

雪荷重および風荷重作用時の送電鉄塔の安全性評価

SAFETY EVALUATION OF TRANSMISSION TOWERS SUBJECTED TO SNOW LOAD IN COMBINATION WITH WIND LOAD

白木渡*・松保重之**・辻英朗***

Wataru SHIRAKI, Shigeyuki MATSUHO and Hideaki TSUJI

*工博 鳥取大学助教授 工学部土木工学科 (〒680 鳥取市湖山町南 4 丁目 101)

**工博 阿南工業高等専門学校助教授 専攻科・構造設計工学専攻 (〒774 阿南市見能林町青木 265 番地)

***鳥取大学大学院生 工学研究科土木工学専攻 (〒680 鳥取市湖山町南 4 丁目 101)

In this study, a safety analysis of transmission towers subjected to snow load in combination with wind load is performed. In analysis, two types of tower are considered such as a standard one which suffered severe damage by a great typhoon attacked west part of Japan late in September in 1991 and a reconstructed one. The snow load is modeled as the load produced by the thickness of wet snowfall, which have a 50-yr return period. The wind load is modeled as the load effect produced by wind velocity, which have a daily maximum value. They are modeled as random variables with the extreme type I probability distribution. The failure probabilities of towers are calculated and compared, and then the safety evaluation of them are discussed.

Key Words: reliability analysis, failure probability, transmission tower, snow load, wind load

1. まえがき

1991 年 9 月に発生した台風 19 号による強風は、西日本を中心に送電鉄塔に大きな被害を及ぼした。この台風により一部の鉄塔は倒壊するに至った。従来、鉄塔は風に対して安全であるといわれており、強風により鉄塔本体が倒壊したのは極めて希なケースである。その原因について検討するため、著者らは鳥取地域を対象として強風の確率モデルを作成し、標準鉄塔の耐風安全性評価を行った¹⁾。その結果、送電用支持物設計標準²⁾ (以下 JEC) で想定されている風荷重に対しては十分な安全性が確保されているという結果が得られた。しかし、鉄塔が倒壊した事実をみると、その原因は設計で想定されている以上の希に発生する強風が鉄塔に作用したのではなかったかという結論に至った。

鉄塔の安全性にかかわる重要な荷重として、風荷重の他に雪荷重がある。特に雪荷重と風荷重の組合せ荷重は多雪地域では風荷重以上に鉄塔に対して厳しい荷重となることも考えられる。着雪による鉄塔本体の被害例は件数こそ少ないものの、その事例が鳥取県においても報告されている。しかし、それが先の研究¹⁾で示した風荷重の場合と同様に想定以上の着雪荷重によるものなのか、

それとも現行の設計基準に何らかの問題があるのかを検討する必要がある。

そこで、本研究では鳥取地域の山間部多雪地帯を対象に、雪荷重および風荷重の作用を受ける鉄塔の安全性評価を行う。まず、着雪量と風速を極値解析により評価し、対象構造物を台風 19 号により倒壊した標準鉄塔および倒壊後に建て替えられた標準鉄塔とし、その安全性を信頼性理論を用いて破壊確率を求めることにより評価した。着雪には 2 つのタイプがあり、乾型着雪と湿型着雪に分けられる。前者は分子間力による結合などで、まれに大きな着雪を発達させることがあるが、このタイプの着雪が発達するのは、弱風かあるいはほとんど無風に近い状態が続く場合である。後者の湿型着雪は比較的強風下で発達残存する。これが鉄塔上部架渉線などに着雪すると、雪の重量が作用する上、受風面積の増加に伴う風荷重の増加が見込まれる。本研究では過去に発生した着雪による送電鉄塔の被害の主な原因である湿型着雪を扱った。乾型着雪についても無風という条件下で同様の解析を行ったが、鉄塔の安全性に大きな影響が無いという結果が得られたので、ここでは省略する。

なお、本研究における破壊確率の算出は、Adaptive Sampling 手法の一種である I F M 手法^{3), 4)}を用いた。

2. 荷重のモデル化

鉄塔に作用する荷重として、固定荷重（鉄塔の重量、架渉線の重量）、架渉線張力荷重、雪荷重、風荷重を考える。このうち、雪荷重、風荷重を確率量とする。まず、雪荷重について、架線に付着する着雪量 W は以下の式により推定できる⁵⁾。

$$W = \left[4.5 \frac{\exp\left\{ \frac{6(T/T_d - 0.32)^2}{V_n^{0.2}} \right\}}{V_n^{0.2}} \right] \cdot \sum P_n \quad (1)$$

ここに、 T :気温(°C)

T_d :雨雪の判別気温(°C)

$$= 2.31 - 0.1011 \cdot \log_e(h), \quad h: \text{標高(m)}$$

$\sum P_n$: 架線への衝突降水量の換算値(g/cm²)

$$= \sum \left\{ P \cdot \sqrt{1 + (V_n/V_s)^2} \right\}$$

$$\cong P \cdot \sqrt{1 + (V_n/V_s)^2}$$

ただし、 P :降水量(g/cm²/hr)

V_s :降雪片の落下速度(1m/sとする)

V_n :風速 V の架線に対する直角成分(m/s)

上式により推定された 1961 年～1992 年の着雪量のデータから各年の年最大着雪量を調べ、その分布を推定した。そして鉄塔の耐用年数を 50 年として、べき乗則により 50 年最大着雪量 W_{50} の分布を調べた結果、極値 I 型(ゲンベル)分布に従い、以下に示すようになった。

$$F(W_{50}) = \exp[-\exp\{-0.915(W_{50} - 4.906)\}] \quad (2)$$

平均値 5.54[kgf/m] 標準偏差 1.40[kgf/m]

風速については鳥取地方気象台において観測された H.1 年～H.5 年の冬季(12 月～3 月)の鳥取の平地における日最大瞬間風速のデータから分布を推定した。日最大瞬間風速の分布は極値 I 型(ゲンベル)分布に従い、次のようになる。

$$F(V_{G10}) = \exp[-\exp\{-0.270(V_{G10} - 10.12)\}] \quad (3)$$

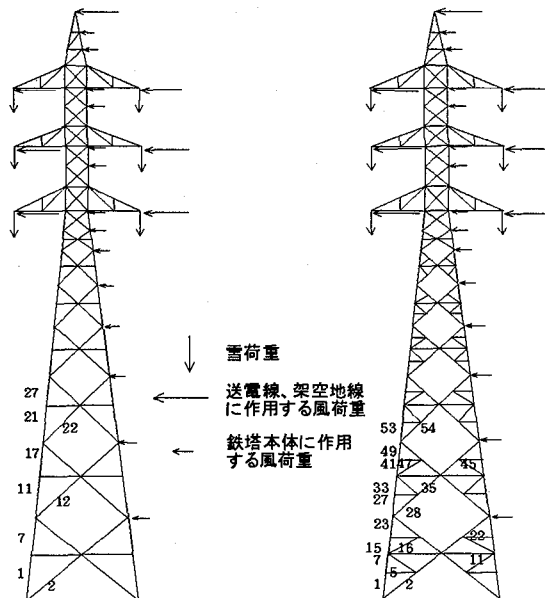
平均値 12.26[m/s] 標準偏差 4.76[m/s]

ここで、 V_{G10} :地上高 10m の高さにおける日最大瞬間風速(m/s)である。

風荷重として再現期間 1 日の最大瞬間風速を用いたのは、50 年最大着雪と 50 年最大程の大きな最大瞬間風速が同時に発生する可能性は低いこと、また、湿型着雪も風速 20m/s ぐらいの風が吹くと脱落することから、湿型着雪時に作用する風として日最大瞬間風速を用いた。また、架線への着雪厚は、着雪量から推定した。

3. 対象構造物のモデル化

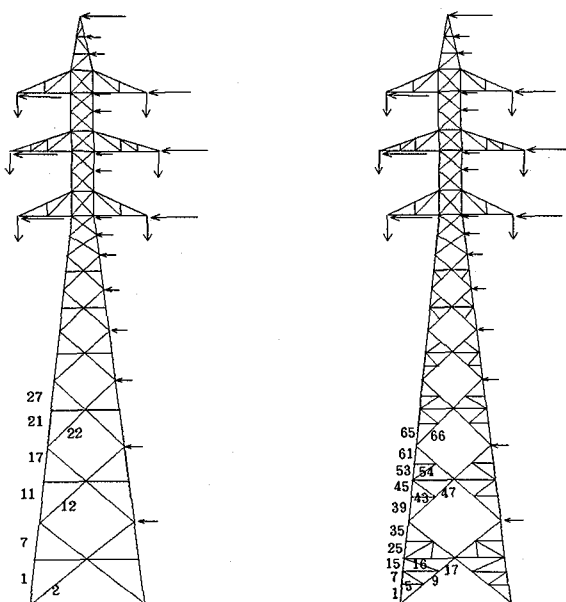
本研究では、2B3A 型鉄塔および 2C30 型鉄塔を対象として解析を行う。図-1、図-2 にそのモデルを示す。ここで、2B3A 型鉄塔とは、台風 19 号による強風で倒壊した鉄塔である。2C30 型鉄塔は、2B3A 型鉄塔の倒壊後に建て替えられた鉄塔であり、2B3A 型鉄塔と比較して部材断面の増加が図られ、補助材の入れ方が異なっている。2B3A 型鉄塔および 2C30 型鉄塔それぞれについて、a) 補助材がないモデル、b) 補助材があるモデルを示しているが、補助材がないモデルは現行設計²⁾に基づくモデルである。現



a) 補助材がないモデル

b) 補助材があるモデル

図-1 2B3A 型鉄塔図



a) 補助材がないモデル

b) 補助材があるモデル

図-2 2C30 型鉄塔図

行設計では、補助材を入れずに、主柱材、斜材に発生する軸力を算定して設計が行われている。このとき、各部材の許容応力度は鉄塔本体に補助材があるものとして算定し、補助材の設計は、主柱材に発生する軸力の1%から2%の応力が補助材に加わるものとして行われる。補助材があるモデルは実際に建設されている鉄塔のモデルであり、軸力の算定にあたって、本研究では補助材も含めて解析を行う。図中の部材の添え字番号は、それぞれの部材に番号をつけたうち、今回の研究で破壊確率の算定を行った部材の番号である。なお、補助材がないモデル、補助材があるモデルでは部材番号の付け方が違うことに注意していただきたい。

4. 解析方法

2. においてモデル化した雪荷重および風荷重を、それぞれの鉄塔モデルに図-1, 2に示す矢印のように作用させる。風荷重は鉄塔に対して風向角 90° 方向から作用するとした。鉄塔の主柱材、斜材および補助材に発生する軸応力度が各部材の降伏点応力度（引張力作用時）または座屈応力度（圧縮力作用時）に達したときに破壊が生じるとして、式(4)に示す限界状態関数により各部材の破壊確率を算定した。本研究では、各部材の降伏点応力度および座屈応力度は確定量としている。

$$g = |\sigma_{cr}| - |\sigma_D + \sigma_L + \sigma_S + \sigma_{W1} + \sigma_{W2} + \sigma_{W3}| \quad (4)$$

ここに、 g : 限界状態関数

σ_{cr} : 各部材の降伏点応力度（引張力作用時）、または座屈応力度（圧縮力作用時）

σ_D : 死荷重による応力度

σ_L : 不平均張力による応力度

σ_S : 雪荷重による応力度

σ_{W1} : 鉄塔本体への風荷重による応力度

σ_{W2} : 架渉線への風荷重による応力度

σ_{W3} : 架空地線への風荷重による応力度

解析にあたって、以下に示す3つの場合を仮定し、それぞれの破壊確率の算定を行った。

1) 現行設計に基づき、補助材はないが、限界応力は補助材があるとした場合

2) 補助材なしで、限界応力も補助材がないとした場合

3) 補助材がある場合

以上、述べた方法で破壊確率を算定し、鉄塔の安全性を評価する。なお、国際標準 (ISO) ⁶⁾ では鉄塔に対しての破壊確率は、主柱材、斜材で 10^{-2} から 10^{-3} のオーダー、補助材で 10^{-2} のオーダー以下であれば安全とされている。

5. 破壊確率の算定結果

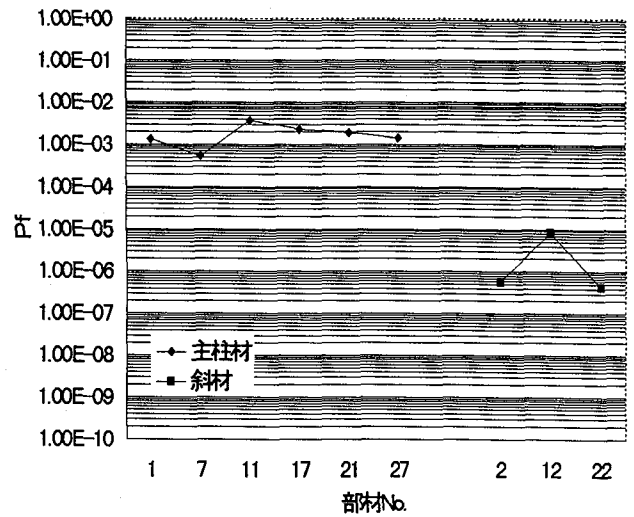


図-3 2B3A 型鉄塔(補助材がない場合)の破壊確率
(限界応力は補助材があると仮定した場合)

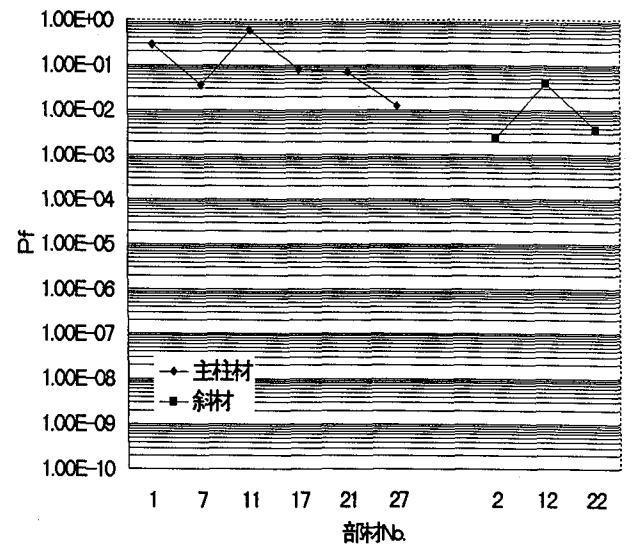


図-4 2B3A 型鉄塔(補助材がない場合)の破壊確率
(限界応力は補助材がないと仮定した場合)

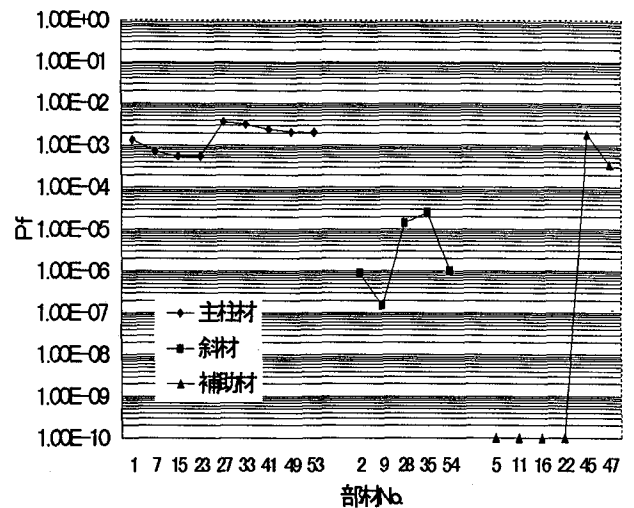


図-5 2B3A 型鉄塔(補助材がある場合)の破壊確率

5.1 2B3A 型鉄塔の破壊確率

まず、図-1に示す 2B3A 型鉄塔モデルに対して、破壊確率を算定した結果を図-3から図-5に示す。図-5では 10^{-10} 以下の破壊確率については 10^{-10} の軸上にプロットした。その他の図でも同様である。

まず、設計計算上は補助材がなく、限界応力は補助材があるとして評価した現行設計に基づく場合の鉄塔の破壊確率の計算結果(図-3参照)をみると、支柱材の破壊確率が 10^{-3} から 10^{-4} のオーダーであり、斜材は、 10^{-6} のオーダー以下となった。支柱材、斜材ともに座屈応力が降伏点に達してもすぐに破壊に至らないことを考慮すれば、現行設計では安全な値であると思われる。次に、図-4に示す限界応力を補助材がないと仮定して評価したモデルの破壊確率の計算結果をみると、支柱材の Nos. 1, 11, 21 部材の破壊確率が 10^{-2} 以上の大きな値となっている。さらに、補助材があるモデルについての破壊確率の計算結果(図-5参照)は、支柱材の破壊確率が 10^{-3} から 10^{-4} のオーダーとなった。図-4と比較すると、補助材を入れることにより、支柱材の破壊確率が 1 オーダーから 2 オーダー下がっている。このことから、補助材の効果が大きいことがわかる。言い換えれば、補助材が破壊すれば支柱材の破壊確率が大きくなり破壊に至る可能性が高くなる。補助材は支柱材の座屈強度を支配する重要な部材にも関わらず、現行設計では十分な規定が行われていないように思われる。図-5を見る限り、Nos. 45, 47 以外は破壊確率は 10^{-10} 以下のオーダーで小さく、鉄塔下部の補助材は安全であるといえるが、鉄塔中間部、上部については十分注意が必要である。

また、図-5からわかるように No. 27 を境にそれより下部にある支柱材 (Nos. 1, 7, 15, 23) の破壊確率に比べて No. 27 を含んでそれより上部にある支柱材 (Nos. 27, 33, 41, 49, 53) の破壊確率が大きくなっているが、これは No. 23 から下の支柱材が $150 \times 150 \times 10\text{mm}$ の断面をもつ等辺山形鋼であるのに対し、No. 27 から上の支柱材では $130 \times 130 \times 9\text{mm}$ の等辺山形鋼が使用され、部材断面が小さくなっていることが原因だと考えられる。

2B3A 型鉄塔は支柱材、斜材、補助材とも破壊確率を見る限りでは、安全であるといえる範囲である。しかし、支柱材において、特に No. 27 部材のような断面が変化する場所に関しては、鉄塔の安全性の低下につながる可能性があり、注意が必要ではないかと思われる。

5.2 2C30 型鉄塔の破壊確率

次に、図-2に示す 2C30 型鉄塔モデルについて、破壊確率を計算した結果を図-6から図-8に示す。図-8では以下の破壊確率については、 10^{-10} の軸上にプロットした。

まず、設計計算上は補助材がなく、限界応力は補助材があるとして評価した現行設計に基づく場合の鉄塔の破壊確率の計算結果(図-6参照)を見ると、支柱材では、

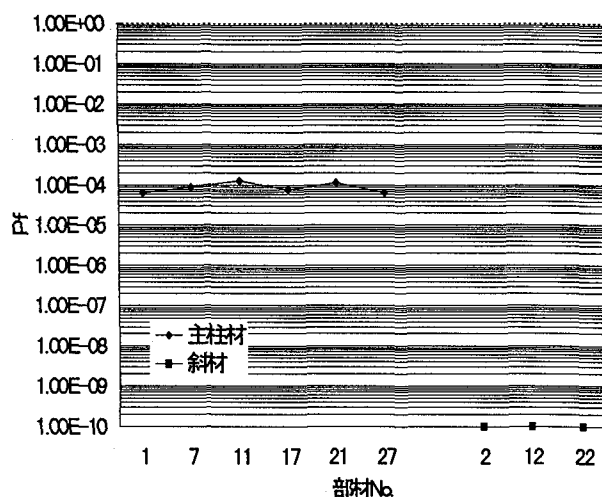


図-6 2C30 型鉄塔(補助材がない場合)の破壊確率
(限界応力は補助材があると仮定した場合)

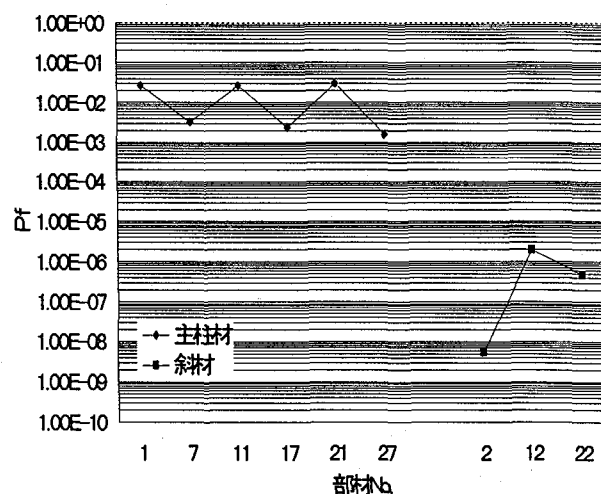


図-7 2C30 型鉄塔(補助材がない場合)の破壊確率
(限界応力は補助材がないと仮定した場合)

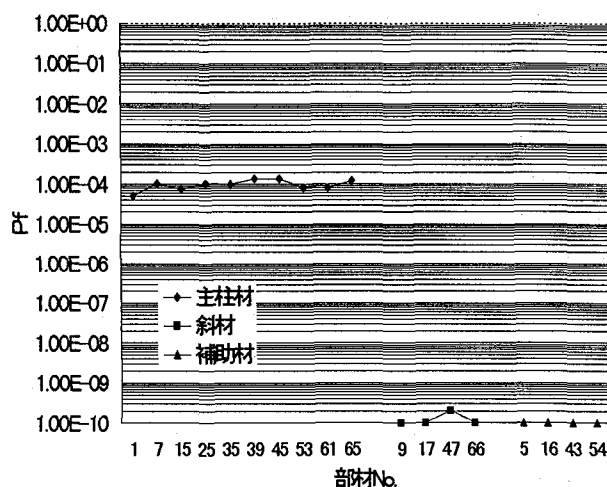


図-8 2C30 型鉄塔(補助材がある場合)の破壊確率

10^{-4} から 10^{-5} のオーダーで、斜材では、 10^{-10} のオーダー以下であった。対応する 2B3A 型鉄塔（図-3 参照）と比較すると、破壊確率は、支柱材で 1 オーダーから 2 オーダーは小さく、特に斜材については安全な設計となっていることがわかる。

次に、限界応力を補助材がないと仮定して評価したモデルの破壊確率の計算結果（図-7 参照）は、斜材の安全性は高いが、支柱材については、Nos. 1, 11, 21 の部材で破壊確率が 10^{-2} のオーダー以上となり、補助材が破壊した場合、支柱材の安全性が低いことがうかがえる。しかし、補助材があるモデルについての破壊確率の計算結果（図-8 参照）から、補助材については 2B3A 型鉄塔以上に安全であるといえる値であるので、2B3A 型鉄塔と同様、その破壊の可能性は低いと思われる。2C30 型鉄塔は、支柱材、斜材、補助材とも 2B3A 型鉄塔（図-5 参照）よりも安全側に設計されているといえる。また、支柱材の破壊確率のばらつきが少なく、合理的、経済的に設計されているといえる。これらは、2B3A 型鉄塔に比べて、支柱材断面の増加が図られたこと、2B3A 型鉄塔のような断面変化をなくし $150 \times 150 \times 10\text{mm}$ の等辺山形鋼で統一されたこと、補助材がより効果的に配置されたことによるものと思われる。

6. 送電鉄塔の安全性評価

5. で示した計算結果と比較するために図-1 b) および図-2 b) に示す 2B3A 型および 2C30 型鉄塔（補助材があるモデル）に、外力荷重として 50 年最大瞬間風速（極値 I 型分布 平均値 41.87m/s 標準偏差 4.29m/s ）のみを作用させた時の破壊確率の算定結果を、それぞれ図-9 および図-10 に示す。これらの図と対応する 50 年最大着雪と日最大瞬間風速の組合せ荷重を作用させた時の破壊確率の算定結果は図-5 および図-8 である。これら 4 つの図をそれぞれ比較すると、50 年最大着雪と日最大瞬間風速の組合せ荷重が作用した場合の方が、鉄塔に対して厳しい荷重であることがわかる。

2B3A 型鉄塔は、過去、無着雪時に風のみにより倒壊したと言う実例があるため、湿型着雪による倒壊の可能性もあることが考えられる。2C30 型鉄塔では、2B3A 型鉄塔の倒壊を考慮して、部材断面を増加させるなどし、より安全側に設計されていることが本研究での破壊確率に算定結果からもわかる。しかし、2B3A 型鉄塔はまだ、数多く現存している。1991 年の台風 19 号の時のような被害が起きないようにするためには既設の鉄塔に対して補強が必要ではないかと思われる。特に、断面が変化する場所において破壊確率が大きく変化することがないように今後の設計においては、大きな断面を用いること、また既設の鉄塔においては、断面の補強等の措置が必要ではないかと思われる。

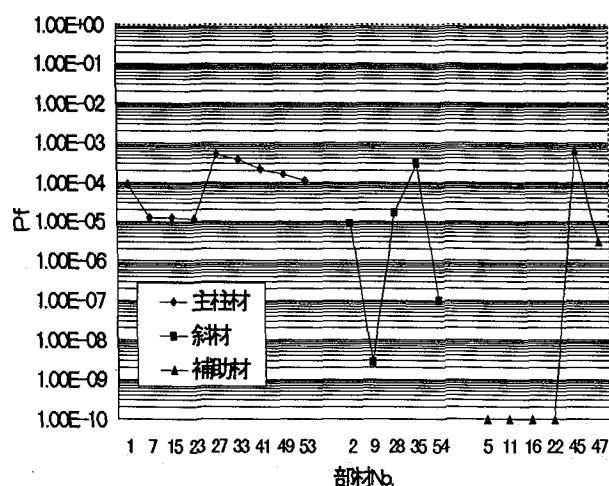


図-9 50 年最大瞬間風速作用時の
2B3A 型鉄塔の破壊確率

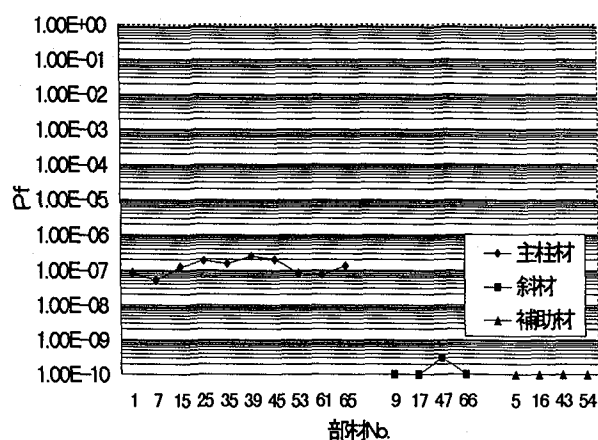


図-10 50 年最大瞬間風速作用時の
2C30 型鉄塔の破壊確率

また、本研究において用いた風速データは、鳥取地方気象台の鳥取の平地の風速データから得たものであり、また、架線への着雪量の推定に用いた気温、降水量、風速のデータは鉄塔建設地点近くの気象台、もしくは測候所のデータとの相関により推定したものであり、実際の鉄塔建設地点の気象データとは異なる場合がある。鉄塔が数多く建設されている山岳地帯では、推定値よりも鉄塔に対して厳しい荷重となる場合も考えられる。そのため、風および雪荷重についての正確なモデル化を含めて鉄塔の設計基準の見直し、安全性の再検討が必要ではないかと思われる。

7. あとがき

本研究では、わが国で数多く供用されている標準鉄塔について、着雪と風速を極値解析により評価し、これらの組合せ荷重を受ける場合の破壊確率の評価を行った。得られた結果をまとめると、以下のようである。

雪荷重と風荷重の組合せ荷重が鉄塔に作用すると、2B3A

型鉄塔では、下から2番目のパネルの支柱材の座屈破壊の危険性が少なからずあると考えられる。2C30 型鉄塔では、2B3A 型鉄塔の倒壊から安全な設計となっているが、既設の 2B3A 鉄塔は数多く存在するため、既設鉄塔の支柱材の補強を考えたほうがよいのではないかと思われる。

本研究では、限界状態を弾性限界状態に仮定したため、実際の鉄塔の限界状態を考慮したものとは言い難い。構造物の終局限界状態に対する信頼性についてより詳細に議論するためには非弾性領域における解析が必要になってくる。また、風速については、鳥取地方気象台のデータをもとに鉄塔の安全性の評価を行った。これらのデータは平地での観測値である。鉄塔の建設地点のような未観測地点でのデータの推定について、JEC では、地形因子を用いた多重相関回帰分析による方法を提案している。しかし、この方法は未だ高い信頼性を得られていない²⁾。今後は、実際に鉄塔が数多く建設されるであろう山岳部等における気象データの推定が重要な問題になってくると思われる。さらに、異常着雪による断線や、ねじり力による鉄塔の破壊、また、電線のまわりに多量の氷雪が付着しているときに電線に強風が作用することにより発生するギャロッピング現象に関する研究も重要なテーマとなるとと思われる。

最後に、本研究を遂行するにあたり貴重なデータを提

供していただいた中国電力㈱の関係各位にお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 白木渡ほか：極値解析による送電鉄塔の設計風荷重の検討，第 47 回土木学会中国支部研究発表会発表概要集，1995.
- 2) 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)，電気書院，1980.
- 3) C.G.Bucher：Adaptive Sampling-An Iterative Fast Monte-Carlo Procedure, Structural Safety, Vol.5, pp.119-126, 1988
- 4) 白木渡，G.I. Shuëler：条件付き破壊確率を用いた繰り返し高速モンテカルロ法とその構造物の動的信頼度評価への応用，構造工学論文集，Vol.35A, pp.467-477, 1989.3
- 5) 中国電力㈱工務部，送電気象委員会：送電気象委員会報告書VI（着雪解析），1995.
- 6) J.W.Murzewsk：Safety Differentiation Depending on Service Time, Size and Danger, Bulletin of The Polish Academy of Science, Vol.32, No.3-4, pp.187-192, 1984.

(1997 年 9 月 26 日受付)