

ダイナミック・マス (D.M.) による 高さ200m鉄塔構造物の制震補強



真下 貢
東電設計



荻原 実
同



土田 剛
東京電力



宮島 洋平
i2S2

1 はじめに

火力発電所の鉄塔支持型煙突などの塔状構造物の設計は、風荷重が支配的となることが多い。しかし、1995年兵庫県南部地震や2007年新潟県中越沖地震などの知見から、考慮すべき地震動の増大とともに地震荷重が支配的となり、何らかの耐震補強が必要になってくる場合がある。本稿は、高さ200mの鉄塔構造物を対象とした制震改修の事例を紹介するものである。

この改修工事で求められた要件は①可能ならば発電を停止せず煙突を使用しながら施工できること、②そのため鉄塔下部のみの装置装着での可能性を探ること、③想定地震動 (PGA: 約300cm/s²、PGV: 約70cm/s) に対して、弾性限 (F値×1.1) 以下の耐震性能を満足すること等である。

結果としてトグル機構と加速度に抵抗し振動モードを制御できるD.M. (ダイナミック・マス: 動的質量) ダンパーを主とする「パンタグラフ型制震装置」を装着することにより要件を達成している。ちなみに本例に対して検討した耐震補強と制震補強の比較結果を表1に示す。

表1 耐震補強と制震補強の比較

課題	耐震補強	制震補強
安全性	・高所作業 150mを超える主柱材、斜材、水平材の補強	・低所作業 第1節のGL±0~28.5m間に制震装置を設置、部材補強なし
供給信頼性	・既設設備保護範囲が広域 ・発電停止	・既設設備保護範囲が狭小 ・発電停止不要
コスト	100%	約50%

2 構造物概要

昭和49年設計、昭和52年に竣工した本工作物は、高さが筒身部GL+200m、鉄塔部GL+192m、頂部幅約14m、根開き50mの鉄塔支持型集合煙突である。以下に、本工作物の概要を示す。

所在地: 千葉県市原市姉崎海岸

最高高さ: GL+200m

構造種別: 鉄塔支持型煙突 (4筒身鉄塔集合型)

構造部材: 鋼管

基礎構造: 独立基礎つなぎ梁、鋼管杭

架構形式: ダブルワーレン

施主: 東京電力 (株)

補強設計: 東電設計 (株)、(株) i2S2

補強施工: 日立造船 (株)

工期: 平成25年7月~平成26年3月

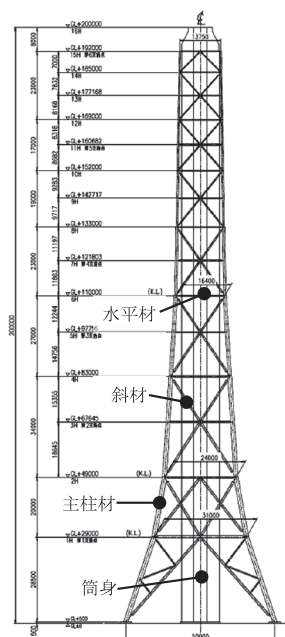


図1 概要図



写真1 煙突全景

3 制震装置概要

塔状構造物は、図2に示すように支柱材の最下部の材軸方向が大きく変形する、曲げ系の振動モードを有する。このことから、図3に示す増幅機構を有するパンタグラフ型制震装置を支柱材の最下部に配置することにより、支柱材軸方向に追従する制震システムを採用している。パンタグラフの形状は、既設部材との干渉を考慮すると共に、柱材軸方向の変形に対してD.M.ダンパー間の変形が約8.5倍となるように決定した。なお、最終的には本装置を1脚に対して2基、計8基を配置している。

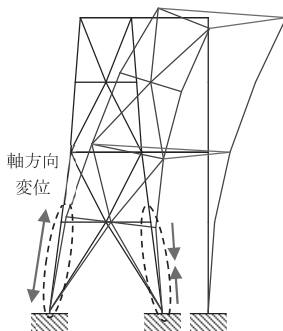


図2 曲げ系構造物の変形モード

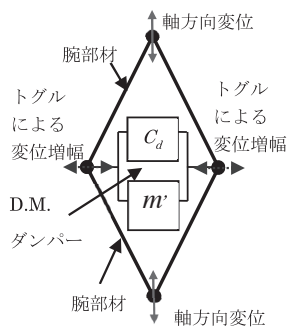


図3 パンタグラフ型制震装置の概要

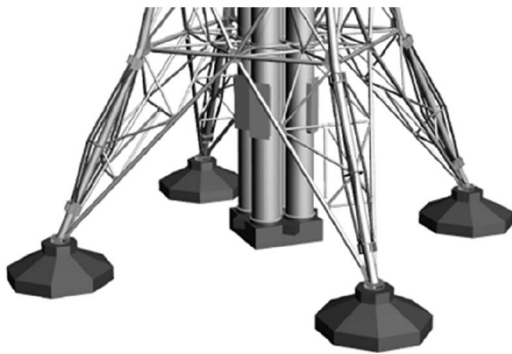


図4 パンタグラフ型制震装置の配置

4 検討用地震動

検討用地震動は、工学的基盤面からの地盤増幅を考慮した姉崎直下地震、想定南関東地震、東京湾北部地震の3波としている。工学的基盤面における地震動の諸元を表2に示す。また、工学的基盤面からの地盤増幅を考慮して求めた入力地震動の擬似速度応答スペクトル ($h=0.01, 0.4$) を図5に示す。図中に本構造物の水平1次モード周期 (2.64秒)、水平2次モード周期 (0.8秒) を合わせて示しているが、1次が姉崎直下地震動の卓越周期と重なっていることがわかる。

表2 検討用地震動 (工学的基盤)

地震波	最大加速度 (cm/s ²)	最大速度 (cm/s)
姉崎直下地震	283	70
想定南関東地震	307	55
東京湾北部地震	194	23

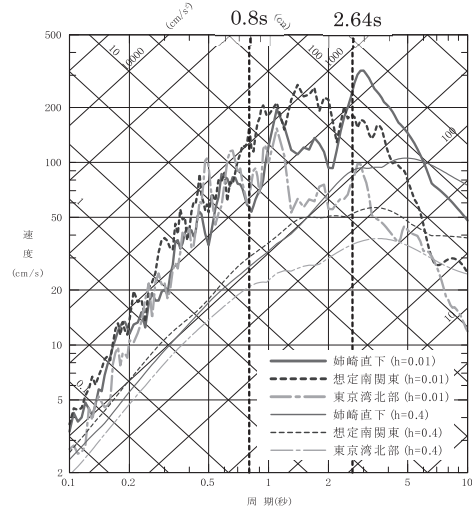


図5 入力地震動の擬似速度応答スペクトル

5 制震モデル検討

検討モデルとして、①原構造 (N)、②鉄塔部に粘性ダンパーを設置 (SC)、③鉄塔-筒身間に粘性ダンパーを設置 (CC)、④鉄塔下部にパンタグラフ型制震装置を配置 (PT) の4モデルを対象とした。解析は、図6に示す平面モデルに置換して検討を行った。

モデルSCは、全支持点に粘性ダンパーを配置した場合でも1次減衰定数 $h_1 \approx 0.06$ しか付与できなかったため、シアリンク接合として斜材を解放し、大きな減衰定数 ($h_1=0.19$) となるように粘性ダンパー ($Cd=5.0kN \cdot s/mm$) を計12基配置している。

モデルCCは、連結接合として鉄塔部と筒身部間にある支持点を解除し、その間に粘性ダンパー ($Cd=1.5kN \cdot s/mm$) を計8基配置している。

モデルPTは、本事例の採用モデルであり、鉄塔部の最下部にパンタグラフ型制震装置を1脚に2基ずつ、計8基配置している。腕部材は $\phi 426 \times t35$ を使用し、D.M.ダンパーの諸元は最適設計手法 (付録参照) から $m' = 560ton$ 、 $Cd = 0.7kN \cdot s/mm$ としている。

4モデルの複素固有振動解析結果を表3に示し、鉄塔部の最大応答層間変形角と支柱材の応力検定比を図7~図10に示す。モデルN (原構造) では、鉄塔部の最大応答層間変形角が1/60で、弾性限に対する応力検定比は支柱材で1.40、斜材で1.03、筒身材で

1.17となっている。モデルSC（シアリンク型）では、最大応答層間変形角が1/98であるが、支柱材の応力検定比は1.56と斜材を外したことにより、剛性が低下し支柱材の負担が大きい。モデルCC（連結型）では、最大応答層間変形角が1/72で、支柱材の応力検定比は、1.10となっている。モデルPT（パンタグラフ型）では、最大応答層間変形角が1/92で、支柱材の応力検定比は0.98となっている。

各モデルの応力検定を表4にまとめる。これより、耐震目標性能を満足するパンタグラフ型制震装置を用いたモデルPT ($h_1=0.14$) の採用を決定した。

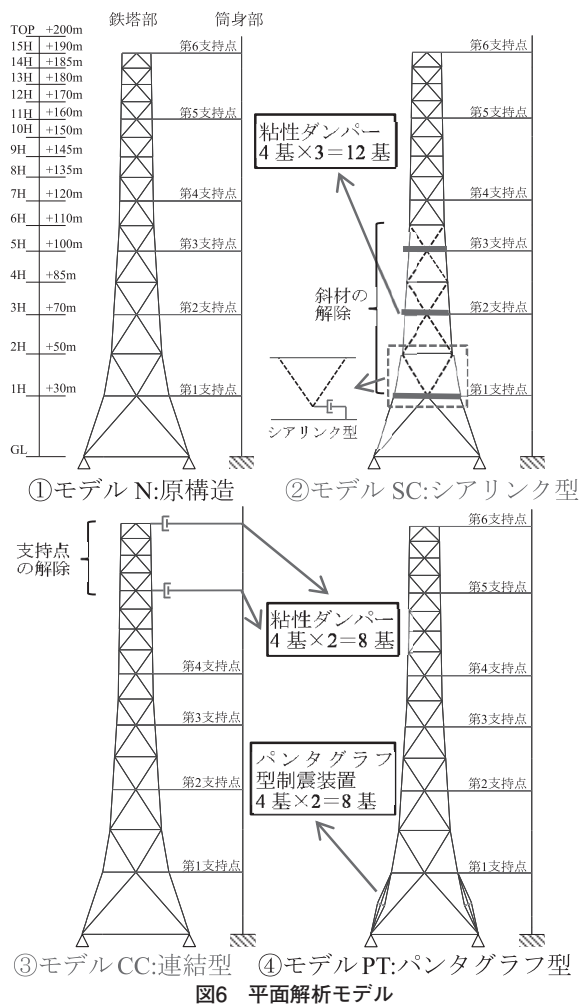


表3 複素固有振動解析結果

モデル		N	SC	CC	PT
1次	T ₁	2.64	2.99	2.66	2.78
	h ₁	0.01	0.19	0.04	0.14
2次	T ₂	0.80	1.23	0.80	0.77
	h ₂	0.01	0.73	0.03	0.02
3次	T ₃	0.45	0.46	0.45	0.45
	h ₃	0.02	0.30	0.04	0.03

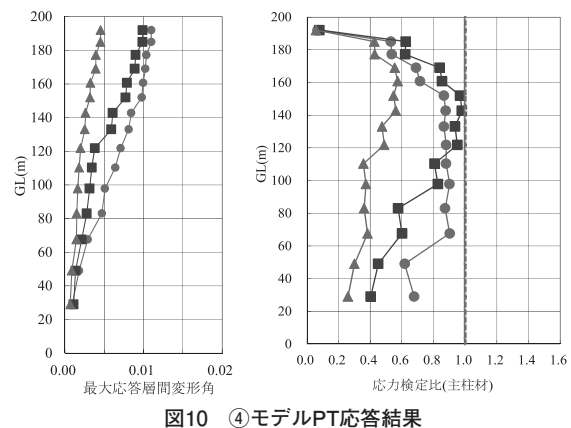
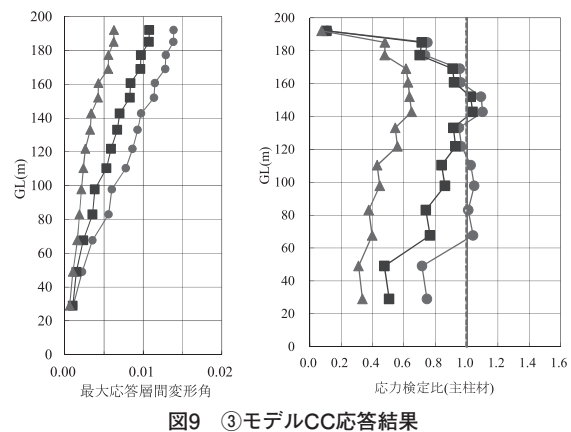
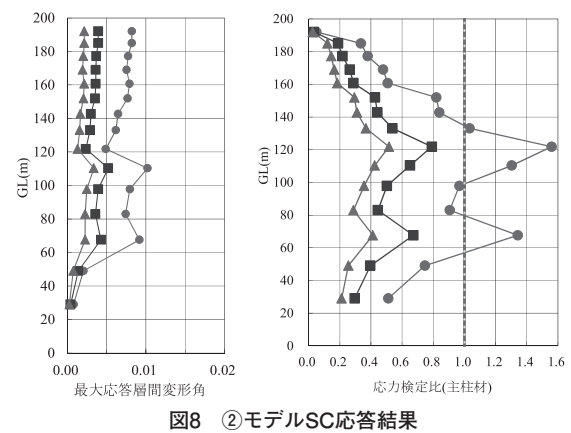
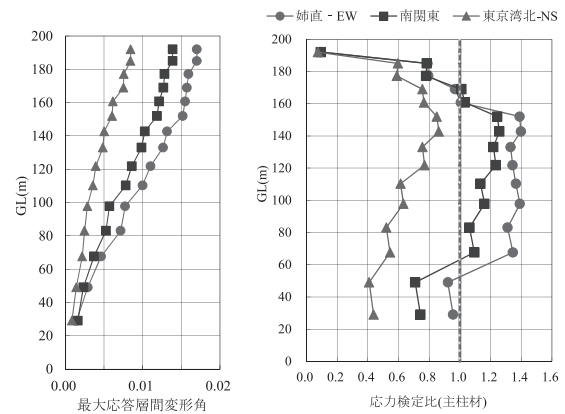


表4 応力検定比の一覧

モデル	N	SC	CC	PT
主柱材	1.40	1.56	1.10	0.98
斜材	1.03	0.67	0.85	0.74
水平材	0.74	0.55	0.81	0.72
筒身	1.17	1.14	0.97	0.85

6 立体応答解析

立体骨組振動モデルの減衰は、レーリー減衰で水平1次、2次モードの減衰定数を $h_1=h_2=0.01$ としている。なお、地震応答解析では、異なる2つの解析コードを用いて、応答結果の妥当性を確認している。

解析は0、45、90度の3方向とし、D.M.ダンパーの特性値および取付施工誤差等の変動を考慮して行っている。D.M.ダンパーの諸元は、部材の製作性や既設部材応力を考慮して設計している。すなわち理論最適値を若干変更して、中間部材応力を小さくするように変更した値が表5の諸元である。

45度方向入力、D.M.ダンパーの特性値が標準、施工誤差なしによる標準ケースの応答解析結果を非制震・原構造（点線）と比較して図11に示す。原構造と比較して頂部での応答値が4割程度低減している。

次に主柱材、水平材、斜材、筒身の標準ケースにおける応力検定結果を図12に示す。また、制震装置のバラツキを考慮した各部材の応力検定比の最大値をまとめて表6に示す。パンタグラフ型制震構造を用いた制震構造の場合は全ての部材が弾性限以下であり、目標耐震性能を満足している。

表5 D.M.ダンパーの諸元 (1基あたり)

	最適値	設計値
m' (ton)	560	450
Cd(kN·s/mm)	0.7	1.63

表6 応力検定比の最大値

部材	①原構造	②制震構造 (全ケースの最大)
主柱材	1.36	0.99
斜材	1.07	0.82
水平材	1.20	0.93
筒身	1.03	0.84

※下線は想定南関東地震、他は姉崎直下地震の最大値を示す

●姉直-EW ■南関東 ▲東京湾北-NS
(点線は原構造の結果)

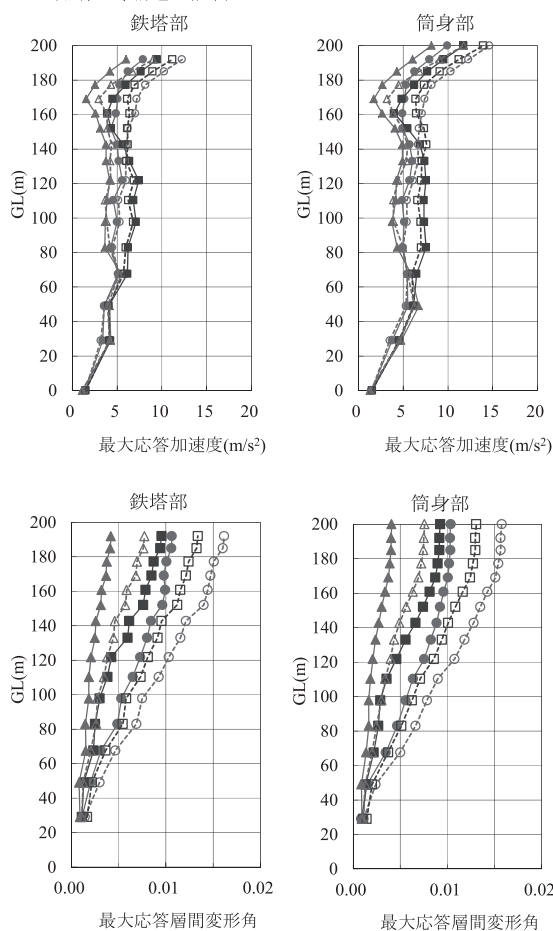


図11 45度方向応答解析結果 (標準ケース)

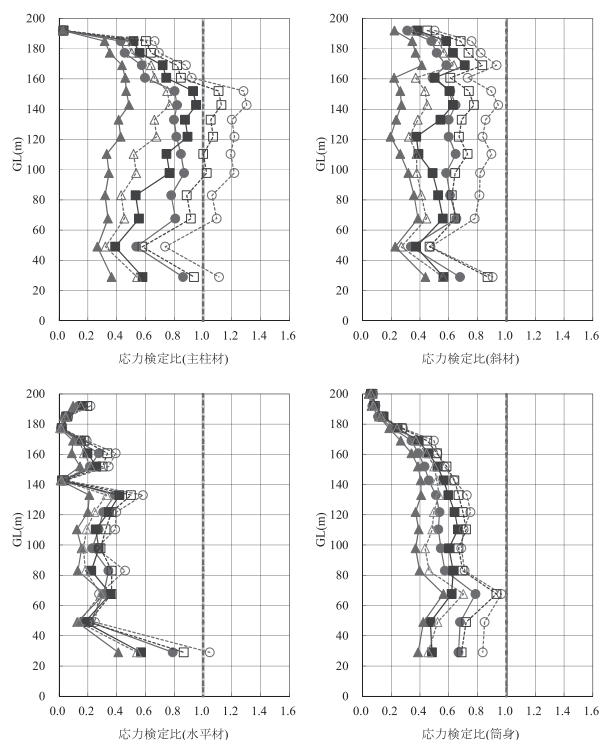


図12 応力検定比 (標準ケース)

7 まとめ

D.M.ダンパーを有するパンタグラフ型制震装置を採用し、曲げ変形系の構造物としては難しい粘性減衰定数 $h_1=14\%$ を付与できる鉄塔構造物の制震補強を紹介した。1次モードの入力低減率は $\eta=0.68$ となり、その1次の有効質量比は約50%である。このように躯体と同等な大きな質量による応答制御は、制震方法の領域を拡大できることを示した。

取付工事は写真2に示すように高さ約30mの足場を組み、クレーンを利用した工事である。なお、冒頭で述べたように発電所は運転した状態で取付工事を実施した。

本事例の設計及び模型振動実験では日本大学理工学部建築学科石丸辰治元教授と秦一平准教授の協力を頂きました。また、製作・施工に当たり日立造船(株)、宮地エンジニアリング(株)、上越工業(株)、(株)免制震デバイスに多大なご協力を頂きました。深く感謝の意を表します。



写真2 パンタグラフ型制震装置

【付録】

D.M.ダンパー諸元の最適設計手法（最適同調の手順）を以下に示す。

- ①原構造の固有周期を算定する。→ $T_0=2.64$ 秒
- ②減衰係数を無限大の状態での固有周期を算定する。
 $Cd=\infty$ では、D.M.は作動しないため $m'=0$ となる。
 → $T_\infty=2.51$ 秒
- ③付加剛比 κ を算出する。
 → $\kappa = (T_0 / T_\infty)^2 - 1 = (2.64/2.51)^2 - 1 = 0.11$
- ④最適減衰定数 h を算出する。

$$\rightarrow h \approx 0.5 \sim 0.65 \sqrt{\kappa / (2 + \kappa)} \doteq 0.14$$

⑤D.M.を仮定し、減衰係数 $Cd=0$ における固有振動解析を実施する。D.M.の仮定値（ $m'=560$ ton）のとき、 $T_{0,1}=2.96$ 秒、 $T_{0,2}=2.13$ 秒であり、相乗平均則 $T_\infty = \sqrt{(T_{0,1} \times T_{0,2})} = 2.51$ 秒を満足したので、D.M.の仮定値（ $m'=560$ ton）を最適値とする。

⑥減衰係数 Cd を仮定し、複素固有振動解析により求まる粘性減衰定数が④ $h=0.14$ に収束するまで同調操作を実施する。 Cd の仮定値（ $Cd=0.7kN \cdot s/mm$ ）のとき、 $h=0.14$ を得るのでこれを最適値とする。

⑦鉄塔最上部の相対変位に対する共振曲線を図13に示す。2つの定点（P,Q）の高さが揃っており（最適同調）、かつその高さが共振曲線の最大となっている（最適減衰）ことから、最適設計となっていることが確認される。

以上より、パンタグラフ型制震装置の最適諸元が算定される。

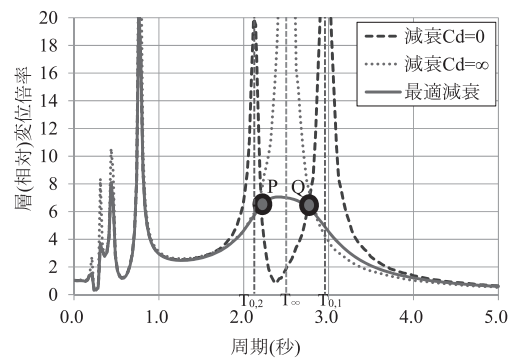


図13 鉄塔最上部の共振曲線

【参考論文】

- 1.鉄塔構造物に適用する制震工法の研究（その4.MODEL-TDMの振動実験）,石丸辰治、秦一平、公塚正行、真下貢、荻原実他,日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）,構造Ⅱ,617-618,2010年9月
- 2.鉄塔構造物に適用する制震工法の研究（その7.パンタグラフ式D.M.同調システムの性能確認実験）,石丸辰治、秦一平、真下貢、荻原実、公塚正行、宮島洋平他,日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）,構造Ⅱ,735-736,2011年8月
- 3.鉄塔構造物に適用する制震工法の研究（その10.1/5スケールモデルによる性能確認実験）,石丸辰治、秦一平、公塚正行、宮島洋平、土田剛、上杉義則、真下貢、柏崎琢也、荻原実他,日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）,構造Ⅱ,791-792,2014年8月
- 4.D.M.同調システムの簡易設計法,石丸辰治、三上淳治、秦一平、古橋剛,日本建築学会構造系論文集第75巻,第652号,1105-1112,2010.6.
- 5.付加剛比によるD.M.同調システムの簡易設計法,石丸辰治、秦一平、三上淳治、公塚正行,日本建築学会構造系論文集第75巻,第654号,1455-1464,2010.8.