送電用中空鋼管鉄塔の耐風補強工法の開発

NEW REINFORCEMENT METHODS OF STEEL-TUBE TRANSMISSION TOWERS AGAINST WIND LOADS

海老原修二 —*1 今村義人 —*2
前田潤滋 —*3 荊尾治邦 —*1
松永 稔 —*1 澁江昭芳 —*4
布谷孝治 —*5

Shuji EBIHARA —*1 Yoshito IMAMURA —*2
Junji MAEDA —*3 Harukuni KATARAO —*1
Minoru MATSUNAGA —*1 Akiyoshi SHIBUE —*4
Koji NUNOTANI —*5

キーワード：
送電用中空鋼管鉄塔, 耐風補強, 補助材工法, 添接材工法, 振動試験

Keywords:
Steel-tube transmission tower, Reinforcement methods for Wind loads, Redundant member attachment method, Parallel member attachment method, Vibration test

This paper reports on two reinforcement methods we have developed from a new perspective: one is "redundant member attachment method" which can be useful in the main post near cross-arms, and the other is "parallel member attachment method" in which reinforcement materials utilizing high rigidity of flange joints of the steel-tube main post are attached to the transmission tower. These methods, without a need for on-site welding and material processing, enables quick assembly. As a result, the construction can take significantly short time compared with the conventional methods. The authors have studied some reinforcement effects of these new methods by the compression test of actual models. And it has been found that most of the ultimate strength can be estimated by a nonlinear three dimensional analysis using FEM software. In addition, with regard to the impact on dynamic characteristics of the steel tower, we have conducted a comparative study of vibration test before and after the reinforcement was applied. Based on the results, the reinforcement effects on the vibration modes and the damping characteristics of the towers were confirmed.

1. はじめに

従来, 送電用中空鋼管鉄塔支柱材の有効な補強方法として, 部材取替工法, コンクリート充填工法, 現場溶接工法等が希に実施または検討される場合があった^{1), 2), 3), 4)}が, これらの工法は設備規模が大きく, また, 高品質の現場施工管理等を長期間にわたって要求されるなど, 経済面や施工管理面においていくつかの難点を有する。しかしながら, 近年頻発する大型台風の襲来は局所地形による強風増速の見直しを誘起し, 送電用既存中空鋼管鉄塔のさらなる耐風補強の必要性を高めている。

筆者グループは, 中空鋼管鉄塔支柱材の合理的な耐風補強方法として, バンド式補助材工法と山形鋼を添接する添接材工法の2種類の支柱材補強方法を考案した。これらの特徴として, 補助材の支柱材への接合および添接材の支柱材への添接補剛としてバンド材を使用すること, また添接材工法では支柱材のフランジボルトを固定金具として利用することが挙げられるが, これらにより, 部材接合の際の現場溶接等を不要とし, 短期間で施工を可能にしている。

本報告では, これらの工法の概要を示し, 風荷重作用時を想定した圧縮時耐力の確認試験結果とFEM複合非線形立体解析結果との比較検証を行い, その耐風補強効果を考察したものである。また, 本補強工法は既に実存鉄塔に適用しているので, 補強材取付けによる塔体の固有振動数, 固有振動モードおよび減衰定数など動特性への影響を補強前後での振動試験により検証した。また, 補強前後の鉄塔モデルについてカルマン型変動風速場⁵⁾での時刻歴風応答シミュレーション⁶⁾を行い, 強風時を想定した最大等価静的荷重状態について補強効果に関するパラメータスタディを行った。なお, 本報告は既報^{7), 8), 9)}の内容を再整理し, 訂正加筆して

まとめたものである。

2. 耐風補強工法の概要

中空鋼管鉄塔支柱材の耐風補強工法的具体案として以下の2タイプを考案した。

(1) バンド式補助材工法

本工法は, 図1に示すように, 支柱材節点間にバンド接合による補助材を挿入し, 支柱材の座屈長さを低減させることにより座屈耐力を上昇させる工法である。なお, 補助材の腹材への接合は腹材自体も取り替えた新しい構造とした。

図1 バンド式補助材工法イメージ

(2) L添接材工法

本工法は, 図2に示すように, 支柱材のフランジ間に山形鋼の添接材(以下L添接材)を挿入し, 断面積の増加を図ることにより耐力を上昇さ

*1 日本鉄塔工業(株)鉄塔・鉄構カンパニー技術部
(〒808-0023 北九州市若松区北浜1-7-1)

*2 九州電力(株)長崎支店 技術部長

*3 九州大学大学院人間環境学研究院 教授

*4 山武ビルシステム(株)

*5 九州電力(株)工務部設備運営グループ

*1 Japan Steel Tower Co., Ltd.

*2 Kyushu Electric Power Co., Inc.

*3 Prof., Kyushu Univ., Dr. Eng.

*4 Yamatake Building Systems Co., Ltd.

*5 Kyushu Electric Power Co., Inc.

せる工法である。本工法の工夫・特徴を以下に示す。

- ①各L添接材はフランジボルト部付近に重心を保持できるため、フランジボルト接合部にほとんど曲げモーメントが発生しない。
- ②ボルト滑りによる添接材分担応力低減防止のため、L添接材を支持金具にT字のラップジョイントで接合し、高力ボルト摩擦接合とする。
- ③L添接材の補剛のために、所定の間隔にバンドを取付け、主柱材に固定する。

【補強なし】 【補強後】

3. 圧縮試験による補強性能の検証 図2 L添接材工法イメージ

3.1 圧縮試験概要

(1) 試験モデル

図3と図4にバンド式補助材工法とL添接材工法についての試験体構造図を示す。試験体として各工法それぞれに補強なしのモデルを用意し、各補強材取付け後の補強効果確認用の基準にした。試験に用いた各構成部材の諸元を表1に示す。

図3 バンド式補助材工法耐力試験用試験体

【補強なし】 【補強後】
図4 L添接材工法耐力試験用試験体

(2) 試験方法

荷重載荷方法として、全モデルについて、試験体の両端には球座を介し、主柱材に中心圧縮荷重が働くようにした。つまり、バンド

表1 試験体諸元

補強工法	部材	サイズ	材質	断面積 A(cm ²)	部材長 L(cm)	細長比 L/r
バンド式補助材工法	補強なし	主柱材	Hφ 139.8x 3.5 STK540	14.99	330	69
		腹材	φ 114.3x 3.5 STK400	12.18	219	56
	補強後	主柱材	Hφ 139.8x 3.5 STK540	14.99	171	36
		腹材	φ 114.3x 3.5 STK400	12.18	219	56
		水平材	φ 60.5x 2.3 STK400	4.205	133	65
		対辺材	L45x 4 SS400	3.492	189	215
L添接材工法	補強なし	主柱材	φ 165.2x 4.5 STK400	22.72	273	48
		主柱材	φ 165.2x 4.5 STK400	22.72	273	48
	補強後	添接材	TL50x 4 SS400	15.57	28	28
		合成断面		38.29	273	60

式補助材工法においても、一脚のみの骨組構造体に対し、荷重は主柱材の中心軸方向圧縮荷重のみを作用させることとした。

3.2 単柱圧縮試験結果

表2に、JEC-127-1979¹⁰⁾に準じた材料試験による実強度（降伏応力度）を適用した設計耐力を「計算値」として、試験荷重の最大圧縮値（終局耐力）を「試験値」として、また耐力増加率の評価として、（補強後）／（補強なし）の値を計算値および試験値について示した。さらに、補強後の試験結果を補強なしの計算値で除した値を実質的な耐力増加率として、（ ）付きで示す。

表2 耐力評価結果一覧表

補強工法	項目	耐力 (kN)		耐力増加率 ②／①
		補強なし ①	補強後 ②	
バンド式補助材工法	試験結果(試験)	667	828	1.24(1.27)
	JEC耐力(計算)	650	746	1.15
	耐力評価: (試験)／(計算)	1.03	1.11	
L添接材工法	試験結果(試験)	888	1226	1.38(1.60)
	JEC耐力(計算)	765	1104	1.44
	耐力評価: (試験)／(計算)	1.16	1.11	

注) 耐力増加率の（ ）付きは、補強後(試験)／補強なし(計算)を示す。

表より、バンド式補助材工法では15%の耐力増加の見込みに対し、27%の実質的な耐力増加結果となった。L添接材工法では44%の耐力増加の見込みに対し、約60%程度の実質的な耐力増加結果を得た。

すなわち、いずれの試験体ともに実質的な耐力増加率はJEC耐力同士の増加率を上回り、十分な補強効果が得られることがわかった。また、試験結果とJEC耐力の比から、いずれも試験結果がJEC耐力を3～16%上回り、補強後の設計強度はJEC式を用いれば安全側に評価できることがわかった。

3.3 単柱試験結果の考察

(1) バンド式補助材工法

図5に補強前後でのバンド式補助材工法試験体の圧縮試験における荷重－ひずみ曲線を示す。なお、ひずみは主柱材鋼管中央部の円周上4等分点に貼付した4枚のひずみゲージの平均値を用いた。

図中には、表2で示したJEC耐力を1点鎖線および2点鎖線で表示している。これより、補強なしではほぼJEC耐力値で座屈を起こし終局耐力に達するが、補強後の終局耐力は、JEC耐力値を超えてさらに余力を持

図5 荷重-ひずみ曲線（バンド式補助材工法）

つことがわかり、バンド式補助材工法の補強効果を確認することができた。
(2) L 添接材工法

図6に補強前後でのL添接材工法試験体の圧縮試験における荷重-ひずみ曲線を示す。なお、バンド式補助材工法試験体と同様に、ひずみは主柱材鋼管部の円周上4等分点の全ひずみゲージの平均値とし、図中にはJEC耐力値を示す。また、FEM汎用解析プログラム「MSC/NASTRAN for Windows Ver. 4.5」¹¹⁾を用いた詳細構造モデルの複合非線形解析結果を「計算値」としてプロットしている。

これより、同じ荷重に対して補強なしの場合に比べて補強後は主柱材のひずみが小さくなり補強効果を確認することができる。また、ひずみ値の増加状況について、試験値と計算値は良い対応を示すことがわかる。

図6 荷重-ひずみ曲線（L添接材工法）

ここで、終局耐力については計算値の方が試験値を上回った値を示している。これは、試験結果では部材の初期不整等により添接材取付け面直角方向（面外）への曲げ変形が生じているが、計算値では面外への変形が生じていないことがその理由と考えられる。

試験体中央部の主柱材および各添接材の平均ひずみ量から主柱材軸力と各添接材軸力を求め、これらの合計軸力に対する各部材軸力の比率を応力分担率として図7に示す。

図7 応力分担率（L添接材工法）

これより、荷重の増加に対して主柱材と添接材の各分担率はほぼ一定で、最終耐力までほぼ安定した補強効果を示すことがわかる。

4. 塔体振動特性に及ぼす耐風補強材の影響

耐風補強としてバンド式補助材工法およびL添接材工法を適用した実存鉄塔について、補強材を取り付けることによる動的影響を検証するために、補強前後の鉄塔の振動試験を実施した。また同鉄塔の立体解析モデルによる固有値解析を行い、その振動特性への影響を併せて検証した。

4.1 補強鉄塔と振動試験方法

試験鉄塔は図8に示すような塔高59.7mの送電用懸垂型鋼管鉄塔である。図中に示す加速度計および変位計¹²⁾を配置して人力による加振試験を補強前後で行った。なお、補強材は第11パネルおよび第12パネルにバンド式補助材工法を、第6パネルおよび第10パネルから下側全パネルの主柱材にL添接材工法を適用した。

図8 補強鉄塔

人力加振試験方法は、微風時（5m/sec 以下）において鉄塔頂部を 1 次振動数での加振試験時は 4 名、2 次振動数での加振試験時は 1 名により数秒間人力で励振した後、加振を止め自由減衰振動状態を計測し、得られた加速度波形と変位波形より固有振動数、振動モードおよび減衰定数を求めた。

4.2 解析方法と解析モデル

立体解析モデルによる塔体の固有振動解析を「MSC/NASTRAN for Windows Ver. 4.5」を用いて行った。解析モデルの部材要素は、鋼管（主柱材、腹材）または山形鋼（補助材、添接材）の断面形状を有する梁要素でモデル化し、部材接合部は剛接合とした。また、質量は主柱材接合部に質量要素として分配することで考慮し、要素数は補強前後でそれぞれ 564、596、節点数は 164、172 とした。なお、梁要素にモデル化した添接材工法適用主柱材の断面積は、増加した添接材の断面積を割増して考慮した。また、曲げ剛性としては、単材の構造詳細モデルの解析から合成断面として等価な断面 2 次モーメントを求めて設定した。

4.3 人力加振試験結果

(1) 固有振動数

表 3 に試験鉄塔の補強前後での固有振動数の試験値と解析値を示す。試験値は頂部加速度記録および変位記録のパワースペクトルピーク周波数より求めた値である。本試験は人力加振ではあるが、応答波形の周波数分析により 1 次および 2 次固有振動数のピークが顕著に見られ、精度良い共振状態を出現させていることを確認している。表 3 より、試験値と解析値は概ね精度良く対応しており、補強後の解析モデルにおいても実際の固有振動数に十分対応していることがわかる。

表 3 補強鉄塔の固有振動数

加振方向	補強	センサー	固有振動数 (Hz)			
			試験値		解析値	
			1 次	2 次	1 次	2 次
線路直角方向	補強前	加速度計	1.7	4.4	1.7	4.7
		変位計	1.7	—		
	補強後	加速度計	2.0	4.2	2.1	4.5
		変位計	2.1	—		
線路方向	補強前	加速度計	1.9	5.2	1.7	5.0
		変位計	1.9	—		
	補強後	加速度計	2.2	4.8	2.1	4.8
		変位計	2.2	—		

補強後の固有振動数は補強前に比べて試験値、解析値共に 1 次では上昇、2 次では若干の低下が見られる。固有振動数は基本的に剛性の平方根に比例し、質量の平方根に反比例するが、この試験鉄塔の場合、部材剛性の増加による固有振動数の上昇効果と、部材質量の増加による固有振動数の低下効果が錯綜し、1 次振動数では前者の、2 次では後者の効果がより顕著に表れたものと考えられる。また、これらの効果は、後述する解析固有振動モードにおいても同様に、補強後の 1 次では中間部の振動振幅が相対的に押さえられて、いわゆる先調子の振動形状になったこと、2 次では振動モードの腹部位置の曲げ点部付近の質量増加効果が大きくなったことに対応している。

一方、構造物の動的風応答（パフエッティング）の観点から考え

ると、補強により 1 次固有振動数の値が上昇することで、鉄塔は強風の変動風速のエネルギーを吸収しにくくなり、結果的に動的耐風性能の向上が期待できることになる。

(2) 固有振動モード

補強前後の固有振動モードを図 9 に示す。縦軸は高さ(m)、横軸は振幅比として各々の頂部振幅を 1.0 として正規化した値である。

図 9 固有振動モード

解析振動モードはプロットした試験値に良く対応しており、本解析モデルが実機の振動モードを精度良く推定できることがわかる。解析振動モードによると、線路直角方向および線路方向の 1 次において、補強後で塔体部の振幅量が全パネルについて相対的に減少している。2 次においては、共に脚部で振幅量が増加しているが脚部以外の部分では減少している。また、振動形状の節の鉛直位置が線路直角方向 2 次で 1.7m、線路方向 2 次で 3.2m 下がっている。

これらは添接材工法適用による剛性と質量の増加による振動モードの性状への影響と判断される。

なお、補強前の振動試験では、線路直角方向および線路方向 2 次振動加振時に第 14 パネル付近の腹材に共振による個材振動が見られたが、補強後は見られなくなった。このような個材振動の制振効果が付随的に期待できることがわかったが、その定量的検証はここ

では行っていない。

(3) 減衰定数

振動試験での頂部加速度記録および変位記録から求めた1次の減衰定数を表4に示す。

線路直角方向1次の減衰定数は、補強前で2.0%、補強後で1.8%とほとんど変化はなかった。いずれも送電鉄塔の動的風応答設計に通常用いる減衰定数1.0%に対し安全側の値を示した。その他のケースでもほとんど変化は見られなかった。

表4 補強鉄塔の減衰定数（試験値）

加振方向	補強	センサー	減衰定数 (%)
線路直角方向	補強前	加速度計	2.0
		変位計	2.3
	補強後	加速度計	1.8
		変位計	1.7
線路方向	補強前	加速度計	2.2
		変位計	2.0
	補強後	加速度計	1.4
		変位計	1.4

5. 補強鉄塔の動的風応答解析シミュレーション

バンド式補助材工法およびL添接材工法による補強は耐力が増加する一方で、補強により受風面積が増加し風荷重の増大に伴う応力変化が考えられるので、前節の鉄塔モデルの強風時動的応答解析を行い、その時刻歴応答変位から推定した最大応力状態から補強効果を以下のように検討した。

5.1 解析モデルと解析方法

解析は、図10に示すように塔体を72質点に離散化した質点モデルのNewmark β 法による時刻歴応答解析とFEM立体モデルによる静解析を実施した。ここでは、地表面粗度区分Ⅲを想定してべき指数0.20の風速鉛直分布を設定して各パネルの中心位置における風速から各パネル風圧力を算出し、JEC-127-1979に準じて主柱材接合部に荷重比率を風上面：風下面＝1.0：0.6として配分した。また、風向は線路直角方向成分のみを対象とした。なお、補強材設置後の主柱材の風力係数は安全側として山形鋼の値（ $C_D=2.0$ ）を適用し、部材集計法によりパネル単位の風力係数を求めた。したがって風荷重

図10 72質点モデル

値の増加は補強材取付けによる風力係数および受風面積の増加によるものである。

時刻歴応答解析の入力風荷重には、鉛直高さ10mにおける平均風速40.0m/secを基準風速（鉛直プロファイルは上述のべき指数0.2）としたカルマン型変動風速場（乱れの絶対強さ8.0m/sec、乱れのスケール100m、パワースペクトルはカルマン型の(1)式、コヒーレンスはカルマン型の変形ベッセル関数型の(2)式）を設定し、時刻刻み0.1秒で15分間の風速変動場を多次元自己回帰法を用いて時刻歴シミュレートした^{13), 14), 15), 16), 17)}。

$$S_u(n) = \frac{2\overline{u^2}L_x^u}{U} \left\{ 1 + \left(\frac{2cnL_x^u}{U} \right)^2 \right\}^{-5/6} \cdots (1)$$

S_u : カルマン型パワースペクトル

U : 平均風速

$\overline{u^2}$: 変動風速の分散値

L_x^u : 平均流方向成分の縦方向の乱れのスケール

c : 4.2065

n : 周波数

$$\tilde{S}_u^c(\eta, n) = \frac{2}{\Gamma(5/6)} \left\{ \left(\frac{\theta_H}{2} \right)^{5/6} K_{5/6}(\theta_H) - \left(\frac{\theta_H}{2} \right)^{1/6} K_{1/6}(\theta_H) \right\} \cdots (2)$$

$$\text{ここで、} \theta_H \approx \left\{ \left(0.747 \frac{\eta}{L_x^u} \right)^2 + \left(\frac{2\pi n \eta}{U} \right)^2 \right\}^{1/2}$$

$\tilde{S}_u^c$: カルマン型コ・コヒーレンス

$\Gamma(5/6)$: ガンマ関数

$K_{5/6}(\theta_H)$: 5/6次第2種変形ベッセル関数

$K_{1/6}(\theta_H)$: 1/6次 "

乱れのスケールの鉛直分布は平均風速と同じべき指数分布とした。減衰は人力加振試験の1次の減衰定数より2.0%を構造減衰とし、パフエッティング応答時での応答速度と風速の相対速度に起因する空力減衰^{18), 19)}を加味した。また、応答計算は、図10の多自由度モデルをモード分解することなく、マトリックス運動方程式の逐次積分をベータ法で直接行った。ただし、定常状態を対象にするため、応答開始後の5分後からの10分間を考察区間とした。なお、応答量の平均値および最大値の検討に必要なサンプル数として、ランダムな変動風速場を50サンプル用意し、それぞれの応答量の統計的特性値（最大値、標準偏差）を統計処理した。

時刻歴応答解析の結果から各質点間の層間変位が最大となるときの等価静的荷重を算出し、この値をFEM立体モデルによる静解析に適用して部材軸力を求め、これを動的風応答における最大軸力状態とした。したがって、各パネルの最大軸力状態は必ずしも同期していない。なお、FEM立体静的解析は上述の「MSC/NASTRAN for Windows Ver. 4.5」を使用した。

5.2 解析結果

動的風応答における主柱材および腹材の最大軸力状態を補強前後について求め、その結果を図11に示す。図中の軸力比とは、圧縮軸力を座屈強度で除した値であり、この値が1.0を越えると強度不足となることを示している。

補強材を取付けた第6、10～18パネルの主柱材に着目すると、補強後の軸力比が著しく減少していることがわかる。これは、補強前後において主柱材圧縮軸力の増加率に対して、添接材取付けによる

主柱材座屈強度の増加率が大きく上回ったことが原因であると考えられる。なお、補強前において第 17 パネル主柱材の軸力比が 1.0 を越えているが、これは時刻歴応答解析での風荷重として現地風速を想定し、設計荷重を超える風荷重を適用したためである。

腹材については、曲げ点以下について、第 11 上、第 12 上、第 16、第 17 下パネルで補強後に軸力比が減少し、これ以外では増加している。これは、腹材のサイズアップに伴う座屈強度上昇効果と、補強材の取付けによる風圧力増加に伴う腹材軸力上昇効果が錯綜したためと考えられる。

図 11 最大軸力状態

6. まとめ

送電用中空鋼管鉄塔主柱材のより合理的な耐風補強方法を目指し、バンド式補助材工法および主柱材のフランジボルトを利用する L 添接材工法を検討した。これらの工法は、母材の現地加工を必要とせず、短期間の施工が可能な合理的かつ経済的な工法である。

実用化に当たって、バンド式補助材工法および L 添接材工法の耐力確認試験を実施し、今回目標にした耐力向上（バンド式補助材工法で約 15%、L 添接材工法で約 40%）を確認することができた。

また、実線路における中空鋼管鉄塔にバンド式補助材工法および L 添接材工法を適用する前後で人力加振による振動試験および解析を行い、その影響を検討したところ、今回開発した補強材の取付けは鉄塔構造体の剛性増加による動的耐風性能の向上が期待できるこ

と、補強材取付けによる特異な振動性状の発生がないこと、局部振動の抑制効果があること、減衰性状に変化がないことなどがわかり、本補強工法が、動的応答に対しても良好な効果をもたらすことが確認できた。

参考文献

- 1) 大橋義雄他：鋼管鉄塔の溶接による現場改造，送電線建設資料第 25 集，送電線建設技術研究会，pp. 93-122，1979. 12
- 2) 小池市雄他：鋼管鉄塔の現場改造工事に関する実験的検討，鉄塔 No. 60，日本鉄塔協会，pp. 17-24，1984. 6
- 3) 石川光一他：鋼管鉄塔主柱材取替工法，送電線建設資料第 42 集，送電線建設技術研究会，pp. 306-329，1996. 12
- 4) 飯田 健他：鋼管鉄塔主柱材取替え工法，送電線建設資料第 43 集，送電線建設技術研究会，pp. 428-439，1997. 12
- 5) 前田潤滋他：強風時自然風の平均流方向変動風速の空間構造に関する実測的研究，日本建築学会論文報告集，第 311 号，pp. 11-21，1982. 1
- 6) 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，pp. 5-15，昭和 57 年 1 月
- 7) 松永 稔他：送電用中空鋼管鉄塔主柱材の耐風補強工法—圧縮時補強効果について—，第 16 回風工学シンポジウム論文集（東京），pp. 477-482，2000. 12
- 8) 海老原修二他：送電用中空鋼管鉄塔主柱材の耐風補強工法に関する研究（その 1）耐風補強工法の効果，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），pp. 229-230，2001. 9
- 9) 渋谷昭芳他：送電用中空鋼管鉄塔主柱材の耐風補強工法に関する研究（その 3）塔体振動特性に及ぼす耐風補強材の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），pp. 233-234，2001. 9
- 10) 送電用支持物設計標準 JEC-127-1979，電気学会電気規格調査会標準規格，1979.
- 11) MSC/NASTRAN for Windows 解説書，日本エム・エス・シー(株)，1997.
- 12) 前田潤滋他：直接変位計測法による超高鉄塔の強風時応答特性の検証，第 15 回風工学シンポジウム論文集（東京），pp. 251-256，1998. 12
- 13) 赤池弘次，中川東一郎：ダイナミックシステムの統計的解析と制御，3 章，サイエンス社，1972.
- 14) 日野幹雄：スペクトル解析，10 章，朝倉書店，1977.
- 15) 前田潤滋，牧野稔：変動風速のスペクトル計算法について—自己回帰法の利点と問題点—，日本建築学会論文報告集，No. 300，pp. 19-29，1981. 2
- 16) 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—従来の提案式と等方性乱流理論に基づく分類とその基本的性質の比較検討—，日本建築学会論文報告集，No. 287，pp. 77-87，1980. 1
- 17) J. Maeda and K. Adachi : On the Spatial Structures of Longitudinal Wind Velocities near the Ground in Strong Winds, J. of Wind Engineering and Aerodynamics, 15, pp. 197-207, 1983.
- 18) 岡内功，伊藤学，宮田利雄：耐風構造，3-4 章，丸善，1977.
- 19) 大熊武司，神田順，田村幸雄：建築物の耐風設計，4 章，鹿島出版会，1996.

[2002年10月18日原稿受理 2003年2月25日採用決定]