

トラス鉄塔の耐震改修における制振部材の最適配置

OPTIMUM ARRANGEMENT OF ENERGY DISSIPATION DEVICES FOR SEISMIC RETROFIT OF TRUSS TOWER STRUCTURES

竹内 徹^{*1}, 木内佑輔^{*2}, 松井良太^{*3}, 小河利行^{*4}
*Toru TAKEUCHI, Yusuke KINOUCHI, Ryota MATSUI
and Toshiyuki OGAWA*

Application of energy dissipation devices for the seismic retrofit of truss towers has been recently researched, because these structures have been generally designed against wind load, and are possibly to be damaged by large earthquake. Although the effect of energy dissipation devices has been confirmed, the arrangement methodology of these devices has not been established yet. In this study, optimization techniques are applied to arrangements of devices. Firstly, a response evaluation method using response spectrum and equivalent linearization method is proposed. Second, the proposed method is applied to the investigation of optimum arrangement of visco-elastic damper devices on a telecommunication tower. Additionally, the device arrangements by the conventional design methods are compared with the optimum solutions. The results demonstrate that the conventional design is significantly effective to determine the optimum device arrangement.

Keywords: *Truss Tower, Visco-elastic Damper, Optimum Arrangement, Genetic Algorithm, Response Spectrum, Equivalent Linearization Method*

トラス鉄塔, 粘弾性ダンパー, 最適配置, 遺伝的アルゴリズム, 応答スペクトル法, 等価線形化法

1. 序

情報化や電力依存が進んだ現代の大都市において、情報通信やエネルギー供給を支えるインフラが担う役割は非常に高まりつつある。しかし、これら社会基盤を構成する鉄塔構造物の多くは従来の風荷重を支配荷重とした設計がなされており、近い将来に発生が予測される大規模地震に対し、耐震性能の向上が急務となっている。竹内、加藤ら¹⁾²⁾は、建屋上に設置された通信トラス鉄塔の耐震改修において斜材の座屈拘束ブレースへの交換を検討し、実大架構の繰返し載荷実験により累積変形性能を確認し、詳細なモデルにより応答性状を検証および設計手法を提案のうえ、実際に行った制振改修を報告している。また、部材実験から導出された部材の破断条件を時刻歴応答解析に組み込み、同構造物および地震被害を受けた避雷鉄塔について、累積エネルギー吸収性能や部材座屈・破断を考慮した詳細な応答性状の分析を行っている³⁾⁴⁾。また、石丸、真下ら⁵⁾⁶⁾は、斜材へ導入するトグル制振装置や、主柱材へ導入するパンタグラフ式D.M.同調システムなどの様々な制振デバイスについて、数値解析および実験によって鉄塔構造物への適用を検討し、簡易設計手法とその有効性を示している。このように、鉄塔構造物の制振化や動的性状について有用な知見が蓄積されつつある一方で、応答低減効果を大きく左右する制振部材の配置方法に関する研究は未だ少ない⁷⁾。

現状では、制振部材の配置計画は構造設計者の経験に委ねられる

ところが大きく、試行錯誤の過程の上に決定される。慣例的な計画思想としては、文献2),8)にあるように、1)水平荷重に対し相対変位の大きな2点を結ぶように制振部材を配する、2)増分解析により最初に耐力に達する部材より制振部材に置き換える、などが挙げられる。しかし、こういった経験則による解が最適解となっているかを検証した事例は少ない。

構造最適化問題を解くうえで、遺伝的アルゴリズム(GA)は非常に有効な手法であり、様々な応用例が示されている⁹⁾。制振部材を用いた本研究と同様の最適配置問題を取り扱う既往の研究⁷⁾では、一般にNP困難と表現されるようなこの組合せ最適化問題を解くために、GAによる最適化手法を採用している。GAによる最適化過程では、非常に多くの個体の適応度を算定する必要があり、動的特性を目的関数として逐一時刻歴応答解析を行ってはいは、莫大な計算が必要になってしまう。同研究ではハイパフォーマンスコンピューティングの1手法であるグリッドシステムを導入することでこれを解決しているが、このような解析環境は一般的なものとは言えない。そこで本研究では、固有値解析による応答スペクトル法や等価線形化法を応用した応答評価法を提案し、これを個体の適応度の算定に用いることで、GAによる低計算量のダンパー配置最適化システムを構築し、経験則によるダンパー配置と最適化手法により得られる解との比較検討を行う。制振部材としては粘弾性ダンパーを想定し、

*1 東京工業大学建築学専攻 教授・博士(工学)

*2 東京工業大学建築学専攻 大学院生

*3 東京工業大学建築学専攻 助教・博士(工学)

*4 東京工業大学建築学専攻 教授・工博

Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Graduate Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology
Assistant Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

文献 1)~4)と同様の建屋上に設置された通信トラス鉄塔を対象に、応答変位もしくは応力を最小化する最適配置を探索し、その傾向を詳細に分析する。続いて、得られた最適配置もしくはその近傍を予測できるような経験則による簡易計画法について検討する。

2. 最適化手法および解析手法概要

2.1 使用する最適化手法

制振部材の最適配置問題は、組合せ最適化問題に分類され、このような離散問題を解く方法として、本研究では単純遺伝的アルゴリズム SGA¹⁰⁾を採用する。選択方法は最良個体を選択するトーナメント法、交叉方法は一様交叉とし、トーナメントサイズは 2、交叉率は 0.5、突然変異率は 0.001 とする。ダンパー総数が変化しないように、交叉の際は致死遺伝子とならない交叉テンプレートのみ生成し、突然変異の際は無作為に選択した異なる染色体を有する遺伝子座間で染色体を交換するよう操作を行う。

2.2 適応度評価手法

最適化において、各個体の適応度を簡易に算出するため、応答スペクトル法と等価線形化法を組み合わせることで、非比例減衰系の応答評価手法を以下のように設定する。ただし、主架構は弾性、制振部材は Kelvin 型でモデル化されるような粘弾性ダンパーであることを前提とする。非比例減衰系の応答評価手法としては、複素固有モードを用いた手法¹¹⁾に加え、非連成近似を用い比例減衰系の剛性・減衰を利用する手法^{12),13)}があるが、本研究では簡易性と計算量の軽減を考慮し後者の手法を応用する。ただし、付加減衰が振動モードに与える影響が小さく、弾性歪エネルギー比例分配則が十分に成立する範囲であることに留意する。

提案評価手法の概略を図 1 に示す。応答スペクトル法では、ダンパー配置によって複数のモードが近接する可能性を考慮し、モード

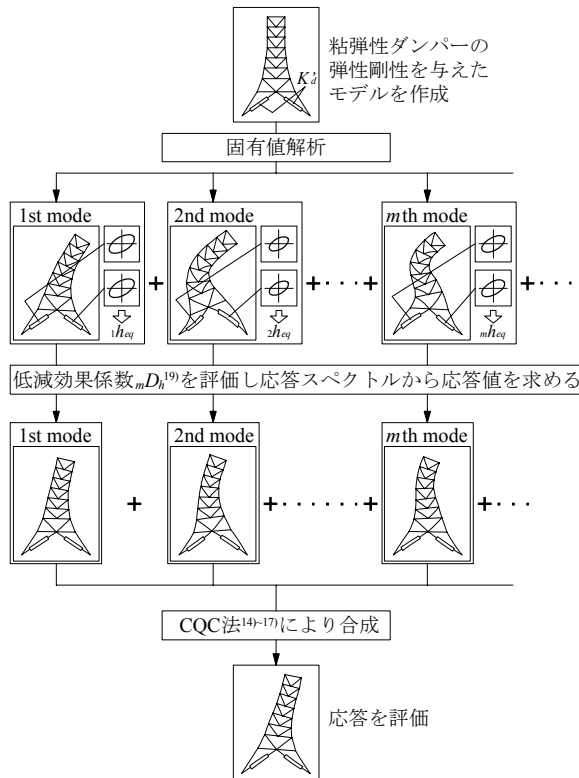


図 1 提案評価手法概略

間の相関を考慮した CQC 法を用い¹⁴⁾⁻¹⁷⁾、90%以上の有効質量比和を確保できるよう採用モード数を決定する¹⁸⁾。まず、ダンパー配置箇所に粘弾性ダンパーの貯蔵剛性 K'_d に相当する弾性剛性を与えたモデルを作成し、固有値解析を実施する。得られた m 次モードについて、後述する手法により変形関係からダンパーの付加減衰を考慮した等価減衰定数 $m h_{eq}$ を算定する。入力地震動の応答スペクトルは初期減衰定数 h_0 に対して作成しておき、モード毎に次式の低減効果係数 $m D_h$ ¹⁸⁾ を乗じることで、 $m h_{eq}$ に相当する応答値を求める。

$$m D_h = \sqrt{\frac{1 + \alpha h_0}{1 + \alpha m h_{eq}}} \quad (1)$$

ここに、本論では係数 α を 25 とする¹⁹⁾。その後、得られた各モードの応答を CQC 法により合成し、最大応答を評価する。

次に、等価減衰定数の評価手法について述べる。竹内、笠井ら¹²⁾は、ダンパーが不均等に配置された多層せん断系骨組に対して等価線形化法を適用し、 A_i 分布に基づく水平力により各層の等価減衰定数 h_{eqi} を算定し各層の弾性歪エネルギー W_i により重みづけすることで、次式により建物全体の等価な減衰定数 h_{eq} を評価している。

$$h_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^N h_{eqi} \cdot W_i}{\sum_{i=1}^N W_i} = h_0 + \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\sum_{i=1}^N E d_i}{\sum_{i=1}^N W_i} \quad (2)$$

ここに、 N は層数である。これを応用し、本手法では各モードの変形関係からダンパーごとの $m h_{eqi}$ を算定し、部材の弾性歪エネルギー $m W_i$ により重みづけすることで全体の等価減衰定数 $m h_{eq}$ を算定する。

図 2 のように、架構全体を 1 質点の単純な系に置き換えて考える。式(2)の場合、ダンパーと主架構は同図(c)のように並列関係にあることを想定しており、付加系の弾性歪エネルギー W_a は単純和 $W_d + W_b$

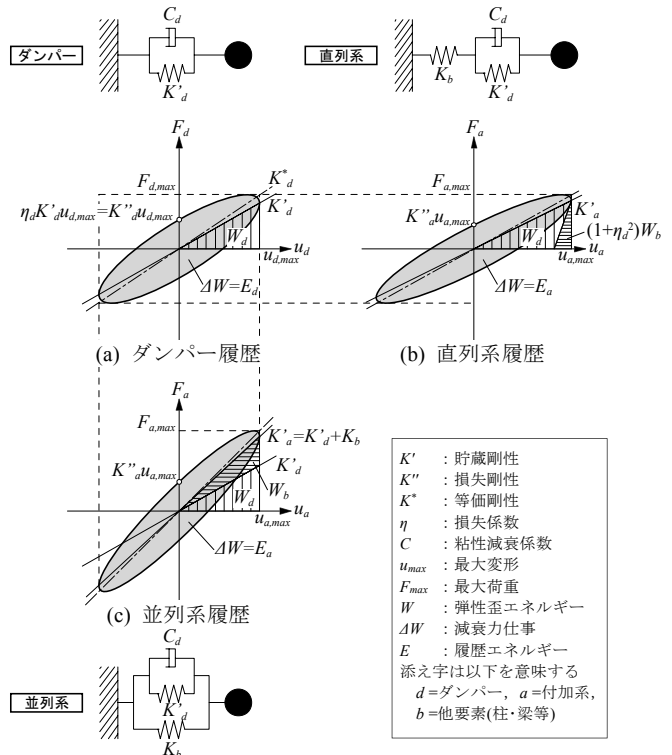


図 2 各系における履歴

で表される。しかし、鉄塔のような軸力系のトラス構造物の場合、(b)のように周囲の軸力部材は直列関係にあると考えられる。この場合、粘弾性ダンパーがもつ粘性のため、ダンパーと他要素は力の位相が一致するが、変位に位相差が生じる。文献 20)によると、この影響を加味した場合の付加系の貯蔵剛性 K'_a 、損失係数 η_a は以下のように表される。

$$K'_a = \frac{\{(1+\eta_d^2)K'_d + K_b\}K'_d K_b}{(K'_d + K_b)^2 + (\eta_d K'_d)^2} \quad (3)$$

$$\eta_a = \frac{\eta_d}{1 + (1+\eta_d^2)K'_d / K_b} \quad (4)$$

力の位相が一致すること、履歴エネルギーは等しいことを考慮すると、直列結合された場合の W_a は以下のように表される。

$$W_a = \frac{1}{2} K'_a u_{d,\max}^2 = (1+\eta_d^2)W_b + W_d \quad (5)$$

これを多質点系に応用し、全要素が直列関係にあると仮定した場合、式(2)より次式のように m 次モードの等価減衰定数 $m h_{eq}$ が評価できる。

$$m h_{eq} = h_0 + \frac{1}{4\pi} \frac{\sum_{i=1}^N \{m E_{di} / (1+m \eta_{di}^2)\}}{\sum_{i=1}^N m W_{bi} + \sum_{i=1}^N \{m W_{di} / (1+m \eta_{di}^2)\}} \quad (6)$$

$$m E_{di} = \pi m \omega C_{di} m u_{di,\max}^2 \quad (7)$$

$$m \eta_{di} = m K''_{di} / K'_{di} = C_{di} \cdot m \omega / K'_{di} \quad (8)$$

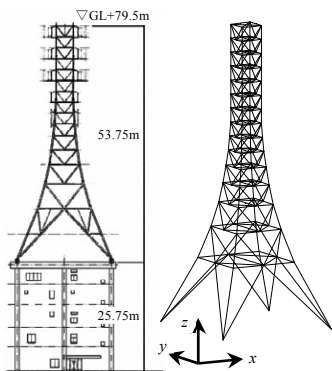


図3 建屋付設型通信鉄塔モデル

表1 斜材諸元

節	外径 D (mm)	板厚 t (mm)	座屈長 L_k (mm)	細長比 λ	鋼材
1	355.6	7.9	8376	68	STK540
2	318.5	6.9	7507	68	STK540
3	267.4	6.6	5721	62	STK540
4	216.3	5.8	4608	62	STK540
5	216.3	5.8	4033	54	STK540
6	165.2	4.5	3632	64	STK540
7	139.8	4.5	3289	69	STK400
8	139.8	4.5	3204	67	STK400
9	139.8	4.5	3202	67	STK400
10	139.8	4.5	3202	67	STK400
11	139.8	4.5	3202	67	STK400
12	139.8	4.5	3202	67	STK400
13	139.8	4.5	3202	67	STK400
14	139.8	4.5	3202	67	STK400
15	139.8	4.5	3202	67	STK400

ここに、 N は全部材数、 $m \omega$ は m 次モードの固有円振動数である。本研究では式(6)~(8)により $m h_{eq}$ を算定し、先述した応答スペクトル法により最大応答を評価することとする。本来、軸力系の鉄塔であっても、周辺部材には直列的に作用する軸力系歪エネルギーと、並列的に作用する曲げモーメント系歪エネルギーが混在するはずであるが、今回は軸力主体のトラス架構を対象とすることから、弾性軸歪エネルギーを直列系の W_b として算定する。

以降の検討において、最適解等の特定の解については幾何非線形性を考慮した時刻歴応答解析を実施し、提案評価手法との対応を確認する。減衰は剛性比例型とし、固定荷重は入力せず、時間間隔は 0.01sec とする。数値積分法は Newmark- β 法を用い、 $\beta = 1/4$ 、 $\gamma = 1/2$ とする。

3. 検討対象構造物

本研究では、建屋屋上に設置された実在の通信鉄塔を検討対象構造物とし、入力や制約条件ごとに、最適配置への影響を分析する。

3.1 解析モデル

検討対象構造物は文献 1)~4)で取扱った建屋付設型通信鉄塔とする。建屋は鉄骨鉄筋コンクリート造 5 階建て、鉄塔は高さ 53.75m 全 15 節である。構造減衰は建屋で $h = 0.03$ 、鉄塔で $h = 0.01$ とする²⁾。図 3 に解析モデル、表 1 に主たる配置対象部材である斜材の諸元を示す。文献 2), 3)と同様に、モデル化は鉄塔部分のみ行う。平成 12 年建設省告示第 1461 号にならい、HACHINOHE-EW, JMA KOBEN-S 及び RANDOM 波の位相特性を極稀地震動のスペクトルに適合させた模擬地震動 3 波から地盤増幅を考慮した表層面位置の

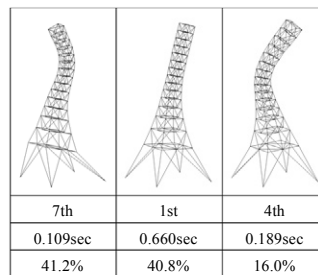


図4 卓越固有モード、周期、有効質量比

表2 粘弾性ダンパー諸元

	断面積 A (cm ²)	断面2次モーメント I (cm ⁴)	粘性減衰係数 C_d (kN·sec/cm·rad)
主柱材	60	8000	78.4
斜材	40	2000	
水平材	40	2000	
構面材	20	700	

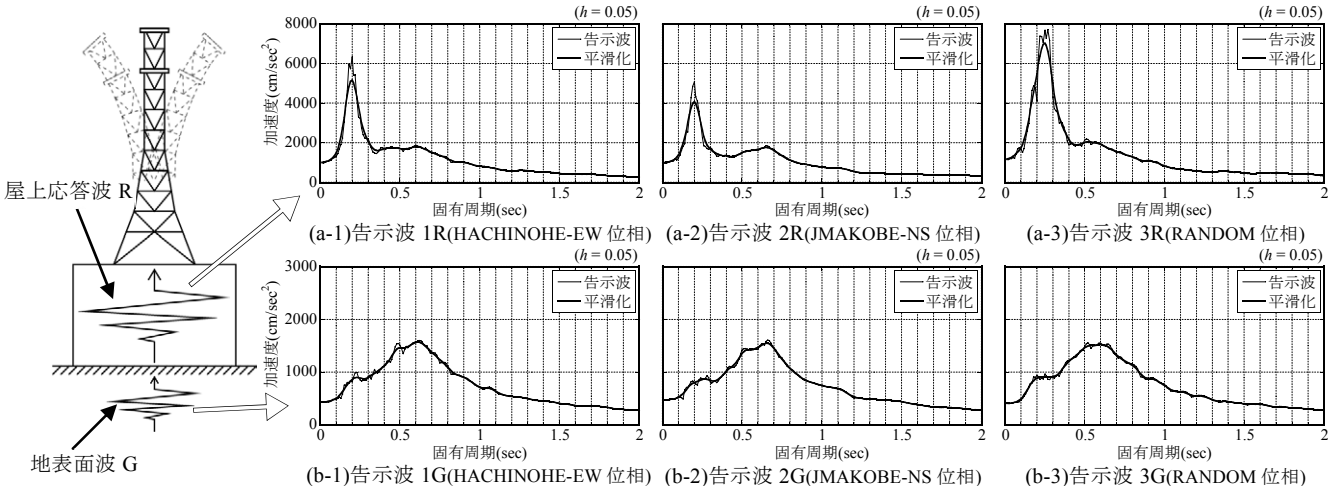


図5 入力地震波加速度応答スペクトル

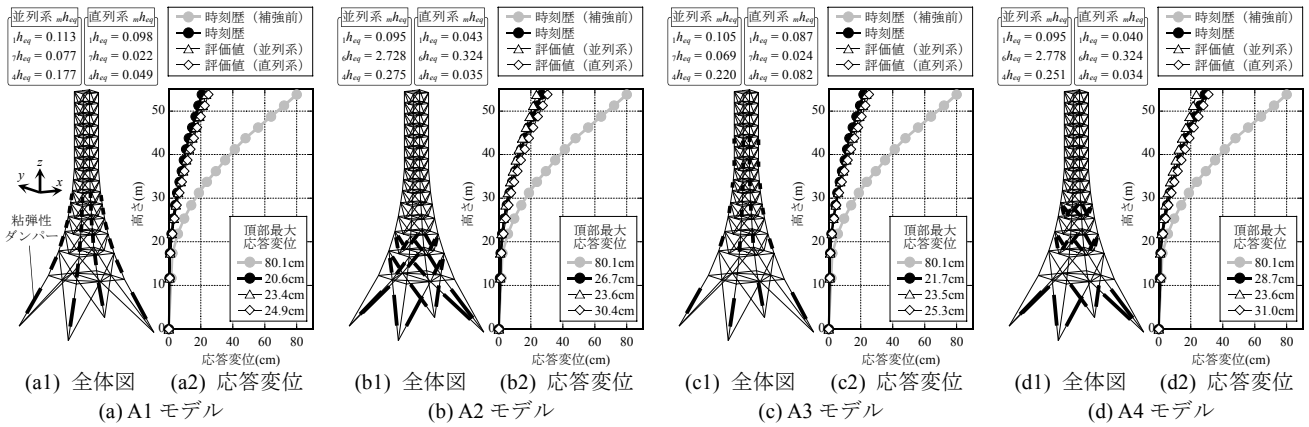


図 6 評価精度検討モデル (ダンパー配置, 応答変位)

波形を作成する。これを別途作成した建屋鉄塔連成モデルに入力することで得た建屋屋上位置の波形 (告示波 1R~3R) を建屋付設置の鉄塔モデルでは用いることとする。また比較のため表面層位置の波形 (告示波 1G~3G) を直接入力し、地上自立型鉄塔を想定した場合についても検証する。鉄塔部分の卓越固有モードを図 4 に、各入力波の加速度応答スペクトルを図 5 に示す。架構全体が倒れ込むモードや、鉄塔中腹で反曲点を有するモード等、3 つの全体モードが支配的となる。地上自立型の場合、1 次モードが励起されやすいが、建屋付設置の場合、建屋の卓越固有周期である約 0.2sec 付近に当たる 4 次モードが特に励起される。また、提案手法による評価の際は、周期帯の微小な変化に依らず安定した評価を行うため、図 5 に示す通り $h = 0.05$ で作成した加速度応答スペクトルを、0.05sec 区間で 3 回移動平均することで平滑化したスペクトルを用いる。

また、表 2 に示すように、粘弾性ダンパーは配置対象部材の種類ごとに弾性要素の断面を定め、粘性減衰係数はすべて一定とする。

3.2 評価精度の確認

設定した解析モデルについて、提案手法により応答値を算定し、時刻歴応答解析結果との対応精度を検証する。また、比較のため等価減衰定数 $m h_{eq}$ の評価方法は、並列系を想定した $m h_{eq}$ (式(2)相当) と、直列系を想定した式(6)による提案 $m h_{eq}$ を用いた場合の 2 通りを示す。なお、前者は式(6)において $m \eta_{di}$ を除いた式により算定する。入力地震波は建屋付設置を想定した告示波 1R とし、 x 方向に入力する。24 本の粘弾性ダンパーを配置するものとし、下層部主柱材、斜材に配置した A1, A2 モデル、不連続配置した A3, A4 モデルを検討対象として設定する。

図 6 に、各モデルのダンパー配置および応答変位を示す。図中に

は主要モードの $m h_{eq}$ の評価値を併せて示す。時刻歴応答値 (●) では、補強前既存架構に比較して 1/3~1/4 程度まで応答が低減され、評価値 (△◇) もほぼ同様の値を示し、頂部変位誤差は 14% 程度である。並列系 $m h_{eq}$ の場合、減衰を過大評価した危険側の評価となる例がある一方、直列系 $m h_{eq}$ の場合は安全側の評価となっている。同図に示す $m h_{eq}$ をみると、特に高次モードにおいて並列系では過大な評価となっていることがわかり、直列系として評価する方が妥当であると考えられる。以上より提案手法の評価精度を概ね妥当であると考え、今後、 $m h_{eq}$ の算定に式(6)を用いて応答を評価する。

なお計算時間は時刻歴応答解析と比較して約 1/15000 倍となった。

4. 全部材を配置対象とした最適化問題

まず鉄塔の全部材をダンパーの配置対象部材とし、鉄塔頂部の応答変位を最小化する最適化問題を検討する。

4.1 最適化問題 SOP1 の定式化

目的関数は、頂部中央節点の水平応答変位 δ_{top} (頂部応答変位と呼ぶ) の最小化とする。地震波入力方向は x 方向、配置対象部材は、主柱材、斜材、水平材、および構面材の 4 通りとし、全部で 360 部材、配置するダンパー数を 24 本とする。ただし、 x - z 平面、 y - z 平面について面对称に配置するものとする。配置情報は 0-1 の整数列として符号化し、設計変数 x_i とする。配置対象部材ごとに遺伝子座を与え、ダンパーがある場合を 1 として表現する。本最適化問題を SOP1 とし、次のように定式化する。

$$\text{SOP1) Minimize } \delta_{top} \quad (9)$$

$$\text{Subject to } \sum_{i=1}^m x_i = n \quad (10)$$

入力	告示波 HACHINOHE-EW 位相		告示波 JMAKOBÉ-NS 位相		告示波 RANDOM 位相	
	1R	1G	2R	2G	3R	3G
配置						
頂部変位	(評価値) 21.5 cm	(評価値) 19.0 cm	(評価値) 21.2 cm	(評価値) 19.3 cm	(評価値) 22.4 cm	(評価値) 18.6 cm
	(時刻歴) 18.3 cm	(時刻歴) 14.7 cm	(時刻歴) 16.2 cm	(時刻歴) 15.2 cm	(時刻歴) 20.1 cm	(時刻歴) 16.4 cm

図 7 SOP1 最適解のダンパー配置および適応度 (評価値, 時刻歴応答値)

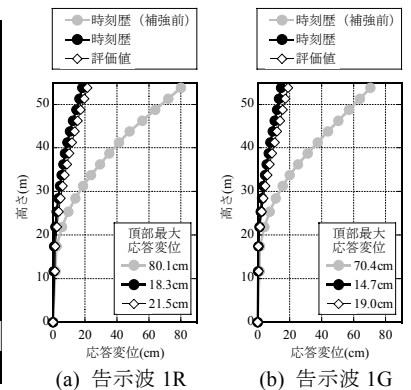


図 8 最適解応答変位

ここに、 m は配置対象部材数、 n はダンパー総数である。本問題では対称条件より全体の 1/4 の範囲を対象とし、 $m = 90, n = 6$ であり、その組み合わせは ${}_{90}C_6 = 622,614,630$ 通りとなる。

4.2 SOP1 最適配置

SGA はランダム性を有するアルゴリズムであるため、各ケースについて 3 回ずつ最適化解析を行う。事前解析により安定した最適解を得られるよう検証し、1 世代の個体数は 500、探索停止条件は 150 世代以上に渡って最良解の更新がない場合とする。

図 7 に、各入力に対して得られた最適解のダンパー配置および適応度を示す。いずれの場合も 3 回の同一試行に対して全て同一の最適解を得た。また、いずれの入力に対して、3 回の試行において 9 ~ 14 世代目で最良解に到達した。選択された部材は主柱材もしくは斜材のみであり、入力に依らず 1 ~ 3 節主柱材および 1 節両方向斜材は選択され、3 通りの類似した配置となっている。つまり、全てに共通しないのは 4 本のダンパー位置だけであり、これは個体の遺伝子表現の上では、対称条件により遺伝子座 1 つ分の違いでしかない。この 1 組のダンパー配置を見ると、建屋付設型の場合 (1R, 3R)、建屋卓越周期に当たる 4 次モードが励起されるため、モードの腹となる 9 節主柱材が選択され、地上自立型の場合 (1G, 3G)、 x 方向入力に対して変形が大きい 2 節 y 方向斜材が選択されており、入力に依存した配置となることがわかる。ただし、JMAKOB-NS 位相の場合、建屋の連成の有無に関わらず、同一の最適配置となる。時刻歴応答値と比較すると、適応度の評価精度は誤差 20% 程度であった。

告示波 1R, 1G 入力の場合について、最適解の応答変位を図 8 に示す。得られた最適解については、架構全体の応答についても、提案手法により概ね妥当に評価できている。図 7 中に示した頂部応答

変位からもわかるように、いずれの入力に対しても、補強前既存架構と比較すると、最適解の場合はおよそ 1/3 ~ 1/4 程度まで応答が低減される。

得られた最適解が大域的最適解である保証はないが、3 回の試行で同一解を得たように、解候補数が 6.2×10^8 程度の本問題についても安定した探索ができており、最適化システムは十分な探索性能があると考えられる。

5. 斜材のみを配置対象とした最適化問題

前章では、全部材をダンパー配置対象部材としたが、実際にトラス鉄塔を制振改修する場合、固定荷重の多くを負担する主柱材をダンパーに置換することは大きな手間がかかり、現実的な選択ではない。そこで本章では、ダンパー置換が容易な斜材のみを配置対象部材とし、変形もしくは応力を目的関数とした場合の最適配置を検討する。比較的規模の小さな最適化問題となるので、SGA による最適化および総当たり法による全探索を共に実施し、SGA 最適解の検証、解空間の分析等を行う。

5.1 最適化問題 SOP2, SOP3 の定式化

目的関数として、頂部応答変位 δ_{top} の最小化に加えて、全部材中の座屈応力度検定値の最大値の最小化を採用し、2 つの目的関数について最適化問題を検討する。地震波入力方向は x 方向とする。配置対象部材は斜材のみの 120 部材とし、配置するダンパー数は 48 本とする。ただし、節ごとにダンパー設置の有無を判断するものとし、15 節中配置する 6 節を選択する制約条件となる。よって、 $m = 15, n = 6$ であり、解候補数は 5,005 通りである。

a) δ_{top} の最小化を目的とした最適化問題を SOP2 とし、式(9), (10)と同様に定式化する。

入力	告示波 HACHINOHE-EW 位相		告示波 JMAKOB-NS 位相		告示波 RANDOM 位相		
	1R	1G	2R	2G	3R	3G	
SOP2 (頂部応答変位最小化)	配置						
	頂部変位	(評価値) 30.0 cm (時刻歴) 26.5 cm	(評価値) 26.5 cm (時刻歴) 23.5 cm	(評価値) 31.9 cm (時刻歴) 28.7 cm	(評価値) 28.0 cm (時刻歴) 23.5 cm	(評価値) 30.5 cm (時刻歴) 28.2 cm	(評価値) 25.7 cm (時刻歴) 22.8 cm
	座屈検定値	(評価値) 0.823 (時刻歴) 0.615	(評価値) 0.429 (時刻歴) 0.424	(評価値) 0.732 (時刻歴) 0.614	(評価値) 0.450 (時刻歴) 0.416	(評価値) 0.829 (時刻歴) 0.630	(評価値) 0.474 (時刻歴) 0.459
SOP3 (座屈検定最大値最小化)	配置						
	頂部変位	(評価値) 30.0 cm (時刻歴) 26.4 cm	(評価値) 27.0 cm (時刻歴) 24.4 cm	(評価値) 31.9 cm (時刻歴) 28.6 cm	(評価値) 28.4 cm (時刻歴) 24.0 cm	(評価値) 30.6 cm (時刻歴) 28.3 cm	(評価値) 25.7 cm (時刻歴) 22.8 cm
	座屈検定値	(評価値) 0.664 (時刻歴) 0.624	(評価値) 0.412 (時刻歴) 0.402	(評価値) 0.650 (時刻歴) 0.608	(評価値) 0.435 (時刻歴) 0.400	(評価値) 0.674 (時刻歴) 0.649	(評価値) 0.417 (時刻歴) 0.402

図 9 SOP2, SOP3 最適解のダンパー配置および適応度 (評価値, 時刻歴応答値)

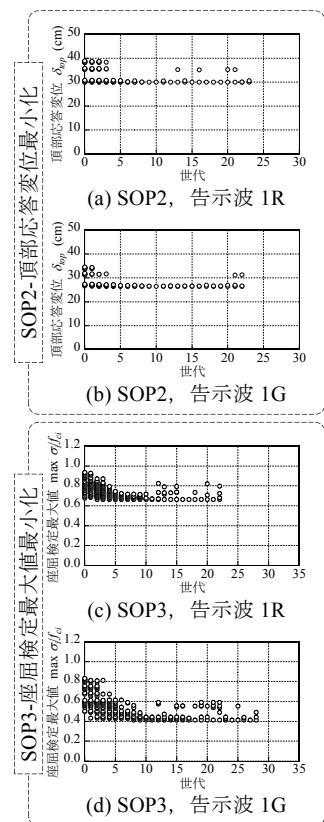


図 10 最適化推移

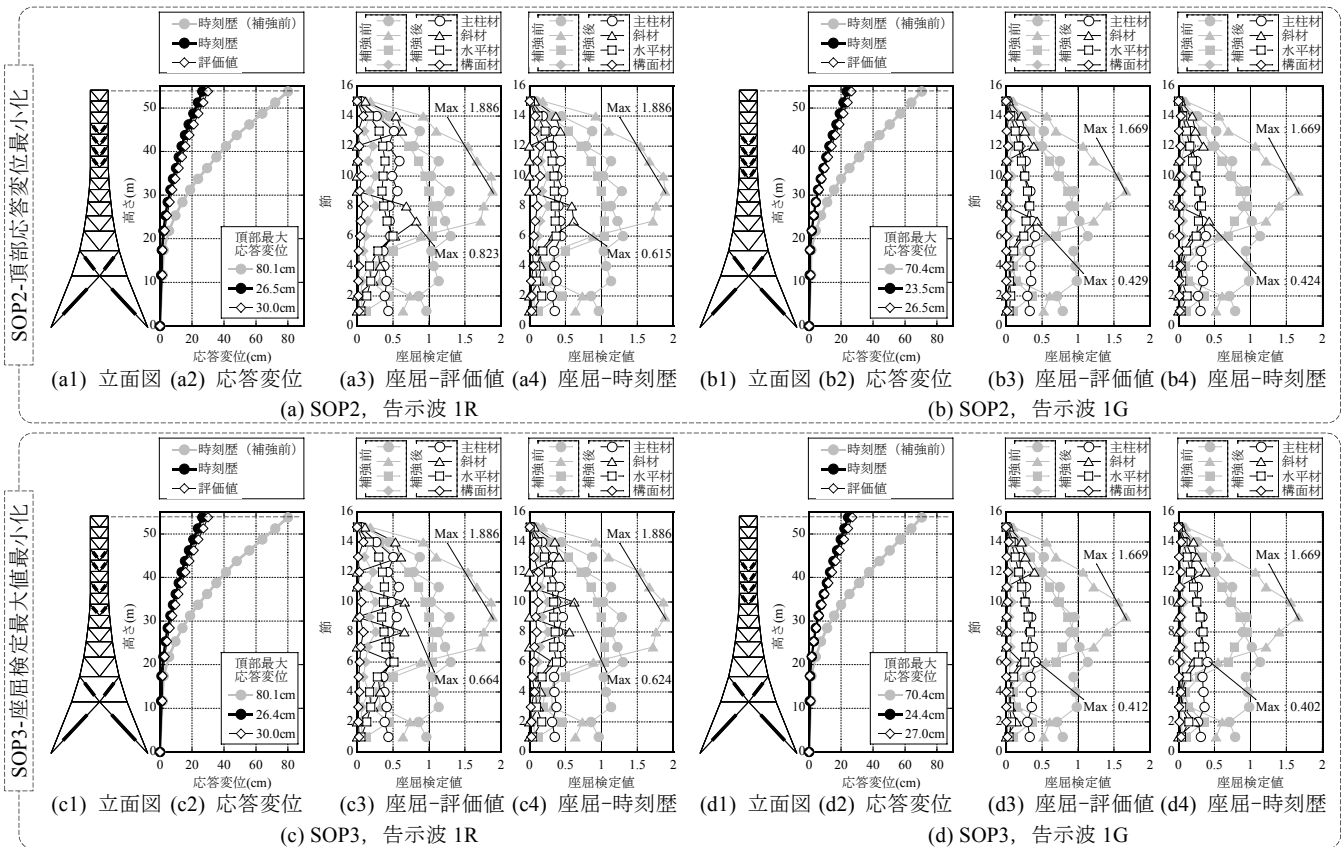


図 11 最適解応答値 (応答変位, 座屈検定値)

b) 全部材について短期許容圧縮応力 f_{ci} (鋼構造設計規準²²⁾) により検定値 σ_i/f_{ci} を算定し, そのうちの最大値 (座屈検定最大値と呼ぶ) の最小化を目的とした最適化問題を SOP3 とし, 次のように定式化する。

$$\text{SOP3) Minimize } \max_{1 \leq i \leq M} \sigma_i / f_{ci} \quad (11)$$

ここに, σ_i は各部材の最大応力, M は全部材数である。制約条件は式(10)により与える。また, ダンパー部材の検定値は 0 とする。

5.2 SOP2, SOP3 最適配置

SOP1 と同様に, 各ケースについて 3 回ずつ最適化解析を行う。事前解析による検証から, 1 世代の個体数は 100, 探索停止条件は 20 世代以上に渡って最良解の更新がない場合とする。

図 9 に, 各入力, 各目的関数に対して得られた最適解のダンパー配置および適応度を示す。図中には目的関数ではない他方の指標についても併記している。なお, いずれの条件下における最適化問題の場合も, 3 回の同一試行に対して全て同一の最適解を得た。最適配置を見ると, 入力および目的関数に依らず, 低層部 (1, 2 節) と中層部 (7~12 節) に集中してダンパーが配置される傾向が表れており, いずれも同一もしくは類似した配置である。SOP2 の場合, 2 通りの配置パターンのみであり, 中層部は連続配置される。一方, SOP3 の場合, 中層部は不連続に配置される場合や, 2 節は選択されない場合等もあり, 配置傾向は類似しているが, SOP2 よりも解にばらつきがある。これは, 座屈検定最大値を目的関数とした場合, 最大値をとる部材は配置毎に異なること, またダンパーに置換した場合は座屈検定対象とならないこと等が要因で, 配置パターンと適応度に明確な関係性がないためと考えられる。また, 時刻歴応答値

と比較すると, 適応度の評価精度は誤差 10% 程度であった。

図 10 に, 告示波 1R, 1G 入力の場合について, 横軸に世代, 縦軸に各世代全個体の適応度をとった最適化推移を示す。ここに示していない入力, 試行も含めると, SOP2 の場合は 1~6 世代目で, SOP3 の場合は 2~11 世代目で最良解を得た。SOP2 の場合 (図 10(a), (b)), 適応度が 3 通りのオーダーに分別される推移となり, 個体群が偏った分布をしている様子が伺える。一方, SOP3 の場合 (図 10(c), (d)), 連続した適応度を示し, 個体群が満遍なく分布している。

告示波 1R, 1G 入力の場合について, 各最適解の応答変位および座屈検定値を, 評価値と時刻歴応答値を併記して図 11 に示す。補強前既存架構と比較すると, 1/3~1/4 程度の応答低減効果を得ている。いずれの場合も評価値と時刻歴応答値は妥当な対応を示している。座屈検定値の分布傾向も良く対応しており, ここに示していない場合も含めて, 最大値をとる部材は提案手法と時刻歴応答解析の場合で一致している。なお, 最大値をとる部材は鉄塔中層部の斜材もしくは支柱材であった。

5.3 SOP2, SOP3 大域的最適解

SOP2 および SOP3 は, 解の組合せが ${}_{15}C_6 = 5,005$ 通りであり, 比較的規模の小さな最適化問題である。そこで, 総当たり法により提案応答評価手法を用いた全個体の評価を行い, 解空間全体の把握・分析を行う。

図 12 に全個体評価値を示す。横軸には頂部応答変位 (SOP2 適応度) を, 縦軸には座屈検定最大値 (SOP3 適応度) を示す。図中には Δ ∇ で最良 (最小) 値となる個体を示しており, これがそれぞれの目的関数に対する大域的最適解に相当する。全体の分布をみると, 縦方向に連続しており, いずれの入力の場合も 3 列のグループに分

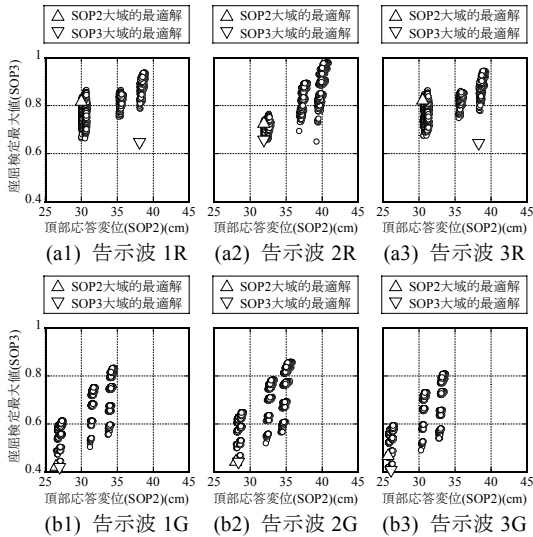


図 12 全個体評価値

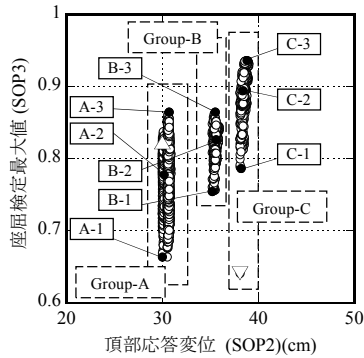


図 13 グループと選抜個体 (告示波 1R)

別される。これは、SOP2の最適化推移(図10(a),(b))に見られた傾向と同様であり、頂部応答変位に関しては3通り程度のオーダーに区分されることがわかる。総当たり法によって得られた大域的最適解と、図9に示す最適化手法により得られた最適解の対応をみると、座屈検定値を目的関数としたSOP3の告示波1R,3R入力の場合は一致せず、その他の場合は大域的最適解を探索できていた。この探索不能の2つの大域的最適解は、図12(a1),(a3)中に▽で示す個体であり、個体群から分離して分布する特異な存在である。この2個体のダンパー配置は、ともに7~12節に連続配置となっている。ただし、これら2個体は次節の簡易計画による配置と同一であり、評価値との対応誤差は35%程度と悪く、時刻歴応答解析では非常に性能が悪い。これは、提案応答評価手法の場合、粘性力を考慮していない変形関係から全体の等価減衰を算定しているが、動的な挙動ではこのような上層部集中配置の場合に下層部の変形までは抑制できないため、対応精度が悪いと考えられる。そのため、時刻歴応答値ベースでは探索された最適解の方が各段に優秀な個体となる。

図13に示すように、告示波1R入力の場合について詳細に分析する。3列のグループの内、頂部応答変位の指標で優れた方から、Group-A, Group-B, Group-Cとする。さらに各グループの内、座屈検定値の指標で最も優れた個体、中位の個体、最も劣る個体をA-1, A-2, A-3のように呼び、これを選抜個体として図中には●で示す。この選抜個体のダンパー配置および各評価値を図14に示す。グループごとの配置を見ると、Group-Aは1節に、Group-Bは2節にダンパーが配置され、Group-Cは1,2節にダンパーが配置されておらず、

配置			
	頂部変位 30.7cm	35.5cm	38.8cm
	座屈検定値 0.865	0.865	0.937
個体名	A-3	B-3	C-3
配置			
	頂部変位 30.2cm	35.6cm	38.4cm
	座屈検定値 0.778	0.827	0.895
個体名	A-2	B-2	C-2
配置			
	頂部変位 30.0cm	35.2cm	38.2cm
	座屈検定値 0.664	0.755	0.787
個体名	A-1	B-1	C-1

図 14 各グループ選抜個体 (告示波 1R)

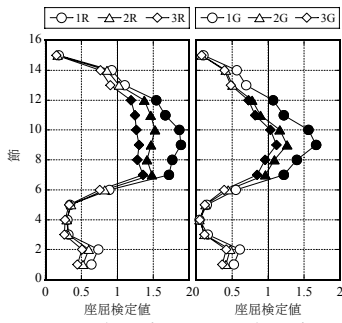
これは全個体に言えるグループごとの特徴である。すなわち、頂部応答変位に関しては1,2節のダンパーの寄与が非常に大きく、これらの選択次第で適応度のオーダーが決まる。一方で座屈検定値の指標で考えると、優れた個体(A-1, B-1, C-1)は7~12節といった座屈の危険性が高い部材が配置対象として選択されている。また、Group-Aは座屈検定値に関しても優れた個体群であるため、SOP3においても最適化が進むにつれて世代中の多くの個体がGroup-Aに属したものになる。それゆえ、前述したSOP3の2つの大域的最適解を探索することができなかったと考えられる。

5.4 経験則による最適配置計画手法の適応度

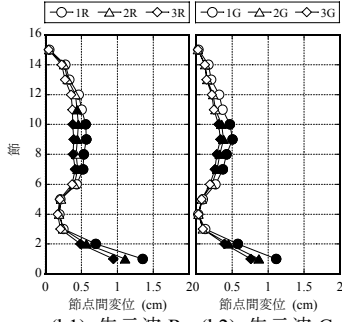
文献2)において、本研究対象構造物と同一の通信鉄塔について、座屈拘束プレースを用いた耐震補強例が報告されており、その中で配置計画方針についても論じられている。これによると、補強前既存架構について、弾性時刻歴応答解析を実施し、座屈検定値が高い部材から座屈拘束プレースに置換することで補強計画を行っている。本節では、同計画手法を参考に、SOP2, SOP3に対して探索された最適解やその近傍にある優良解を導く計画手法について検討する。ダンパー配置に際しては、両最適化問題と同様の制約条件とし、15節中から6節を選択する配置とする。

序章で述べたように、文献8)では、鉄塔に限らず、立体トラス構造の制振設計について、以下の配置計画手法が提起されている。

- 鉛直荷重に対してデザインされたトラス架構が、水平荷重に対して十分な柔らかさ(変形能力)を持っている場合、その相対変位の大きな2点を結ぶ様に、制振部材を配置する。



(a1) 告示波 R (a2) 告示波 G
(a) 斜材座屈検定値



(b1) 告示波 R (b2) 告示波 G
(b) 斜材最大節点間変位

図 15 各種配置計画指標 (補強前, 時刻歴応答解析)

入力	告示波 HACHINOHE-EW 位相		告示波 JMAKOBEN-NS 位相		告示波 RANDOM 位相		
	1R	1G	2R	2G	3R	3G	
座屈検定値基準計画	配置						
	頂部変位	(評価値) 38.1 cm (時刻歴) 65.1 cm	(評価値) 33.7 cm (時刻歴) 55.8 cm	(評価値) 39.2 cm (時刻歴) 61.6 cm	(評価値) 34.2 cm (時刻歴) 51.5 cm	(評価値) 38.3 cm (時刻歴) 51.3 cm	(評価値) 32.7 cm (時刻歴) 46.0 cm
	座屈検定値	(評価値) 0.641 (時刻歴) 1.083	(評価値) 0.556 (時刻歴) 0.924	(評価値) 0.650 (時刻歴) 1.083	(評価値) 0.566 (時刻歴) 0.854	(評価値) 0.636 (時刻歴) 0.941	(評価値) 0.540 (時刻歴) 0.760
節点間変位基準計画	配置						
	頂部変位	(評価値) 30.0 cm (時刻歴) 26.6 cm	(評価値) 26.6 cm (時刻歴) 23.6 cm	(評価値) 31.9 cm (時刻歴) 28.6 cm	(評価値) 28.1 cm (時刻歴) 23.5 cm	(評価値) 30.6 cm (時刻歴) 28.2 cm	(評価値) 25.7 cm (時刻歴) 22.9 cm
	座屈検定値	(評価値) 0.749 (時刻歴) 0.602	(評価値) 0.432 (時刻歴) 0.393	(評価値) 0.650 (時刻歴) 0.575	(評価値) 0.455 (時刻歴) 0.406	(評価値) 0.754 (時刻歴) 0.630	(評価値) 0.420 (時刻歴) 0.402

図 16 各種基準値による経験的計画個体のダンパー配置および適応度 (評価値, 時刻歴応答値)

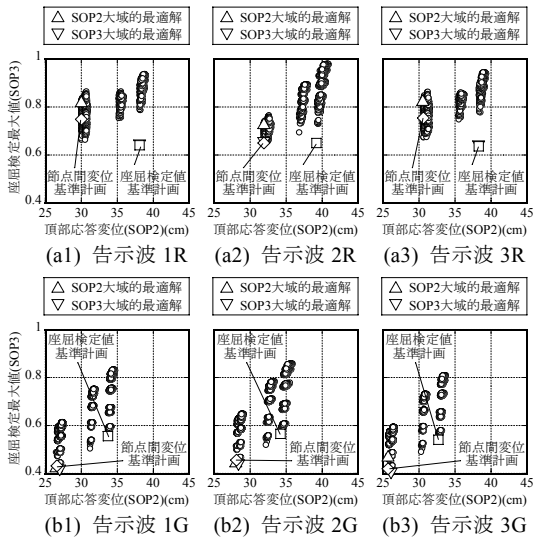
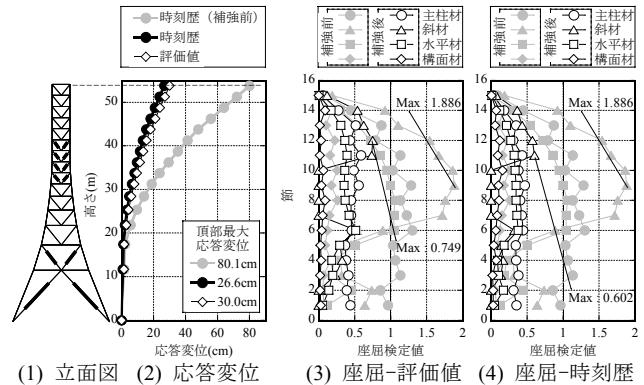


図 17 経験的計画個体分布

2) トラス架構の水平剛性が高い場合は、座屈を考慮せずに増分解析または時刻歴応答解析を実施し、最初に塑性化する部材から制振部材に置き換えていく。

これらは、1)変形および 2)応力を配置計画指標とした手法として理解でき、文献 2)における手法は 2)に相当する手法となる。本節では 2)の座屈検定値に加え、1)に相当する部材節点間変位を指標とする経験的計画手法を考え、その適応度を SGA を用いて検証する。以降 2)を座屈検定値基準計画、1)を節点間変位基準計画と呼ぶ。

補強前既存架構モデルに対し、弾性時刻歴応答解析を実施して得られた各種配置計画指標を図 15 に示す。ダンパー配置対象となる、指標が大きい上位 6 節については黒いプロット (●▲◆) で示す。さらに、これら指標に基づいて計画を行った場合のダンパー配置、



(1) 立面図 (2) 応答変位 (3) 座屈-評価値 (4) 座屈-時刻歴
図 18 告示波 1R 入力に対する節点間変位基準計画個体 (応答変位, 座屈検定値)

各適応度 (評価値および時刻歴応答値) を図 16 に示す。座屈検定値基準計画の場合のダンパー配置は、いずれの入力に対しても 7~12 節が選択され、これは探索できなかった SOP3 の告示波 1R, 3R に対する大域的最適解と一致する。また、SOP3 大域的最適解の場合と同様に、評価値と時刻歴応答値の対応が悪く、応答低減効果を過大評価した危険側の評価となる。一方、節点間変位基準計画の場合、1, 2 節および 7~11 節が選択されており、SOP2 や SOP3 の最適解 (図 9) に類似した配置となる。評価値と時刻歴応答値は誤差 13% 程度と概ね妥当な対応を示し、安全側の評価となる。

図 12 と同様に両軸に適応度を取り、全個体中における簡易計画個体の分布位置を図 17 に示す。座屈検定値基準計画個体を□、節点間変位基準計画個体を◇で示す。5.3 節と同様に論じると、座屈検定

値基準計画個体は、Group-C中の座屈検定値指標が最良の個体である。すなわち、頂部応答変位の指標ではもっとも劣るグループに属する。一方、節点間変位基準計画個体はGroup-Aに属し、座屈検定値指標の上でも比較的優位な位置に分布する。図16に見るように、時刻歴応答解析の場合、座屈検定値基準計画個体は頂部変位で1/1.3～1/1.7、座屈検定値で1/1.7～1/2程度の応答低減効果に留まっているが、節点間変位基準計画個体は共に1/2.7～1/3.4程度の良好な応答低減効果が得られている。図18に、告示波1R入力に対する節点間変位基準計画個体について応答の詳細を示す。同個体は、頂部応答変位を目的関数としたSOP2最適解(図11(a))と同指標で比較して、同等の優良解である。さらに、座屈検定最大値についても、SOP3最適解(図11(c))と同等の時刻歴応答値を示している。このように、今回の検討範囲では節点間変位基準計画を用いることで、両指標について優良な配置が得られることが確認された。

以上のように、SGAを用いた提案計画手法は、経験的計画手法の適応度を評価する上でも有効と考えられる。

6. 結

応答スペクトル法および等価線化法を組み合わせた非比例減衰系の応答評価法を設定し、トラス鉄塔を対象に、変形および応力の指標を最小化する粘弾性ダンパーの最適配置を最適化手法を用いて探索し、その傾向や時刻歴応答解析による挙動を分析した。また、既往の経験的な計画手法に倣い、探索された最適配置やその近傍を簡易に予測する計画手法を検討した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 主架構を直列系として評価した等価減衰定数を用いる提案手法により、粘弾性ダンパーを有するトラス鉄塔の変位応答を概ね評価できることを確認した。なお、変位指標における優良解近傍は評価精度が良く安全側の評価となる一方、応答低減効果の低いダンパー配置の場合は評価精度が悪い傾向が見られた。
- 2) 検討対象とした鉄塔モデルにおいて、全部材を配置対象とした最適配置問題の場合、主として低層部の支柱材および斜材にダンパーが配置される解が選択される場合が殆どである。
- 3) 同モデルにおいて、斜材のみを配置対象とした最適配置問題の場合、目的関数・入力に依らず、低層部と2/3程度の高さ位置にダンパーが配置される場合が多く、低層部は主に変位応答低減効果に、2/3頂部は主に座屈検定値に寄与する。
- 4) 小規模な最適配置問題の検討から、SGAを用いた最適化により大域的最適解を概ね探索可能であることを確認した。
- 5) 経験的計画手法のうち、補強前既存架構の弾性時刻歴応答値に関して、部材座屈検定値に比べ部材節点間変位を基準として制振部材配置計画を行った方が、得られる計画個体が変形・応力の両指標について優位な性状を示す傾向がある。

今回の検討は対象を限定したものであり、上記2), 3)は本検討モデルに固有の特性と考えられるが、1), 4), 5)については他の架構形式の鉄塔構造物についても同様の結果を得ており、一定の普遍性を有する知見と考えられる。また、2), 3)に示すように入力位相特性によらず類似した最適解が得られたことから、複数の地震波に適合するスペクトルや地震動を入力として用いた最適化手法もしくは変位に基づく経験的計画手法により得られる配置は様々な地震波に対する優良解である可能性が高く、このような解を参考に配置計画

を行うのが妥当であると考えられる。今後、より多様な構造物について今回提案したSGAによる設計手法の適用性を検討することで、その一般性の検証を行いたい。

参考文献

- 1) 竹内徹, 内山智晴, 鈴木一弁, 大河内靖雄, 小河利行, 加藤史郎: 座屈拘束ブレースによるトラス鉄塔の耐震補強: 実大架構繰返し実験, 日本建築学会構造系論文集, 第589号, pp.129-136, 2005.3
- 2) 大河内靖雄, 竹内徹, 加藤史郎, 鈴木一弁: 座屈拘束ブレースを用いた既存通信鉄塔の耐震補強工事, 日本建築学会技術報告集, 第22号, pp.179-184, 2005.12
- 3) 鈴木一弁, 竹内徹, 大河内靖雄, 小河利行, 加藤史郎: 塔状トラス架構の累積地震エネルギー吸収性能, 日本建築学会技術報告集, 第14巻, 第27号, pp.131-136, 2008.6
- 4) 竹内徹, 中村悠, 松井良太, 小河利行, 今村晃: 部材破断を考慮した鋼管トラス鉄塔の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第669号, pp.1971-1980, 2011.11
- 5) 石丸辰治, 真下貢ほか7名: 鉄塔構造物に適用する制震工法の研究: その1～その5., 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2分冊, 構造II, pp.611-620, 2010.7
- 6) 石丸辰治, 真下貢ほか8名: 鉄塔構造物に適用する制震工法の研究: その6～その7., 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2分冊, 構造II, pp.733-736, 2011.7
- 7) 中澤祥二, 村上秀樹, 加藤史郎, 大河内靖雄, 竹内徹, 柴田良一: 座屈拘束ブレースを用いた通信鉄塔の耐震補強法に関する研究: グリッドシステムを用いた遺伝的アルゴリズムによる座屈拘束ブレースの最適配置探索法, 日本建築学会構造系論文集, 第604号, pp.79-86, 2006.6
- 8) 竹内徹: 制振部材を用いた立体トラス構造のデザイン, 鉄構技術, pp.22-29, 2005.6
- 9) 林裕真, 竹内徹, 小河利行: 地震荷重下の座屈耐力に着目した単層格子屋根構造の形状探索, 構造工学論文集, Vol.59B, pp.479-488, 2013.3
- 10) John H. Holland: Adaptation in Natural and Artificial Systems, Ann Arbor, The Univ. of Michigan Press, 1975
- 11) 石丸辰治, 江原栄次, 石垣秀典, 森川和彦: パッシブ型制震構造物の等価線形化による応答解析法, 日本建築学会構造系論文集, 第542号, pp.91-98, 2001.4
- 12) 竹内徹, 市川康, 中島秀雄, 笠井和彦: ダンパーが不均等配置された多層パッシブ制振構造の応答予測, 日本建築学会構造系論文集, 第583号, pp.115-122, 2004.9
- 13) 笠井和彦, 伊藤浩資: 弾塑性ダンパーの剛性・降伏力・塑性率の調節による制振構造の応答制御手法, 日本建築学会構造系論文集, 第595号, pp.45-55, 2005.9
- 14) E. L. Wilson, A. Der Kiureghian, E. P. Bayo: A replacement for the SRSS method in seismic analysis, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, vol. 9, pp. 187-192, 1981
- 15) 渡辺基史, 滝沢春男: モード別単振子の時刻歴応答間に見られる相関度, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造I, pp.743-744, 1994.9
- 16) 大網浩一: CQC法におけるモード相関係数の簡便な近似式とその適用例, 日本建築学会構造系論文集, 第515号, pp.83-89, 1999.1
- 17) 日本建築学会: 空間構造の動的挙動と耐震設計, 2006.3
- 18) 竹内徹, 小河利行, 中川美香, 熊谷知彦: 応答スペクトル法による中規模ラチスドームの地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第579号, pp.71-78, 2004.5
- 19) 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.53-62, 2003.9
- 20) 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2版, 2005.9
- 21) 日本建築学会: 建築物の減衰, 2000
- 22) 日本建築学会: 鋼構造設計規準, 2003.4

(2013年12月7日原稿受理, 2014年2月26日採用決定)