$$

ただし、(2)式から節点 p, q の曲げモーメントを求めるために必要となる $\theta_p^{(n)}, \theta_q^{(n)}$ は、次式から求められる。

$$\begin{Bmatrix} \theta_p^{(n)} \\ \theta_q^{(n)} \end{Bmatrix} = \frac{1}{1 + \lambda_i^{(n)} + \lambda_j^{(n)}} \begin{bmatrix} -\frac{(1 - \lambda_i^{(n)})(1 + 2\lambda_j^{(n)})}{l} & \lambda_j^{(n)}(2 + \lambda_j^{(n)}) & \frac{(1 - \lambda_j^{(n)})(1 + 2\lambda_i^{(n)})}{l} & -(1 - \lambda_j^{(n)})\lambda_i^{(n)} \\ \frac{(1 + 2\lambda_i^{(n)})(1 - \lambda_j^{(n)})}{l} & -\lambda_i^{(n)}(1 - \lambda_j^{(n)}) & \frac{(1 + 2\lambda_j^{(n)})(1 - \lambda_i^{(n)})}{l} & (2 + \lambda_i^{(n)})\lambda_j^{(n)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_i^{(n)} \\ \theta_i^{(n)} \\ v_j^{(n)} \\ \theta_j^{(n)} \end{Bmatrix} \quad (5)$$

以上の曲げ変形に対する要素剛性方程式に軸方向変形に対する要素剛性方程式を加えた 6 自由度の要素剛性方程式を用いて運動方程式を組み立て、動的解析を行う。ただし、質量は各節点における集中質量として与え、時刻歴応答解析には平均加速度法を用いる。

弾塑性特性は、部材端部の曲げバネに Bi-linear 履歴特性を与えることで考慮する。なお、本論文では、この曲げバネの履歴特性は完全弾塑性型として、部材端の曲げモーメントが全塑性モーメント M_p に達すると(1)式のばねパラメータを 1/100 にすることで解析を行う。また、Bi-linear の折り返し点(除荷点)があまりずれないように、平均加速度法の時間増分を地震加速度の時間刻み(通常は 0.01 秒)の 1/10 に設定する。

次に、ESO 法を用いて最適ダンパー配置を求める手法の概要を示す。まず、設置可能なダンパー数を N とし、各ダンパーをダッシュポットに置き換えた時のダッシュポットの粘性減衰係数を c とする。このとき、ダッシュポットの減衰力は、Fig.2 より次のように定義できる。

$$\begin{Bmatrix} f_{ci}^{(k)} \\ f_{cj}^{(k)} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} c^{(k)} & -c^{(k)} \\ -c^{(k)} & c^{(k)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_i^{(k)} \\ \dot{u}_j^{(k)} \end{Bmatrix} \quad (k=1, \dots, N) \quad (6)$$

ここに $f_{ci}^{(k)}, f_{cj}^{(k)}$ は k 番目要素の節点 i, j の減衰力(内力)、 $\dot{u}_i^{(k)}, \dot{u}_j^{(k)}$ は k 番目要素の節点 i, j の速度を表す。

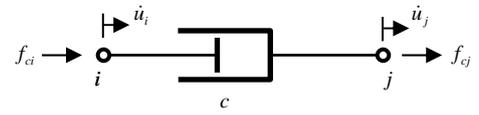


Fig.2 Finite element for dash-pot model

次に、 k 番目要素の減衰マトリクスを、設計変数 ρ_k を用いて次のように表す。

$$\mathbf{c}_k = \rho_k \mathbf{c}_k^0, \quad \rho_k = \begin{cases} 1 \\ 0 \end{cases}, \quad \mathbf{c}_k^0 = \begin{bmatrix} c^{(k)} & -c^{(k)} \\ -c^{(k)} & c^{(k)} \end{bmatrix} \quad (7)$$

ここに、 ρ_k はダンパーが残存する場合は 1、ダンパーが除かれる場合は 0 となる。ここで、各ステップで除去するダンパーを決定する指標として、本論文では、次式の累積減衰エネルギー E_k を用いる。

$$E_k = (1/2) \int_0^{t_g} (\dot{\mathbf{d}}_k^T \rho_k \mathbf{c}_k^0 \dot{\mathbf{d}}_k) dt, \quad \dot{\mathbf{d}}_k = \begin{Bmatrix} \dot{u}_i^{(k)} \\ \dot{u}_j^{(k)} \end{Bmatrix} \quad (8)$$

ただし、 t_g は時刻歴応答解析の解析時間である。なお、(8)式の時間積分は、単純に平均加速度法の各時間ステップの減衰エネルギーを加算することによって求める。

なお、以下の解析例では、構面上の各層ダンパーの水平方向配置条件に変化が生じるように、あえて柱・梁部材の軸方向変形を考慮して解析を行っている。

以上の準備のもとで、ESO法によるダンパーの除去過程は次のようになる。

- ① すべての配置可能位置にダンパーが設置された平面骨組に対して時刻歴応答解析を行い、各ダンパーの累積減衰エネルギーを計算する。
- ② 最も累積減衰エネルギーの小さいダンパーを除去する。なお、同じ累積減衰エネルギーのダンパーが複数ある場合は同時に除去する。
- ③ ダンパーが除去された骨組に対して、再度時刻歴応答解析を行い、残存するダンパーの累積減衰エネルギーを計算する。
- ④ すべてのダンパーが無くなるまで、②、③の過程を繰り返す。
- ⑤ 表示ソフトを用いて、すべての除去ステップを参照し、目標とする最大応答値以下となるダンパー数及び配置を決定する。

3. 数値解析例

3.1 基本的な例題

まず、本提案手法の有効性を、弾性範囲の解析で確認する。Fig.3は、全梁部材をH-440×300×11×18、全柱部材を□-400×400×16、ヤング係数を $2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ とした鋼構造ラーメン骨組モデル(グラッドストラクチャ)を示す。ここで、ダンパーはFig.2と同様のK形とし、全ダッシュポットの粘性減衰係数 c は 1000 kN/(m/sec) とする。なお、K形ダンパーは一体とし、2本のダッシュポットの累積減衰エネルギーを1つのダンパーとして評価する。また、地震動加速度は、El Centro NS(最大加速度341gal)を用い、解析時間は30秒とする。

以上の解析条件のもとで、提案手法による解析を行った結果をFig.4に示す。図に示すように、まず上層のダンパーが除去され、次に下層のダンパーが除去され、最後に中層のダンパーが除去されることがわかる。また、Fig.5は、Fig.4の各ステップの層間速度を示した図であるが、層間速度の小さい層のダンパーから順に除去されていることがわかる。

次に、Fig.4で得られた各ステップの解が、最大応答を最小化できているかを検証する。Fig.6は、その一例としてFig.4のstep 4の解を検証するための比較モデルを示す。Fig.7は、step 4の解(model 0)とFig.6の比較モデルの最大層間変位応答の比較を示す。この図より、最大層間変位応答値はmodel 0が最小となっていることがわかる。このような比較をFig.4のstep 2, 3, 5の解についても行って見たところ、すべての場合について、Fig.4の解が最小値となっていることが確かめられた。

以上からわかるように、本解析で得られる解には一応の物理的意味があり、このようなシンプルなお例では、地震応答を最小化する解が得られることがわかる。

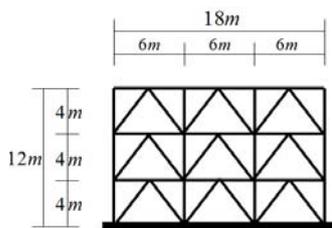


Fig.3 Ground structure of numerical example 1

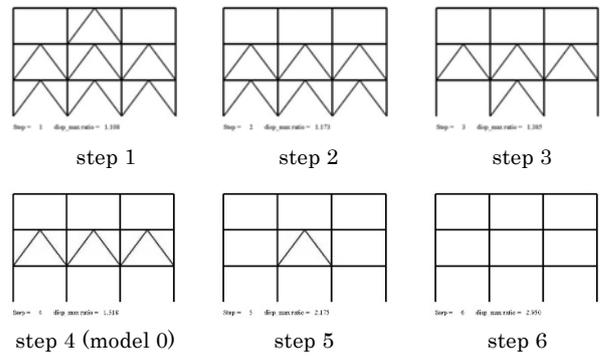


Fig.4 Removal process of dampers (solutions of analysis)

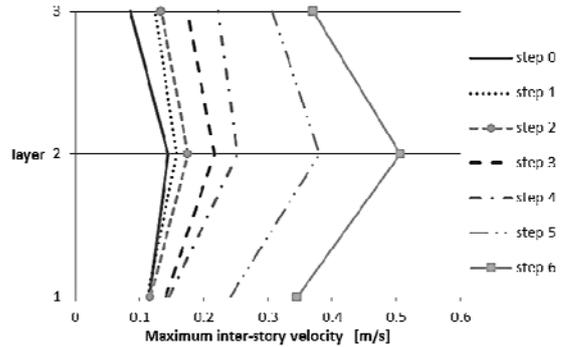


Fig.5 Maximum inter-story velocity of each step in Fig.4

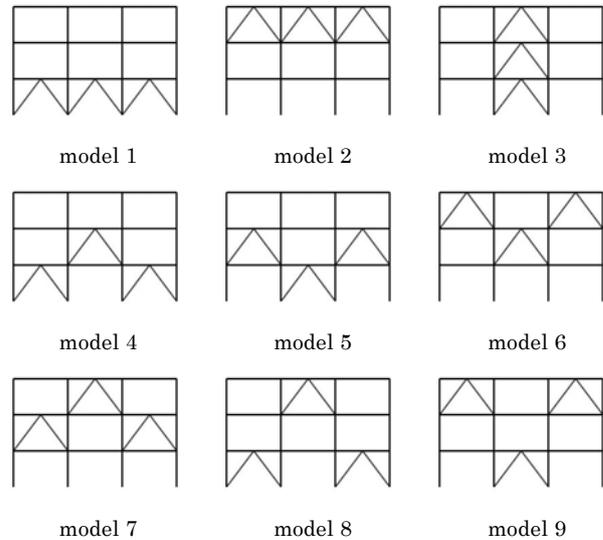


Fig.6 Analysis models to be compared with the solution of step 4

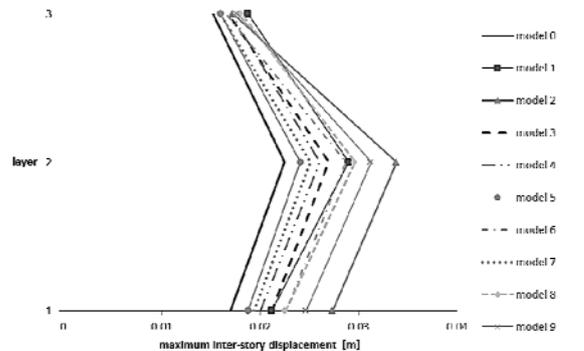


Fig.7 Comparison of maximum inter-story displacement

3.2 高層ビル構面の解析例

本節では提案手法を高層ビルモデルに対して用いた解析を、弾性範囲で検証する。Fig.8は、文献15)に示される30層鋼構造純ラーメンを例に作成した解析モデル(グラウンドストラクチャ)を示す。柱・梁部材の断面は、文献15)に示されるものをそのまま使用する。ここで、ダンパーはFig.3と同様のK形とし、全ダッシュポットの粘性減衰係数 c は 1000 kN/(m/sec) とする。地震動加速度は長周期地震動として、2003年十勝沖地震(M8.0)の苫小牧で観測されたHKD129(最大加速度 72.9 gal)を用い、解析時間は190秒とする。

以上の解析条件のもとで、提案手法による解析を行った結果の一部(15ステップ間隔)をFig.9に示す。また、Fig.10は、Fig.9に示す各ステップの最大層間速度を示す。Fig.10からFig.9では、最大層間速度の小さい上層のダンパーから除去され、次に低層、最後に中層の順に除去されることがわかる。

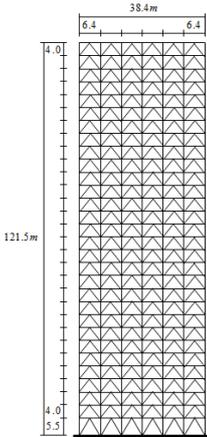


Fig.8 Ground structure of numerical example 2

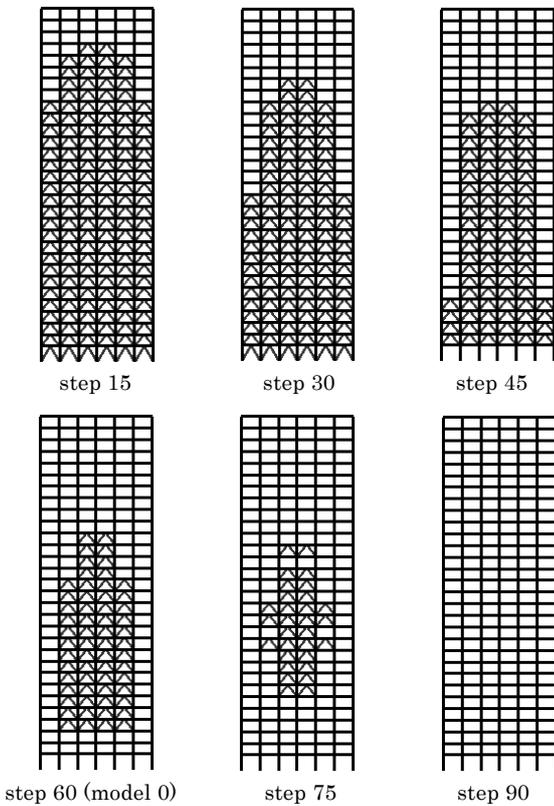


Fig.9 Removal process of dampers (solutions of analysis)

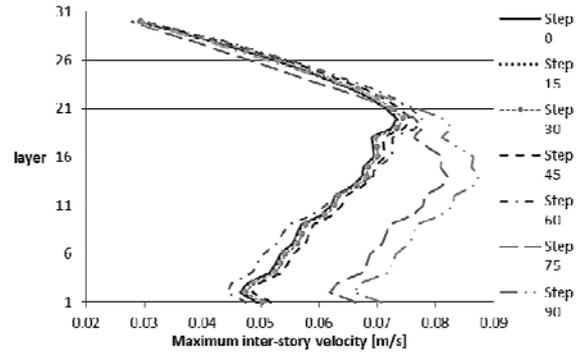


Fig.10 Maximum inter-story velocity of each step in Fig.9

次に、Fig.9で得られた各ステップの解が、最大応答を最小化できているかを検証する。Fig.11は、Fig.9のstep 60の解(model 0)と比較するために同じダンパー数で、一般的な配置を参考に作成した比較モデルである。また、Fig.12は、Fig.9のmodel 0とFig.11の比較モデルの最大層間変位応答の比較を示す。この図より、最大層間変位応答はmodel 0が概ね最小となっていることがわかる。

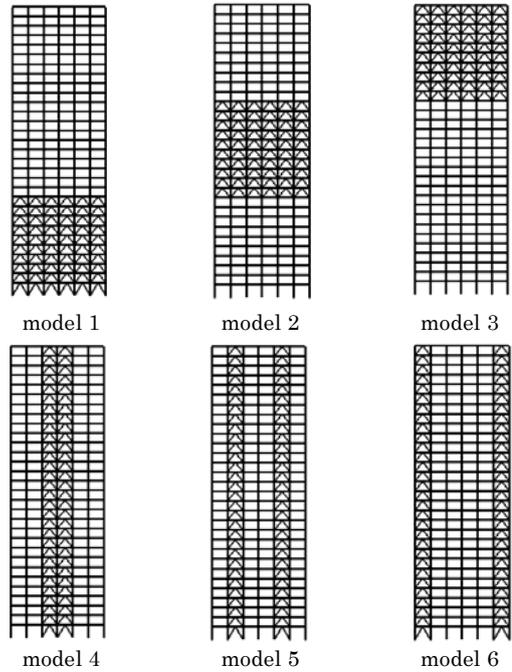


Fig.11 Analysis models to be compared with the solution of Step 60

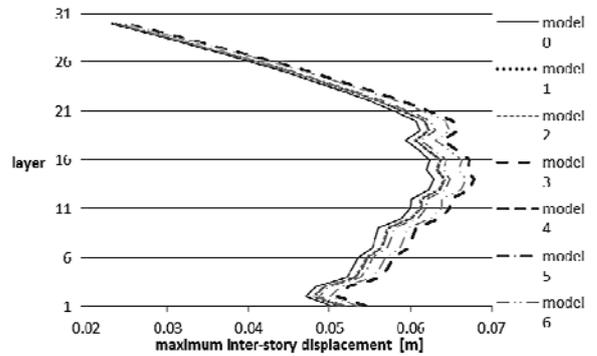


Fig.12 Comparison of maximum inter-story displacement

次に、他の地震動を入力した解析について検証する。Fig.13は近年の巨大地震動(前述の2波に加えて、Taft EW最大加速度175.9gal, 八戸 NS 229.7gal, 鷹取 641.7gal, 宮城 262.7gal, 熊本 1156.9gal)の、最大加速度を100galで基準化した加速度時刻歴より作成した速度応答スペクトル(減衰定数2%)を示す。そして、Fig.14はFig.13の各地震動を用いた提案手法の解析を行い、ダンパー数が60となる解を示したものである。Fig.14より、ダンパーの最適配置は地震動によって異なることがわかる。これは、Fig.15に示すように地震動によって最大層間速度の高さ方向の分布が異なるためである。したがって本提案手法で得られる最適配置は、入力する地震動が変わると必ずしも最適配置とはならないことに注意が必要である。

また、Table1は、各地震動に対するFig.14のダンパー配置とFig.11に示したmodel 1~model 6のダンパー配置に対する最大応答変位を比較したものを示す。Table1に示すように、Fig.14の解は、model 1~model 6のような一般的な配置に比較して、最大変位が概ね小さくなっていることがわかる。

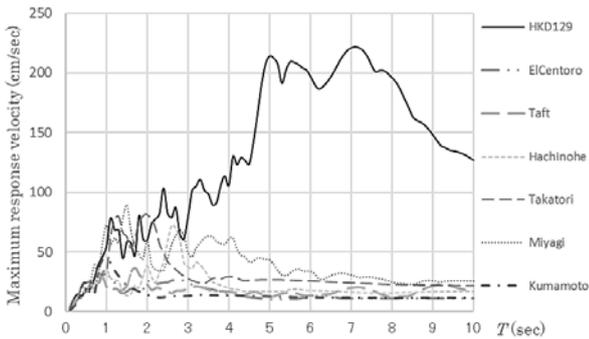


Fig.13 Velocity response spectrum of each ground motions

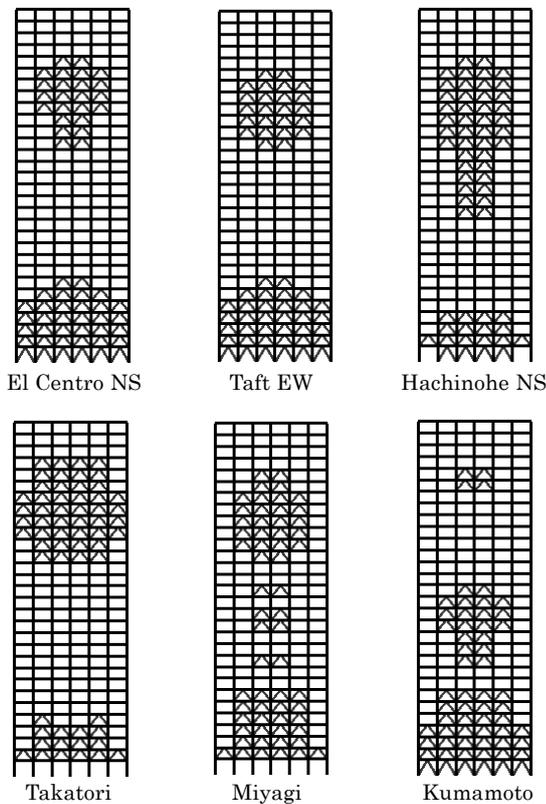


Fig.14 Optimal placement for different ground motions

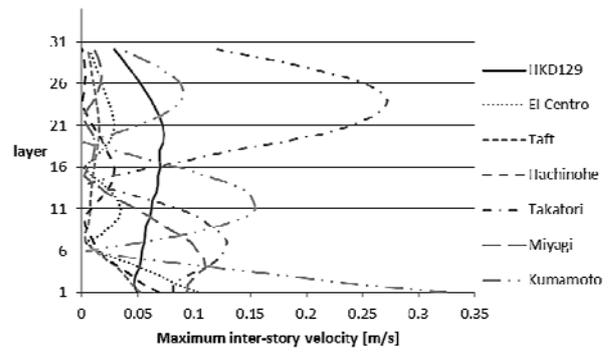


Fig.15 Maximum inter-story velocity of each ground motions

Table1 Comparison of maximum displacement [m]

model	El Centro	Taft	Hachinohe	Takatori	Miyagi	Kumamoto
Fig.14	0.28	0.322	0.325	1.202	1.368	1.055
1	0.284	0.321	0.327	1.215	1.372	1.058
2	0.287	0.321	0.327	1.217	1.372	1.053
3	0.284	0.327	0.329	1.206	1.371	1.076
4	0.283	0.321	0.326	1.207	1.369	1.058
5	0.284	0.322	0.327	1.21	1.371	1.061
6	0.288	0.326	0.33	1.219	1.375	1.068

3.3 弾塑性範囲での解析

次に、要素両端の曲げばねの塑性化を考慮した弾塑性範囲の解析を行う。

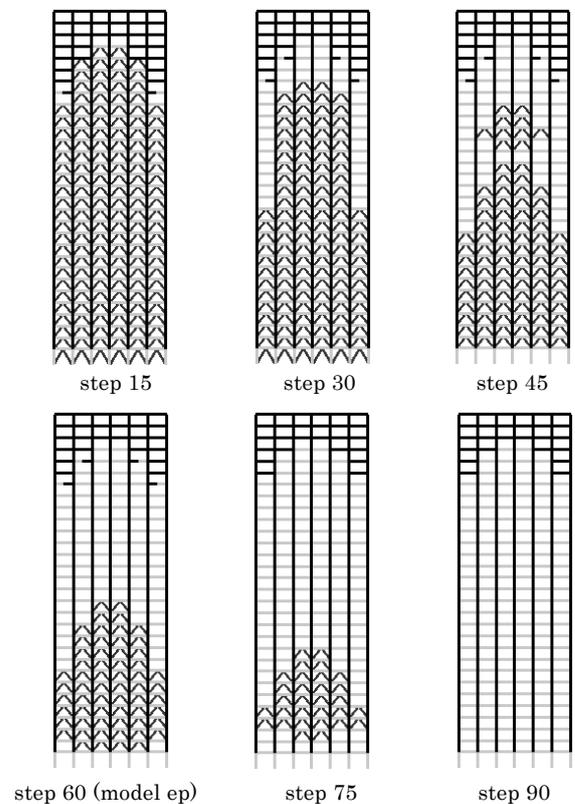


Fig.16 Removal process of dampers (Elasto-plastic analysis)

Fig.8の30層モデルに対し、苫小牧波（HKD129）の最大加速度を100galに基準化して入力する。解析時間は190秒とするがBi-linearの除荷点の精度を上げるため、時刻刻みを弾性範囲の場合の解析よりもさらに1/10する。以上の解析条件のもとで、提案手法による解析を行った結果の一部（15ステップ間隔）をFig.16に示す。なお、図中のグレーの要素は要素の片方または両端の曲げねが塑性曲げモーメントに達したことを示している。Fig.16とFig.9のダンパー除去過程を比較すると、弾性範囲の場合は中層あたりにダンパーが残存しているのに対し、弾塑性範囲の解は下層に集中的にダンパーが残存する傾向が見られる。

Table2, Table3はFig.16においてダンパー数が60の場合の配置モデルをmodel epとし、Fig.11に示した比較モデルとFig.9の弾性解（model 0）に対し応答解析をした結果で、表中のハッチは最小値を示している。これにより、model epは必ずしも最大変位応答、速度応答および、最大層間変位応答、層間速度応答を最小にする解とはなっていないが、全層の値の平均とすると最小値となっていた。

Table2 Comparison of displacement response [m]

Model	Displacement	Inter-story disp.	Avg. disp.
ep	1.321	0.070	0.759
0	1.319	0.068	0.760
1	1.322	0.071	0.760
2	1.321	0.070	0.764
3	1.331	0.072	0.772
4	1.321	0.070	0.764
5	1.323	0.070	0.764
6	1.330	0.071	0.767

Table3 Comparison of velocity response [m/sec]

Model	Velocity	Inter-story vel.	Avg. vel.
ep	1.358	0.067	0.682
0	1.357	0.068	0.682
1	1.359	0.066	0.683
2	1.358	0.074	0.683
3	1.358	0.076	0.686
4	1.357	0.069	0.684
5	1.358	0.069	0.684
6	1.360	0.069	0.683

4. 結論

本論文では、グランドストラクチャ法に初期のESO法の考え方を適用し、これまでに検討が少ない高層ビル構面の制振ダンパー配置手法を提案した。さらに既存の研究を弾塑性範囲にまで拡張し、本手法の適応性を検証した。これらの例題を通して、次のような知見が得られた。

- 1) 本手法により得られた解と、同じダンパー性能・本数の比較モデルの応答値を比較すると、最小値あるいはそれに近い値になっており、優良な解が得られていると確かめられた。
- 2) ダンパーの除去過程と速度依存性のダッシュポットによる減衰性能に相関性が確認され、解の優良性が裏付けられた。
- 3) 高層ビルモデルにおいて、入力地震動によってダンパーの配置に違いがみられた。これは、地震動によって建物の高さ方向の層間速度応答が異なることによると思われる。
- 4) 本手法を弾塑性範囲へ適応した場合、その解は塑性ヒンジが形成された要素のフレームにダンパーが残存する傾向があり、妥当性のある結果だと考える。

以上の結果より、本提案手法は、初期の構造計画段階において、ダンパー配置を決定するツールとしては、十分実用的な解を導き出すことができると考えられる。

参考文献

- 1) 辻聖児, 田中英稔, 吉富信太, 竹脇出: 多層建築物におけるオイルダンパーの最適リリーフ荷重決定法, 日本建築学会構造系論文集, Vol.77, No.678, pp.1237-1246, 2012.8
- 2) Ri-Hui Zhang and T. T. Soong: Seismic Design of Viscoelastic Dampers for Structural Applications, *J. Struct. Engng.*, **118**, pp.1375-1392, 1992
- 3) M. Tsuji and T. Nakamura: Optimum viscous dampers for stiffness design of shear buildings, *J. Structural Design of Tall Buildings*, **5**, pp.217-234, 1996
- 4) I. Takewaki: Optimal damper placement for minimum transfer functions, *Earthq. Engng. Struct. Dyn.*, **26**, pp.1113-1124, 1997
- 5) 竹脇出: 地盤との連成を考慮した曲げ-せん断型構造物モデルの地震時有効ダンパー配置法, 日本建築学会構造系論文集, No.530, pp.77-84, 2000.4
- 6) M. P. Singh and Luis M. Moreschi: Optimal placement of dampers for passive response control, *Earthq. Engng. Struct. Dyn.*, **31**, pp.955-976, 2002
- 7) K. Uetani, M. Tsuji, I. Takewaki: Application of an optimum design method to practical building frames with viscous dampers and hysteretic dampers, *J. Engng. Struct.* **25**, pp.579-592, 2003
- 8) 久保和毅, 平本慎弥, 藤井大地, 大田和彦: 骨組の位相最適化手法を用いた制振ダンパーの最適配置, 日本建築学会中国支部研究報告集, Vol.35, pp.277-280, 2012.3
- 9) 久保和毅, 藤井大地, 大田和彦, 野中哲也: 骨組の位相最適化手法を用いた制振ダンパーの最適配置, 近畿大学工学部研究報告, No.44, pp.53-58, 2010
- 10) Xie, Y.M., Steven, G.P.: *Evolutionary Structural Optimization*, Springer, 1997
- 11) 高坂憲治, 松本慎也, 藤井大地: ESO法とグランドストラクチャ法を用いた骨組構造物の位相最適化, 日本建築学会構造系論文集, Vol.81, No.721, pp.547-553, 2016.3
- 12) 野村将貴, 松本慎也, 崎野良比呂, 藤井大地: ESO法を用いた高層ビルの制振ダンパー構面配置の最適化, 日本建築学会構造系論文集, Vol.82, No.742, pp.1885-1892, 2017.12
- 13) 藤谷義信, 藤井大地, 野中哲也: パソコンで解く骨組の静的・動的・弾塑性解析, 丸善, 2000
- 14) 藤井大地, 松本慎也: 建築構造設計・解析入門, 丸善, 2017.8
- 15) 日本建築学会: 長周期地震動と超高層建物の対応策, 一専門家として知っておきたいこと, 2013