

送電鉄塔の耐風信頼性評価と補強法の提案

Reliability evaluation and retrofit of transmission towers subjected to wind load

白木渡*・井面仁志**・今井慈郎***・石川浩****

Wataru SHIRAKI, Hitoshi INOMO, Yoshiro IMAI and Hiroshi ISHIKAWA

*工博 香川大学教授 工学部安全システム建設工学 (〒760-8526 高松市幸町 1-1)

**教修 香川大学助教授 工学部信頼性情報システム工学科 (〒760-8526 高松市幸町 1-1)

***香川大学助教授 工学部信頼性情報システム工学科 (〒760-8526 高松市幸町 1-1)

****工博 香川大学教授 工学部信頼性情報システム工学科 (〒760-8526 高松市幸町 1-1)

Many transmission towers had severe damage by a strong wind which hit west and south part of Japan on Sept. 27, 1991. Especially, standard type of towers suffered severe damage and some of them were collapsed. After this strong wind, the design wind load was revised. However, most of existing towers have never been retrofitted. In this study, reliability analyses of standard type of existing transmission towers subjected to the largest 50 years wind velocity are performed. Based on the results of reliability analyses, some effective retrofitting methods are proposed to insure an adequate reliability level for transmission towers which have low reliability.

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

1. まえがき

1991 年 9 月 27 日に発生した台風 19 号による強風は、西日本を中心に大きな被害をもたらした。この台風により一部の送電鉄塔が倒壊するに至り、広範囲にわたって停電を引き起こすなど地域住民に大きな影響を与えた。中国地方においても鉄塔の倒壊被害が数例発生している。倒壊原因は、いずれも送電鉄塔上部構造の下方部材の座屈破壊によるものであった¹⁾。送電鉄塔上部構造は、細長い部材で構成されているため、引張力に対する抵抗性に比べ、圧縮力に対する抵抗性はかなり低いものになる。そのため、外力が作用することで鉄塔部材に発生した圧縮力によって部材が座屈破壊に至り、送電鉄塔の倒壊が引き起こされると考えられる。

先の研究^{2), 3)}では、これらの倒壊原因が「送電用支持物設計標準 JEC-127-1979」⁴⁾ (以下 JEC-127 と呼称する) で設定されている荷重を超えるまれに生じる現象なのか、あるいは、現行の設計基準に何らかの問題点があるのかを検討するため、標準鉄塔の耐風安全性評価を行った。その結果、JEC-127 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、台風 19 号発生当時の中国地方

各地域の最大瞬間風速をみると、送電鉄塔の設計最大瞬間風速を超える風が吹いた地域が少なくない。倒壊した鉄塔が建設されていた場所は山岳地であり、また風の通り抜けやすい地形であったことを考えると設計で想定されている以上の強風が作用したと思われる。

送電鉄塔は、山岳地に多く建設されているため、再び同じような被害が発生することも考えられる。また、現行の許容応力度設計法では荷重や材料強度の不確実性の程度を十分に考慮して、安全性を議論したものとなっていない。これらを考慮すると、既設の鉄塔に対して何らかの補強対策が必要ではないかと考えられる。

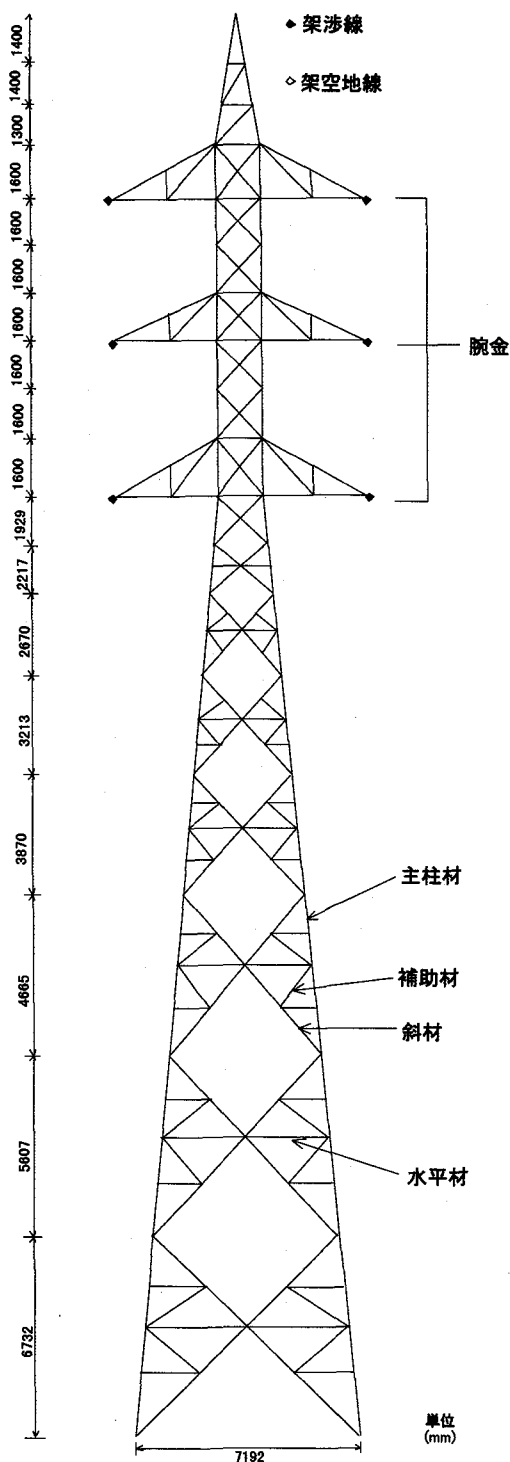
本研究では、わが国で数多く供用されている既設の標準鉄塔を対象として、信頼性解析を行い、強風 (50 年最大瞬間風速) に対する送電鉄塔の信頼性を評価する。その結果に基づき、既存鉄塔の信頼性が低いと思われる部材への補強の方法について考える。

2. 対象構造物および荷重のモデル化

2.1 対象構造物のモデル化

信頼性評価の対象構造物として、中国地方で用いられている 2B3A 型の標準鉄塔⁵⁾ (図-1 参照) を対象と

して解析を行う。2B3A 型鉄塔は、1991 年の台風 19 号により倒壊した鉄塔と同種類のものである。



図－1 2B3A 型鉄塔

2.2 最大瞬間風速の確率モデルの作成

本研究では、一例として、鳥取地域を対象として 50 年最大瞬間風速に対応する風荷重の確率モデルを作成する。必要な 50 年最大瞬間風速の分布を ASCE の送電用構造物の荷重に関するガイドライン Manuals 74⁶⁾に基づいて推定した。以下にその推定法を述べる。

一般に、年最大瞬間風速は極値 I 型 (Gumbel) 分布で近似できる。この変数 X が平均値 m_x と標準偏差 σ_x を有しているとする、累積分布関数は次式で与えられる。

$$F(X) = \exp[-\exp[-\alpha(X-u)]] \quad (1)$$

ここで

$$a = (C_1)/(\sigma_X), \quad u = m_X - (C_2)/a$$

C_1 と C_2 は観測年数から与えられる定数であり、表－1 に示すとおりである。観測年数を考慮せず、すなわち、観測年数が無限であると仮定した極値 I 型分布の基本形での C_1 と C_2 は、それぞれ、1.2826 と 0.5772 である。

本研究では、鳥取地方の気象台において、1967 年～1996 年の 30 年間に観測された年最大 10 分間平均風速に、突風率⁴⁾を乗じることにより年最大瞬間風速 (1982 年以降は最大瞬間風速が観測されているので、最大瞬間風速のデータをそのまま用いた) を求めた。そして式(1)を用いて年最大瞬間風速 V_{50} の分布を推定し、送電鉄塔の耐用年数を 50 年として、べき乗則により 50 年最大瞬間風速の分布を推定した。その結果、50 年最大瞬間風速 V_{50} の平均値は 47.5(m/s)、標準偏差は 6.56(m/s)、極値 I 型分布のパラメータ α は、0.170、 u は、47.5 となった。

年最大 10 分間平均風速に突風率を乗じて求めた最大瞬間風速と実際に観測されたものとは異なるので、それらを合わせて統計解析を行うことには問題がある。しかし、本研究では、1982 年～1996 年までの 10 分間平均風速と最大瞬間風速との間の関係から突風率を計算して使用し、1967 年～1981 年と 1982 年～1996 年の間のデータの質の違いを極力少なくする事にした。

表－1 極値 I 型分布の定数 (C_1 , C_2)

観測年数	C_1	C_2
10	0.9497	0.4952
15	1.0206	0.5128
20	1.0628	0.5236
25	1.0925	0.5309
30	1.1124	0.5362
40	1.1413	0.5436
50	1.1307	0.5485
∞	1.2826	0.5772

3. 送電鉄塔の耐風信頼性評価

3.1 限界状態関数

本研究では、2.2 でモデル化した鳥取地方における 50 年最大瞬間風速 V_{50} が作用する 2B3A 型鉄塔の信頼性評価を行う。50 年最大瞬間風速 V_{50} を用いて算出した風荷重を、JEC-127 に基づいて鉄塔モデルの節点に図－2 で示す矢印のように作用させる。風荷重は送電線路に対して 90° 方向から作用するとした。図－2 中の数字は部材番号を示している。死荷重、不平均張力荷重は供用期間中に大きく変動しないと、確定量とした。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

表-2 2B3A型鉄塔の破壊確率

部材 No.	破壊確率 Pf	部材区分
155	3.0370E-02	主
119	2.4969E-02	主
202	2.0524E-02	主
79	2.0253E-02	主
45	2.0134E-02	補
27	1.7094E-02	主
33	1.4061E-02	主
127	1.4018E-02	主
35	1.1966E-02	斜
93	1.1349E-02	主
85	1.1005E-02	主
101	1.0799E-02	主
80	1.0334E-02	斜
41	9.9791E-03	主
49	8.0352E-03	主
111	7.2749E-03	主
137	6.9008E-03	主
53	6.2283E-03	主
105	5.6743E-03	主
1	5.4511E-03	主
59	4.7788E-03	主
145	4.3105E-03	主
67	3.7212E-03	主
75	3.2304E-03	主
151	2.7452E-03	主
7	1.9968E-03	主
170	1.8680E-03	主
28	1.8339E-03	斜
98	1.6863E-03	主
104	1.6536E-03	主
90	1.5451E-03	主
82	1.5201E-03	主
15	1.5012E-03	主
23	1.4121E-03	主
51	1.3690E-03	斜
2	1.2063E-03	斜

注) 主: 主柱材, 斜: 斜材, 補: 補助材を意味する

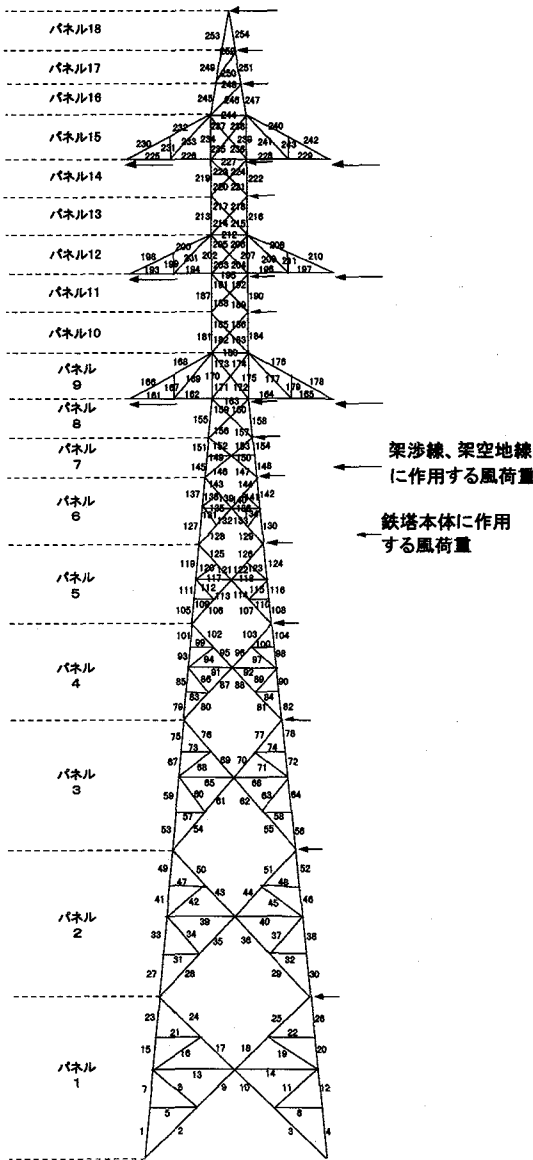


図-2 2B3A型鉄塔の部品番号と風荷重作用方向

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(2)に示す限界状態関数 g により各部材の破壊確率を算定する。本研究では、本章の破壊確率の算定において、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。また、解析にあたって単位基準速度圧から各部材の応力が容易に評価できる係数 σ_{W0} を求めた。

$$g = \left| \sigma_{cr} - \left| \sigma_{W0} \cdot \frac{\rho}{2} \cdot V_{50}^2 + \sigma_D + \sigma_T \right| \right| \quad (2)$$

ここに、

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_{W0} : 単位基準速度圧 ($q_0 = (1/2) \cdot \rho \cdot V_{50}^2 = 1$) を鉄塔本体、架渉線および架空地線に作用させることにより求めた応力度に変換する係数

ρ : 空気密度 ($0.12[\text{kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4]$)

V_{50} : 50年最大瞬間風速 (m/s)

σ_D : 死荷重により各部材に発生する応力度

σ_T : 不平均張力荷重により各部材に発生する応力度

以上に、述べた限界状態関数 g を用いて、破壊確率を算定することにより、鉄塔の信頼性を評価する。なお、国際標準 (ISO) ⁷⁾ で規定されている鉄塔に対しての許容破壊確率 P_{fa} は、主柱材、斜材で 10^{-2} から 10^{-3} のオーダー、補助材で 10^{-2} のオーダーであればよいとされている。

なお、本研究における信頼性の評価法として、各部材の限界状態関数の間の相関性は考慮せず、各部材の破壊確率を算定することにより評価する方法を試みた。破壊確率の算出は、Adaptive Sampling 手法の一種である IFM 手法 ^{8),9)} を用いた。IFM 手法は、構造物の破壊確率を計算するための有力な手法の 1 つであるモンテカルロ手法について、計算精度の向上および計算時間の短縮を目的に改良されたものである。

3.2 破壊確率の算定結果

図-2に示す 2B3A 型鉄塔の各部材の破壊確率を算定した結果を表-2に示す。この表では破壊確率の大きい部材から 10^{-3} 以上のオーダーである部材を示している。破壊確率が 10^{-4} 以下のオーダーの部材については鉄塔の安全性に大きく影響しないと判断し、表記していない。また、図-3では表-2で示した部材のうち圧縮力を受ける部材について主柱材、斜材、補助材ごとに番号順に

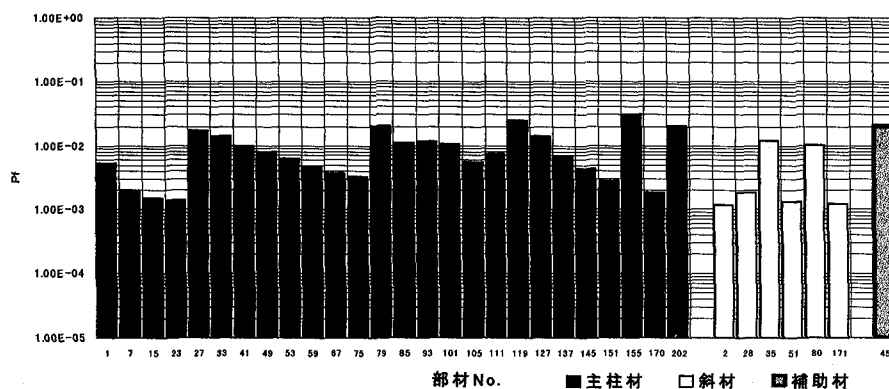


図-3 2B3A 型鉄塔の破壊確率

図示した。なお、表-2、図-3で示す部材 No. は、図-2で示す番号と対応している。図-3からわかるように最下腕金より下の圧縮力を受ける主柱材は、すべて 10^{-3} 以上のオーダーとなっている。このうち、部材 No. 27 を境にそれより下部にあるパネル 1 の主柱材 (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パネル 2 の主柱材 (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 から下のパネル 1 の主柱材が $150 \times 150 \times 10\text{mm}$ の断面である等辺山形鋼であるのに対し、No. 27 から上のパネル 2, 3 の主柱材では $130 \times 130 \times 9\text{mm}$ の等辺山形鋼が使用され、部材断面が小さくなっているためである。これは、No. 79 の部材でもいえる。No. 79 が含まれるパネル 4 の主柱材は、断面が $120 \times 120 \times 8\text{mm}$ であり、パネル 3 の主柱材よりも小さくなっている。送電鉄塔は基本的にパネルごとに部材断面が設計され、同じパネル内の主柱材は同じ断面が用いられている。斜材および補助材も同様である。パネルが変わり断面が変化する箇所の部材は、破壊確率が危険側に変化しやすいといえる。また、補助材が配置されていない主柱材、例えば No. 119 においても破壊確率が大きくなることが図-3から読みとれる。斜材については主柱材に比べると破壊確率が小さいといえるが、パネル 2、パネル 4 の圧縮力を受ける部材の破壊確率が他の斜材と比べて大きくなっている。補助材では、No. 45 の部材だけが 10^{-2} のオーダーになり、他の補助材と比較してかなり大きい。補助材の破壊確率の値としては、前述した ISO で安全とされている許容破壊確率 10^{-2} のオーダー以下の範囲には収まっているが、補助材が破壊すると主柱材の座屈に対する抗圧材としての機能を果たせなくなり、主柱材の安全性が下がることになるので注意が必要である。現行設計での補助材の設計は主柱材に発生する応力の 1% から 2% の応力が補助材に加わるものとして行われるが³⁾、主柱材の座屈強度を支配する重要な部材にも関わらず、先の研究^{2), 3)}においても指摘したように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。

4. 鉄塔の補強

3.2 において 2B3A 型鉄塔の各部材の破壊確率を求めたところ、圧縮力を受ける側の主柱材の破壊確率が大きいという結果が得られた。そこで、この 2B3A 型鉄塔の部材の補強について考えることにする。補強する方法として、以下の 3 通りを考えた。

- 1) 破損の可能性の大きい部材のあるパネルを内的に不静定構造とすることにより、部材が破損したとしても構造破損とならないようにする。
- 2) 補助材を追加することにより、座屈に対して強度の増加を図る。
- 3) 部材の断面積を増やす。

上記の方法で補強を行った結果を比較し、適切な補強の仕方を提案する。

4.1 パネルの不静定化

まず、1) のパネルを不静定構造とする方法を考える。解析の方法¹⁰⁾を以下に述べる。

不静定トラスの場合には、任意の 1 つの部材が破損しても他の部材で荷重を支持できれば構造破損、つまり、構造形態が大幅に変更されることにはならない。そこで、いずれの要素も破損していない状態から出発し、任意の 1 つの要素が破損したとする。部材の強度特性が、完全弾塑性的な挙動をするものとする、破損部材は引張強度あるいは圧縮強度に等しい荷重を分担し、それ以上の荷重に対しては耐荷力を持たなくなる。その結果、トラスの構造特性が変わり、他の各部材への応力配分も変化する。そこで、任意の 1 つの部材が破損した後の他の部材に対する構造解析では、破損部材を上述のような挙動を考えて次のような取り扱いをする。

- 1) 破損部材の両節点に、破損部材の耐荷力に対応する仮想的な外力を作用させる。
- 2) 破損部材の要素剛性マトリックス式(3)を 0 とする。

$$[K_i] = \frac{E_i A_i}{l_i} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3)$$

ここで、

- $[K_i]$: 部材 i の要素剛性マトリックス
 E_i : 部材 i のヤング率
 A_i : 部材 i の断面積
 l_i : 部材 i の長さ

次に破損していない残存部材に対して、再応力解析を行い、限界状態関数を生成する。同様の過程を繰り返すことにより、いくつかの破損部材数となると構造破損となる。構造破損の判定は、破損していない部材から組み立てられる全体剛性マトリックス $[K]$ の特異性を調べることにより行う。すなわち、構造破損の判定は次のようになる。

$$|[K]| = 0 \quad (4)$$

上述の方法を用いて、まず、破壊確率が最大となった No.155 部材を含むパネル 8 (図-2 参照) について補強することを考える。図-4 に示すように No.155 を含むパネルに水平材 No.255 を組込み、パネル 8 を不静定構造とし、No.155 の部材が破損したとしても構造破損に至らないようにした。この状態で、弾性解析による各部材の破壊確率を求めた結果、水平材 No.255 を組込む前の初期状態での破壊確率 (図-3 参照) とほとんど変化は見られなかった。弾性限界状態に対する信頼性解析では、この水平材を組込むことで、No.155 の安全性を直接的に上げることはできないことがわかった。

つぎに、この節の最初に示した方法により、弾塑性限界状態に対する信頼性解析を行う。まず、No.155 が破損したとして、No.155 の耐力に対応する仮想的な外力を両節点に作用させる。残存部材について再応力解析を行い、限界状態関数を生成し、破壊確率を算定した。算定結果から破壊確率の大きい部材から順に並べると表-3 に示すようになった。また、No.155 から続いて次の部材が破損する経路の破壊確率としては、表-4 に示すようになる。表-3 から、No.155 まわりの部材 (Nos.156,157,159,160,163,255) の破壊確率が、大幅に増加することがわかる。No.155 だけの破損では、構

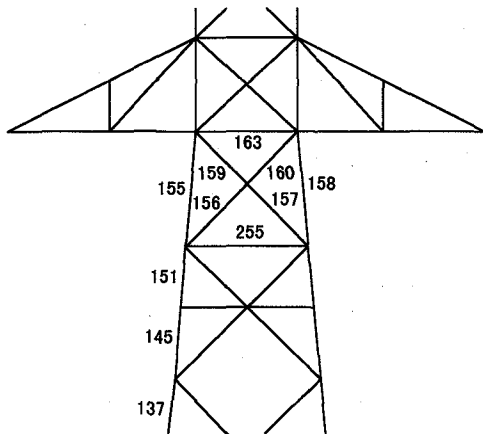


図-4 パネル 8 を不静定構造としたモデル

造破損とならないが、No.155 を含むパネル 8 の部材がいつ破損してもおかしくない状態になる。No.155 について、Nos.156,157,159,160,163,255 のいずれかの部材が破損することで構造破損に至ることになるため、効果的な補強とはいえない。

また、腕金下部のパネルすべてに水平材を組込んで不静定化を図ってみた。その結果、圧縮側主柱材自体の破壊確率は、不静定構造とする前とほとんど変化がなかった。この結果から、パネルを不静定構造とするよりも破損の可能性がある部材自体の補強、すなわち、補助材を追加する、または部材断面積を増やすことを考えた方がよいように思われる。そこで、つぎに補助材を追加することを考える。

4.2 補助材の追加による補強

まず、破壊確率が最も大きくなった No.155 に補助材として図-5 のように水平材を加える。この結果 No.155

表-3 No.155 破損後の各部材の破壊確率

部 材 No.	Pf	部 材 区 分
159	9.4755E-01	斜
157	9.4579E-01	斜
156	9.0774E-01	斜
160	8.6163E-01	斜
255	4.2775E-01	水
163	2.6522E-01	水
119	2.5573E-02	主
45	2.0752E-02	補
79	1.8983E-02	主
27	1.6945E-02	主
33	1.4022E-02	主
127	1.3682E-02	主
80	1.2088E-02	斜
93	1.1036E-02	主
85	1.0867E-02	主
101	1.0636E-02	主
41	9.7759E-03	主
202	8.5979E-03	主
49	8.0022E-03	主
111	7.4259E-03	主
137	6.6779E-03	主
53	6.2923E-03	主
105	5.8181E-03	主
1	5.5388E-03	主
59	4.7812E-03	主
145	4.4869E-03	主
67	3.7440E-03	主
75	3.2622E-03	主
151	2.9046E-03	主
7	2.0015E-03	主
98	1.6996E-03	主
104	1.6614E-03	主
90	1.5927E-03	主
82	1.5706E-03	主
170	1.5523E-03	主
15	1.5196E-03	主
23	1.4285E-03	主
108	1.0384E-03	主

注) 主: 主柱材, 斜: 斜材, 補: 補助材
水: 水平材を意味する。

表-4 破損経路の破壊確率

破損経路	Pf
No.155→No.159	2.8777E-02
No.155→No.157	2.8723E-02
No.155→No.156	2.7568E-02
No.155→No.160	2.6167E-02
No.155→No.255	1.2990E-02
No.155→No.163	8.0545E-03

を 155a,155b の 2 つに分けることができ、細長比を小さくすることで座屈強度の増加を図る。補助材を追加した結果として No.155 の破壊確率は図-6 に示すように 10^{-3} のオーダーまで下げることができた。No.155 については破壊確率を下げることもできたが、他の部材の破壊確率は補助材を追加する前とほとんど変化はない。

そこで、台風 19 号により座屈破壊した Nos.1,33 の部材^リおよび破壊確率が 10^{-2} 以上のオーダーである主柱材に図-7 に示すように補助材を追加して主柱材の破壊確率を求めたところ図-8 のようになった。図-8 をみると Nos.1,33,41,155 の部材は、破壊確率を効果的に小さくすることができたが、Nos.79,85,93,101 部材は補助材を追加する前とほとんど破壊確率に変化はなく補助材の効果が表れないという結果になった。これは、Nos.1,33,41,155 部材の細長比と比較して Nos.79,85,93,101 部材の細長比は小さく補助材を追加しても部材長を大きく減らすことができないためであると考えられる。したがって、No.1 のような細長比の大きな部材には補助材を追加することにより主柱材の座屈応力度の増加を図ることができるが、細長比の小さい部材に対しては補

助材の効果があまり期待できないことがわかる。そこで、次節では、破壊確率の大きい部材自体の断面積を増やすことで部材の強度を増加させ破壊確率を小さくすることを考える。

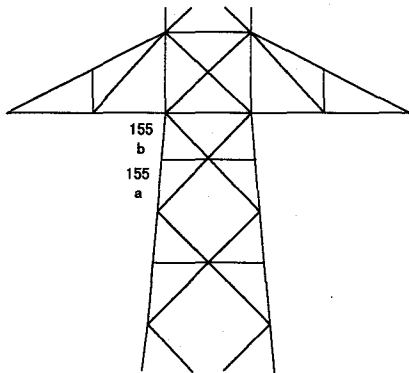


図-5 No.155 を補助材で補強したモデル

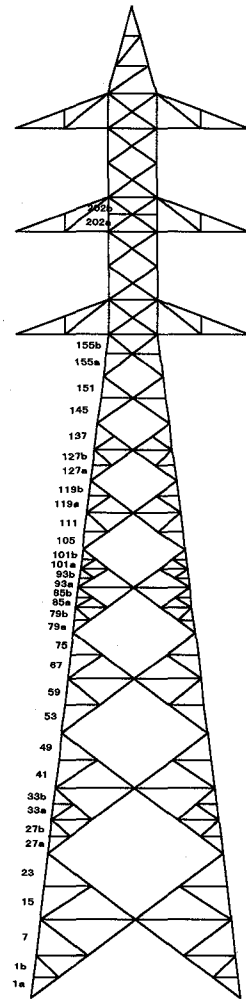


図-7 補強材により補強したモデル

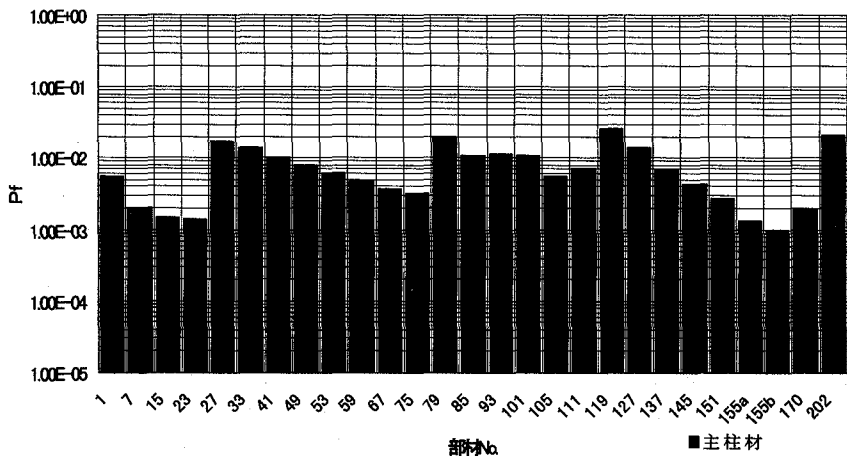
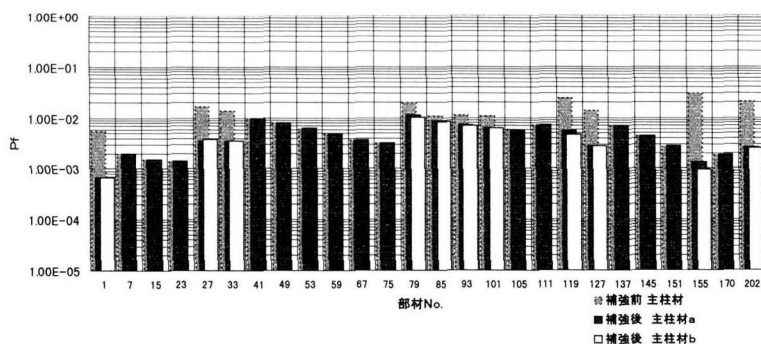
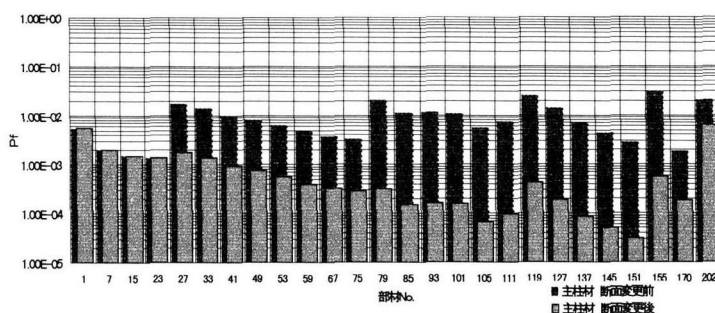


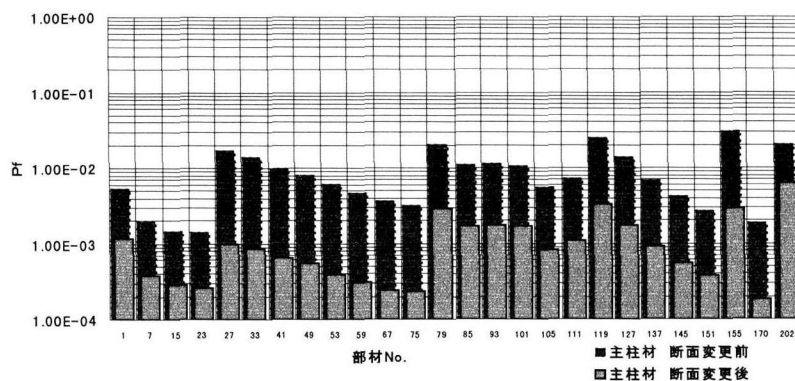
図-6 No.155 を補助材で補強後主柱材の破壊確率



図－8 補強材による主柱材の補強後の破壊確率



図－9 2C3B 型鉄塔と同じ断面に変更した場合の破壊確率



図－10 部材断面変更後の破壊確率

4.3 部材断面を増加することによる補強

2B3A 型鉄塔の腕金下部主柱材は、パネル 1（図－2 参照）の主柱材が $150 \times 150 \times 10\text{mm}$ 、パネル 2,3 の主柱材は $130 \times 130 \times 9\text{mm}$ 、パネル 4 から 8 の主柱材は $120 \times 120 \times 8\text{mm}$ の断面である等辺山形鋼で構成されている。まず、これらの主柱材の断面を 2B3A 型鉄塔の倒壊後に立て替えられた 2C30 型鉄塔と同じようにパネル 1 からパネル 8 までの主柱材を $150 \times 150 \times 10\text{mm}$ の断面に変更し、Nos.170,202 を $130 \times 130 \times 9\text{mm}$ の断面とし圧縮力を受ける側の主柱材の破壊確率を求めたところ図－9 に示すようになった。図－9 をみると、パネル 1 (Nos.1,7,15,23) の部材の断面は変更していないので、

破壊確率はほとんど変化がない。また、No.202 も破壊確率があまり小さくならなかった。パネル 2 からパネル 8 (Nos.27～155) の主柱材は断面を変更する前と比較して破壊確率を小さくすることができた。とくに、パネル 4 からパネル 8 (Nos.79～155) の主柱材は、断面を変更する前は $120 \times 120 \times 8\text{mm}$ の断面であったのに対し、 $150 \times 150 \times 10\text{mm}$ の断面へと変更する前に比べ、かなり大きな断面に変更したため、破壊確率が 10^{-4} から 10^{-5} のオーダーと大きく下がった。しかし、3.1 で述べたように ISO で規定されている送電鉄塔の許容破壊確率 P_{fa} は 10^{-2} から 10^{-3} であることを考えると、破壊確率が 10^{-5} のオーダーとなった部材は安全すぎるように

表－５ 等辺山形鋼の断面性能表

部材法		断面積 cm ²	断面二次モーメント cm ⁴			回転半径 cm			断面係数 cm ³
A×Amm	tmm		I _x =I _y	最大 I _u	最小 I _v	r _x =r _y	最大 r _u	最小 r _v	
40×40	3	2336	353	560	145	123	1.55	0.79	121
	5	3755	542	859	225	120	1.51	0.77	191
45×45	4	3492	650	103	269	136	1.72	0.88	200
	6	5644	126	200	524	150	1.88	0.96	355
50×50	4	3892	906	144	374	153	1.92	0.96	249
	6	5644	126	200	524	150	1.88	0.96	355
60×60	4	4692	160	254	662	185	2.33	1.19	366
	5	5802	196	312	806	184	2.32	1.18	452
65×65	6	7527	294	466	121	198	2.49	1.27	627
	7	8127	371	589	153	214	2.69	1.37	733
75×75	6	8727	461	732	190	230	2.90	1.47	847
	7	9327	564	896	232	246	3.10	1.58	970
90×90	6	1055	807	128	334	277	3.48	1.78	123
	7	1222	930	148	383	276	3.48	1.77	142
	10	1700	125	199	516	271	3.42	1.74	195
100×100	7	1362	129	205	531	308	3.88	1.97	177
	10	1900	175	278	719	303	3.83	1.95	244
120×120	8	1876	258	410	106	371	4.68	2.38	295
	9	2274	366	583	150	401	5.06	2.57	367
130×130	12	2976	467	743	192	396	5.00	2.54	499
	10	2921	627	997	258	463	5.84	2.97	573
	12	3477	740	1176	304	461	5.82	2.96	682
150×150	15	4274	888	1410	365	456	5.75	2.92	826
	19	5338	1090	1730	451	452	5.69	2.91	103
	12	4052	1170	1860	479	537	6.78	3.44	91.6
175×175	15	5021	1440	2290	588	535	6.75	3.42	114
	15	5775	2180	3470	891	614	7.75	3.93	150
200×200	20	7600	2820	4480	1160	609	7.68	3.90	197
	25	9375	3420	5420	1410	604	7.61	3.88	242
	25	11940	6950	11000	2860	763	9.62	4.89	388
250×250	35	16260	9110	14400	3790	748	9.42	4.83	519

表－６ 変更した部材断面

	変更前の断面(mm)	変更後の断面(mm)
パネル1	150×150×10	150×150×12
パネル2	130×130×9	150×150×10
パネル3	130×130×9	150×150×10
パネル4	120×120×8	130×130×9
パネル5	120×120×8	130×130×9
パネル6	120×120×8	130×130×9
パネル7	120×120×8	130×130×9
パネル8	120×120×8	130×130×9
No.170	120×120×8	130×130×9
No.202	90×90×6	90×90×7

表－７ 変更した部材断面

部材 No.	変更前の断面(mm)	変更後の断面(mm)
1	150×150×10	150×150×12
7	150×150×10	変更なし
15	150×150×10	変更なし
23	150×150×10	変更なし
27	130×130×9	150×150×10
33	130×130×9	150×150×10
41	130×130×9	150×150×10
49	130×130×9	150×150×10
53	130×130×9	150×150×10
59	130×130×9	150×150×10
67	130×130×9	150×150×10
75	130×130×9	150×150×10
79	120×120×8	150×150×10
85	120×120×8	150×150×10
93	120×120×8	150×150×10
101	120×120×8	150×150×10
105	120×120×8	130×130×9
111	120×120×8	130×130×9
119	120×120×8	130×130×9
127	120×120×8	130×130×9
137	120×120×8	130×130×9
145	120×120×8	130×130×9
151	120×120×8	130×130×9
155	120×120×8	150×150×10
170	120×120×8	変更なし
202	90×90×6	90×90×7

思われ、不経済のように思われる。また、パネル 1 の主柱材の破壊確率を小さくすることができなかったの、パネル 1 の主柱材、とくに台風 19 号による強風で座屈破壊した No.1 の部材の破壊確率を小さくすることを考える。

そこで、表－５に示す送電鉄塔の部材に使用される等辺山形鋼の性能表から現状の腕金下部主柱材および

Nos.170,202 の部材に対し表－６に示すように 1 サイズ断面が大きい部材を選択し変更してみた。その結果、各部材の破壊確率は図－10 に示すようになった。図－10 をみると破壊確率を 10⁻³ から 10⁻⁴ のオーダーまで小さくすることができた。しかし 3.2 で述べたようにパネルが変わり断面が変化する箇所の主柱材、例えば No.27 の破壊確率 1.0×10⁻³ とその下の主柱材 No.23 の破壊確

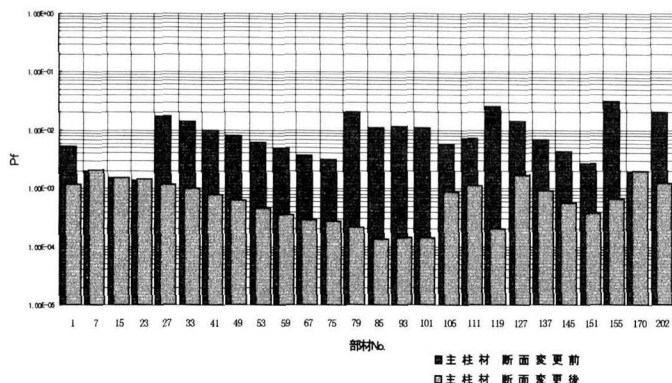


図-11 部材断面変更後の破壊確率

表-8 変更した部材断面

部材 No.	変更前の断面 (mm)	変更後の断面 (mm)
1	150 × 150 × 10	150 × 150 × 12
7	150 × 150 × 10	150 × 150 × 12
15	150 × 150 × 10	150 × 150 × 12
23	150 × 150 × 10	150 × 150 × 12
27	130 × 130 × 9	150 × 150 × 10
33	130 × 130 × 9	150 × 150 × 10
35	60 × 60 × 5	65 × 65 × 6
41	130 × 130 × 9	150 × 150 × 10
51	60 × 60 × 5	65 × 65 × 6
49	130 × 130 × 9	150 × 150 × 10
53	130 × 130 × 9	150 × 150 × 10
59	130 × 130 × 9	150 × 150 × 10
67	130 × 130 × 9	150 × 150 × 10
75	130 × 130 × 9	150 × 150 × 10
80	50 × 50 × 4	60 × 60 × 4
79	120 × 120 × 8	150 × 150 × 10
85	120 × 120 × 8	150 × 150 × 10
93	120 × 120 × 8	150 × 150 × 10
101	120 × 120 × 8	150 × 150 × 10
105	120 × 120 × 8	130 × 130 × 9
111	120 × 120 × 8	130 × 130 × 9
119	120 × 120 × 8	130 × 130 × 9
127	120 × 120 × 8	130 × 130 × 9
137	120 × 120 × 8	130 × 130 × 9
145	120 × 120 × 8	130 × 130 × 9
151	120 × 120 × 8	130 × 130 × 9
155	120 × 120 × 8	130 × 130 × 9
170	120 × 120 × 8	130 × 130 × 9
202	90 × 90 × 6	100 × 100 × 7

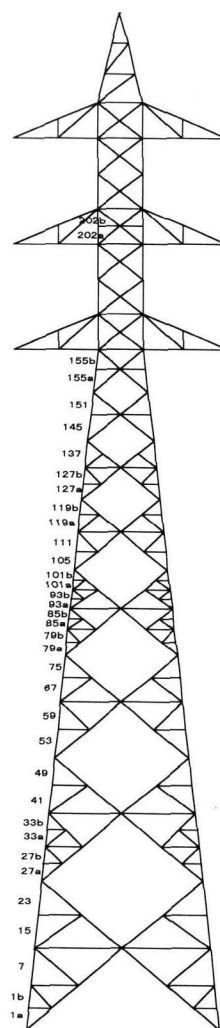


図-12 補助材により補強したモデル

率約 2.5×10^{-4} と大きく異なっており問題である。また、ISO で規定されている送電鉄塔の許容破壊確率 P_{fa} は 10^{-2} から 10^{-3} であるが、先の研究^{2),3)}で示した 2B3A 型鉄塔の倒壊後に立て替えられた 2C30 型鉄塔の主柱材の破壊確率が、 10^{-4} 以下と許容破壊確率からいえば、かなり安全な値で建設されたことを考慮し、パネル単位でなく部材ごとに破壊確率が 10^{-3} 程度から 10^{-4} となるような断面の部材を表-5の等辺山形鋼の性能表から選択した。変更した部材は表-7に示す。この表のように部材を変更して破壊確率を求めた結果を図-11に示す。この結果をみると、各部材は破壊確率からいえばかなり安全な値となった。しかし、破壊の可能性が高いと思われる鉄塔下部の部材の破壊確率がまだ他の部材と比べて大きいという問題が残った。

4.4 2B3A 型鉄塔に対する効果的な補強法の提案

前節では部材の断面を増やすことで鉄塔の安全性を向上させることを提案したが、破壊の可能性が高いと思われる鉄塔下部の部材の破壊確率が他の部材と比べて大きいという問題を残すことになった。ここでは、この点を解決し、部材間で大きく破壊確率が変化しないようにす

るための方法について検討する。

まず、4.2 で示した補助材による補強と部材の断面を増やすことの組合せについて考えてみる。また、斜材の補強についてはふれていなかったので、ここでは、これについてもあわせて考える。4.2 で補助材の効果が大きく現れた部材に対しては、補助材により補強し、その他の部材については、断面を大きくすることにする。断面を変更した部材については表-8のように断面を増やした。また補助材は、図-12 のように配置した。その結果、鉄塔の破壊確率は図-13 に示すようになった。図-13 では、 10^{-5} 以下の破壊確率については 10^{-5} の軸上にプロットした。この図からわかるように、補強前の破壊確率と比べると破壊確率は 1 オーダーから 2 オーダー下げることができた。主柱材において部材間の破壊確率のばらつきも少なくできたのではないかとと思われる。斜材に関しては補助材を入れることで大きく破壊確率が下がることがわかる。これにより 2B3A 型鉄塔の有効な補強方法の 1 つを提案できたのではないかとと思われる。

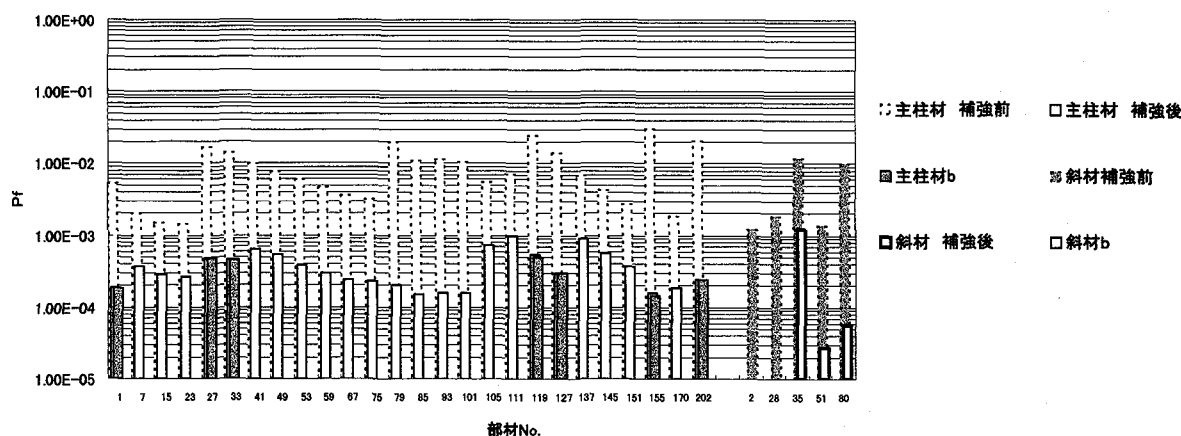


図-13 2B3A 型鉄塔補強後の破壊確率

5. あとがき

本研究では、1991 年の台風 19 号により倒壊した 2B3A 型の標準鉄塔について 50 年最大瞬間風速が作用したときの耐風信頼性評価を行い、その結果に基づいた有効な補強法を提案した。ここで得られた結果をまとめると、次のようになる。

2B3A 型鉄塔については、圧縮力を受けるいくつかの部材で破壊確率が ISO で設定されている許容破壊確率 $P_{fa} = 10^{-3} \sim 10^{-2}$ を超える値であり、破壊確率を見る限りでは安全であるとは言えない部材が存在する。主柱材においては、とくに No.27 部材 (図-2 参照) 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。

1991 年の台風 19 号のような被害が起きないようにするために、既設の 2B3A 型鉄塔に対して、断面の補強等の措置が必要である。本研究では、鳥取地方に建設されている 2B3A 型鉄塔を対象として、効果的に安全性が確保できるような補強法を考え、有効な補強法を提案した。本研究で提案した補強方法は、既存鉄塔に適用することを意図したものであるが、本手法を現場で利用するためには部材の取り換え等の工法の検討が必要になる。また、ここで提案している補強方法は、新たに設計される鉄塔についても、設計時点での変更事項として対応することが可能である。

しかし、今回は鳥取地方の 50 年最大瞬間風速に対する補強であり、別の地域の風荷重に対しては違った補強が必要であろう。また、規格材の断面を使って補強を行ったため、部材による安全性を均一にすることができなかった。これらを考慮して鉄塔を新設するには鉄塔の建設地域の風荷重や、部材場所に関わらず均一な安全性を有するような設計が行われることが望まれる。これらの問題を克服する方法としては、荷重強度係数設計法等による送電鉄塔の信頼性設計法の導入が考えられる。

これについては、現在研究中であり、別の機会に発表したいと考えている。

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頂いた中国電力(株)の関係各位にお礼を申し上げる。また、本研究における数値計算等多大なご協力を頂いた鳥取大学大学院生辻英朗君 (現日本電炉(株)勤務) ならびに梅村亮君に感謝申し上げる。

参考文献

- 1) 中国電力(株)：電力構造物 (送電鉄塔) 損壊事例報告, 1993.
- 2) 白木渡他：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.
- 3) 白木渡, 松保重之, 辻英朗：雪荷重および風荷重作用時の送電鉄塔の安全性評価, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.461-466, 1998-3.
- 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, 電気書院, 1980.
- 5) 中国電力(株)：「110KV 標準鉄塔構造図」, 1968, 1991.
- 6) ASCE : ASCE manuals and reports on engineering practice No.74 ; guidelines for electrical transmission line structural loading, 1991.
- 7) J.W.Murzewski : Safety Differentiation Depending on Service Time, Size and Danger, Bulletin of The Polish Academy of Sciences, Vol.32, No.3-4, pp.187-192, 1984.
- 8) C.G.Bucher : Adaptive Sampling-An Iterative Fast Monte-Carlo Procedure, Structural Safety, Vol.5, pp.119-126, 1988.
- 9) 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.
- 10) P.Thoft-Christensen, Y.Murotsu : Application of Structural Systems Reliability Theory, Springer-Verlag, pp.97-103, 1985.

(1998 年 9 月 18 日受付)