

送電鉄塔の動的効果を考慮した風荷重評価法 に関する研究

石川智巳¹

¹正会員 工修 (財)電力中央研究所 我孫子研究所 材料構造部
(〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子1646)

送電用鉄塔の設計にあたっては、台風等の風荷重で設計荷重が決められることが多く、地形影響や風向別風速を考慮した合理的な設計風速の設定と同時に、構造物の動的効果を考慮に入れた適切な風荷重の設定が重要である。本論文は、従来の最大瞬間風速ベースでの静的設計に代わるものとして、ガスト影響係数法の適用を体系的に検討した結果を取りまとめたものであり、送電用鉄塔と架渉線の動的効果を考慮した評価法を誘導した上で、送電用鉄塔と架渉線相互の連成効果を考慮するための非同時性低減係数などの提案を行っている。これらの妥当性は有限要素法による動的応答解析結果と比較して検証し、任意の風向に対して適切な風荷重算定の可能なことを確認している。

Key Words : transmission tower, cable, wind load, gust loading factor, dynamic analysis

1. はじめに

架空送電線路の設計にあたっては、台風等の風荷重で設計荷重が決められることが多く、また、近年の台風による損壊例の発生¹⁾、大規模化、基数の増大などにより、送電設備の有事の際の社会的影響度の観点から、合理性を兼ね備えた高い信頼性が求められるようになってきている。

我が国の送電鉄塔の設計では、基本的に電気設備技術基準²⁾に基づき、地表面粗度によらず全国一律の平均風速をベースに、鉄塔部材の規格降伏点応力度の1/1.5に対応させることとしている。また送電用支持物設計標準(以下、JEC127と呼ぶ)³⁾は、最新の学術的知見を反映したものととして、電気事業者の自主判断のもと、主に大型の架空送電線路における補強設計用の資料として利用されている。JEC127は、地域性を考慮して定められた基準速度圧(最大瞬間風速に対応)による部材応力度を、降伏点応力度の規格値に対応させるものであり、一部架渉線については径間長によって規模による低減係数を考慮している。なお、地表面粗度の区別はない。

いずれの設計法においても、静的に風荷重を評価しているため、動的な応答特性を十分な精度で実体に応じて評価することは難しい。

このような現状に鑑み、世界的に動的効果を考慮した耐風設計法が主流となっている現在、我が国においても架空送電線路の動的効果を考慮した設計法の確立が望まれている⁴⁾。また現在、電気事業においては、より合理的な設計手法を構築するために、風向別設計を目指した検討が進められている。この

ため、風荷重についても、任意の風向に対して十分な精度で評価できることが必要である。

動的効果を考慮した風荷重評価法としては、建築物や長大橋梁⁵⁾⁻¹¹⁾の設計で一般的に用いられているガスト影響係数法が広く知られている。また、送電鉄塔に限ってみても、同様の考え方に基づくいくつかの評価法が提案されており ASCE Guidelines¹²⁾、EPRI report¹³⁾、あるいは IEC826¹⁴⁾、などにまとめられている。ASCE Guidelines および EPRI report では、Davenport¹⁵⁾が提案した送電鉄塔および架渉線ケーブルの風圧荷重のガスト影響係数を共振成分を無視した形で採用している。また IEC826 では、送電鉄塔については、鉄塔高と地表面粗度、架渉線については、平均径間長、地表面粗度および導体の平均地上高の関数としてガスト影響係数を図示している。ただし、その理論的背景については不明である。さらに、いずれの評価法もその精度に関する検証データは、著者の文献収集した範囲では見あたらず、その信頼性がどの程度のものか判断することは難しい。なお、近年では例えば Loredou-Souza¹⁶⁾は、鉄塔および架渉線の風圧荷重の算定式を提示し、風洞実験との比較によりその精度検証を行っている。

また、上述の送電鉄塔に関する文献では、いずれも架渉線の張力変動の評価および各風荷重の組み合わせについては十分には考慮されていない。特に、送電鉄塔は、多数の架渉線ケーブルが付属し、かつ各々の支持点反力は同時に最大になることはない。このため、これらの非同時性を考慮してその組み合わせを考えるべきであろう。

我が国では、用地の関係上、山岳部の複雑なルー-

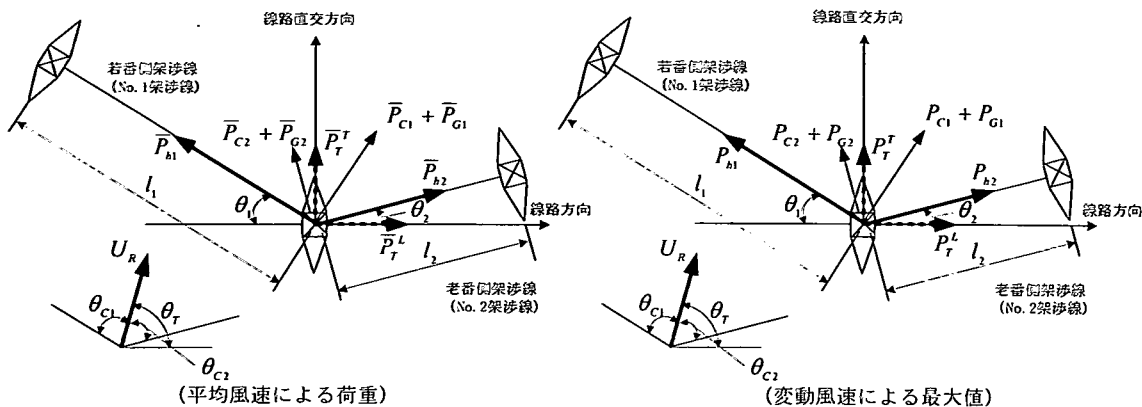


図-1 任意の架線状態に対する風荷重の定義

とをとりざらを得ない状況から、耐張型鉄塔が多く用いられる。耐張型鉄塔では、特にこのような組み合わせの影響を受けやすいため、合理的荷重評価手法の確立のためには、この点に十分配慮しておく必要がある。

以上の点を踏まえ、本論文では標準的な2回線耐張型鉄塔を対象として、ガスト影響係数法に基づき、鉄塔と架渉線ケーブルの動的効果を考慮した風荷重評価式を誘導する。さらに、これらの連成効果を考慮するために、非同時性低減係数を提案し、任意風向に適用できる風荷重評価体系を構築することを目的とする。

ただし、本荷重評価法で対象としている風荷重は、強風中において鉄塔骨組や架渉線等が弾性的挙動をするものとして検討したものである。つまり許容応力度設計を前提としている。また、風の乱れ(風向、風速の時間的・空間的变化)に起因する変動風力を扱ったものであり、さらに大部分の鉄塔がラチス構造と見なされるため風方向の風荷重のみを対象としている。架渉線にみられる風上側電線の後流側の渦発生が原因とされるサブスパン振動や物体の振動と周囲の流れの相互作用により発生するギャロッピングなどの不安定振動については、ここでは対象としていない。

なお、本論文は、文献 4), 17), 18) で示した送電鉄塔の風荷重評価式を見直し、その誘導過程を詳細に示すとともに、新たな知見および数値計算例を加えて、系統的にまとめたものである。

2. 風荷重評価法の基本的考え方

ガスト影響係数法を架空送電線路に適用し体系化するにあたり、

- ① 架空送電線路は線のな広がりを有すること。
- ② 構造特性の異なったサブシステム(鉄塔、架渉線など)で構成されていること。
- ③ 水平角や高低差を有するため鉄塔部材に生じる軸力における各サブシステムからの荷重の寄与

が複雑になること。
などに配慮する必要がある。

そこで、ここに提案する等価静的風荷重評価法では、鉄塔設計において考慮すべき主な風荷重として、大多数の架空送電線路の鉄塔と架渉線の固有振動数が離れていることから、鉄塔と架渉線の動的連成効果は小さいことを前提に、以下のとおり分類し、各々の風荷重を個別に評価するものとした。また、これらの荷重の方向および風向との関係を、図-1のように定義した。

- 1) 線路方向の鉄塔風圧荷重(平均値: \bar{P}_T^L , 変動成分の最大値: P_T^L)
- 2) 線路直交方向の鉄塔風圧荷重(平均値: \bar{P}_T^T , 変動成分の最大値: P_T^T)
- 3) 架渉線風圧荷重(平均値: \bar{P}_C , 変動成分の最大値: P_C)
- 4) がいしおよび架線金具風圧荷重(平均値: \bar{P}_G , 変動成分の最大値: P_G)
- 5) 架渉線張力荷重(平均値: \bar{P}_h , 変動成分の最大値: P_h)

図-1における下付添字の数字は、架渉線番号を表し、それぞれ若番側を No. 1, 老番側を No. 2 とする。ここで、平均値とは、平均風速による風荷重、変動成分の最大値とは、変動風速による風荷重の最大値を表す。また、架渉線風圧荷重、がいしおよび架線金具風圧荷重は、架渉線に直角でかつ水平方向の支持点反力、架渉線張力荷重は、架渉線に平行な水平方向の支持点反力に相当する。さらに、上述の風荷重は、それぞれ風向 $\theta_r, \theta_{c1}, \theta_{c2}$ の関数となる。なお、以下では架渉線風圧荷重、がいしおよび架線金具風圧荷重、架渉線張力荷重を合わせて、架渉線風荷重と呼ぶこととする。

本評価法では、以上の風荷重から水平角度(θ_1, θ_2)による座標変換、高低差の補正を行い、鉄塔軸(図-1の線路方向と線路直交方向)に対する鉛直荷重、線路直交方向荷重、線路方向荷重を算

定することにより、鉄塔設計への適用を考慮した風荷重評価法とした。この時、鉄塔風圧荷重および各架渉線風荷重の変動成分については、風が空間的、時間的に変動していることによる非同時性の効果を低減係数で見込むこととしている。

なお、風力係数と応力分担率³⁾については、現時点で有効なデータが少なく未検討の課題である。したがって本研究では、風力係数、応力分担率はJEC127に従うものとした。

3. 各風荷重の評価式

(1) 鉄塔風荷重評価式の誘導

a) 誘導に用いた仮定

送電鉄塔のガスト影響係数を算定するため、送電鉄塔を図-2のように片持ちはりでモデル化し、以下の仮定を適用する。

- ・鉄塔幅方向に関する変動風速の空間相関係数は1.0とする。
- ・平均風速の高さ方向の分布は、基準高さ z_R の平均風速 U_R を用いてべき指数で仮定する。

$$U(z) = U_R \left(\frac{z}{z_R} \right)^\alpha \quad (1)$$

- ・変動風速は、定常ガウス過程に従う。
- ・変動風速の標準偏差は、基準高さの値を用い、空間的に不変とする。
- ・変動風速のパワースペクトル密度は、基準高さの値を用い、空間的に不変とする。
- ・吹き上げ角は無視する。この仮定は、吹き上げ風に対する受風面積、風力係数の検討が不十分であること、また鉄塔軸力を安全側に評価することから、評価式の定式化においては妥当と考えられる。
- ・高さ方向の質量変化を無視する。
- ・高さ方向に風力係数一定（風力係数一定値 C_{T0} ）とする。

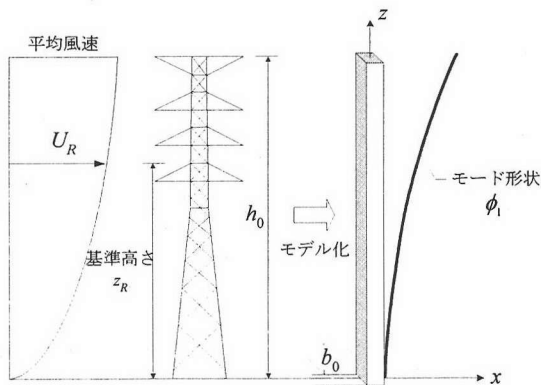


図-2 鉄塔のモデル化

- ・高さ方向に幅一定（幅一定値 b_0 ）とする。
- ・平均風速に対する平均変位は、1次固有振動モードに比例する。
- ・変動変位は1次固有振動モードのみを考慮し、べき指数 β を用いて次式で近似する。

$$\phi_1 = \left(\frac{z}{h_0} \right)^\beta \quad (2)$$

ここに、 h_0 は鉄塔高さである。

- ・空力減衰を無視する。

b) 送電鉄塔のガスト影響係数

鉄塔の水平方向の運動方程式は次のように表すことができる。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = \bar{p}(z) + p(z, t) \quad (3)$$

ここに、 m 、 c 、 k は単位長さあたりの質量、減衰係数、剛性（バネ定数）を表し、平均風力 $\bar{p}(z)$ 、変動風力 $p(z, t)$ は、それぞれ以下のとおりである。

$$\bar{p}(z) = \frac{1}{2} \rho C_{T0} b_0 U(z)^2 \quad (4)$$

$$p(z, t) = \rho C_{T0} b_0 U(z) u(z, t) \quad (5)$$

ここに、 ρ は空気密度、 $U(z)$ は高さ z における平均風速、 $u(z, t)$ は高さ z における変動風速である。

また変動変位は、次式のように一般化変位と固有振動モードの積の和（次数 j ）で表すことができる。

$$x(z, t) = \sum_{j=1}^{\infty} q_j(t) \phi_j(z) \quad (6)$$

ここで、送電鉄塔においては、1次固有振動モードが支配的であることから、このモードのみを考慮する。また平均風速に対する平均変位は、1次固有振動モードに比例するとの仮定より、全変位 $\hat{x}(z, t)$ は以下のように表される。

$$\hat{x}(z, t) = \bar{q} \phi_1(z) + q_1(t) \phi_1(z) \quad (7)$$

ここに、 \bar{q} 、 $q_1(t)$ は一般化平均変位および1次の一般化変動変位である。したがって式(3)をモード座標で記述すれば、

$$\begin{aligned} \text{平均変位成分} & \quad (2\pi f_1)^2 \bar{q} = \frac{\bar{Q}}{M_1} \\ \text{変動変位成分} & \end{aligned} \quad (8)$$

$$\ddot{q}_1(t) + 2(2\pi f_1) h_1 \dot{q}_1(t) + (2\pi f_1)^2 q_1(t) = \frac{Q_1(t)}{M_1} \quad (9)$$

で表すことができる。

ここに、 \bar{Q} 、 $Q_1(t)$ 、 M_1 は、それぞれ一般化平均風力、一般化変動風力、一般化質量を表し、次式で与えられる。

$$\bar{Q} = \int_0^{h_0} \bar{p}(z) \phi_1(z) dz \quad (10)$$

$$Q_1(t) = \int_0^{h_0} p(z, t) \phi_1(z) dz \quad (11)$$

$$M_1 = \int_0^{h_0} m \phi_1(z)^2 dz \quad (12)$$

なお、 f_1 、 h_1 はそれぞれ 1 次固有振動数、1 次モード減衰定数である。

準定常の仮定に従えば、1 次固有振動モードのみを考慮した一般化変動風力のパワースペクトル密度は、次式で表される。

$$S_{\varrho_1\varrho_1}(f) = \int_0^{h_0} \int_0^{h_0} \left\{ \rho C_{T0} b_0 U_R \left(\frac{z_1}{z_R} \right)^\alpha \right\} \phi_1(z_1) \times \left\{ \rho C_{T0} b_0 U_R \left(\frac{z_2}{z_R} \right)^\alpha \right\} \phi_1(z_2) S_{v_{102}}(z_1, z_2, f) dz_1 dz_2 \quad (13)$$

ここに、 $S_{v_{102}}(z_1, z_2, f)$ は、変動風速のクロススペクトル密度である。変動風速のクロススペクトル密度は、基準高さ z_R における変動風速のパワースペクトル密度とコヒーレンスによって、

$$S_{v_{102}}(z_1, z_2, f) = S_{nr}(f) C_{0n}(z_1, z_2, f) \quad (14)$$

で表されると仮定する。ただし、 $S_{nr}(f)$ は基準高さ z_R における変動風速のパワースペクトル密度、 $C_{0n}(z_1, z_2, f)$ はコヒーレンスである。式(14)を式(13)に代入し、基準高さにおける速度圧 q_R 、乱れの強さ I_{nr} 、変動風速の標準偏差 σ_{nr} を用いれば、一般化変動風力のパワースペクトル密度は次式のよ様に整理できる。

$$S_{\varrho_1\varrho_1}(f) = \frac{4(q_R C_{T0} b_0 h_0)^2}{(1+\alpha+\beta)^2} I_{nr}^2 \left(\frac{h_0}{z_R} \right)^{2\alpha} \frac{S_{nr}(f)}{\sigma_{nr}^2} |J_1(f)|^2 \quad (15)$$

ここに、 $|J_1(f)|^2$ はジョイントモードアクセプタンスを表し、次式のとおりである。

$$|J_1(f)|^2 = (1+\alpha+\beta)^2 \frac{1}{h_0^2} \int_0^{h_0} \int_0^{h_0} \left(\frac{z_1}{h_0} \right)^{\alpha+\beta} \left(\frac{z_2}{h_0} \right)^{\alpha+\beta} \times C_{0n}(z_1, z_2, f) dz_1 dz_2 \quad (16)$$

さらに、コヒーレンスに次式で示す指数型を仮定する。

$$C_{0n}(z_1, z_2, f) = \exp\left(-\frac{k_z |z_1 - z_2| f}{U_R}\right) \quad (17)$$

ここに、 k_z は鉛直横方向のディケイファクタである。式(16)に、式(17)を代入し、 $\alpha+\beta=1^{(19)}$ とし積分を行えば、

$$|J_1(f)|^2 = \frac{4}{\xi} \left\{ \frac{2}{3} - \frac{1}{\xi} + \frac{2}{\xi^3} - \frac{2}{\xi^2} \left(1 + \frac{1}{\xi} \right) \exp(-\xi) \right\} \quad (18)$$

ただし、

$$\xi = \frac{k_z h_0 f}{U_R}$$

次に、一般化変動変位の分散を算出する。一般化変動変位の分散値は、周波数応答関数 $H_1(f)$ を用いて次式で表される。

$$\sigma_{q_1}^2 = \int_0^\infty |H_1(f)|^2 S_{\varrho_1\varrho_1}(f) df \quad (19)$$

$$H_1(f) = \frac{1}{(2\pi f_1)^2 M_1 \{1 - (f/f_1)^2 + i2h_1(f/f_1)\}} \quad (20)$$

式(19)において、減衰が小さいとき次式で近似できる。

$$\sigma_{q_1}^2 = \frac{1}{\{(2\pi f_1)^2 M_1\}^2} \left\{ \int_0^\infty S_{\varrho_1\varrho_1}(f) df + \frac{\pi f_1}{4h_1} S_{\varrho_1\varrho_1}(f_1) \right\} \quad (21)$$

上式に式(15)を代入し整理すれば、

$$\sigma_{q_1} = \frac{2q_R C_{T0} b_0 h_0}{(2\pi f_1)^2 M_1 (1+\alpha+\beta)} \left(\frac{h_0}{z_R} \right)^\alpha I_{nr} \sqrt{B_i + R_i} \quad (22)$$

ここに、

$$B_i = \int_0^\infty |J_1(f)|^2 \frac{S_{nr}(f)}{\sigma_{nr}^2} df \quad (\text{非共振係数}) \quad (23)$$

$$R_i = \frac{\pi S_i F_i}{4h_1} \quad (\text{共振係数}) \quad (24)$$

$$S_i = |J_1(f_1)|^2 \quad (\text{規模係数}) \quad (25)$$

$$F_i = \frac{f_1 S_{nr}(f_1)}{\sigma_{nr}^2} \quad (\text{風力スペクトル係数}) \quad (26)$$

一方、一般化平均変位 \bar{q} は、変形形状が 1 次固有振動モードに相似との仮定から、式(8)と式(10)より、次式で表される。

$$\bar{q} = \frac{q_R C_{T0} b_0 h_0}{(1+2\alpha+\beta)(2\pi f_1)^2 M_1} \left(\frac{h_0}{z_R} \right)^{2\alpha} \quad (27)$$

以上の関係より、変位の最大値 $x_{\max}(z)$ は次式のよ様に表せる。

$$x_{\max}(z) = \bar{q} \phi_1(z) + g_i \sigma_{q_1} \phi_1(z) \quad (28)$$

したがって、式(22)～(28)よりガスト影響係数は、

$$G_{RT} = 1 + 2g_i I_{nr} \frac{1+2\alpha+\beta}{1+\alpha+\beta} \left(\frac{z_R}{h_0} \right)^\alpha \sqrt{B_i + R_i} \quad (29)$$

と導かれる。ここに、 g_i はピークファクタを表し、応答が定常ガウス過程に従うものとすれば、次式で算定される¹⁹⁾。

$$g_i = \sqrt{2 \ln(\nu_i T)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln(\nu_i T)}} \quad (30)$$

$$\nu_i \approx f_1 \sqrt{\frac{R_i}{B_i + R_i}} \quad (31)$$

ここに、 ν_i は期待振動数、 T は評価時間 (600 秒) を表す。なお、例えば鉄塔の 1 次固有振動数が 1.0 ～ 2.0 Hz、評価時間を 600 秒とした場合、ピークファクタは $g_i = 3.7 \sim 3.9$ の値をとる。

ここで、変動風速のパワースペクトル密度に以下に示すカルマン型を仮定する。

$$\frac{fS_{uR}(f)}{\sigma_{uR}^2} = \frac{4(fL_{uR}/U_R)}{\{1 + 70.8(fL_{uR}/U_R)^2\}^{5/6}} \quad (32)$$

ここに、 L_{uR} は基準高さ位置の乱れのスケールを表す。

この時、非共振係数と規模係数については、式(23)および式(25)を数値的に解き、最小自乗近似により、次の近似曲線を与えた。

$$B_i \approx \frac{1}{1 + 0.163(k_z h_0 / L_{uR})^{0.709}} \quad (33)$$

$$S_i \approx \frac{1}{1 + 0.334(k_z h_0 f / U_R)} \quad (34)$$

以上より、鉄塔風圧荷重は、次式で求めることができる。

<平均成分>

$$\bar{P}_T^T, \bar{P}_T^L = q_R \left(\frac{z_i}{z_R} \right)^{2\alpha} C_{n_i} A_{n_i} n_{n_i} \quad (35a)$$

<変動成分の最大値>

$$P_T^T, P_T^L = q_R \left(\frac{z_i}{z_R} \right)^{2\alpha} C_{n_i} A_{n_i} n_{n_i} (G_{RT} - 1) \quad (35b)$$

ここに、 z_i は i パネルの中心高さ、 A_{n_i} は i パネルの受風面積、 n_{n_i} は i パネルの応力分担率を表す。また、ガスト影響係数の算定に必要な 1 次固有振動数、減衰定数については、振動実験および観測結果などを参考に、次の値を用いることとした¹⁷⁾。

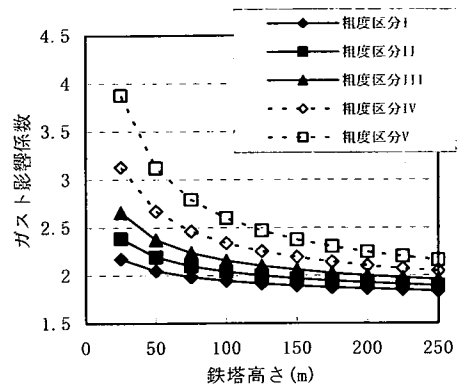
- ・ 1 次固有振動数 : $f_1 = 100 / h_0$
- ・ 減衰定数 : 鋼管鉄塔 0.01, 山形鋼鉄塔 0.02, コンクリート充填鋼管鉄塔 0.01

さらに、モード形状を表すべき指数 β については、安全側の評価であることを確認の上、1 とし、基準高さは鉄塔高さの 2/3 を用いるものとした。ただし、 β については、設計合理化を進めるうえで種々の規模、種類の鉄塔に関してデータを蓄積し、最適な代表値を定めることが望ましい。この点については式(18)の積分も含め、今後の課題である。

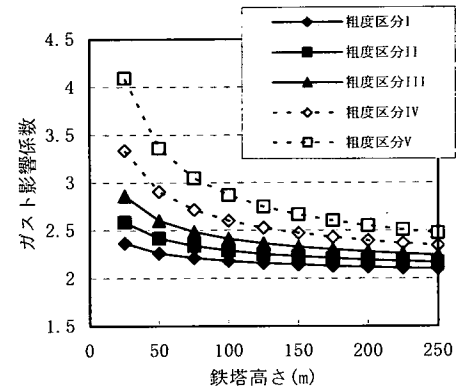
次に、以上に誘導した鉄塔風圧荷重のガスト影響係数の特徴を示す。地上高 10m における 10 分間平均風速 30m/s, 50m/s の 2 ケースについて、粗度区分ごとの傾向を把握した。ただし、ガスト影響係数の算定に必要な地表面粗度、乱れの強さ、乱れのスケールは、建築物荷重指針・解説⁵⁾に従うものとし、上記の平均風速は、粗度区分 II の値である。またディケイファクタは 10 とした²⁰⁾。なお、以下、粗度区分、乱れの強さ、乱れのスケールはすべて同文献⁵⁾に従うものとする。

計算結果を図-3 に示す。これらの図より、以下に示すガスト影響係数の特性を理解することができる。

- ① 鉄塔高の増加によりガスト影響係数は低下する。
- ② 地表面粗度が小さいほど、ガスト影響係数は小さい。



(平均風速 30m/s)



(平均風速 50m/s)

図-3 鉄塔風圧荷重のガスト影響係数の算定例

③ 平均風速が大きくなるとガスト影響係数は大きくなる。

c) 数値計算結果との比較

500PB 型 (500kV, 鋼管耐張型用) の送電鉄塔単体 (鉄塔高 77.5m) を対象に、有限要素法による動的応答解析^{17), 18)}と等価静的風荷重による発生軸力の高さ方向分布を比較した。動的応答解析は、鉄塔単体の立体骨組モデルを用いて、周波数領域で行った。なお、減衰定数は固有値解析により算定した 1 次固有振動数 0.85Hz 時に 0.01 とし、剛性比例型とした。一方、等価静的風荷重による発生軸力の評価は、現行の設計にならぬ平面解法とした。検討対象鉄塔の構造図を図-4 に示す。入力風は、地上高 10m 位置の平均風速を 40m/s (粗度区分 II)、鉛直横方向のディケイファクタ 10 とし、風向をパラメータとした。

図-5, 図-6 に、風向 30, 60, 90 度 (図-1 の線路方向を 0 度とする) における主柱材および腹材の発生軸力の高さ方向分布を示す。同図より、主柱材、腹材ともに、いずれの風向においても、評価式による値は、動的応答解析値と概ね一致する結果が得られた。ただし、主柱材については、鉄塔高さの約 2/3 位置より上部は解析値の方が大きく、逆にそれ

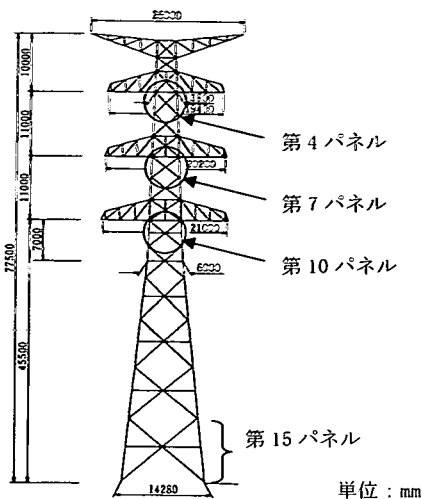


図-4 検討対象鉄塔構造図
(500kV, 鋼管, 耐張型)

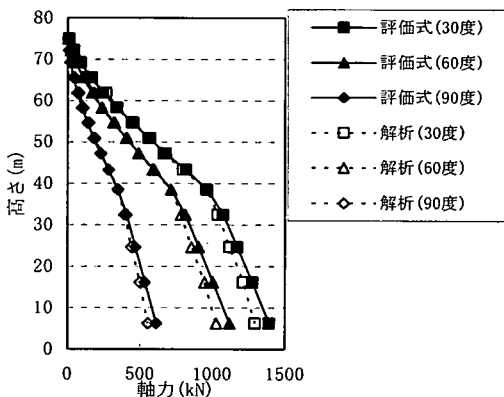


図-5 発生軸力の高さ方向分布 (主柱材)

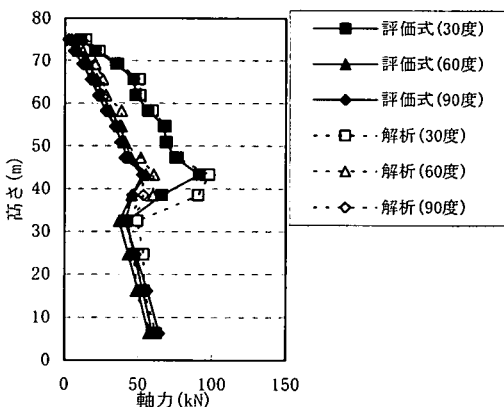


図-6 発生軸力の高さ方向分布 (腹材)

より下部では評価式の方が大きくなっている。特に最下パネルにおいては、約 5~8%程度の誤差が生じた。これは、評価式におけるガスト影響係数が1次固有振動モードのみを考慮した変位に基づく値であり、また荷重分布が平均風速の速度圧に比例することが原因として考えられる。この差異を小さくするためには、テーパを無視すれば主柱材は曲げモーメント、腹材はせん断力に抵抗することから、これら断面力に関するガスト影響係数の検討が必要であろう。近年、ガスト影響係数の精度向上を目的とした上述の観点からの研究として、Holmes²¹⁾、Zhou & Kareem²²⁾、石川・中村²³⁾の研究を挙げることができる。

なお、鉄塔設計においては、鉄塔風圧荷重に加え、架渉線荷重や断線時など他の荷重を考慮する。このため、本研究では、上述の誤差の影響は小さいとみなし、簡便な変位のガスト影響係数を用いることとした。

(2) 架渉線荷重評価式の誘導

a) 誘導に用いた仮定

架渉線の主たる力学的特徴は、剛性が小さく、幾何学的非線形性を有することである²⁴⁾。このため風によって大きく変位するとともに、張力の増大により振動特性も変化する。したがって、架渉線から送電鉄塔に作用する風圧荷重あるいは張力荷重を算定する際、これらの影響について適切に配慮しておく必要がある。そこで本風荷重評価法では、風圧荷重のガスト影響係数および張力荷重の誘導においては、平均風速作用時のつり合い位置における座標系に対して算出することとした。ただし本来ならば、変動風力に対する変位も考慮すべきであるが、平均風速による変位に比べて変動風速による変位は相対的に小さいとして、これによる座標および張力の変化は無視している。つまり、平均風速に対する応答は非線形性を考慮しており、一方、変動風速に対する応答は線形範囲内の扱いとなる。

また、架渉線は径間長が数 100m と長く、比較的大きなサグ比や支持点高低差を有していることが一般的である。この意味で高さ方向にも架線方向にも作用する風速は異なる。そこで、サグの 2/3 を支持点位置から引いた高さを架渉線の基準高さとして定義し、この高さで平均風速、変動風速の標準偏差、乱れのスケール等を代表させ、架渉線のいずれの位置においても同一の値を用いるものとした。また、架渉線の応答は、吹き上げ風の発生により少なからず影響を受けるため、吹き上げ風の影響を考慮した。さらに、支持点高低差の影響は、高低差をゼロとして定式化し、支持点距離を径間長とすることで、その影響を考慮した。

以上の仮定から、架渉線風圧荷重のガスト影響係数および架渉線張力荷重の誘導において、図-7、図-8、図-9 に示す座標系を定義した。図中の H 、 \bar{h} 、 h は、それぞれ無風時水平張力、平均風速による水平張力増分、変動風速による水平張力増分を表

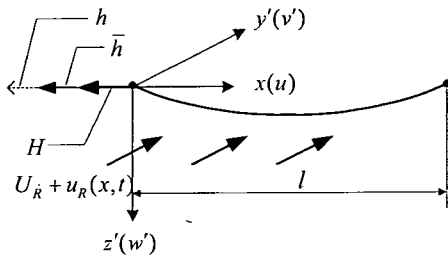


図-7 架渉線の座標系および記号の定義

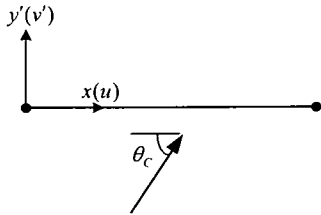


図-8 斜風に対する記号の定義

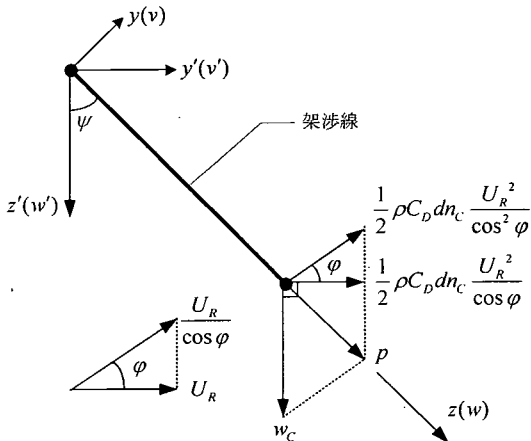


図-9 平均風速作用時の座標系および記号の定義

し、 l は径間長である。なお、図-9は、平均風速作用時の架渉線のつり合い状態を示しており、以下、風圧荷重を議論する場合は、同図の $y'-z'$ 座標系を、張力荷重を議論する場合は、 $y-z$ 座標系を用いるものとする。

同図に基づき、架渉線に直角方向に作用する単位長あたりの水平方向の風力 $P_y(x, t)$ は、準定常を仮定し高次項を無視すると次式で与えられる。なお、本定式化における平均風速および変動風速は、風の観測データが水平成分であることが多いため、設計への便を考慮し、水平成分で代表させた。

$$P_y(x, t) = \frac{1}{2} \rho C_D d n_c \frac{U_R^2}{\cos^2 \varphi} \cos \varphi + \rho C_D d n_c \frac{U_R}{\cos \varphi} \frac{u_R(x, t)}{\cos \varphi} \cos \varphi$$

$$- \rho C_D d n_c \frac{U_R}{\cos \varphi} (\dot{v}' \cos^2 \varphi + \dot{w}' \sin \varphi \cos \varphi) \quad (36)$$

ここに、 C_D は架渉線の風力係数、 d は架渉線の断面径、 n_c は応力分担率(= $\sin^2 \theta_c$ ³⁾)、 U_R は基準高さにおける平均風速、 $u_R(x, t)$ は基準高さにおける変動風速、 v' は線路直交水平方向の架渉線の変動変位、 w' は鉛直方向の架渉線の変動変位、 φ は吹き上げ角である。

一方、水平張力は、微小変位を仮定すれば面内変形のみ依存する²⁵⁾。したがって、次式の面内方向(z 方向)風力を考える。

$$P_z(x, t) = \frac{1}{2} \rho C_D d n_c \frac{U_R^2}{\cos^2 \varphi} \sin(\psi - \varphi) + \rho C_D d n_c \frac{U_R}{\cos \varphi} \frac{u_R(x, t)}{\cos \varphi} \sin(\psi - \varphi) - \rho C_D d n_c \frac{U_R}{\cos \varphi} \left\{ \dot{v}' \cos(\psi - \varphi) \sin(\psi - \varphi) + \dot{w}' \sin^2(\psi - \varphi) \right\} \quad (37)$$

ここに、 v は面外方向の変動変位、 w は面内方向の変動変位、 ψ は横振れ角である。

式(36)、式(37)ともに、右辺第1項は平均風速による風力、第2項は変動風速による風力、第3項は空力減衰項である。さらに、式(37)の右辺第1項は、平均風速作用時の面内方向分布力 p と、無風時の面内方向分布力、すなわち単位長重量 w_c との差として、次式のように書き改めることができる。

$$\bar{p}_z = \bar{p} - w_c \quad (38)$$

$$p = \sqrt{\left(\frac{q_r C_D d n_c}{\cos \varphi} \right)^2 + \left(w_c - \frac{q_r C_D d n_c \sin \varphi}{\cos^2 \varphi} \right)^2} \quad (39)$$

ここに、 \bar{p}_z は平均風速による面内方向風力である。また、横振れ角は次のとおりである。

$$\psi = \sin^{-1} \left(\frac{q_r n_c C_D d}{p \cos \varphi} \right) \quad (40)$$

b) 架渉線風圧荷重算定式の誘導

架渉線風圧荷重の非共振成分による分散 σ_r^2 は、次式で求めることができる。

$$\sigma_r^2 = \left\{ \frac{\rho C_D d n_c U_R}{\cos \varphi} \right\}^2 \times \int_0^l \int_0^l \overline{u_R(x_1) u_R(x_2) \dot{y}_r(x_1) \dot{y}_r(x_2)} dx_1 dx_2 \quad (41)$$

ここに、 $u_R(x_1) u_R(x_2)$ は変動風速の共分散、 $\dot{y}_r(x)$ は、単位荷重を線路直交方向に水平に作用させたときの支持点反力を表し、次式で与えられる。

$$\dot{y}_r(x) = \frac{x}{l} \quad (42)$$

式(41)を、基準高さ位置における変動風速の空間相関係数 $\rho_{wR}(x_1, x_2)$ を用いて変形すれば、

$$\begin{aligned} \sigma_r^2 &= 4 \left\{ \frac{q_R C_D d n_C}{\cos \varphi} \right\}^2 I_{CR}^2 \\ &\times \int_0^l \int_0^l \rho_{wR}(x_1, x_2) i_r(x_1) i_r(x_2) dx_1 dx_2 \\ &= \{ q_R C_D d n_C / \cos \varphi \}^2 I_{wR}^2 B_r \end{aligned} \quad (43)$$

ここに、

$$B_r = \frac{\int_0^l \int_0^l \rho_{wR}(x_1, x_2) \frac{x_1}{l} \frac{x_2}{l} dx_1 dx_2}{\int_0^l \int_0^l \frac{x_1}{l} \frac{x_2}{l} dx_1 dx_2} \quad (44)$$

さらに、変動風速の相関係数は、変動風速のパワースペクトル密度 $S_{wR}(f)$ とココヒーレンス $C_{O_w}(x_1, x_2, f)$ を用いて次式で与えられるものとする。

$$\rho_{wR}(x_1, x_2) = \int_0^\infty \frac{S_{wR}(f)}{\sigma_{wR}^2} C_{O_w}(x_1, x_2, f) df \quad (45)$$

式(44)、式(45)から、非共振係数 B_r は、変動風速のパワースペクトル密度にカルマン型、ココヒーレンスに指数型を用いて数値積分し、最小自乗近似すれば次式で表すことができる。

$$B_r = \frac{1}{1 + 0.140 \left(\frac{k_x l}{L_{wR}} \right)^{0.707}} \quad (46)$$

ここに、 k_x は水平横方向のディケイファクタを表す。

一方、共振成分に関しては、

① 架渉線面外振動を仮定し、 w' 成分を無視して、式(36)の空力減衰項による減衰定数を試算した結果、一般的な送電用ケーブルにおいては平均風速 20m/s 程度で 1 次固有振動モードに対し 20% 程度の非常に大きな値が得られる。

② 架渉線風圧荷重には、平均風速による横振れのため、面内振動の影響を考慮する必要がある、さらに式(36)の空力減衰項については w' と連成するためその評価も煩雑となる。一方で、後に示す数値計算例から、共振成分による影響は非常に小さいなどの理由により、共振成分を無視することとした。以上により、架渉線風圧荷重は、次式のように書くことができる。

<平均成分>

$$\bar{P}_C = q_R C_D \frac{dl}{2} \frac{1}{\cos \varphi} n_C \quad (47a)$$

<変動成分の最大値>

$$P_C = q_R C_D \frac{dl}{2} \frac{1}{\cos \varphi} n_C (G_{RC} - 1) \quad (47b)$$

ここに、 G_{RC} はガスト影響係数を表し、ピークファクタ g_r を用いて、次式のように表すことができる。

$$G_{RC} = 1 + 2g_r I_{wR} \sqrt{B_r} \quad (48)$$

c) がいしおよび架線金具に対する風圧荷重の取り扱い

本研究では、耐張型を対象としているため、架渉線とがいし連は一体となって変動しているものとした。この場合、がいしおよび架線金具に対する風圧荷重は、架渉線風圧荷重のガスト影響係数を用いて次式で与えることができる。なお、がいし連を含む架渉線の動的応答解析により、このような仮定による評価値の差異は小さいことを確認している。

<平均成分>

$$\bar{P}_G = q_R C_G A_G \frac{1}{\cos \varphi} n_C \quad (49a)$$

<変動成分の最大値>

$$P_G = q_R C_G A_G \frac{1}{\cos \varphi} n_C (G_{RC} - 1) \quad (49b)$$

ここに、 C_G はがいしおよび架線金具の風力係数、 A_G はがいしおよび架線金具の受風面積である。

d) 架渉線張力荷重算定式の誘導

架渉線風圧荷重と同様に、架渉線張力荷重の非共振成分による分散は、次式で求めることができる。

$$\begin{aligned} \sigma_h^2 &= \left\{ \rho C_D d n_C U_R \frac{\sin(\psi - \varphi)}{\cos^2 \varphi} \right\}^2 \\ &\times \int_0^l \int_0^l u_R(x_1) u_R(x_2) i_h(x_1) i_h(x_2) dx_1 dx_2 \end{aligned} \quad (50)$$

ここに、 $i_h(x)$ は、平均風速作用時の変形状態において、 z 方向に単位荷重を作用させたときの水平張力増分を表す。 $i_h(x)$ の算定方法は次のとおりである。

まず、図-10 に示すように、平均風速作用時の変形状態に対して、径間内の任意の点 x_1 に単位荷重 1 を作用させたときの z 方向のつり合い条件は、これによる水平張力増分 $i_h(x_1)$ を用いて、

$0 < x < x_1$ の時:

$$(H + \bar{h} + i_h(x_1)) \frac{d(z + \bar{w} + w)}{dx} = \left(1 - \frac{x_1}{l} \right) + \frac{pl}{2} - pl \quad (51a)$$

$x_1 < x < l$ の時:

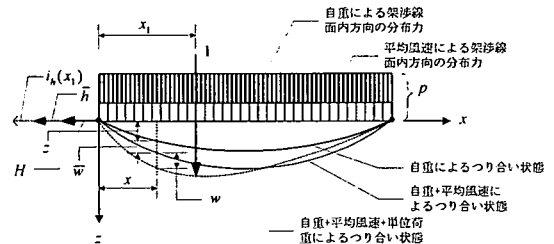


図-10 任意点の面内方向に単位荷重が作用したときのつり合い状態

$$(H + \bar{h} + i_h(x_1)) \frac{d(z + \bar{w} + w)}{dx} = -\frac{x_1}{l} + \frac{pl}{2} - pl \quad (51b)$$

と表される。

ここで、2 次の微小項を無視し、 $w(0) = w(l) = 0$ のもとで、 w について解けば、

$0 < x < x_1$ の時：

$$w(x) = \left(1 - \frac{x_1}{l}\right) \frac{x}{H + \bar{h}} - i_h(x_1) \frac{pl^2}{2(H + \bar{h})^2} \left\{ \frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l}\right)^2 \right\} \quad (52a)$$

$x_1 < x < l$ の時：

$$w(x) = \left(1 - \frac{x}{l}\right) \frac{x_1}{H + \bar{h}} - i_h(x_1) \frac{pl^2}{2(H + \bar{h})^2} \left\{ \frac{x}{l} - \left(\frac{x}{l}\right)^2 \right\} \quad (52b)$$

さらに、水平張力増分 $i_h(x_1)$ は、次式に示す線形化した変位の適合条件²⁵⁾を満たす必要がある。

$$\frac{i_h(x_1)L_e}{EA} = -\frac{d^2(z + \bar{w})}{dx^2} \int_0^l w dx = \frac{P}{H + \bar{h}} \int_0^l w dx \quad (53)$$

ここに、 E は弾性係数、 A は断面積であり、 L_e は次式のとおりである。

$$L_e = l \left\{ 1 + \frac{1}{8} \left(\frac{pl}{H + \bar{h}} \right)^2 \right\} \quad (54)$$

そこで、式(52a)、式(52b)を式(53)に代入し、 $i_h(x_1)$ について解けば、

$$i_h(x_1) = \frac{E_e A}{L_e} \frac{pl^2}{2(H + \bar{h})^2} \left\{ \frac{x_1}{l} - \left(\frac{x_1}{l}\right)^2 \right\} \quad (55)$$

ここに、

$$E_e = \frac{E}{1 + \lambda^2 / 12} \quad (56)$$

$$\lambda^2 = \left(\frac{pl}{H + \bar{h}} \right)^2 \frac{EA}{H + \bar{h}} \frac{l}{L_e} \quad (57)$$

以上より、式(55)を式(50)に代入し、変動風速の水平横方向の空間相関係数を用いて整理すると、変動水平張力の標準偏差は以下のように表される。

$$\sigma_h = 2q_R C_D dn_c \frac{\sin(\psi - \varphi)}{\cos^2 \varphi} \frac{E_e A}{L_e} \frac{pl^2}{2(H + \bar{h})^2} I_{ur} \sqrt{B_h} \quad (58)$$

$$B_h = \frac{\int_0^l \int_0^l \rho_{ur}(x_1, x_2) \left\{ \frac{x_1}{l} - \left(\frac{x_1}{l}\right)^2 \right\} \left\{ \frac{x_2}{l} - \left(\frac{x_2}{l}\right)^2 \right\} dx_1 dx_2}{\int_0^l \int_0^l \left\{ \frac{x_1}{l} - \left(\frac{x_1}{l}\right)^2 \right\} \left\{ \frac{x_2}{l} - \left(\frac{x_2}{l}\right)^2 \right\} dx_1 dx_2} \quad (59)$$

式(59)に基づき、風圧荷重と同様に変動風速のパワースペクトル密度にカルマン型、ココヒーレンスに指数型を用いて数値積分すれば、非共振係数 B_h は、次の近似曲線と与えられる。

$$B_h = \frac{1}{1 + 0.136 \left(\frac{k_x l}{L_{ur}} \right)^{0.719}} \quad (60)$$

一方、共振成分については、架渉線風圧荷重と同様の議論により、評価式として無視することとした。

以上より、架渉線張力荷重は次式と与えることができる。

$$\langle \text{平均成分} \rangle \quad \bar{P}_h = \bar{h} \quad (61a)$$

$\langle \text{変動成分の最大値} \rangle$

$$P_h = 2g_h q_R C_D dn_c \frac{\sin(\psi - \varphi)}{\cos^2 \varphi} \frac{E_e A}{L_e} \frac{pl^2}{2(H + \bar{h})^2} I_{ur} \sqrt{B_h} \quad (61b)$$

ここに、 g_h はピークファクタを表す。また、 \bar{h} については、通常の静的荷重による張力計算²⁶⁾により求めることができるため、ここでは省略する。なお、架渉線張力荷重については、ガスト影響係数表示を行っていない。これは、平均水平張力では、幾何学的非線形性を考慮するため、平均値と変動成分間の比例関係が成り立たないためである。

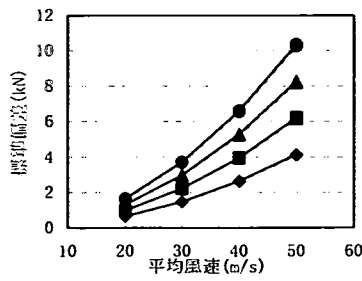
e) 数値計算との比較による適用性の確認

500kV 規模の送電線路に用いられる一般的な電線を対象に、上記評価式の適用性を確認した。特に、基本風速や粗度区分によって大きく変化する平均風速と乱れの強さの影響に着目するものとした。さらに、定式化上無視した共振成分の影響およびピークファクタの設定について議論した。

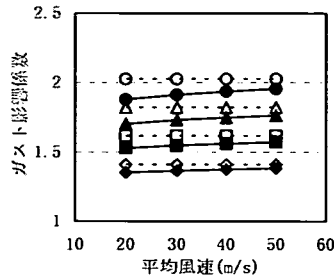
検討は、ACSR410、径間長 400m (4 導体、無風時水平張力：29.4kN/導体、高低差無し) の架渉線単体モデルを対象とし、有限要素法による動的応答解析^{17), 18)} (周波数領域、トラス要素、40 分割、減衰定数：0.2Hz で 0.4% の剛性比例型、変動風速のパワースペクトル密度：カルマン型、ココヒーレンス：指数型) と上記で誘導した評価式による値を比較した。入力風として、平均風速と乱れの強さをパラメータとし、乱れのスケール 100m、水平横方向のディケイファクタ 10 とした。

図-11、図-12 に架渉線風圧荷重、架渉線張力荷重それぞれの標準偏差とガスト影響係数を示す。本比較では評価式におけるピークファクタは、一律 3.5 とした。なお、架渉線張力荷重の評価式では、ガスト影響係数表示していないが、図-12 では架渉線風圧荷重との対比を考慮し、ガスト影響係数として表示した。

これらの図より、いずれの標準偏差も、平均風速および乱れの強さの増加とともに増大する傾向にある。また、動的応答解析結果と評価式による標準偏差は、上記評価式が共振成分を無視した簡略式にも



(標準偏差)



(ガスト影響係数)

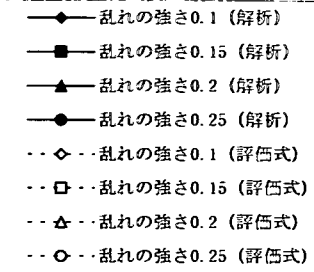
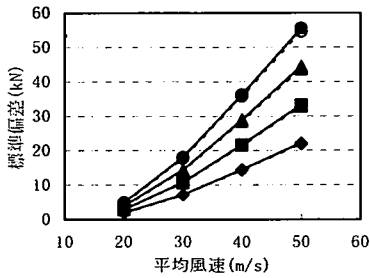
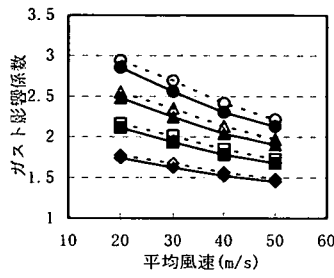


図-11 架渉線風圧荷重の評価式と動的応答解析との比較



(標準偏差)



(ガスト影響係数)

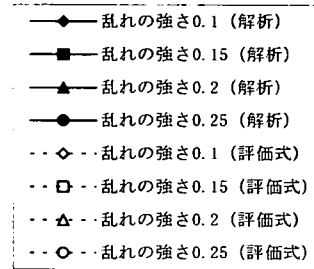


図-12 架渉線張力荷重の評価式と動的応答解析との比較

関わらず、よく一致する結果が得られた。一方、ガスト影響係数については、架渉線風圧荷重では、平均風速にあまり依存しないのに対して、架渉線張力荷重については、平均風速の増加により減少傾向となる。また、動的応答解析によるピークファクタが3.0~3.3程度となったため、ピークファクタを一律3.5とした評価式は、若干大きめの評価となった。

以上より、共振成分を無視することによる影響は非常に小さく、共振成分を無視した簡略化の妥当性が示された。またピークファクタについては、四国試験線^{17),20)}の観測結果など、実測結果の分析を進めているが、風の非定常性や架渉線の幾何学的非線形性などの影響などもあり、これらをすべて考慮した定量化は困難である。このため、本研究では、上記の結果より、架渉線風圧荷重、架渉線張力荷重ともにピークファクタを3.5とすれば動的応答解析結果をすべて包絡することから、3.5を用いることとした。

4. 風荷重の組み合わせに関する検討

(1) 風荷重の組み合わせ方法

本論文で提案する風荷重の組み合わせ方法の考え方は以下のとおりである。なお、以下の説明においては、がいしおよび架線金具に対する風圧荷重は、架渉線風圧荷重に含むものとする。

まず、同一架渉線における架渉線風圧荷重と架渉

線張力荷重間の相関は、次節で示すように非常に大きいため、これらの荷重間の相関を1.0と仮定する。この時、架渉線風圧荷重と架渉線張力荷重の平均値と変動成分の最大値は、水平角に関する座標変換が可能である。

以上の仮定を前提に、以下の手順で風荷重の組み合わせを行う。また、風荷重の組み合わせ方法の概要図を図-13に示す。

- ①鉄塔風圧荷重の平均値と変動成分の最大値を算定する。
- ②若老各々の架渉線に対して架渉線風荷重の平均値と変動成分の最大値を算定する。
- ③各々の架渉線風荷重から水平角による座標変換を行って、線路直交方向および線路方向の平均値および変動成分の最大値を求める。
- ④平均値についてはベクトル加算し、変動成分については絶対値の和に非同時性低減係数を乗じる。
- ⑤以上により求められた風荷重の変動成分は、平均値に加算されるように作用させて、設計に適用可能な線路方向および線路直交方向風荷重とする。

ここで、本評価法の非同時性低減係数では、次の影響を考慮する。

- ①架渉線風荷重による線路直交方向成分の若老間の非同時性 (低減係数: ε_1^T)
- ②架渉線風荷重による線路方向成分の若老間の非同時性 (低減係数: ε_1^L)
- ③架渉線風荷重による線路直交方向成分の上下間

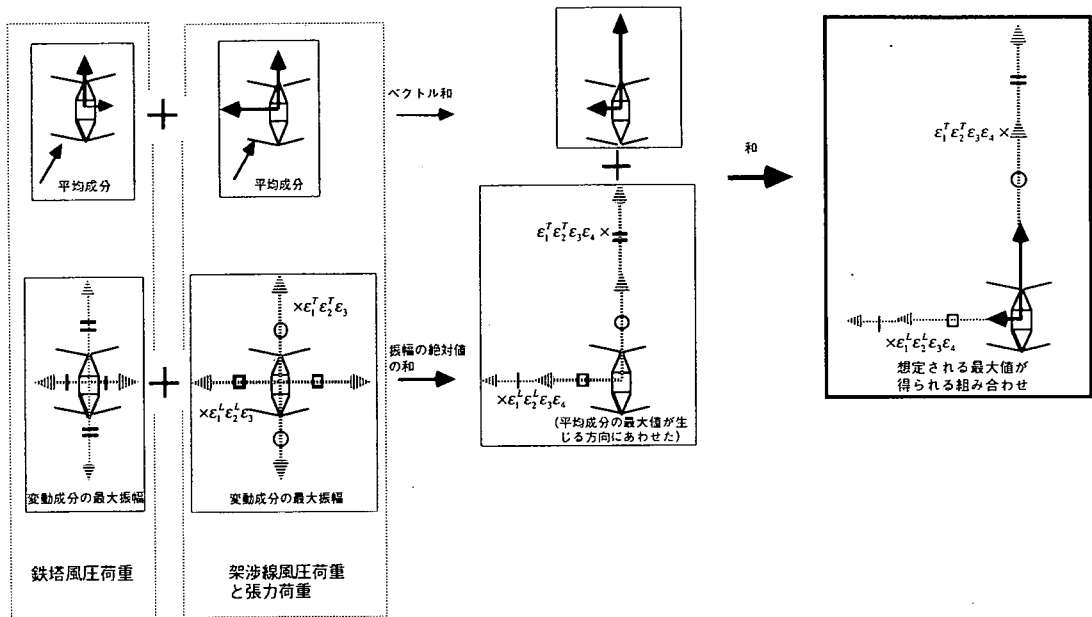


図-13 風荷重の組み合わせ法の模式図

- (腕金間)の非同時性 (低減係数: ε_2^T)
- ④架渉線風荷重による線路方向成分の上下間 (腕金間)の非同時性 (低減係数: ε_2^L)
 - ⑤主柱材算定時における線路方向成分 (若老の和) と線路直交方向成分 (若老の和)の非同時性 (低減係数: ε_3)
 - ⑥鉄塔風圧荷重と架渉線風荷重の非同時性 (低減係数: ε_4)

以上より、線路直交方向荷重および線路方向荷重は、図-1を参照し次式で表せるものとした。

<線路直交方向荷重 H^T >

$$H^T = |\bar{P}_T^T + \bar{P}_{C1}^T + \bar{P}_{C2}^T| + \varepsilon_4 |P_T^T| + \varepsilon_1^T \varepsilon_2^T \varepsilon_3 \varepsilon_4 (|P_{C1}^T| + |P_{C2}^T|) \quad (62)$$

ただし、

平均成分:

$$\bar{P}_{C1}^T = (\bar{P}_{C1} + \bar{P}_{G1}) \cos \theta_1 + \bar{P}_{h1} \sin \theta_1 \quad (63a)$$

$$\bar{P}_{C2}^T = (\bar{P}_{C2} + \bar{P}_{G2}) \cos \theta_2 + \bar{P}_{h2} \sin \theta_2 \quad (63b)$$

変動成分の最大値:

$$P_{C1}^T = |(P_{C1} + P_{G1}) \cos \theta_1 + P_{h1} \sin \theta_1| \quad (64a)$$

$$P_{C2}^T = |(P_{C2} + P_{G2}) \cos \theta_2 + P_{h2} \sin \theta_2| \quad (64b)$$

<線路方向荷重 H^L >

$$H^L = |\bar{P}_T^L + \bar{P}_{C1}^L + \bar{P}_{C2}^L| + \varepsilon_4 |P_T^L| + \varepsilon_1^L \varepsilon_2^L \varepsilon_3 \varepsilon_4 (|P_{C1}^L| + |P_{C2}^L|) \quad (65)$$

ただし、

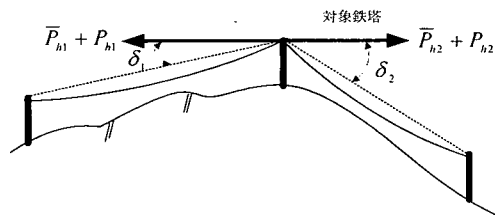


図-14 鉛直荷重の考え方

平均成分:

$$\bar{P}_{C1}^L = (\bar{P}_{C1} + \bar{P}_{G1}) \sin \theta_1 - \bar{P}_{h1} \cos \theta_1 \quad (66a)$$

$$\bar{P}_{C2}^L = -(\bar{P}_{C2} + \bar{P}_{G2}) \sin \theta_2 + \bar{P}_{h2} \cos \theta_2 \quad (66b)$$

変動成分の最大値

$$P_{C1}^L = |(P_{C1} + P_{G1}) \sin \theta_1 - P_{h1} \cos \theta_1| \quad (67a)$$

$$P_{C2}^L = |-(P_{C2} + P_{G2}) \sin \theta_2 + P_{h2} \cos \theta_2| \quad (67b)$$

ここに、 \bar{P}_{C1}^L 、 \bar{P}_{C2}^L は架渉線風荷重 (線路直交方向)の平均値、 P_{C1}^L 、 P_{C2}^L は架渉線風荷重 (線路直交方向)の変動成分の最大値、 \bar{P}_{C1}^L 、 \bar{P}_{C2}^L は架渉線風荷重 (線路方向)の平均値、 P_{C1}^L 、 P_{C2}^L は架渉線風荷重 (線路方向)の変動成分の最大値である。また下付数字は、架渉線番号を表す。なお、上記式(63)、式(64)、式(66)、式(67)は、図-1における架線状態と風向の場合であり、架渉線風圧荷重の符号は風向によって異なることに注意する必要がある。

さらに、線路直交方向荷重と線路方向荷重の他に、架渉線の支持点高低差を有する場合には、風による張力の増加に伴う鉛直力が生じる。ただし、この鉛直荷重の非同時性を考慮することは、風荷重評価法として複雑となり、その効果も小さい。そこで本評価法では、安全側の評価として、図-14を参照し次

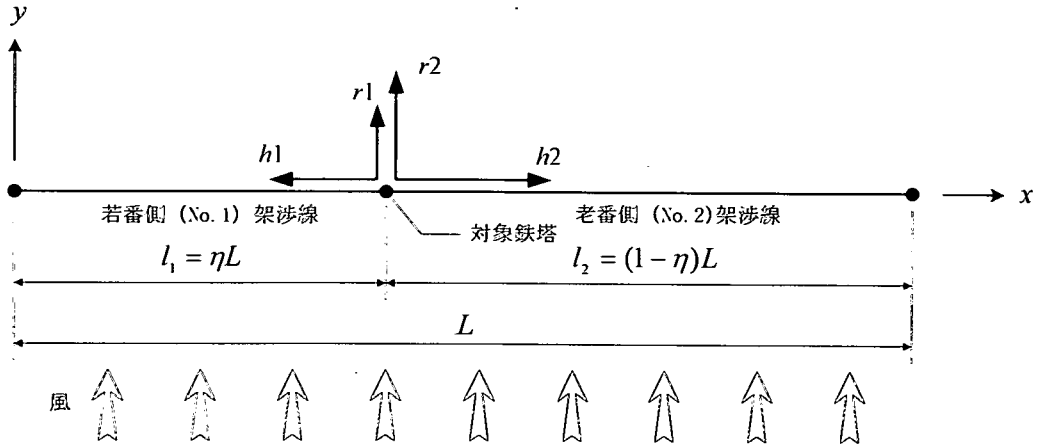


図-15 2 径間ケーブルの座標系と支持点反力の関係

式により鉛直方向荷重 H^2 を定めた。

<鉛直方向荷重>

$$H^2 = (\bar{P}_{h1} + P_{h1}) \tan \delta_1 + (\bar{P}_{h2} + P_{h2}) \tan \delta_2 \quad (68)$$

ここに、 δ_1 、 δ_2 はそれぞれ若番側、老番側の鉛直角度である。

(2) 非同時性低減係数

図-15 に示す水平角 0 度の 2 径間ケーブル (架渉線 No. 1 径間長 l_1 、架渉線 No. 2 径間長 l_2 とし、それらの和を L とする) を考える。ここに、支持点高低差はないものとし、基準高さ位置における平均風速 U_R 、乱れの強さ I_{uR} 、乱れのスケール L_{uR} 、変動風速のパワースペクトル密度は全径間にわたって一定とする。この時、各架渉線からの反力 (線路直交方向反力および線路方向反力) の和が鉄塔に入力される荷重となる。

ここでは、図-15 の 2 径間ケーブルに対して、線路直交方向反力 (架渉線風圧荷重 (r_1+r_2))、線路方向反力 (架渉線張力荷重 (h_1+h_2))、線路直交方向反力と線路方向反力の和 $((r_1+r_2)+(h_1+h_2))$ の標準偏差算定に必要な相関係数、およびこれを用いた非同時性低減係数を示す。

さらに、2 回線鉄塔では、地線および 3 相の電線からなるため、相間 (上下間) の低減を考慮することができるが、この低減係数については、数値解析結果より考察した。

a) 線路直交方向反力 (架渉線風圧荷重) の若老間の非同時性低減係数の誘導

任意の位置に単位荷重が作用する時の線路直交方向反力 $i_{r1+r2}(x)$ (影響線関数) は、次式で与えられる。

$$0 \leq x \leq l_1 \text{ の時} \quad i_{r1+r2}(x) = \frac{x}{\eta L} \quad (69a)$$

$$l_1 \leq x \leq L \text{ の時} \quad i_{r1+r2}(x) = \frac{L-x}{(1-\eta)L} \quad (69b)$$

ここに、 $\eta = l_1/L$ である。

この時、各架渉線の線路直交方向反力の和の分散値 σ_{r1+r2}^2 は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \sigma_{r1+r2}^2 &= \left(\frac{\rho C_D dn_c U_R}{\cos \varphi} \right)^2 \\ &\times \int_0^L \int_0^L u_R(x_1) u_R(x_2) i_{r1+r2}(x_1) i_{r1+r2}(x_2) dx_1 dx_2 \\ &= \left(\frac{2q_R C_D dn_c L_{uR}}{\cos \varphi} \right)^2 \\ &\times \left(\frac{l_1^2}{4} B_{r1-r1} + 2 \frac{l_1 l_2}{4} B_{r1-r2} + \frac{l_2^2}{4} B_{r2-r2} \right) \quad (70) \end{aligned}$$

上式より、線路直交方向反力の相関係数は、次式のとおりである。

$$\rho_{r1-r2} = \frac{B_{r1-r2}}{\sqrt{B_{r1-r1} B_{r2-r2}}} \quad (71)$$

ここに、 B_{r1-r1} 、 B_{r2-r2} は、若老各々の架渉線風圧荷重の非共振係数 (式 (44)) を表す。また、 B_{r1-r2} は次式で求めることができる。

$$B_{r1-r2} = \frac{\int_0^1 \int_0^1 \rho_{uR}(y_1, y_2) y_1 y_2 dy_1 dy_2}{\int_0^1 \int_0^1 y_1 y_2 dy_1 dy_2}$$

$$y_1 = x_1/(\eta L), \quad y_2 = (L-x_2)/\{(1-\eta)L\} \quad (72)$$

この時、相関係数は $k_y L/L_{uR}$ 、径間比 η の関数で表される。すなわち、電線の軸剛性、初期張力やサグ比に依存しないことがわかる。さらに、式 (72) について、 η を変化させてその影響を検討したところ、 $\eta = 0.5$ で最大を示し、0.1 においてもその差は 1~2% 程度であった。そこで、低減係数の算出にあたっては、安全側の評価として、 $\eta = 0.5$ で代表させ、指数型のココヒーレンスを用いて、次の近似式を与えた。

$$\rho_{r1-r2} = \frac{1}{\{1 + 0.524(k_x L / L_{NR})\}^{0.185}} \quad (73)$$

また、低減係数は次式のとおりである。

$$\varepsilon_1^T = \frac{\sqrt{\sigma_{r1}^2 + 2\rho_{r1-r2}\sigma_{r1}\sigma_{r2} + \sigma_{r2}^2}}{\sigma_{r1} + \sigma_{r1}} \quad (74)$$

上式の適用性を評価するために、式(73)の相関係数について動的応答解析^{17), 18)}による値と比較した。検討モデルは、ACSR410、荷重径間400mの2径間架渉線(4導体、初期張力19.6kN/導体)であり、図-16に示す6種類の架線条件とした。動的応答解析は、3.(2)e)と同様に周波数応答解析とし、トラス要素、1径間40分割でモデル化した。また、減衰定数は、0.2Hzで0.4%の剛性比例型とした。さらに、パラメータとして乱れのスケールを変化させ、 $k_x L / L_{NR}$ による影響を把握した。

図-16の各モデルにおける風向90度の相関係数の比較図を図-17に示す。同図より理論解(式(71))は、これと同一条件である水平角ゼロ度(モ

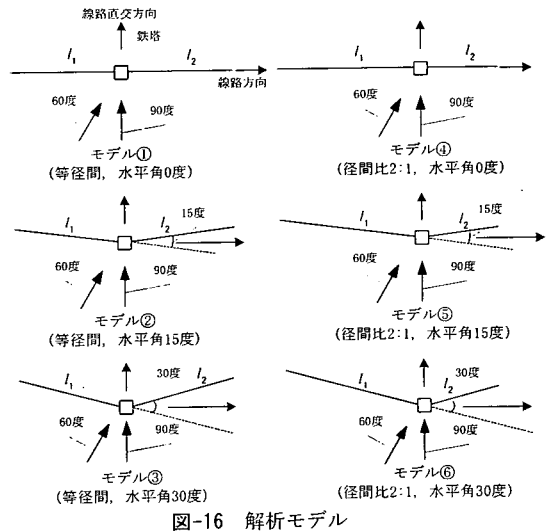


図-16 解析モデル

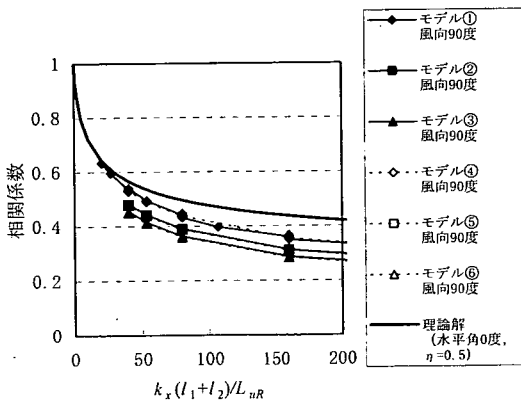


図-17 動的応答解析との比較(線路直交方向)

デル①)のケースと比較すると、計算値に比べ若干大きめの評価となった。一般的な送電線は、径間長200~500m程度、乱れのスケール100~200m程度であることから、 $k_x(l_1+l_2)/L_{NR}=20\sim100$ となる。この範囲では最大0.1弱の差となっている。この原因としては、共振成分の効果を無視していることが考えられる。また、理論解は水平角0度として誘導したため、水平角が大きくなるに従い、次項b)に示す架渉線張力荷重の相関係数に近づく傾向にある。さらに径間比1:1と2:1のケースで両者に差異はほとんど認められず、径間比の影響を受けないことが確認された。

本理論解は、動的応答解析結果に比べ、若干大きめの評価であるものの、一般的な架渉線の水平角に関して安全側の評価であることから、評価式として採用した。

b) 線路方向反力(架渉線張力荷重)の若老間の非同時性低減係数の誘導

線路方向反力の若老間の相関係数についても、線路直交方向反力と同様の手順で相関係数を求めることができる。まず任意の位置に単位荷重が作用する時の線路方向反力、式(55)より次式で表すことができる。

$0 \leq x \leq l_1$ の時

$$i_{h1+h2}(x) = -\frac{E_{e1}A}{L_{e1}} \frac{pl_1^2}{2(H_1+h_1)^2} \frac{x}{l_1} \left(1 - \frac{x}{l_1}\right) \quad (75a)$$

$l_1 \leq x \leq L$ の時

$$i_{h1+h2}(x) = \frac{E_{e2}A}{L_{e2}} \frac{pl_2^2}{2(H_2+h_2)^2} \frac{x-l_1}{l_2} \left(1 - \frac{x-l_1}{l_2}\right) \quad (75b)$$

この時、各架渉線の線路方向反力の和の分散値 σ_{h1+h2}^2 は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \sigma_{h1+h2}^2 &= \left(\rho C_D dn_C U_R \frac{\sin(\psi - \varphi)}{\cos^2 \varphi} \right)^2 \\ &\times \int_0^{l_1} \int_0^{l_1} u_R(x_1) u_R(x_2) i_{h1+h2}(x_1) i_{h1+h2}(x_2) dx_1 dx_2 \\ &= \left(2q_R C_D dn_C \frac{\sin(\psi - \varphi)}{\cos^2 \varphi} I_{NR} \right)^2 \\ &\times \left(\frac{\beta_1^2 l_1^2}{36} B_{h1-h1} - 2 \frac{\beta_1 \beta_2 l_1 l_2}{36} B_{h1-h2} + \frac{\beta_2^2 l_2^2}{36} B_{h2-h2} \right) \end{aligned} \quad (76)$$

ここに、

$$\beta_1 = \frac{E_{e1}A}{L_{e1}} \frac{pl_1^2}{2(H_1+h_1)^2} \quad (77a)$$

$$\beta_2 = \frac{E_{e2}A}{L_{e2}} \frac{pl_2^2}{2(H_2+h_2)^2} \quad (77b)$$

である。上式より、線路方向反力の相関係数は、次式のとおりである。

$$\rho_{h1-h2} = \frac{B_{h1-h2}}{\sqrt{B_{h1-h1} B_{h2-h2}}} \quad (78)$$

ここに、線路直交方向反力と同様、 $B_{h1,h1}$ 、 $B_{h2,h2}$ は若老各々の架渉線張力荷重の非共振係数 (式(59)) を表し、 $B_{h1,h2}$ は次式のとおりである。

$$B_{h1,h2} = \frac{\int_0^1 \int_0^1 \rho_{uR}(y_1, y_2) y_1(1-y_1) y_2(1-y_2) dy_1 dy_2}{\int_0^1 \int_0^1 y_1(1-y_1) y_2(1-y_2) dy_1 dy_2}$$

$$y_1 = x_1 / (\eta L), \quad y_2 = (x_2 - \eta L) / \{(1-\eta)L\} \quad (79)$$

また、低減係数として次式を与えた。

$$\varepsilon_1^I = \frac{\sqrt{\sigma_{h1}^2 - 2\rho_{h1,h2}\sigma_{h1}\sigma_{h2} + \sigma_{h2}^2}}{\sigma_{h1} + \sigma_{h2}} \quad (80)$$

この時、相関係数は $k_x L / L_{uR}$ 、径間比 η の関数で表される。また、 η の影響について検討した結果、線路直交方向反力と同様に、 $\eta=0.5$ で最大値を示し、 $\eta=0.1$ においても、その差はわずかに 3%程度であった。

次に、図-18 に動的応答解析との比較例を示す。

解析モデルは、4. (2) a) と同様であり、図-18 は風向 90 度のケースである。同図より、線路直交方向反力の相関係数と同様に、共振成分を無視していることにより、理論解は最大で 7%程度大きめの評価を与えている。また、水平角の影響については、線路直交方向と異なり、水平角によらず相関係数はほぼ一定となることがわかる。これは、架渉線風圧荷重よりも架渉線張力荷重の変動成分の方が 3~5 倍程度大きいので、座標変換に伴う架渉線風圧荷重の影響をほとんど受けないためである。さらに、線路直交方向同様、相関係数は径間比の影響を受けないことが確認された。

本風荷重評価法では、理論解が危険側の評価となることから、動的応答解析結果の近似式を採用することとし、その近似式は次式のとおりである。

$$\rho_{h1,h2} = \frac{1}{1 + 0.268(k_x L / L_{uR})^{0.531}} \quad (81)$$

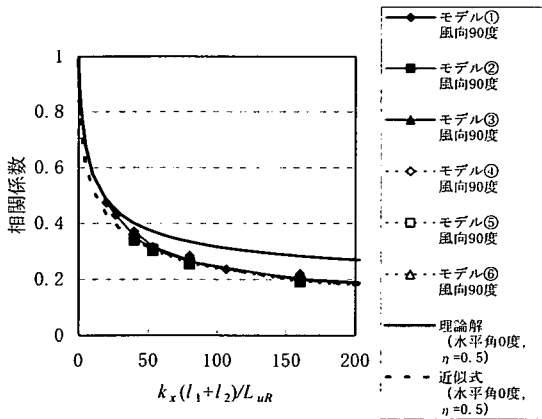


図-18 動的応答解析との比較 (線路方向)

c) 架渉線風荷重の上下相間の非同時性低減係数の誘導

図-19 に示す鉄塔・架渉線連成系について、各反力の相関係数を考える。なお、最上部の地線と C1 位置の電線間については、安全側の評価として低減を無視することとする。ここで、上下方向の各架渉線は、同時に最大値を示すことはないので、領域②の鉄塔部材については、C1 と C2 からの架渉線風荷重の非同時性を考慮することができ、領域③については、C1、C2、C3 からの架渉線風荷重の非同時性を考慮することができる。

この時、C1-C2 間 (領域②の荷重の低減) の線路直交方向および線路方向反力の分散値は次式で与えられる。

$$\sigma_{r1+r2}^{(1),(2)2} = \sigma_{r1+r2}^{(1)2} + 2\rho_r^{(1),(2)}\sigma_{r1+r2}^{(1)}\sigma_{r1+r2}^{(2)} + \sigma_{r1+r2}^{(2)2} \quad (82)$$

$$\sigma_{h1+h2}^{(1),(2)2} = \sigma_{h1+h2}^{(1)2} + 2\rho_h^{(1),(2)}\sigma_{h1+h2}^{(1)}\sigma_{h1+h2}^{(2)} + \sigma_{h1+h2}^{(2)2} \quad (83)$$

また、上下いずれの架渉線に対しても、線間距離は小さいとして同一の平均風速、乱れの強さ、乱れのスケールを仮定する。この仮定により、各相の分散値は一致するから、非同時性に関する低減係数 $\varepsilon_2^{T\textcircled{2}}$ 、 $\varepsilon_2^{L\textcircled{2}}$ は、次式で与えることができる。

$$\varepsilon_2^{T\textcircled{2}} = \sqrt{\frac{1 + \rho_r^{(1),(2)}}{2}}, \quad \varepsilon_2^{L\textcircled{2}} = \sqrt{\frac{1 + \rho_h^{(1),(2)}}{2}} \quad (84, 85)$$

ここに、 $\rho_r^{(1),(2)}$ は C1 位置の架渉線と C2 位置の架渉線間の線路直交方向反力の相関係数、 $\rho_h^{(1),(2)}$ は C1 位置の架渉線と C2 位置の架渉線間の線路方向反力の相関係数である。また同様の仮定により、C1-C2-C3 間の低減係数 $\varepsilon_2^{T\textcircled{3}}$ 、 $\varepsilon_2^{L\textcircled{3}}$ (領域③の荷重の低減) は、

$$\varepsilon_2^{T\textcircled{3}} = \sqrt{\frac{3 + 4\rho_r^{(1),(2)} + 2\rho_r^{(1),(3)}}{9}} \quad (86)$$

$$\varepsilon_2^{L\textcircled{3}} = \sqrt{\frac{3 + 4\rho_h^{(1),(2)} + 2\rho_h^{(1),(3)}}{9}} \quad (87)$$

で求められる。ここに、 $\rho_r^{(1),(3)}$ は C1 位置の架渉線と C3 位置の架渉線間の線路直交方向反力の相関係数、 $\rho_h^{(1),(3)}$ は C1 位置の架渉線と C3 位置の架渉線間の線路方向反力の相関係数である。

ここで、上記の低減係数を定めるためには上下間の各方向の相関係数が必要である。しかしながら、本相関係数は理論的誘導が困難であったため、動的応答解析によるパラメータスタディ結果から定めることとした。

動的応答解析^{17), 18)}は、4. (2) a) と同様の架渉線モデルについて、相間距離をパラメータとして 2 相同時に解くことにより行った。また解析ケースについては、図-16 に示す 12 ケースの架線状態、風向を対象とし、支持点の上下間距離を 10, 20, 30, 40m、乱れのスケールを 25, 50, 100, 150, 200m のすべての組み合わせについて計算を実施した。これらの結果について、 $k_x L / L_{uR}$ 、 $k_x D / L_{uR}$ をパラメータとして整理した結果を図-20、図-21 に示す。同図より上下間の相関係数は、線路直交方向、線路方向と

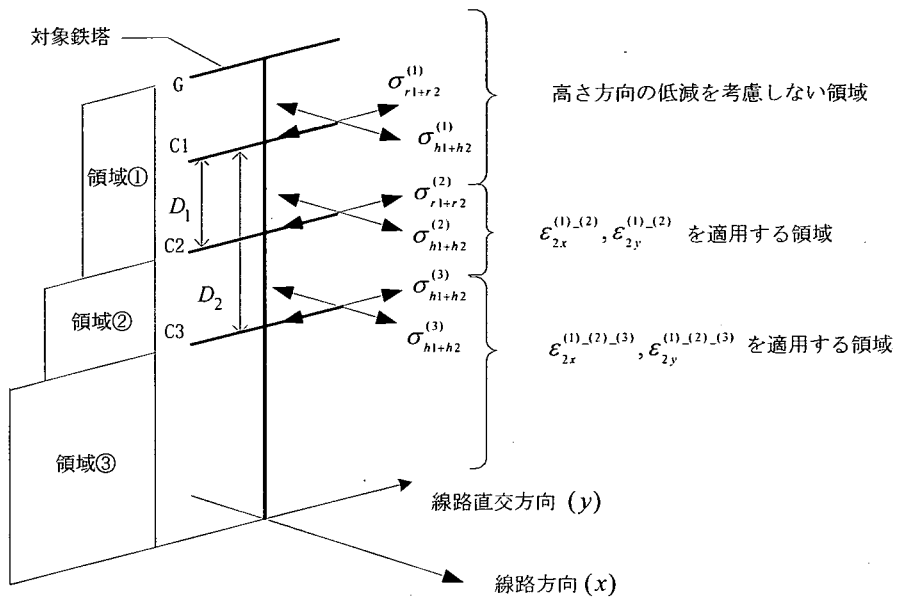


図-19 高さ方向の非同時性に関する記号の定義

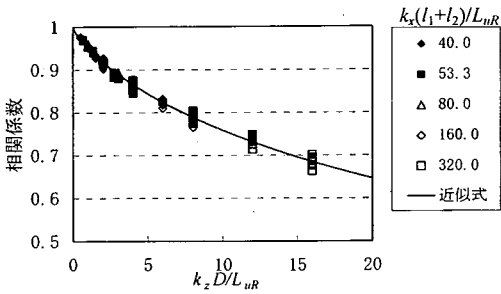


図-20 動的応答解析との比較 (線路直交方向)

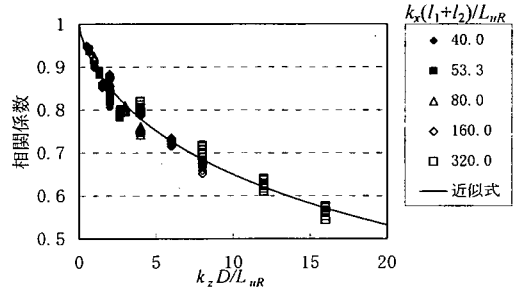


図-21 動的応答解析との比較 (線路方向)

も風向、水平角、径間比および $k_x L / L_{nR}$ の影響をほとんど受けず、 $k_z D / L_{nR}$ のみの関数と見なすことができる。

以上の結果に基づき、以下の近似式を作成した。

$$\rho_r^{(1),(2)} = \frac{1}{1 + 0.0525(k_z D / L_{nR}')^{0.783}} \quad (88a)$$

$$\rho_r^{(1),(3)} = \frac{1}{1 + 0.0525(2k_z D / L_{nR}')^{0.783}} \quad (88b)$$

$$\rho_h^{(1),(2)} = \frac{1}{1 + 0.106(k_z D / L_{nR}')^{0.706}} \quad (89a)$$

$$\rho_h^{(1),(3)} = \frac{1}{1 + 0.106(2k_z D / L_{nR}')^{0.706}} \quad (89b)$$

ただし、乱れのスケールが高さ方向に異なることから、各架渉線の基準高さにおける乱れのスケールの平均値 L_{nR}' で代表させることとした。また D については、図-19 の各架渉線支持点の上下間距離 D_1 と D_2 の平均値とした。

なお、以上に示した高さ方向の相関係数は、支持

点間距離のみで与えられるため、式(86)、式(87)を拡張するとともに、乱れのスケールの代表値を適切に設定すれば、4回線以上の多回線にも適用可能と考えられる。

d) 架渉線の風荷重による線路直交方向荷重と線路方向荷重の非同時性低減係数の誘導

主柱材の応力算定において、架渉線風荷重については、若老間の相関を考慮した線路直交方向荷重と線路方向荷重それぞれによる発生応力の和を考慮することになる。このため、本項では、これらの荷重間の非同時性を議論する。

まず、変動風速により生じる支持点反力の和(線路直交方向反力 $(r1+r2)$ と線路方向反力 $(h1+h2)$ の和)の分散値 $\sigma_{(r1+r2)+(h1+h2)}^2$ は、次式により求めることができる。

$$\begin{aligned} \sigma_{(r1+r2)+(h1+h2)}^2 &= \sigma_{r1}^2 + \sigma_{r2}^2 + \sigma_{h1}^2 + \sigma_{h2}^2 \\ &+ 2\rho_{r1,r2}\sigma_{r1}\sigma_{r2} - 2\rho_{h1,h2}\sigma_{h1}\sigma_{h2} \\ &+ 2\rho_{r1,h1}\sigma_{r1}\sigma_{r2} - 2\rho_{r2,h2}\sigma_{r2}\sigma_{h2} \\ &- 2\rho_{r1,h2}\sigma_{r1}\sigma_{h2} + 2\rho_{r2,h1}\sigma_{r2}\sigma_{h1} \end{aligned} \quad (90)$$

ここで、 ρ_{r1_h1} 、 ρ_{r2_h2} 、 ρ_{r2_h1} 、 ρ_{r1_h2} はこれまでの定式化と同様の手順により、次式で表される。

$$\rho_{r1_h1} = \frac{B_{r1_h1}}{\sqrt{B_{r1_r1} B_{h1_h1}}} \quad (91a)$$

$$\rho_{r2_h2} = \frac{B_{r2_h2}}{\sqrt{B_{r2_r2} B_{h2_h2}}} \quad (91b)$$

$$\rho_{r2_h1} = \frac{B_{r2_h1}}{\sqrt{B_{r2_r2} B_{h1_h1}}} \quad (91c)$$

$$\rho_{r1_h2} = \frac{B_{r1_h2}}{\sqrt{B_{r1_r1} B_{h2_h2}}} \quad (91d)$$

ここに、

$$B_{r1_h1} = \frac{\int_0^1 \int_0^1 \rho_{ur}(y_1, y_2) y_1 y_2 (1 - y_2) dy_1 dy_2}{\int_0^1 \int_0^1 y_1 y_2 (1 - y_2) dy_1 dy_2}$$

$$y_1 = x_1 / \eta L, \quad y_2 = x_2 / \eta L \quad (92a)$$

$$B_{r2_h2} = \frac{\int_0^1 \int_0^1 \rho_{ur}(y_1, y_2) y_1 y_2 (1 - y_2) dy_1 dy_2}{\int_0^1 \int_0^1 y_1 y_2 (1 - y_2) dy_1 dy_2}$$

$$y_1 = (L - x_1) / \{(1 - \eta)L\}, \quad y_2 = (x_2 - \eta L) / \{(1 - \eta)L\} \quad (92b)$$

$$B_{r2_h1} = \frac{\int_0^1 \int_0^1 \rho_{ur}(y_1, y_2) y_2 y_1 (1 - y_1) dy_1 dy_2}{\int_0^1 \int_0^1 y_2 y_1 (1 - y_1) dy_1 dy_2}$$

$$y_1 = x_1 / \eta L, \quad y_2 = (L - x_2) / \{(1 - \eta)L\} \quad (92c)$$

$$B_{r1_h2} = \frac{\int_0^1 \int_0^1 \rho_{ur}(y_1, y_2) y_1 y_2 (1 - y_2) dy_1 dy_2}{\int_0^1 \int_0^1 y_1 y_2 (1 - y_2) dy_1 dy_2}$$

$$y_1 = x_1 / \eta L, \quad y_2 = (x_2 - \eta L) / \{(1 - \eta)L\} \quad (92d)$$

一方、式(90)は線路直交方向反力($r1+r2$)と線路方向反力($h1+h2$)の相関係数 $\rho_{(r1+r2)_(h1+h2)}$ を用いれば、以下のように表すことができる。

$$\sigma_{(r1+r2)_(h1+h2)}^2 = \sigma_{r1+r2}^2 + \sigma_{h1+h2}^2 + 2\rho_{(r1+r2)_(h1+h2)}\sigma_{r1+r2}\sigma_{h1+h2} \quad (93)$$

したがって、式(90)と上式との関係より $\rho_{(r1+r2)_(h1+h2)}$ は次式で与えられる。

$$\rho_{(r1+r2)_(h1+h2)} = \frac{(\rho_{r1_h1}\sigma_{r1}\sigma_{h1} - \rho_{r2_h2}\sigma_{r2}\sigma_{h2}) + \rho_{h1_r2}\sigma_{h1}\sigma_{r2} - \rho_{r1_h2}\sigma_{r1}\sigma_{h2}}{\sqrt{\sigma_{r1}^2 + \sigma_{r2}^2 + 2\rho_{r1_r2}\sigma_{r1}\sigma_{r2}}}$$

$$\sqrt{\sigma_{h1}^2 + \sigma_{h2}^2 - 2\rho_{h1_h2}\sigma_{h1}\sigma_{h2}}$$

$$= \frac{(\rho_{r1_h1} - \rho_{r2_h2}\gamma_h\gamma_r + \rho_{h1_r2}\gamma_r - \rho_{r1_h2}\gamma_h)}{a_r a_h} \quad (94)$$

$$\text{ここに、} \quad a_r = \sqrt{1 + \gamma_r^2 + 2\rho_{r1_r2}\gamma_r} \quad (95a)$$

$$a_h = \sqrt{1 - \gamma_h^2 + 2\rho_{h1_h2}\gamma_h} \quad (95b)$$

$$\gamma_r = \frac{\sigma_{r2}}{\sigma_{r1}}, \quad \gamma_h = \frac{\sigma_{h2}}{\sigma_{h1}} \quad (96a, b)$$

この場合、相関係数は $k_x L / L_{ur}$ 、 η に加え、 γ_r 、 γ_h によっても変化する。また、式(94)から、

① $\eta=0.5$ 、 $\gamma_r = \gamma_h = 1$ の時：

$$\rho_{(r1+r2)_(h1+h2)} = 0.0$$

② $\eta=0.0, 1.0$ の時：

$$\rho_{(r1+r2)_(h1+h2)} = \rho_{r1_h1} = \rho_{r2_h2}$$

と表されることは明らかである。参考のために、相関係数の計算例を図-22に示す。一般的な傾向として、若老間の架渉線風荷重の標準偏差の比が大きくなるほど、相関は大きくなること、他の相関係数と同様、径間比による差異は小さいことがわかる。

また、同図のうち、 $\eta=0$ の場合は、架渉線単体の線路直交方向反力と線路方向反力の相関係数を意味する。この結果より、一般的な送電鉄塔における $k_x L / L_{ur} = 20 \sim 100$ の範囲では、0.9以上の非常に大きな相関を有していることがわかる。したがって、架渉線風圧荷重および架渉線張力荷重が同時に最大となるとしての座標変換処理は、妥当な仮定と考えられる。

式(94)に示す相関係数の算定に必要な ρ_{r2_h1} と ρ_{r1_h2} は、実用的には η による差異を無視できるため、 $\eta=0.5$ 時の値で代表させ、最小自乗近似により次式で与えた。

$$\rho_{h1_r2} = \rho_{r1_h2} = \frac{1}{\{1 + 0.597(k_x L / L_{ur})\}^{0.237}} \quad (97)$$

また、 ρ_{r1_h1} 、 ρ_{r2_h2} は以下のように与えられる。

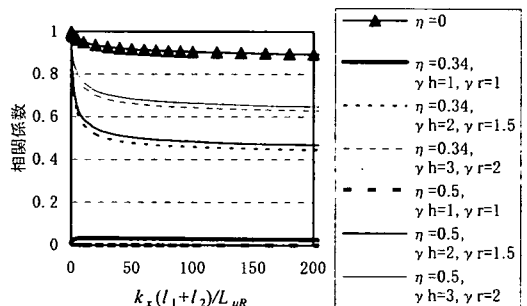


図-22 線路直交方向反力($r1+r2$)と線路方向反力($h1+h2$)の相関係数

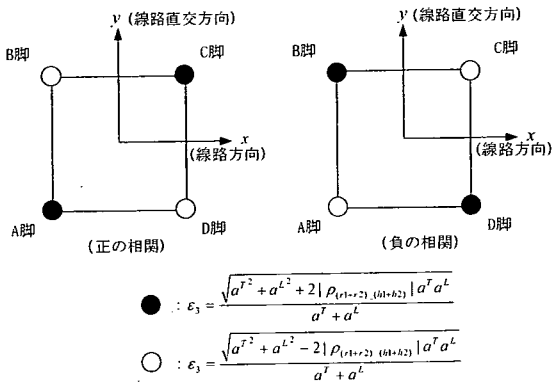


図-23 各支柱材に作用する架渉線荷重による変動軸力

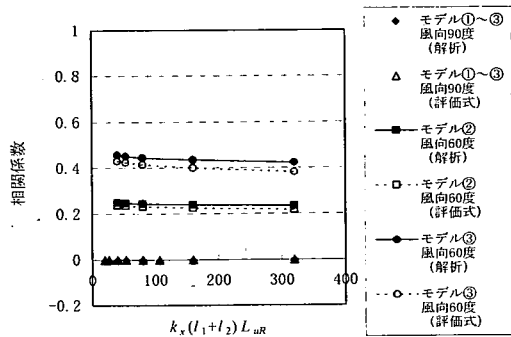


図-24 動的応答解析との比較 (風向, 水平角の影響)

$$\rho_{r1-h1} = \frac{1}{\{1 + 0.140(k_x l_1 / L_{UR})^{0.398}\}^{0.117}} \quad (98a)$$

$$\rho_{r2-h2} = \frac{1}{\{1 + 0.140(k_x l_2 / L_{UR})^{0.398}\}^{0.117}} \quad (98b)$$

さらに、図-23 に示すように各支柱材で、正と負の相関が生じるため、脚別に次のように低減係数を定めた。

$$\epsilon_3 = \frac{\sqrt{a^T^2 + a^L^2 + 2|\rho_{(r1+r2),(h1+h2)}| a^T a^L}}{a^T + a^L} \quad (99a)$$

あるいは、

$$\epsilon_3 = \frac{\sqrt{a^T^2 + a^L^2 - 2|\rho_{(r1+r2),(h1+h2)}| a^T a^L}}{a^T + a^L} \quad (99b)$$

ここに、 $a^T = \epsilon_1^T (\sigma_{r1} + \sigma_{r2})$, $a^L = \epsilon_1^L (\sigma_{h1} + \sigma_{h2})$ である。ただし、上式の算定にあたっては、高さ方向の腕金位置毎に σ_{r1} , σ_{r2} , σ_{h1} , σ_{h2} , L_{UR} の値が異なるため、それらの平均値で代表させて低減係数を定めることとした。また、低減係数として、式(99a), (99b)の2式を与えたのは、式(94)は図-15の座標系について定めたものであるため、相関係数がプラスの場合はA脚とC脚に式(99a)を、B脚とD脚に式(99b)を適用し、マイナスの場合はその逆とするためである。なお、腹材の最大応力は、その構造特性上、各構面が独立とみなせば、線路方向荷重あるいは線路直交方向荷重のいずれか大きい方で決定される。このため ϵ_3 を考慮する必要はない。

次に、本提案式の妥当性を動的応答解析^{17), 18)} との比較により検討した。比較対象および解析方法は4.(2)a)と同様である。図-24に2径間架渉線モデル(図-16のモデル①~③)の動的応答解析結果との比較例を示す。同図より、動的応答解析と本評価法による相関係数は、よく一致していることがわかる。また、この相関係数の特徴として、
 ①若老の支持点反力が等しくなるケース(等径間, 水平角ゼロ度, あるいは等径間, 水平角あり, 風向90度)では、相関係数がゼロとなる。
 ②風向60度のケースでは、水平角が大きくなるに従い相関が大きくなる。これは、架渉線の風向角

の差の増大により、若老間の支持点反力の差が大きくなるためである。といった点が挙げられる。

e) 鉄塔風圧荷重と架渉線荷重の非同時性低減係数
 鉄塔風圧荷重と架渉線荷重との非同時性については、今回の検討では理論的に導くことが難しく明確な根拠を見いだすことはできなかった。ただし、架渉線は、水平方向に数100mもの大きな広がりを持っており、鉄塔は高々100m程度の高さであり、固有振動数も大きく異なることから、両者の相関は小さいと考えることができる。また、最下節支柱材発生軸力のうち、架渉線荷重の占める割合は、275kV以上の大型鉄塔の場合、約7~8割程度となる¹⁸⁾。そこで評価式としては、これらの荷重間での相関をゼロとみなし、鉄塔風圧荷重と架渉線風荷重の支柱材軸力に与える変動成分の荷重比を1:3として $\epsilon_4 = 0.8$ を与えた。

5. 等価静的風荷重の妥当性確認

等価静的風荷重算定法の精度検証を行うために、3基2径間立体骨組モデルによる動的応答解析と、等価静的風荷重により発生軸力を算出し、その差異を比較した。特に、風向別設計を可能とするには、任意の風向に対しても一定の精度で評価ができなければならない。そこで主として風向をパラメータとして、等価静的風荷重の適用性を評価した。

(1) 解析条件

今回の検討に用いたモデルは以下のとおりである。
 解析モデル①: 500kV 鋼管耐張型 (塔高 77.5m, 水平角 15度, 径間長 450m, 等径間)
 解析モデル②: 500kV 鋼管耐張型 (塔高 77.5m, 水平角 15度, 径間長 600m, 300m, 径間比 2:1)

また入力としては、地上高10m位置の平均風速を40m/s, 粗度区分Ⅱとし、図-25に示すように風向は30度ピッチとした。さらに、解析モデル①については、粗度区分Ⅳについても実施し、風速の変化、乱れの強さの変化に対する適用性を検討した。

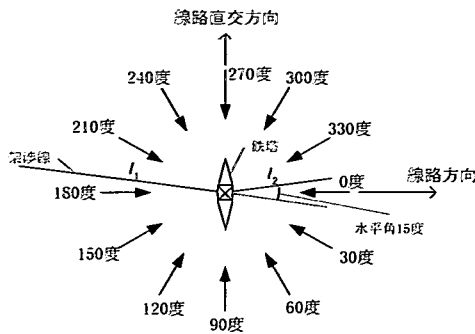


図-25 風向の定義

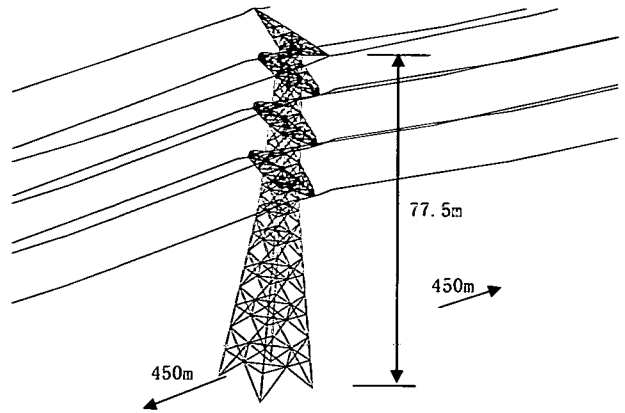


図-26 検討用モデル図 (解析モデル①)

表-1 架線条件

| 項目 | | G | C1~C3 |
|---------------------------|------------------------------|----------------------|-------------------------|
| 地線・電線 | 種類 | AS160mm ² | TACSR810mm ² |
| | 導体数 | 1 | 4 |
| | 外径 [cm] | 2.100 | 3.840 |
| | 自重 (1導体) [N/cm] | 0.122 | 0.265 |
| | 断面積 (1導体) [cm ²] | 2.632 | 8.710 |
| | 等価弾性係数 [N/mm ²] | 102900 | 71050 |
| 無風時無着雪時張力 (1導体) [N] | | 17640 | 31360 |
| がいし | 種類 | / | 320mm26個連 |
| | 連数 | | 2連耐張 |
| | がいし連長 [cm] | | 442 |
| | 断面積 (全連) [cm ²] | | 6.600 |
| | 重量 (全連) [N/cm] | | 13.818 |
| | 鉄塔側金具重量 [N] | | 2234.4 |
| | 電線側金具重量 [N] | | 2234.4 |
| 弾性係数 [N/mm ²] | 115150 | | |

上記解析モデルの架線条件を表-1に示す。また解析モデル①のモデル図を図-26に示す。

動的応答解析は、3基2径間（中央鉄塔：立体骨組モデル（3. (1)c）と同一）、両端の鉄塔：中央鉄塔と同等の構造特性を有するビームモデル²⁷⁾）として周波数領域で行った。また、等価静的風荷重による発生軸力は、平面解法により求めた。

(2) 解析結果

主要パネル（4, 7, 10, 15 パネル、図-4 参照）の発生軸力の比較図を図-27～図-29に示す。凡例中の数字は、パネル番号を表す。ただし、ここに示す発生軸力は、風荷重のみによって生ずる軸力であり、自重、無風時張力による水平角度荷重は含まない。さらに、実際は圧縮軸力であるが表記上プラスの値で示してある。

これらの図より、本評価式による発生軸力は、各風向とも動的応答解析結果と概ね良い一致を示している。また、図-29に示すように地表面粗度の変化に対しても十分適用可能であることがわかった。ただし、いずれのケースにおいても240度、300度風向については、誤差が若干大きい結果となった。これは、架渉線張力荷重の線路直交方向への分力によって風圧荷重がキャンセルされ、かつ鉄塔風圧荷重の線路方向成分と平均風速による若老間の張力差が生

じるケースである。本評価法では、支持点移動をゼロとして架渉線風荷重を算定しているため、このような場合には、平均風速による鉄塔変位が比較的大きくなり、張力の評価値と実際のつり合い状態とに差異が生じる。さらに風圧荷重がキャンセルされる方向に張力荷重が作用することから、張力差による線路方向荷重の差異が顕在化したものと考えられる。

支持点移動の問題は、鉄塔・架渉線連成系として扱わない限りさけることのできない問題である。このようなケースに対して精度良く発生応力を算定したい場合は、動的応答解析を実施するなど別の対応が必要と考えられる。このためには等価静的風荷重の適用範囲の明確化が重要であり、今後の課題である。

6. まとめ

送電鉄塔の耐風設計に活用することを目的として、動的効果を考慮した等価静的風荷重評価法を提案した。本研究で得られた成果および課題は以下のとおりである。

- 1) 鉄塔風圧荷重について、1次固有振動モードのみを考慮し、そのモード形状を直線としてガスト影響係数を導いた。さらに、鉄塔単体を対象に、

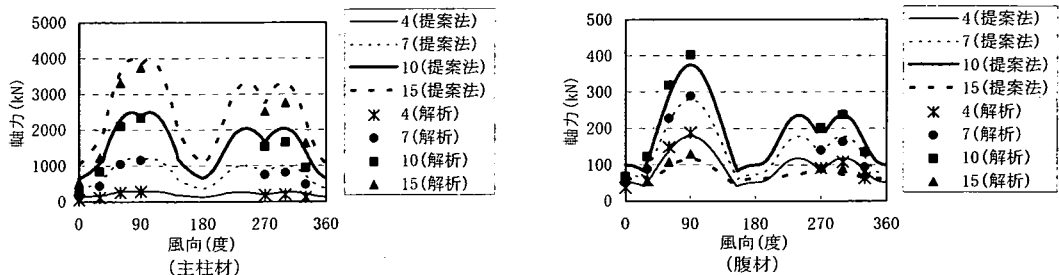


図-27 主要パネル (4, 7, 10, 15 パネル) の風向別発生軸力の比較 (解析モデル①, 粗度区分Ⅱ)

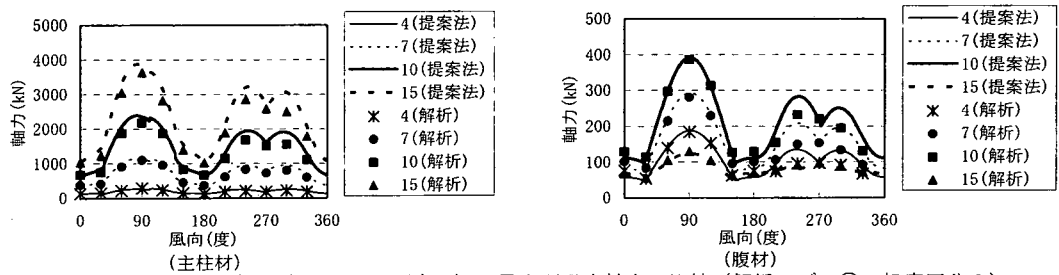


図-28 主要パネル (4, 7, 10, 15 パネル) の風向別発生軸力の比較 (解析モデル②, 粗度区分Ⅱ)

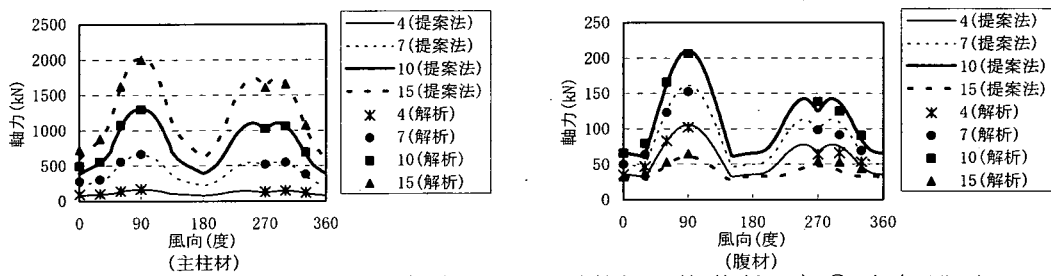


図-29 主要パネル (4, 7, 10, 15 パネル) の風向別発生軸力の比較 (解析モデル①, 粗度区分Ⅳ)

動的応答解析と評価式による発生軸力を比較した。その結果、任意の風向に対して概ね一致することがわかった。なお、より合理的な荷重評価とするための課題として、実態に応じたモード形の把握と断面力に関するガスト影響係数の検討を挙げた。

2) 空力減衰が大きいことを前提に共振成分を無視して架渉線風圧荷重、がいしおよび架線金具風圧荷重、および架渉線張力荷重の評価式を導いた。また、架渉線単体を対象とした動的応答解析結果と比較した結果、標準偏差はよく一致し、共振成分を無視した簡略化の妥当性を示した。さらに、ピークファクタを 3.5 とすれば、検討範囲内では安全側の評価であることがわかった。なお、ピークファクタについては不明な点も多いため、実規模観測結果の分析などを進め、精緻化を図る、あるいは適用範囲を明らかにする必要がある。

3) 架空送電線路は鉄塔および多数の架渉線で構成される。これらの動的な連成効果を考慮するために、共振効果を無視して各風荷重間の相関係数を理論的に導いた。さらに、数値解析結果を援用して非同時性低減係数を提案した。本評価法では、次の非同時性効果を考慮できる。

- ① 架渉線風圧荷重の若老間の非同時性
 - ② 架渉線張力荷重の若老間の非同時性
 - ③ 架渉線風荷重の上下相間の非同時性
 - ④ 架渉線風荷重の線路直交方向成分と線路方向成分の非同時性 (主柱材のみ)
 - ⑤ 鉄塔風圧荷重と架渉線風荷重の非同時性
- さらに、各荷重の相関係数について径間長、水平角をパラメータとした動的応答解析結果と比較し、その妥当性を明らかにした。以上の結果を踏まえ、鉄塔・架渉線連成系としての風荷重評価法を体系化した。
- 4) 提案した風荷重評価法と動的応答解析による鉄塔・架渉線連成系の発生軸力を比較した結果、任意の風向、架線条件に対しても、概ね一致する結果となり、本評価法の妥当性を明らかにした。ただし、風向によっては架渉線の支持点移動の影響が大きくなる。このため、本評価法の適用範囲の明確化が必要である。
- 5) 今後は、上記で示した課題の検討に加え、懸垂型および多回線へ拡張するとともに、観測結果や風洞実験などを活用して、その信頼性の向上を図る予定である。

謝辞：本研究は、(財)電力中央研究所内に設けられた局地風対策研究推進委員会（委員長：大熊武司神奈川大学教授，平成4年9月～平成11年3月）および耐風設計合理化委員会（委員長：大熊武司神奈川大学教授，平成11年9月～平成14年3月）において実施したものである。大熊武司教授および田村幸雄教授（東京工芸大学）には、研究当初から終始貴重な情報および助言をいただいた。またこれらの委員会に参加された電力各社の委員には、実設計への適用について貴重な意見をいただきましたので、ここに記して心より感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本風工学会風災害研究会：強風災害の変遷と教訓，2000.11.6.
- 2) 経済産業省：電気設備技術基準・解釈，オーム社，2002.
- 3) 電気学会：送電用支持物設計標準JEC-127-1979,1979.
- 4) 大熊武司，田村幸雄，山岸啓利，中村秀治，石川智巳，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に関する研究（その1）局地風対策研究成果の取りまとめ，日本風工学会論文集，第82号，pp.39-48，2000.
- 5) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説，1993.
- 6) ASCE: Minimum Design Loads for Buildings and Structures, ASCE7-98, ASCE, 2000.
- 7) British Standards Institute: Code of Basic Data for the Design of Buildings, 1986.
- 8) Standards Australian: Minimum design loads on structures.Part2: wind loads, Australian Standard AS 1170.2, 1994.
- 9) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，1991.
- 10) 本州四国連絡橋公団：耐風設計基準・同解説，1976.
- 11) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋耐風設計要領・同解説，1990.
- 12) ASCE: Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading, ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No.74, 1987.
- 13) EPRI: Reliability Based Design of Transmission Line Structures, Research Project 1352-2, Final Report, EL-4793, Vol.1; Methods, Vol.2; Appendix, 1987.
- 14) IEC: Loading and Strength of Overhead Transmission Lines, IEC Technical Report 826, Second Edition 1991.
- 15) Davenport, A.G.: Gust Response Factors for Transmission Line Loading, Proceedings, International Fifth International Conference on Wind Engineering, Pergamon Press, New York, Vol.2, pp.899-909, 1979.
- 16) Loredou-Souza, A.M.: The Behavior of Transmission Lines under High Wind., Ph.D. thesis, the University of Western Ontario, 1996.
- 17) 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，日本風工学会論文集，第83号，pp.129-140，2000.
- 18) 石川智巳：送電鉄塔・架渉線連成系のガスト応答解析と風荷重評価法に関する検討，電力土木，No.272，pp.74-79,1997.
- 19) 大熊武司，神田順，田村幸雄：建築物の耐風設計，鹿島出版会，pp.134-144,1996.
- 20) 三上康朗，漆原育男，漆原育男，赤井幸夫，加藤央之，山元康裕，朝山修：特殊地形における送電用鉄塔・架渉線連成系の耐風設計に関する研究（その3）特殊地形における風構造特性，日本風工学会論文集，No.83，pp.117-128，2000.
- 21) Holmes, J.D.: Along-wind response of lattice towers: part I -derivation of expressions for gust response factors, *Engineering Structures*.Vol.16, No.4, pp.287-292, 1994.
- 22) Zhou, Y., Kareem, A.: Gust Loading Factor: New Model, *Journal of Structure Engineering*, ASCE, Vol.127, No.2, pp.168-175, 2001.
- 23) 石川智巳，中村秀治：送電鉄塔のガスト影響係数の誘導，電力中央研究所 研究報告U97100, 1998.
- 24) 山口宏樹，伊藤学：単一ケーブルの三次元線形自由振動，土木学会論文報告集，第286号，pp.29-36, 1979.
- 25) Irvine, H.M.: *Cable Structure*, MIT Press, Cambridge, Massachusetts. 1981.
- 26) 竹下英世：架空送電線の弛度，電力社，1966.
- 27) 前野陽治，花田和史：UHV赤城実規模試験線の動的試験ーその(4)鉄塔単体の数値モデルと動特性ー，電力中央研究所研究報告，1983.

(2002. 7. 1 受付)

STUDY ON WIND LOAD EVALUATION METHOD CONSIDERING THE DYNAMIC EFFECT FOR TRANSMISSION TOWERS

Tomomi ISHIKAWA

In many design cases of transmission towers, wind loads of the typhoon and seasonal wind are dominant, and it is important to consider dynamic effects of tower-conductor systems, such as scale effect and resonance effect, as well as the winds effected by topography and the wind direction. In this paper, wind load evaluation formulas considering the dynamic effects based on gust loading factor and the reduction coefficients to estimate influence of non-simultaneity between tower and conductors are proposed systematically for rationalization of design wind load. Through the comparison of present method with dynamic response analyses by FEM, it is confirmed that the present wind load evaluation method is applicable to arbitrary location of cables and arbitrary wind directions.