

支持点高低差を有する送電用鉄塔に作用する電線不平均張力に関する考察

首藤, 康之
九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門受託研究員

前田, 潤滋
九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門

劉, 暢達
九州大学大学院人間環境学府都市共生デザイン専攻博士課程

<https://doi.org/10.15017/26743>

出版情報：都市・建築学研究. 20, pp.33-40, 2011-07-15. 九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門
バージョン：
権利関係：

支持点高低差を有する送電用鉄塔に作用する電線不平均張力に関する考察

Non-Balanced Tension of Conductors of Transmission Towers Running along Supports of Different Height

首藤康之*, 前田潤滋**, 劉 暢達***

Yasuyuki SHUTO, Junji MAEDA and Changda LIU

A transmission tower is submitted to wind loads acting on the tower body and the conductors. A vertical difference of adjacent supports of conductors as well as a different distance between adjacent towers generates non-balanced tension of conductors, which acts on the tower as 'non-balanced tension load'. We studied the static and dynamic properties of non-balanced tension of conductors which are running along supports of different height under strong winds. We concluded as follows; (1) Conductor's non-balanced tensions acting on a transmission tower increased with vertical difference of adjacent supports. (2) The gusty wind response of a tower was bigger than an estimated value based on Design Standard on Structures for Transmission, JEC-127(1979).

Keyword: Transmission Tower, Non-Balanced Tension, Wind Response, Dynamic Analysis, Static Analysis

送電鉄塔, 不平均張力, 強風応答, 動的解析, 静的解析

1. 序論

送電用鉄塔の設計風圧荷重は、鉄塔自身への風圧荷重と架渉線に作用する風圧荷重に分類される。一般的に送電線路は径間長が一定でなく、また水平角度を有する場合が多い。このような線路では、その風向及び風の乱れ等により鉄塔の両側径間の電線風圧の合計が異なる場合があり、両側径間の送電線張力の差、すなわち不平均張力が発生する。発生する不平均張力荷重の大きさは、送電支持方式や鉄塔両側の径間長や径間差、あるいは架渉線の水平及び鉛直角度等により大きく異なることが知られている¹⁾³⁾。台風などの強風下では、この不平均張力荷重や鉄塔自身への風圧荷重等が組み合わさった影響により、鉄塔の応答特性は複雑な挙動を示し、さらに支持点高低差が大きく垂直荷重が増大する恐れのある鉄塔には、想定以上の応力が発生することが懸念される。我が国の送電用鉄塔は山間地に建設されることが多く、支持点高低差が大きくなることが十分に考えられるため、不平均張力荷重の発生状況の解明は重要な検討課題である。

通常、送電用鉄塔を設計するうえで、この不平均張力を計算する一般的な方法として、送電用支持物設計標準(JEC127-1979)⁴⁾で示されている手法があり、現在標準的にはその手法により不平均張力を算定している。この計算

式は送電線の径間長と水平角度のみ考慮されており、架渉線支持点の高低差、すなわち支持点高低差は考慮されていないため、支持点高低差による不平均張力荷重は別の方法で対応している。

本報では、幾何学的非線形解析ソフト「ADINA」により架渉線1条の単純モデルと実機鉄塔を模擬したモデルを作成して、電線支持点高低差による不平均張力荷重の発生が送電用鉄塔に及ぼす静的及び動的影響を検討する。

2. 鉄塔設計の概要⁵⁾

我が国の送電線路の構造設計は、法的規制である電気設備に関する技術基準(2001年)およびその解釈(2003年)⁶⁾⁷⁾に基づいており、必要に応じて送電用支持物設計標準(JEC127-1979)及び電力各社の基準によって実施されている。以下にこれら設計手法の概要とそれぞれの不平均張力に対する考え方を述べる。

2.1 電気設備に関する技術基準及びその解釈

(以下「電技設計」)

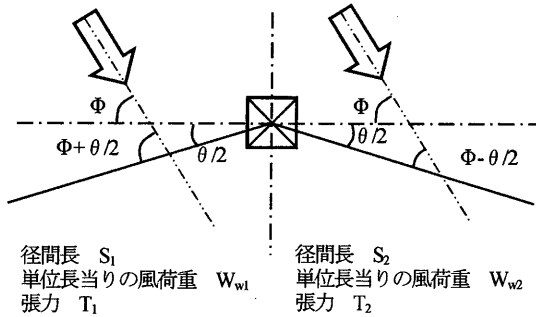
「電技設計」は電気事業法に基づき、電気工作物の保安確保のために必要な最小限度の規制を目的とする維持基準である。これは、日本全国一律に設定した最大想定荷重(10分間平均風速40m/s)と安全率(鋼材であれば、降伏点に対し1.5以上)を有する許容応力度に対応させる設計手法であり、不平均張力は設計荷重として考慮せず、その増分は部材の安全率にて補っている。

* 都市・建築学部門 受託研究員
** 都市・建築学部門
*** 都市共生デザイン専攻 博士課程

2.2 送電用支持物設計標準 (JEC127-1979)

(以下「JEC 設計」)

「JEC 設計」は電気学会内に設置された電気規格調査会が定める標準規格である。確率論的手法を一部導入して地域別の実効最大荷重を定め、降伏点に対応させる設計手法である。本標準では不平均張力の計算手法が図1のように設定されているが、両側径間の径間差、鉄塔の水平角度及び風荷重によって算出する計算手法であり、支持点高低差は考慮されていない。



$$\text{不平均張力率 } \varepsilon = \frac{H - H_0}{T_0} \times 100(\%)$$

$$\text{合成水平荷重 } H = H_x - |H_y|$$

$$\text{水平横荷重 } H_x = \left(W_{w1} \cdot \frac{S_1}{2} + W_{w2} \cdot \frac{S_2}{2} \right) \cos \frac{\theta}{2} + (T_1 + T_2) \sin \frac{\theta}{2}$$

$$\text{水平縦荷重 } H_y = \left(W_{w1} \cdot \frac{S_1}{2} - W_{w2} \cdot \frac{S_2}{2} \right) \sin \frac{\theta}{2} - (T_1 - T_2) \cos \frac{\theta}{2}$$

$$\text{設計水平横荷重 } H_0 = W_{w0} \cdot S_0 + 2T_0 \cdot \sin \frac{\theta_0}{2}$$

S_0 : 設計荷重径間, T_0 : 設計想定張力, θ_0 : 設計水平角度
 W_{w0} : 設計荷重径間 S_0 における単位長当りの設計風荷重

図1 不平均張力率算定式

3. 単純モデルを用いた解析

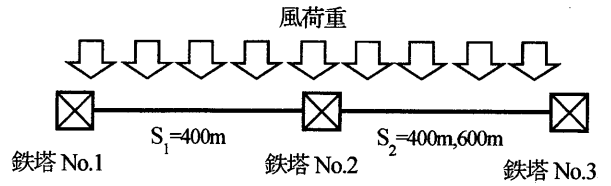
3.1 解析モデル

本解析には、図2に示すような架渉線1条、3支持点、2径間の単純モデルを用いた。鉄塔 No.1 と鉄塔 No.3 はピン支持とし、鉄塔 No.2 では塔高 60m の鉄塔を模擬 (固有振動数 1.4Hz) したフレームモデル (梁要素) の先端に架渉線を接続した。また、支持点高低差のみの影響を解析するものとし、「JEC 設計」の計算手法にて不平均張力が発生しない、両側径間の径間差が無く、鉄塔 No.1～鉄塔 No.3 までの送電線の水平角度が無い条件を考慮できるモデルとした。

検討する径間差では、鉄塔 No.1～鉄塔 No.2 の径間長 S_1 を 400m、鉄塔 No.2～鉄塔 No.3 の径間長 S_2 を 400m と 600m とし、支持点高低差では、鉄塔 No.2～鉄塔 No.3 の高低差 h を 0m～300m の範囲で 60m 毎に変化させることとした。

架渉線は鋼心アルミより線 410mm²(ACSR410)とし、架渉線をカテナリー曲線状に配置するため、台風時の気温 20℃

【平面図】



【縦断面図】



図2 単純モデル

表1 架渉線緒元

項目	条件
電力線	ACSR410 単導体
ヤング係数	8.2×10^{10} [N/m ²]
断面積	480.75×10^{-6} [m ²]
単位質量	16.41 [N/m]
架渉線張力	47,070 [N] (気温 15℃、風速 40m/s 時の張力)

を想定した無風時のサグ比に設定した⁸⁾。支持点高低差を変化させた場合でもこのサグ比は一定とする。支持点間の分割数は 30 分割/径間 (リンク要素) とした。架渉線緒元を表1に示す。

3.2 静的解析

3.2.1 解析条件

鉄塔間の支持点高低差が変化した時の静的風荷重に対する架渉線支持点荷重の定量評価と支持点荷重の設計値との比較のため、解析ケースを表2のとおりとした。

径間差では、JEC 設計にて不平均張力が発生しないとされる「径間差なし」と、両側径間の風圧荷重が異なることにより不平均張力が発生する「径間差 200m」の2ケースとした。

ケース①と②では、支持点高低差の影響を定量的に評価するために 0m/s～60m/s の範囲で 10m/s 毎に、ケース③では設計値との比較を行うため、JEC 設計にて定められている設計基準速度圧 (150kg/m²～240kg/m²) に合わせた風速とした。

表2 解析ケース

ケース	支持点高低差 (m)	径間差 (m)	風速 (m/s)	備考
①	0～300 (60 刻み)	なし	0.0～60.0 (10 刻み)	影響の定量評価
②		200		
③		なし	50.0, 54.0 57.7, 63.2	設計値との比較

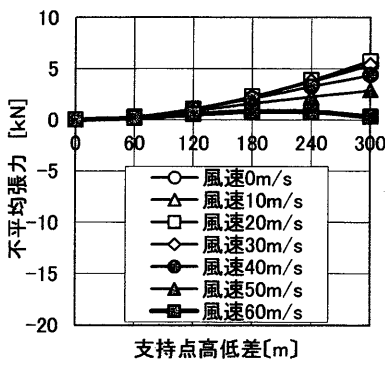


図3-(a) ケース①

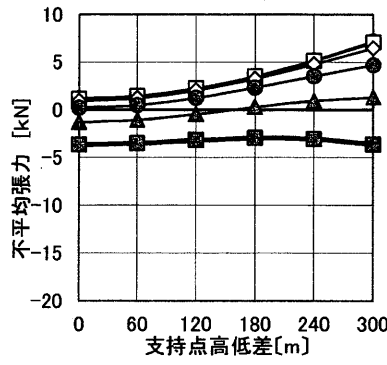


図3-(b) ケース②

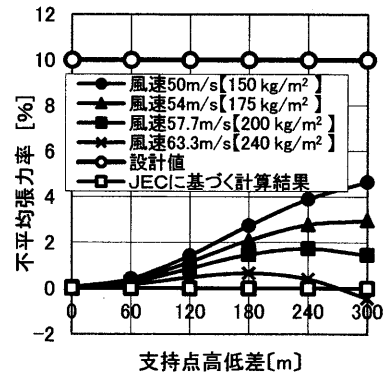


図4 設計値と解析値の比較（不平均張力率）

図3 支持点高低差毎の不平均張力の変動

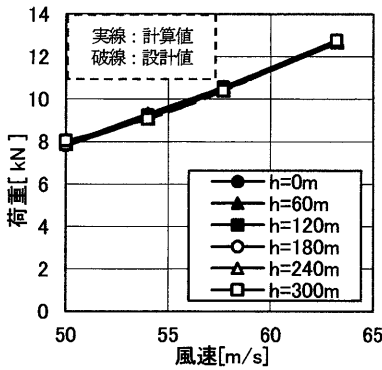


図5-(a) 線路直角方向

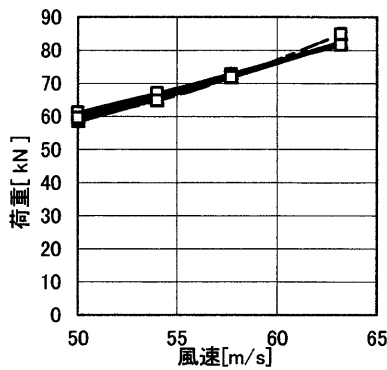


図5-(b) 線路方向

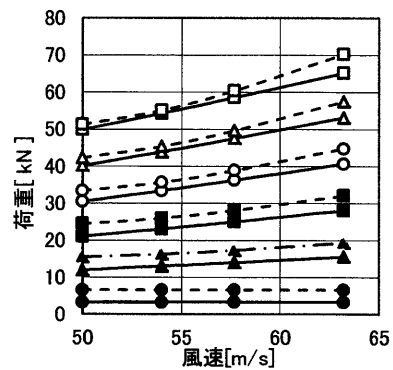


図5-(c) 鉛直方向

図5 設計値と計算値の比較（鉄塔No.2老番側）

3.2.2 解析結果

1) 不平均張力の定量評価

鉄塔 No.2 に作用する不平均張力荷重を、鉄塔 No.3 側の水平張力から鉄塔 No.1 側の水平張力を差し引いた値とした。したがって、不平均張力の値が正の時は、No.3 側の水平張力が大きいことを意味する。

a) ケース①の場合

図 3-(a) に計算結果を示す。風速値にかかわらず、支持点高低差が 0m の場合は不平均張力は発生していない。また、支持点高低差が大きくなるにつれて不平均張力は大きくなり、風速が増加するにつれてそれは減少する傾向にあることが分かる。つまり、径間差及び水平角度なしの場合においても、支持点高低差の影響によって、不平均張力は発生することが分かった。これは、支持点高低差を変化させる時も、その径間のサグ比（径間長に対する電線の垂れ下がりの比）を固定しているため、高低差毎に初期張力が異なっていることが原因だと考えられる。

b) ケース②の場合

図 3-(b) に解析結果を示す。この場合、支持点高低差が 0m の場合でも不平均張力が発生している。これは、両側径間の径間差により架渉線に作用する風圧荷重が異なることが要因である。なお、高低差なしで風速 40m/s の時には、不平均張力は約 0% となり、設計値と同値であることから、この計算ソフトによる結果が妥当な値であることを確認した。

2) 計算値と設計値との比較

鉄塔 No.2 における不平均張力荷重（鉄塔 No.3 側の水平張力から鉄塔 No.1 側の水平張力を差し引いた値）を設計速度圧毎の架渉線張力で除した値を不平均張力率と定義し、以下にその結果を述べる。

a) 設計値（不平均張力率）との比較

図 4 に解析結果を示す。これを見ると、3.2.2_1) と同様、支持点高低差が大きくなるほど、不平均張力が大きくなった。また、支持点高低差 $h=300\text{m}$ 風速が 50m/s の時に、最大で 5% 程度の不平均張力率になることが分かった。

「JEC 設計」の不平均張力率算定式で、本解析のケースを算定した場合、径間差及び水平角度がないため不平均張力率は 0% となる。しかし、「JEC 設計」では同時に設計の簡素化のため一般的な角度鉄塔には一律に 10% の不平均張力率を設定することを推奨しており、それに基づき九州電力㈱では一般的な耐張鉄塔には一律に 10% の不平均張力率を設定している。図 4 では全ての風速で設計値 10% 以下となっているため、本ケースでは設計上は十分な安全率を確保していると言える。

b) 方向別荷重の設計値との比較

鉄塔 No.2 の支持点に作用する荷重を方向別に分解し、それぞれの設計値と計算値との比較を図 5 に示す。荷重方向は、線路直角方向・線路方向・鉛直方向の 3 方向とした。線路直角方向（図 5-(a)）と線路方向（図 5-(b)）では、設計

値と計算値はほぼ同じ値となっていることが分かる。これに対し、鉛直方向(図5(c))は、全てのケースにて設計値が計算値よりも大きな値となっており、設計値は計算値を十分上回っていることが分かる。

3.3 動的解析

3.3.1 風速場の設定

鉄塔 No.2 の架渉線支持点における風速場の基本的なパラメータは表3のとおりである。それぞれの項目の設定条件を以下に述べる。

表3 風速場(No.2支持点)

項目	風速	粗度区分	平均風速	乱れの強さ	乱れのスケール
鉄塔 No.2 支持点	90°	II	47.0m/s	14.2%	141m

a) 風向

設定風向は、鉄塔 No.1~鉄塔 No.3 の線路方向に対して90°風向とした。通常送電線は前後径間の径間差や水平角度を有していることから不平均張力は風向に大きく影響されるため、「JEC 設計」では対象鉄塔に対して90°風向と60°風向の2風向で検討する。以下では径間差と水平角度を共に零にしており、風向に影響されないため90°風向のみとした。

b) 粗度区分

「JEC 設計」では粗度区分に関する指標がないため、建築基準法⁹⁾に準じて一般的な平野部(田園)に送電線が位置すると想定し、粗度区分IIとした。

c) 平均風速 U

平均風速は、「JEC 設計」における設計基準速度圧150kg/m²に基づいたものとし、地上高10mでの風速を35.9m/sとした。また上空通増べき指数は建築基準法の粗度区分IIに準じ0.15とし、解析モデルの各節点の地上高 h_{node} から以下の式により節点毎の平均風速を生成した。

$$U(h_{node}) = 35.9 \left(\frac{h_{node}}{350} \right)^{0.15}$$

d) 乱れの強さ I

乱れの強さは建築基準法の粗度区分IIに準じ、以下の式で設定した。

$$I(h_{node}) = 0.1 \left(\frac{h_{node}}{350} \right)^{-0.20}$$

e) 乱れのスケール L_x

乱れのスケールについても、建築基準法に準じ以下の式で設定した。

$$L_x(h) = 100 \left(\frac{h_{node}}{30} \right)^{0.5}$$

f) 変動風速

変動風速の生成は、カルマンの自己相関関数と相互相関関数を用いた自己回帰法¹⁰⁾¹¹⁾で生成した。生成した風速と架

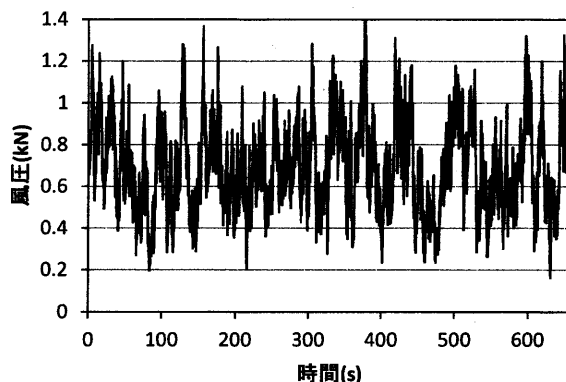


図6 風圧力の時刻歴波形(No.1-No.2中央部)

渉線要素の見付面積から、その要素に作用する風圧力を算出し、各節点の風圧力の時刻歴波形を生成した。生成した風圧の時刻歴波形のうち鉄塔 No.1~鉄塔 No.2間の径間中央部の節点に作用する波形を図6に示す。

3.3.2 減衰の設定

a) 構造減衰

減衰は剛性比例型として設定した。鉄塔の減衰定数は、鋼管鉄塔加振試験等から得られた経験値1%を用いて1次固有周波数に対して設定した。

架渉線は、0.4%を用い、電線の1次固有周波数に対して減衰係数を設定した。

b) 空力減衰

強風下での構造物には、構造物の変動速度と風速から定まる相対的な風を受けることによって発生する変動風力として空力減衰力が働く。本モデルにおいては、この空力減衰係数を架渉線にのみ作用させた。

3.3.3 解析処理

鉄塔モデルの質点位置、架渉線の分割節点位置にそれぞれ自重と平均風速を載荷し、静的釣合解析を実施後、同節点に変動風速を載荷し、架渉線の大変形を考慮した幾何学的非線形解析(時刻歴応答解析)を実施した。評価時間は、「JEC 設計」や建築基準法の評価時間に準じ10分間とする。定常状態の評価を行うため、計算時間は660秒とし、最初の60秒は分析対象から除外した。時間刻みは0.01秒とした。

3.3.4 解析結果

1) 解析モデルの振動特性

支持点高低差の影響による架渉線の固有周波数の特性を把握するため、固有値解析を行った。架渉線は有風時と無風時とでその剛性は大きく変わってくる。鉄塔に作用する荷重は有風時の荷重が最も過酷となるため、固有値解析は、平均風速載荷状態での解析を行った。図7に鉄塔 No.1~鉄塔 No.3のうち支持点高低差を変化させる径間である鉄塔 No.2~鉄塔 No.3の固有値解析結果を示す。面内方向、面外方向ともに支持点高低差は、固有周波数にほとんど影響しないことが分かる。ただし面内方向の遷移モードの固有周波数の減少率が、支持点高低差が大きくなると他のモード

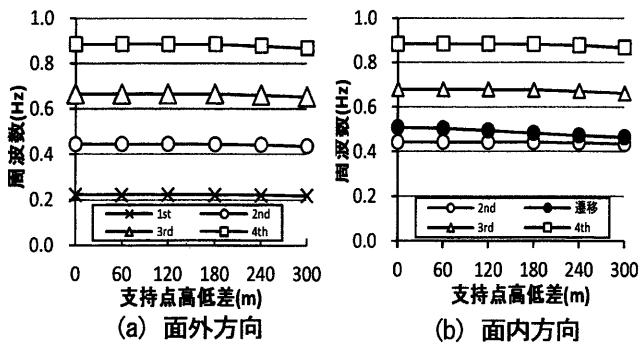


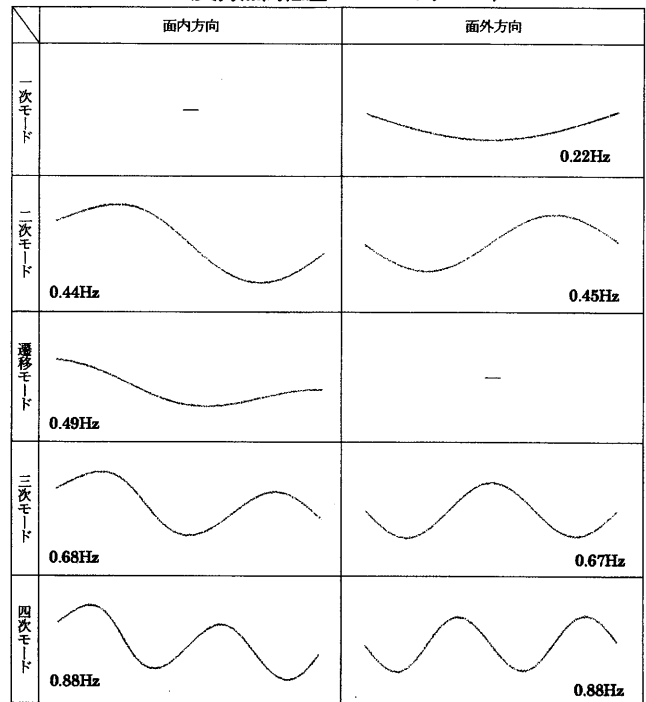
図7 固有値解析結果(No. 2-No. 3)

よりも相対的に大きくなっており、支持点高低差 0m と 300m を比較すると約 8%減少している。表 4 には固有振動モードのうち支持点高低差 $h=120\text{m}$ のときのモード形状図を示す。架渉線の一般的なモード形状が現れており、面内方向における二次モードと三次モードの間にて、約 0.49Hz の周波数をもつ遷移モードが現れている。

2) 動的解析結果

鉄塔 No.2 の架渉線支持点 A に作用する荷重の方向を、線路直角方向を x 、線路方向を y 、鉛直方向を z と定めグラフ化したものを図 8 に示す。図 8-(a)に示す変動成分の標準偏差では、最も大きくなっているものは、 y 方向つまり架渉線の張力が働く線路方向荷重であり、変動風に対しては架渉線の張力変動が最も大きく影響することが分かる。支持点

表 4 モード形状
(支持点高低差 $h=120\text{m}$ のケース)



高低差が大きくなるにつれて張力変動が若干低下しているのは、高低差による架渉線張力の増大による剛性増加が影響しているものと考えられる。また、 x 方向は、風圧のみが影響しているため、高低差が変化してもその値はほとんど

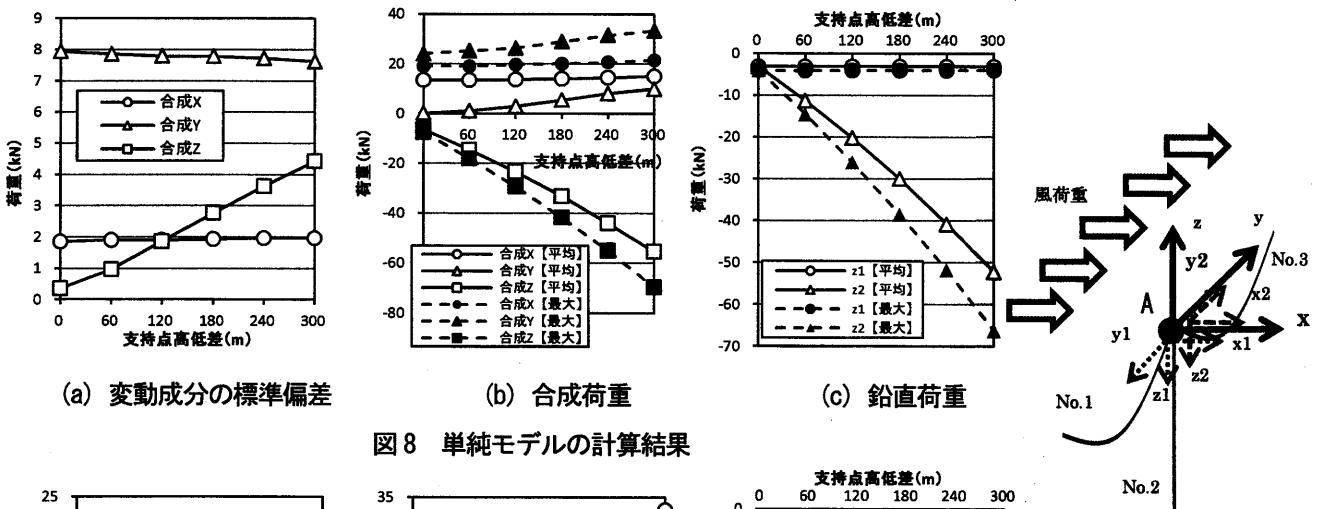


図8 単純モデルの計算結果

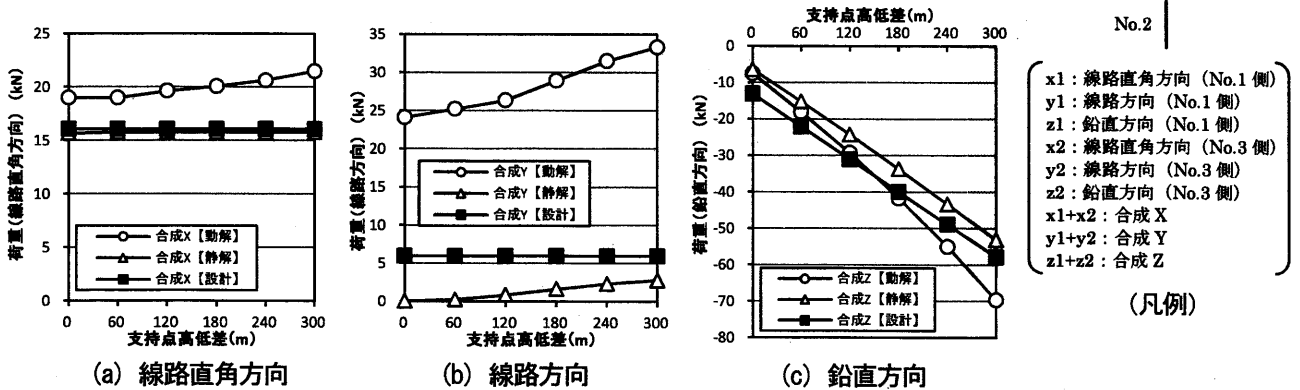


図9 単純モデルの計算結果と設計値との比較

変化していない。一方、z方向は高低差が大きくなるにつれて変動成分の標準偏差は顕著に大きくなり、支持点高低差の影響は鉛直方向が最も大きいことが分かる。

各方向の荷重の絶対値を図 8(b)に示す。図中【平均】は計算から得られた荷重履歴の平均値、【最大】は、変動風速場を 10 サンプル作成し、それぞれの風速場全てに対して応答解析した結果の最大値を平均したものである。z方向では、支持点高低差が大きくなるにつれて平均値と最大値との差は大きくなっている。また、z方向の荷重を合成する前の荷重で見てみると、支持点高低差がない z_1 ではほとんど変化がないのに対して、 z_2 ではその差が顕著であり、支持点高低差を有する径間のみ高低差の影響が現れている (図 8(c))。

y方向については、支持点高低差が大きくなるにつれて、最大値と平均値ともに大きくなる。これは、「JEC 設計」上不平均張力が発生しない条件 (径間差及び水平角度無し) においても、支持点高低差を有することにより不平均張力が発生すること、また支持点高低差が大きくなるにつれて、その不平均張力は大きくなることを示している。

図 9 に計算結果と設計値との比較を示す。どの荷重方向に対しても、静的解析の結果を示す[静解値]は設計値以下になっていることが分かる。それに対して、動的解析の最大値を示している[動解値]は、線路直角方向 (図 9-(a)) と線路方向 (図 9-(b)) で設計値を大きく超過している。また、鉛直方向 (図 9-(c)) で支持点高低差が 120m までは動解値は設計値以下となるものの、それ以上の高低差になるとやはり設計値を超過しており、全ての荷重方向において設計値を超過するという結果となった。

4. 実機鉄塔での解析例

4.1 解析モデル

以下では、過去に九州電力管内で支持点高低差の影響により鉄塔損壊事故が発生した実機鉄塔を対象とし、3基2径間の連成系モデルを作成し (図 10)、支持点高低差の影響を検討した。解析対象鉄塔 No.2 に対して、前後径間をそれぞれ 325m、288m、No.2 の架渉線の水平角度を 17.5°、鉄塔 No.1 と鉄塔 No.2 の支持点高低差を 26.3m、鉄塔 No.2 と鉄塔 No.3 の支持点高低差を -175.4m とする。この実設備のモデルをケース①とし、これと比較するためにケース②として鉄塔 No.2 と鉄塔 No.3 の支持点高低差を 0m としたものを用意した。

架渉線は架空地線 2 相 (1 条/相)、電力線を 6 相 (2 条/相) とし、鉄塔 No.1、鉄塔 No.3 では架渉線の支持点高さを実設備高さに合わせピン支持とした。解析対象の鉄塔 No.2 モデルの緒元と架渉線の配置を図 11 に示す。架渉線は、1 号線を鋼心イ号アルミ合金より線 97mm²(IACSR97)、2 号線を光ファイバ内蔵型架空地線 160mm²(OPGW160)とする。電力線は鋼心アルミより線 410mm²(ACSR410)とし、それぞれの架

渉線の緒元を表 5 に示す。電力線の実設備は 2 条/相であるが、モデル化をするにあたって、単位質量と断面積を 2 倍にすることにより 2 条/相を 1 条/相と置き換えた。また、支持点高低差が異なるケース①とケース②のサグ比は一定とする。それぞれの架渉線の分割数は、単純モデルと同様に 30 分割/径間 (リンク要素) とした。

鉄塔は、鉄塔 No.2 を梁要素を用いた立体骨組みモデルとした。部材接合部に質点を設定し、その質点に接続されている要素の 1/2 の質量をその両端の質点に作用させた。

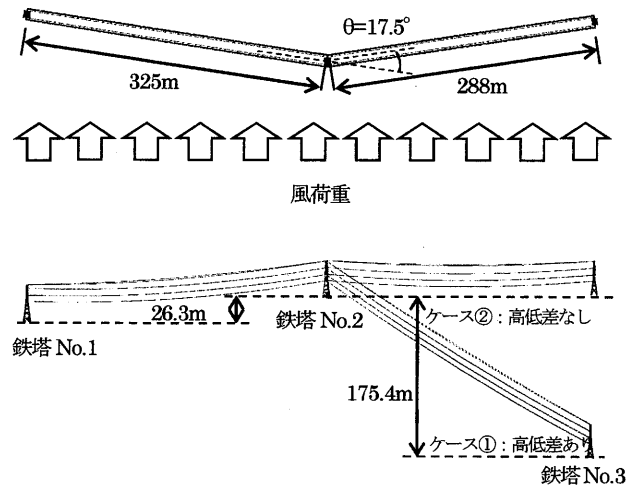


図 10 詳細モデル

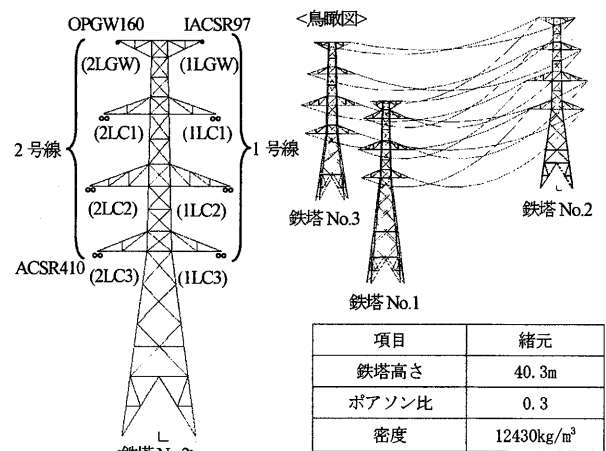


図 11 鉄塔モデルと架渉線配置

表 5 架渉線緒元

項目	電力線	架空地線	
	1、2L	1L	2L
線種	ACSR410	IACSR97	OPGW160
断面積 [mm ²]	480.75	152.79	157.0
外径 [mm]	28.5	16.0	16.9
単位質量 [N/m]	16.41	6.93	9.19
条数 [条]	2	1	1
密度 [kg/m ³]	3479.98	4625.956	5284.10
ヤング率 [N/m ²]	8.2×10 ¹⁰	11.7×10 ¹⁰	13.0×10 ¹⁰
最大使用張力 [N]	45900	29400	29400

4.2 風速場の設定

風速場は、単純モデルと同様の方法で設定し、鉄塔 No.2 支持点における風速場の条件は表 6 のとおりである。この風速は、全ての節点においてそれぞれの地上高にて時刻歴として設定し、その風速から、節点に作用する風圧の時刻歴波形を作成した。

表 6 風速場の設定 (鉄塔 No. 2 架渉線支持点)

項目	風向	粗度区分	平均風速	乱れの強さ	乱れのスケール
GW	90°	II	44.2m/s	15.4%	116m
C1			43.0m/s	16.0%	105m
C2			41.3m/s	16.9%	92m
C3			39.0m/s	18.2%	76m

4.3 減衰の設定

構造減衰は、鉄塔、架渉線ともに剛性比例型とし単純モデルと同様に減衰係数を設定した。

また空力減衰は、架渉線だけでなく鉄塔自身にも空力減衰係数を設定した。

4.4 解析処理

解析処理は、単純モデルと同様に以下のとおりとした。

平均風速による幾何学的非線形を考慮した静的釣合解析を実施後、その状態から続けて同節点に変動風速を載荷し、時刻歴応答解析を実施した。評価時間は 10 分間 (660 秒の計算を実施し、最初の 60 秒を無視する)、時間刻み 0.01 秒とした。

4.5 解析結果

4.5.1 振動特性

鉄塔 No.2 単独 (架渉線を接続していない鉄塔のみのモデル) の振動特性を表 7 に示す。鉄塔の 1 次固有振動数は、過去の観測結果や実験結果から一般的な鋼管鉄塔では、

表 7 鉄塔の振動モード

項目	線路方向	線路直角方向	ねじり
モード形状 (1 次モード)			
固有周波数	2.4Hz	2.3Hz	4.0Hz

$f_1=100/h$ (h : 鉄塔高 [m]) が成り立つとされており¹²⁾、この式によると本モデルの鉄塔高 h は 40.3m であるため、1 次固有振動数は約 2.5Hz となる。今回の固有値解析結果では、線路方向及び線路直角方向の 1 次固有振動数がそれぞれ 2.4Hz、2.3Hz となっており、上式による計算結果と概ね一致した。

4.5.2 動的応答解析結果

ここでは、今回は鉄塔 No.2 の塔頂部の変位に着目した。図 12 に鉄塔 No.2 塔頂部の応答変位のリサーチを示す。ケース① (高低差あり) とケース② (高低差なし) の y 方向変位の標準偏差は、それぞれ 45mm、と 55mm であり、ケース② (高低差なし) の方が変動成分は大きかった。これは、単純モデルの解析結果図 8-(a) で示された、支持点高低差が大きくなると線路方向の変動成分は小さくなるという傾向と一致する。また、ケース①はケース②と比べリサーチ図が全体的に鉄塔 No.3 方向 (y 軸正の方向) にシフトしている。これは、平均風速載荷時点で不平均張力荷重は支持点高低差を有する方向に大きくなるため、その張力

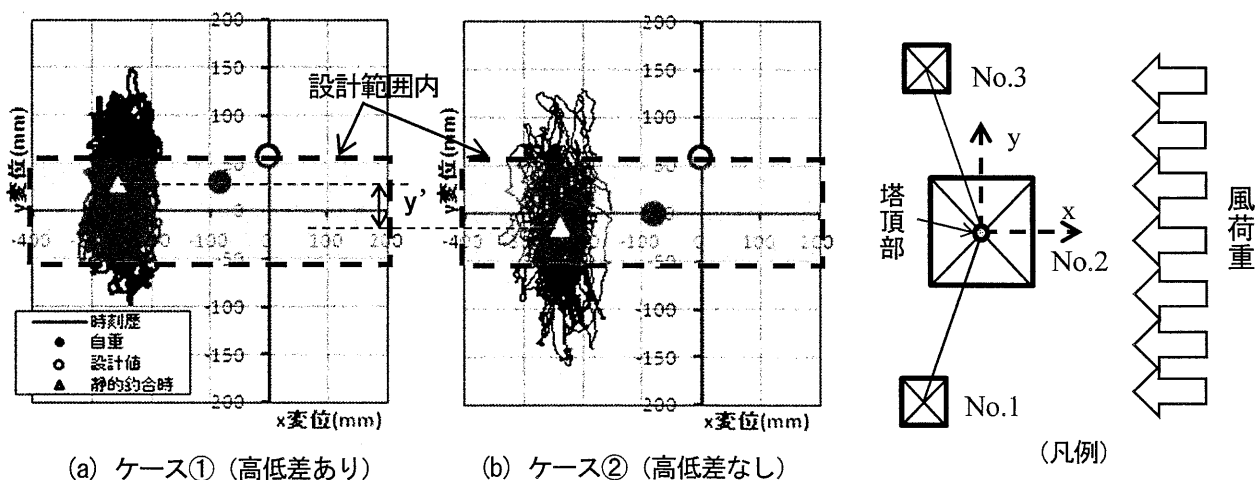


図 12 No. 2 頭頂部変位 (x-y 方向)

増分だけシフトしているものと考えられる (図 12 y').

次に設計上想定している不平均張力荷重を架渉線支持点に作用させたときの y 方向変位[設計値]と静的解析時の変位である[静的釣合時]を比較してみる。この場合は、ケース①、ケース②ともに静的解析時の変位は設計値より小さくなっていることが分かる。

これに対して、時刻歴解析のリサージュ図は設計値の変位量の約 2 倍の変位量になっている。このように、実機鉄塔をモデルとした解析でも、単純モデルと同様に平均風速を用いた静的解析では計算値は設計値以下になるものの、風の変動を考慮した動的解析では計算値は設計値を上回ることが分かった。なお設計値に対する計算値の超過率は、支持点荷重(単純モデルによる計算結果)では、400%~600%であるのに対して(図 9 (b))て、塔頂部の変位量(実機鉄塔による計算結果)では 200%となり、荷重よりも変位の方が超過率は小さくなった。

5. 結論

送電鉄塔の架渉線支持点に作用する荷重が、支持点高低差の影響によりどのように変化するか検討した結果、以下のことが分かった。

- (1) 「JEC 設計」上不平均張力が発生しない条件(前後径間の径間差及び水平角度が零)でも、支持点高低差を有することにより不平均張力が発生する。
- (2) 不平均張力荷重は、風速が増すにつれて減少し、支持点高低差が大きくなるにつれて増大する。
- (3) 架渉線の固有周波数は、支持点高低差が大きくなってもほとんど変化しない。
- (4) 平均風速を用いた静的解析では、支持点荷重の計算値は設計上想定している荷重以下になるが、風速の変動を考慮した動的解析では、計算値は設計荷重を上回る。
- (5) 実機鉄塔モデルを用いた塔頂変位の検討においても、風速の変動を考慮した動的解析では、計算値は設計値を上回った。

このように、通常行っている鉄塔設計を、現地の適用条件(裕度を考慮しない条件)にて実施した場合、実際に発生する応力は設計応力を超過する可能性があることが分かった。ただし、山岳地など過酷な自然環境に常時さらされている送電鉄塔は、風荷重の未確定な要素などを考慮し、想定している荷重よりも裕度をもたせた設計を行っている。したがって、今後は本報の結果を踏まえて、鉄塔の実設計をする上での荷重設定の考え方や、適切な部材裕度の見込み方など、鉄塔設計を総合的に検討していく。

謝辞

本研究は、九州電力株式会社との共同研究である「鉄塔・電線の連成系の時刻歴動的応答解析に関する研究」において行われたものである。関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 本村禎浩, 鶴則生, 石田伸幸, 森本康幸, 前田潤滋: 送電線張力の変動特性に関する研究, 都市・建築学研究「九州大学院人間環境学研究院紀要第 7 号」, pp55, 2005 年 1 月
- 2) 石田伸幸, 森本康幸, 鶴則生, 本田誠, 岡延夫, 前田潤滋: 静的風荷重における送電線不平均張力の基本特性に関する研究(その 1) - 不平均張力測定実験 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp221-222, 2001 年
- 3) 石田伸幸, 森本康幸, 鶴則生, 本田誠, 岡延夫, 前田潤滋: 静的風荷重における送電線不平均張力の基本特性に関する研究(その 2) - 混合法による不平均張力解析 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp223-224, 2001 年
- 4) 電気学会: 電気規格調査会標準規格「送電用支持物設計標準(JEC-127-1979)」, 1979 年 11 月
- 5) 社団法人電気協同研究会: 電気協同研究第 62 巻第 3 号「送電用鉄塔の設計荷重~現状と将来展望~」, 2006 年 11 月
- 6) 経済産業省原子力安全・保安院: 解説電気設備の技術基準, 第 13 版, 2008 年 3 月
- 7) 電気学会: 電気規格調査会標準規格「送電用鉄塔設計標準(JEC-127-1965)」, 1965 年 8 月
- 8) 竹下英世: 架空送電線の弛度, 電力社, 1966 年 11 月
- 9) 日本建築学会: 建築物荷重指針・同解説(2004), 社団法人日本建築学会, 2004 年 9 月
- 10) 岩谷 祥美, 任意のパワースペクトルとクロススペクトルをもつ多次元の風速変動のシミュレーション, 日本風工学研究会誌 第 11 号, pp5-18, 1982 年 1 月
- 11) 前田潤滋, 牧野稔: 大気乱流の平均流方向成分の統計的性質に関する研究, 日本建築学会論文報告集 第 287 号, pp. 77-87, 1980 年
- 12) 漆原育男, 石川智巳, 清水幹夫, 三上康朗, 中村秀治, 本郷栄次郎, 箕田義行: 特殊地形における送電用鉄塔・架渉線連成系の耐風設計法に関する研究(その 4) 送電鉄塔・架渉線連成系の風応答特性と風荷重算定法, 日本風工学学会論文集, No. 83, pp. 129-140, 2000

(受理: 平成 23 年 6 月 2 日)