

応答スペクトル法における減衰補正係数の提案と 風車支持構造物の地震荷重の評価

Seismic Load Estimation of Wind Turbine Support Structures Considering a New Damping Correction Factor for Response Spectrum Method

石原 孟^{*1}
Takeshi ISHIHARA

竹井 由拓^{*2}
Yuta TAKEI

^{*1} Professor, Department of Civil Engineering, The University of Tokyo, 7-3-1 Hongo Bunkyo Tokyo, 113-8656, Japan, Fax:+81-3-5841-1147, E-mail: ishihara@bridge.t.u-tokyo.ac.jp

^{*2} Graduate Student, Department of Civil Engineering, The University of Tokyo

Abstract

In this study, a new damping correction factor is proposed to provide accurate design response spectrum. Proposed response spectra show good agreement with those by time history analysis (THA) for both low and high damping ratio. The seismic load of wind turbine tower based on response spectrum method (RSM) is also presented and compared with those by THA. Torsional moment is calculated from acceleration at the top of tower evaluated by RSM and correction coefficient in the formula is proposed by systematic analysis. Moreover, seismic load at foundation is evaluated by Sway-Rocking (SR) model. The quantile value in response spectrum is determined as 0.85 to ensure the reliability level by the calibration with THA currently used for evaluations of seismic load on the wind turbine support structures. The seismic load predicted by RSM is verified by comparison with that by time history analysis.

キーワード：地震荷重，応答スペクトル法，減衰補正係数，風車支持構造物

Key Words: Seismic load, Response spectrum method, Damping correction factor, Wind turbine support structure

1. はじめに

近年，風力発電の導入拡大に伴い，地震発生地域での風車の建設が増えており，風車の支持構造物の地震荷重の評価が必要となる¹⁾。

これまでに地震荷重を解析的に求める手法としては様々な簡易モデルが用いられてきた^{2), 3), 4), 5)}。しかし，これらのモデルでは風車タワーに作用する地震荷重が直線分布として仮定されており，高次モードの影響を厳密に表わすことが出来ないため，地震荷重を過大または過小評価する可能性がある。

一方，時刻歴応答解析(Time History Analysis, THA)では高次モードを評価でき，風車の発電時と停止時の地震荷重の評価にも用いられている^{5), 6), 7), 8)}。しかし，時刻歴応答解析の結果は入力地震波によって大きく変動し，地震荷重の信頼性レベルを統計的に評価するために，多くの解析が必要となる。一般的には大規模ウインドファームでは数十基の風車の地震荷重を評価する必要があるため，簡便かつ高精度の地震荷重評価式

の提案が望まれている。

応答スペクトル法(Response Spectrum Method, RSM)は構造物の高次モードの影響を評価することができ，3次モードまで考慮すれば，風車タワーに作用する地震荷重の鉛直分布を評価できることが示されている⁶⁾。しかし，現行の応答スペクトル法にもいくつかの問題がある。まず現在広く使われている減衰補正係数^{9), 10)}は加速度応答スペクトルを過小評価すると指摘されている⁵⁾。また風車の構造減衰比が低く，応答スペクトルのばらつきが大きいいため，既存の減衰補正係数^{9), 10)}ではこのような応答スペクトルの不確実性を評価できない⁶⁾。

そこで，本研究では，まず一質点系モデルを用いた時刻歴応答解析を実施し，応答スペクトルの信頼性レベルを考慮した減衰補正係数を提案する。次に，応答スペクトル法により風車タワーおよびフーチングに作用する地震荷重を求め，多質点系モデルを用いた時刻歴応答解析の結果と比較することにより，新しい減衰補正係数を用いた応答スペクトル法の予測精度と信頼性レベルの妥当性を評価する。

2. 地震荷重の評価手法と風車モデル

*1 東京大学大学院工学系研究科教授
(〒113-8656 東京都文京区本郷 7-3-1)

E-mail: ishihara@bridge.t.u-tokyo.ac.jp

*2 東京大学大学院工学系研究科大学院生
(原稿受付：2015年5月13日)

地震荷重の評価手法は、時刻歴応答解析と応答スペクトル法に大別される。時刻歴応答解析では地震波の時系列データを風車支持構造物の基部に入力し、運動方程式を時々刻々と解くことにより、風車タワーと基礎に作用するせん断力や曲げモーメント等の最大値を求める。時刻歴応答解析は構造物の高次振動モードの影響や材料非線形を厳密に評価できる利点があるが、地震荷重の信頼性レベルを決定するためには多くの地震波に対して解析する必要がある。一方、応答スペクトル法では、加速度応答スペクトル及び構造物の固有周期、モード形、質量分布等から地震荷重を解析的に求めることができ、また、加速度応答スペクトルに信頼性レベルを表わすパラメータを導入すれば、各信頼性レベルに対応した地震荷重を算出できる。

本章では、時刻歴応答解析と応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル、運動方程式および地震荷重の評価式を示すとともに、本研究に用いる風車モデルの概要を示す。

2.1 加速度応答スペクトル

風車支持構造物の地震荷重を評価する際には、風車タワーの減衰比と表層地盤の増幅を適切に考慮した加速度応答スペクトルを用いる必要がある。本研究では、風車タワーの減衰比と表層地盤の増幅を考慮した加速度応答スペクトルを次式により表わす⁹⁾。

$$S_a(T, \zeta) = \begin{cases} a_0 G_s \left\{ 1 + (F_\zeta \beta_0 - 1) \frac{T}{T_B} \right\} & (0 \leq T < T_B) \\ a_0 G_s F_\zeta \beta_0 & (T_B \leq T < T_C) \\ a_0 G_s F_\zeta \beta_0 \left(\frac{T_C}{T} \right) & (T_C \leq T < T_D) \\ a_0 G_s F_\zeta \beta_0 \left(\frac{T_C}{T_D} \right)^{K_1} \left(\frac{T_D}{T} \right)^{K_2} & (T_D \leq T) \end{cases} \quad (1)$$

ここで、 a_0 は工学的基盤面での基準化加速度応答スペクトル、 F_ζ は減衰補正係数、 G_s は表層地盤による加速度の増幅率、 β_0 は加速度応答が一定となる領域での加速度応答倍率、 T_B 、 T_C 、 T_D 、 K_1 、 K_2 は応答スペクトルの形状を表わす係数である。

IEC61400-1²⁾では地震動の再現期間を475年に定めている。本研究では極めて稀に発生する地震動¹⁰⁾を対象とし、加速度応答スペクトルのパラメータをTable 1に示す。

Table 1 Acceleration response spectrum parameters¹⁰⁾

a_0 (m/s ²)	β_0	K_1	K_2	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
3.2	2.5	1	1	0.16	0.64	3.0

表層地盤における加速度応答スペクトルの増幅は、多層地盤における重複反射理論を用いた簡易的な評価手法が岡野と酒向¹¹⁾により提案され、地盤による増幅率を精度よく評価できることが示された。本研究では、第I種地盤上に建設された風車を対象とし、地盤による加速度の増幅は、次式¹⁰⁾により表わす。

$$G_s = \begin{cases} 1.5 & (T < 0.576) \\ 0.864/T & (0.576 \leq T < 0.64) \\ 1.35 & (0.64 \leq T) \end{cases} \quad (2)$$

加速度応答スペクトルは構造物の減衰比によって異なるため、減衰補正係数を考慮する必要がある。本研究では新たに提案した減衰補正係数と比較するために、現在広く用いられているEurocodeの式を式(3)に示す。

$$F_\zeta = \left(\frac{7}{2 + 100\zeta} \right)^{0.5} \quad (3)$$

ここで、 ζ は風車支持構造物の各振動モードに対応するモード減衰比を示す。地表付近における地盤加速度を求める際には $\zeta = 5\%$ とし、減衰補正係数は1となる。

Ishiharaら⁹⁾の研究から分かるようにEurocodeの減衰補正係数を用いる場合には、風車タワーの加速度応答スペクトルを過小評価する。本研究では、新たに減衰補正係数を提案し、地震荷重の評価を行う。

2.2 時刻歴応答解析

風車の運動方程式は式(4)により表わすことができる。

$$[m]\{\ddot{x}\} + [c]\{\dot{x}\} + [k]\{x\} = -[m]\{e\}\ddot{x}_g \quad (4)$$

ここで、 $\{\ddot{x}\}$ 、 $\{\dot{x}\}$ 、 $\{x\}$ はそれぞれ加速度ベクトル、速度ベクトル、変位ベクトル、 $[m]$ は質量マトリックス、 $[c]$ は減衰マトリックス、 $[k]$ は剛性マトリックスを表す。 $\{e\}$ は全要素が1のベクトルであり、 \ddot{x}_g は基礎底面における地動加速度である。

Table 2 Numerical model and scheme¹²⁾

Dynamic analysis	Newmark-beta method ($\beta=1/4$)
Eigenvalue analysis	Subspace iteration procedure
Element Type	Beam element
Formulation	Total Lagrangian formulation
Damping	Rayleigh damping
Time interval	$\Delta T = 0.02$ sec
Integration time	$T_{\max} = 120$ sec

時刻歴応答解析では、加速度応答スペクトルに適合する地震波を基礎底面に作用させ、運動方程式を解くことにより、風車に作用する地震荷重の時系列を求め

る。解析モデルとしては Fig. 1 に示す多質点系モデルを用い、FEM プログラムにより時刻歴応答解析を行った。Table 2 には本研究で使用した FEM プログラム¹²⁾と数値解析手法の概要を示す。

2.3 応答スペクトル法

風車の第 j 次モードの運動方程式は次式により表わすことができる。

$$\ddot{q}_j + 2\zeta_j \omega_j \dot{q}_j + \omega_j^2 q_j = -\beta_j \ddot{x}_g \quad (5)$$

ここで、 ω_j は固有円振動数、 ζ_j は減衰比、 β_j は刺激係数であり、次式により表わす。

$$\beta_j = \frac{\sum_{i=1}^n m_i X_{ij}}{\sum_{i=1}^n m_i X_{ij}^2} \quad (6)$$

j 次モードにおける第 i 層の絶対加速度、変位、せん断力、曲げモーメントの最大値は式(7)~(10)により表すことができる。

$$A_{ij} = \beta_j X_{ij} S_a(T_j, \zeta_j) \quad (7)$$

$$D_{ij} = \beta_j X_{ij} S_a(T_j, \zeta_j) \left(\frac{T_j}{2\pi}\right)^2 \quad (8)$$

$$Q_{ij} = \sum_{k=1}^n \beta_j X_{ij} S_a(T_j, \zeta_j) m_k \quad (9)$$

$$M_{ij} = \sum_{k=1}^n \beta_j X_{ij} S_a(T_j, \zeta_j) m_k (z_k - z_i) \quad (10)$$

ここで、 $\beta_j X_{ij}$ は刺激関数、 $S_a(T_j, \zeta_j)$ は固有周期 T_j 、減衰比 ζ_j に対応する一質点系の加速度応答スペクトルである。風車の最大地震荷重は各モードの重ね合わせにより求め、地震荷重を式(11)~(14)にそれぞれ示す。

$$A_i = \sqrt{\sum_{j=1}^m \sum_{l=1}^m \rho_{jl} A_{ij} A_{il}} \quad (11)$$

$$D_i = \sqrt{\sum_{j=1}^m \sum_{l=1}^m \rho_{jl} D_{ij} D_{il}} \quad (12)$$

$$Q_i = \sqrt{\sum_{j=1}^m \sum_{l=1}^m \rho_{jl} Q_{ij} Q_{il}} \quad (13)$$

$$M_i = \sqrt{\sum_{j=1}^m \sum_{l=1}^m \rho_{jl} M_{ij} M_{il}} \quad (14)$$

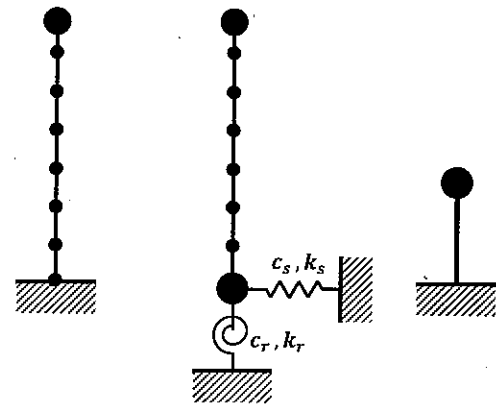
ここで、 ρ_{jl} はモード間の相関係数であり、CQC(Complete Quadratic Combination)法¹³⁾により次式から求める。

$$\rho_{jl} = \frac{8\sqrt{\zeta_j \zeta_l} (\zeta_j + r \zeta_l) r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\zeta_j \zeta_l r (1+r^2) + 4(\zeta_j^2 + \zeta_l^2) r^2} \quad (15)$$

ここで、 $r (= \omega_l / \omega_j)$ は各モードの固有振動数比である。

2.4 解析モデル

本研究では 3 種類の解析モデルを用いた。Fig. 1(a) にはローター、ナセル、タワーを多質点(Multi Degree of Freedom)により表わした基礎固定モデル(Fixed Foundation Model)を示す。このモデルではローターとナセル質量をハブ高さに集中させ、ローターのモデルを単純化した。ローターとナセルの偏心によるねじれモーメントはハブ高さでの集中質量、加速度、偏心距離の積より評価する。風車タワーの地震荷重のみを評価する場合には基礎固定モデルが可能であるが、フーチングに作用する地震荷重を評価するため、Fig. 1(b) に示す SR モデル(Sway-Rocking model)¹⁴⁾を用いる必要がある。一方、加速度応答スペクトルを計算する際には、Fig. 1(c) に示す一質点系モデル(Single Degree of Freedom)¹⁵⁾を用いた。



(a) FF model (b) SR model (c) SDOF

Fig. 1 Wind turbine models

2.5 風車支持構造物の固有値解析

Table 3 には本研究に用いた定格出力 500kW と 2000kW の直接基礎の風車モデルの概要を示す。フーチングの質量はローター、ナセル、タワーの総質量の約 6 倍である。基礎固定モデルでは風車タワー基部までモデル化し、SR モデルでは、風車タワーのモデルにフーチングの質点を追加した。風車の構造減衰は、Rayleigh 型減衰モデルにより設定し、1 次および 2 次の固有周期に対して、文献 12 と 16 を参考に与えた。

Table 4 には本研究に用いた地盤モデルの概要を示す。基礎底面に水平と回転方向の地盤ばねと減衰を付与した。ばね定数と減衰係数はコーンモデル¹⁾により評価し、地盤各層の等価せん断剛性と等価減衰定数は地盤の地震応答解析の結果を用いた。

Table 3 Description of wind turbines and footings

Rated power(kW)	500	2000
Rotor diameter(m)	40.3	83
Tower height(m)	42	67
Rotor and nacelle mass(kg)	29650	112000
Tower mass(kg)	36089	165100
Tower top diameter(m)	1.24	2.34
Tower top thickness(mm)	10	13
Tower bottom diameter(m)	2.11	4.23
Tower bottom thickness(mm)	25	35
First mode damping ratio (%)	0.5	0.2
Second mode damping ratio (%)	2.5	2.5
Footing width (m)	10	16
Footing mass (kg)	397860	1551170
Stiffness in the sway direction (N/m)	5.27×10^9	8.98×10^9
Stiffness in the rocking direction (Nm/rad)	1.36×10^{11}	5.82×10^{11}
Damping in the sway direction (Nsec/m)	1.11×10^7	1.88×10^7
Damping in the rocking direction (Nmsec/rad)	1.46×10^{11}	6.40×10^{11}

Table 4 Parameters of soil¹⁷⁾

Layer No.	Depth D (m)	Density ρ (t/m^3)	S-wave Velocity V_s (m/s)	P-wave Velocity V_p (m/s)	Soil type
1	3.0	1.7	130	320	Sand
2	5.7	1.8	340	720	Sand
3	10.0	1.7	280	720	Clay
4	17.4	1.9	380	1980	Sand
Bedrock	—	2.1	510	1980	Rock

Table 5 と Table 6 には本研究で対象とした 500kW の SR モデルおよび基礎固定モデルの固有値解析の結果を示す。表にある m は総質量、各モードの有効質量 m_j は次式により表わす。

$$m_j = \frac{\left(\sum_{i=1}^n m_i X_{ij}\right)^2}{\sum_{i=1}^n m_i X_{ij}^2} \quad (16)$$

また減衰 ζ_j はレイリー減衰による寄与 ($1/2(\alpha/\omega_j + \beta/\omega_j)$) および並進と回転の減衰による寄与から求めた。

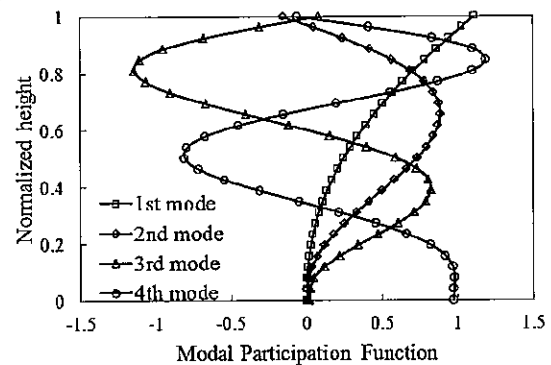
Table 5 に示す 4 次モードはフーチングの並進(Sway)モードに対応しており、有効質量比に対する寄与は非常に大きいことが分かる。これはフーチングの質量はローター、ナセル、タワーの質量に比べ、非常に重いことによる。何れのモデルも 4 次モードを考慮すれば、有効質量比の累積値が 85%以上という IEC61400-1 の基準を満足する。同じことは 2000kW 風車についても言える。Fig. 2 には固有値解析により求めた刺激関数の鉛直分布を示す。SR モデルの 4 次モードはフーチングの並進運動に対応する。一方、基礎固定モデルでは並進モードが現れない。並進モードがタワー基部の地震荷重に与える影響については 4.1 節で説明する。

Table 5 Structural properties of SR model

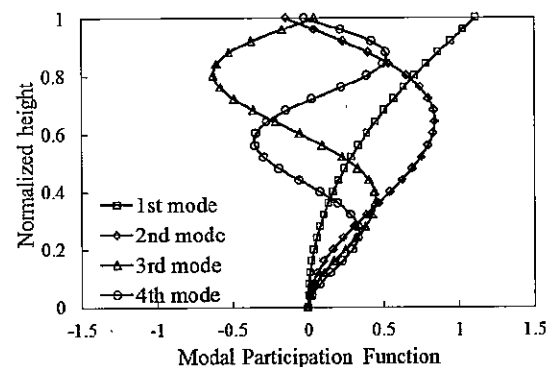
Mode	ζ_j (%)	T_j (s)	m_j/m	$\sum m_j/m$
1	0.5	1.947	0.088	0.088
2	2.5	0.244	0.023	0.111
3	7.4	0.082	0.027	0.138
4	12.1	0.055	0.857	0.995

Table 6 Structural properties of FF model

Mode	ζ_j (%)	T_j (s)	m_j/m	$\sum m_j/m$
1	0.5	1.947	0.629	0.629
2	2.5	0.244	0.143	0.772
3	7.4	0.082	0.057	0.829
4	15.6	0.039	0.032	0.860



(a) SR model



(b) FF model

Fig. 2 Modal participation function of 500kW wind turbine

3. 応答の不確実性を考慮した減衰補正係数の提案

応答スペクトル法により風車の地震荷重を評価する際に加速度応答スペクトルの減衰補正係数が重要となる。構造減衰比の低い風車では、地震動によって加速度応答スペクトルが大きくなるが、Eurocode の減衰補正係数ではこの不確実性を評価できない。また、高減衰側においても、既存の減衰補正係数では加速度応答スペクトルを過小評価している。本研究では、減

衰比5%以下の低減衰域と減衰比5%以上の高減衰域に分けて、加速度応答スペクトルの不確実性を考慮した減衰補正係数の近似式を提案する。

3.1 低減衰域での減衰補正係数の提案

本節では、構造物の減衰比、固有周期及び応答スペクトルの不確実性を考慮するための減衰補正係数を説明する。1質点系モデルに対して、計35波(31波のランダム位相と4波の観測位相)のスペクトル適合波を入力し、加速度応答スペクトルを求めるとともに、加速度応答スペクトルの不確実性を表す確率分布を推定した。次に、求めた確率分布より応答加速度の各パーセンタイル値を計算し、各パーセンタイル値に対してベストフィッティングを行い、関数のパラメータを決定した。

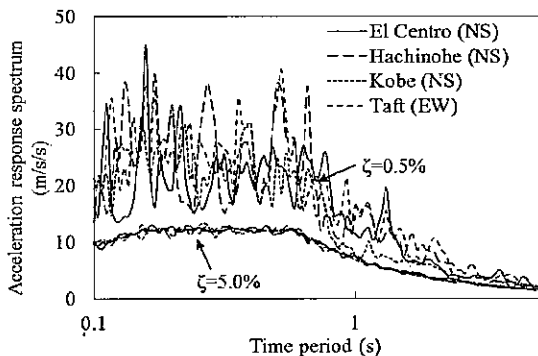


Fig. 3 Acceleration response spectrum

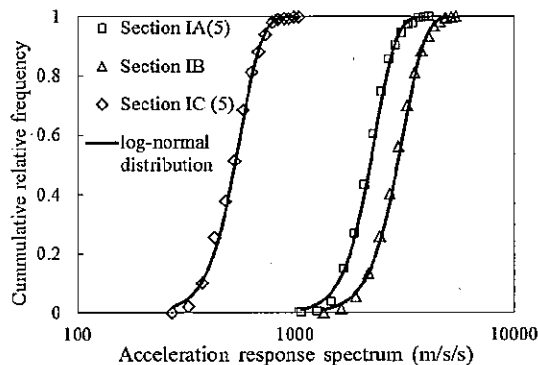


Fig. 4 Cumulative relative frequency of spectral acceleration

Fig. 3には減衰比が5%と0.5%の加速度応答スペクトルを示す。減衰比0.5%の加速度応答スペクトルでは、非常に大きな不確実性が存在していることが分かる。加速度応答スペクトルの不確実性を表す確率分布を求めるために、固有周期別に区間を分けた。区間を分ける際には、式(1)の加速度応答スペクトルの形状に基づき、 $0.05 < T < T_B$ を区間 I_A 、 $T_B \leq T \leq T_C$ を区間 I_B 、 $T_C < T \leq 5$ を区間 I_C とした。また、スペクトルの形状が曲線となる区間 I_A と I_C に関しては、さらに等比分

割して各10個の区間 $I_A^{(i)}$ 、 $I_C^{(i)}$ ($i=1\sim 10$)を作成した。Fig. 4には、区間 $I_A^{(5)}$ 、 I_B 、 $I_C^{(5)}$ における加速度の累積相対度数をプロットで表わし、各区間における平均値と標準偏差から求めた対数正規分布の累積分布関数は実線で示した。プロットが実線とほぼ一致していることより、加速度応答スペクトルの累積相対度数は対数正規分布に従うことがわかり、応答スペクトルのパーセンタイル値を信頼性レベル γ として定義した。提案した減衰補正係数を次式に示す。

$$F_{\zeta}(\zeta, T) = \left(\frac{7}{2+100\zeta} \right)^{-0.07T+0.7\gamma+0.5} \quad (\zeta \leq 0.05) \quad (17)$$

Fig. 5に示すように、提案式により求めた応答スペクトル(実線)は応答加速度の各パーセンタイル値の計算結果(プロット)とよく一致している。構造物の固有周期を考慮したことにより、長周期における応答スペクトルを精度よく評価し、クォンタイル γ の値を変化させることにより、応答スペクトルの不確実性の評価を可能にした。

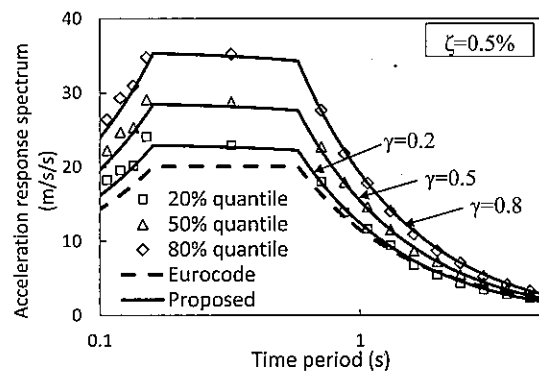


Fig. 5 Comparison of acceleration response spectrum by THA and proposed formula

3.2 高減衰域での減衰補正係数の提案

次に、1質点系モデルを用いた時刻歴応答解析を実施し、減衰比が5%以上の場合における加速度応答スペクトルを評価した。本研究では、高減衰時の加速度応答スペクトルのばらつきも低減衰時と同じようにクォンタイルにより評価した。また高次モードの寄与が大きい低周期側の加速度応答スペクトルの過小評価を補正するため、減衰補正係数のべき指数を固有周期の常用対数の関数とした。新たに提案した減衰比5%以上の時の減衰補正係数を次式に示す。

$$F_{\zeta}(\zeta, T, \gamma) = \left(\frac{2}{-3+100\zeta} \right)^{0.15 \log_{10} \frac{T}{1.5\gamma} + 0.3} \quad (\zeta > 0.05) \quad (18)$$

Fig. 6 には、提案式により求めた加速度応答スペクトルと時刻歴応答解析から得られた加速度応答スペクトルとの比較を示し、Eurocode の式による加速度応答スペクトルも併記した。Eurocode の式に比べ、提案式による加速度応答スペクトルは短周期側において予測精度が向上している。なお、0.5 秒以上の長周期側では高減衰の式が実際に使われないことを注意されたい。

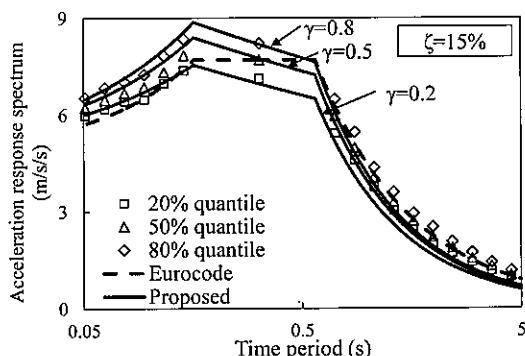


Fig. 6 Comparison of acceleration response spectrum by THA and proposed formula

Fig. 7 には風車タワーの 1 次固有周期を表わす 2.5sec と風車フーチングの並進運動の固有周期にはほぼ対応する 0.05sec の提案式による減衰補正係数と Eurocode の式により求めた値との比較を示す。低次モード（長周期）で重要となる低減衰側及び高次モード（短周期）で重要となる高減衰側とも、本研究の提案式が Eurocode 式の減衰補正係数の過小評価を改善している。

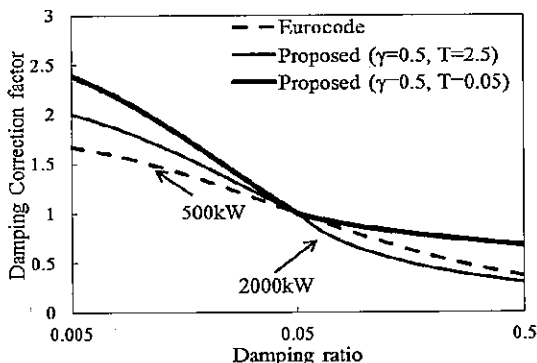


Fig. 7 Comparison of damping correction factors by Eurocode and proposed formulas

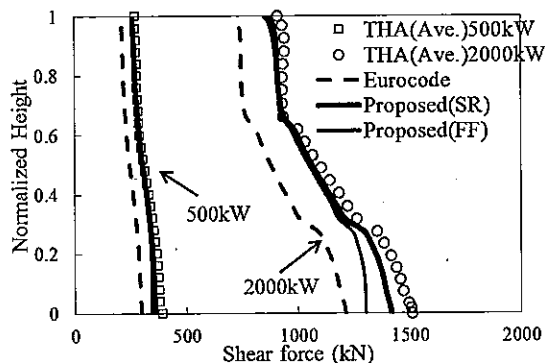
4. 風車支持構造物の地震荷重の評価

本章では、新しく提案した減衰補正係数を用いて、応答スペクトル法により風車タワーとフーチングの地震荷重を求め、時刻歴応答解析によりその予測精度を評価する。応答スペクトルの不確実性を評価するために導入した信頼性レベル γ は、現行設計法と同等の信頼性を得られるように値を決定し、時刻歴応答解析の結果と比較することによりその妥当性を評価する。

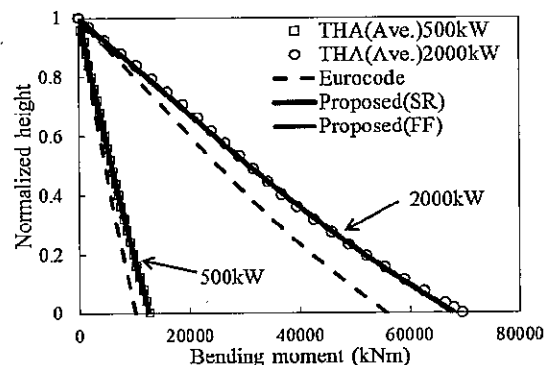
4.1 地震荷重の評価

国際基準 IEC61400-1 では地震荷重を評価する際に、有効質量比の累積値が 85% 以上となるモードまで用いることが望ましいと記述されている²⁾。本研究で対象とした二つの風車は、4 次モードまで考慮すれば、Table 5 と 6 に示すように IEC61400-1 の条件を満足する。

Fig. 8 には、信頼性レベル γ を 0.5 とする場合のせん断力と曲げモーメントの鉛直方向分布と 35 波の時刻歴応答解析から求めた平均値との比較を示す。Eurocode の減衰補正係数による結果は時刻歴応答解析の結果を過小評価するのに対して、本研究で提案した減衰補正係数による結果は時刻歴応答解析の結果に近く、特に風車の構造計算にとって重要である曲げモーメントの予測精度が大きく向上していることが分かる。



(a) Shear force



(b) Bending moment

Fig. 8 Vertical profiles of shear force and bending moments by THA and RSM for two wind turbines

Table 7 には Eurocode と提案式により評価したタワー基部におけるせん断力と曲げモーメントの予測誤差を示す。本研究で提案した減衰補正係数を用いたことにより、地震荷重の評価精度が大きく向上していることが分かる。SR モデルに比べ、基礎固定モデルがタワー基部における地震荷重を過小評価しているのはフーチングの並進モードを再現していないことによるものである。ただし、この近似は曲げモーメントに与える

影響が小さく、風車本体およびタワーの設計には基礎固定モデルを用いてもよいことが分かる。

Table 7 Prediction errors (%) at the tower bases ($\gamma=0.5$)

	Q_{base}		M_{base}	
	500kW	2000kW	500kW	2000kW
Eurocode	-24.1	-19.7	-20.7	-19.8
SR model	-8.2	-6.2	-1.5	-2.2
FF model	-12.1	-13.7	-1.6	-2.7

次に、応答スペクトル法によりねじれモーメントを求めるために、本研究では応答スペクトル法により得られるナセル位置での加速度の最大値と偏心重量及びタワー中心からの偏心距離との積から次式により評価した。

$$M_t = \alpha \times m_n A_n L_e \quad (19)$$

ここで、 M_t はねじれモーメント(kNm)、 m_n は偏心質量(kg)、 A_n はナセル位置($i=n$)での最大加速度 (m/s^2)、 L_e はタワー中心からの偏心距離であり、補正係数 α は時刻歴応答解析の結果から 1.1 とした。

最後に、応答スペクトル法を用いてフーチングに作用するせん断力を評価した結果を示す。Fig. 9 には各モードのフーチングにおけるせん断力への寄与を示す。風車の規模によらず、フーチングのせん断力には、基礎並進モードの寄与が非常に大きいことが分かる。

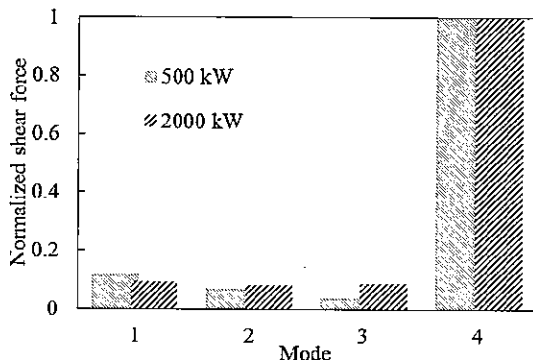


Fig. 9 Contribution of each mode to shear forces at the footings of 500kW and 2000kW wind turbines

Table 8 には Eurocode と提案式により評価したフーチングにおけるせん断力と曲げモーメントの予測誤差を示す。提案した減衰補正係数を用いたことにより、曲げモーメントの評価精度が大きく向上している。

Table 8 Prediction errors (%) at the footings ($\gamma=0.5$)

	$Q_{footing}$		$M_{footing}$	
	500kW	2000kW	500kW	2000kW
Eurocode	-6.4	-2.0	-24.9	-19.9
Proposed	1.2	4.1	-1.8	-2.5

4.2 地震荷重の信頼性レベルの評価

応答スペクトル法により求める地震荷重の信頼性レベルを設定するため、時刻歴応答解析を用いた現行の設計基準とのコードキャリブレーション (Code Calibration) を行った。現行の設計基準¹⁾では、海洋型、直下型等の代表的な大地震の観測波位相や乱数位相を用いて作成したスペクトル適合波およびこれらの大地震の観測波、合計 6 波の地震波による時刻歴応答解析を行い、その最大値を用いる。

本研究では信頼性レベル $\gamma=0.85$ を定め、その妥当性は海洋型、直下型等の代表的な大地震の観測波位相 (El Centro, Taft, Kobe, Hachinohe) と乱数位相 (Random1, Random2) により計 6 波の地震波を用いた時刻歴応答解析の結果により確認した。Fig. 10 には時刻歴応答解析によるせん断力と提案式により評価したせん断力を示す。入力地震動のスペクトルが同じでも、地震荷重には大きな差があることがある。Fig. 10 から本研究で定めた信頼性レベル $\gamma=0.85$ により求めた値は、時刻歴応答解析の最大値に対応しており、その妥当性が検証された。

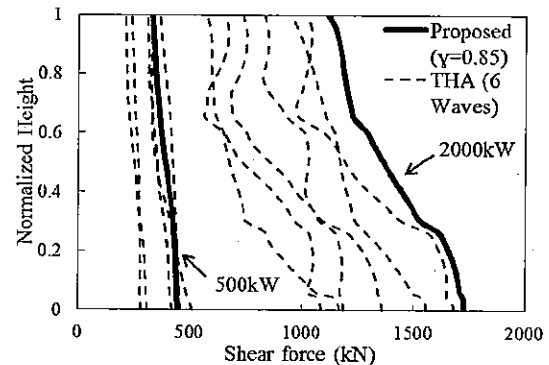
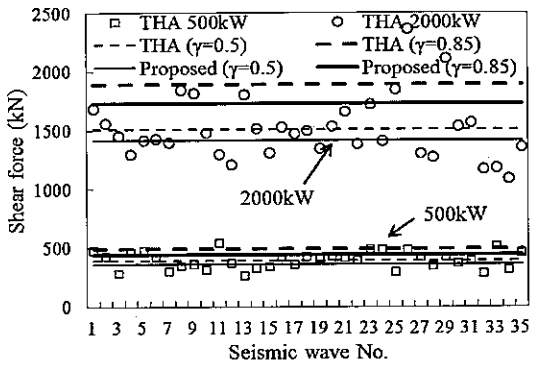
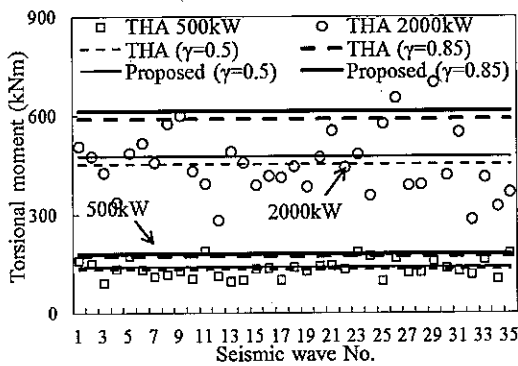


Fig. 10 Comparison of shear force profiles at the tower bases for 500kW and 2000kW wind turbines

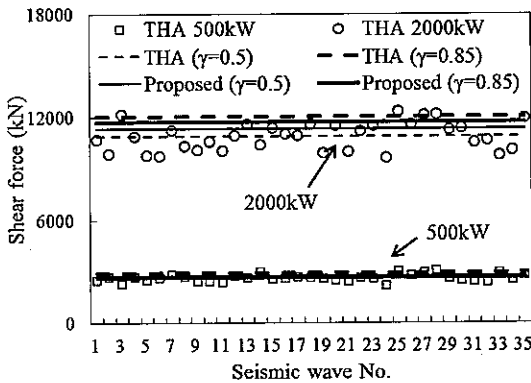
Fig. 11 には 35 波の時刻歴応答解析から得られたタワー基部のせん断力、タワーのねじれモーメントおよびフーチングのせん断力と提案式により求めた値との比較を示す。時刻歴応答解析の結果は正規分布に従うため、時刻歴応答解析の平均値は $\gamma=0.5$ に相当する。応答スペクトルの信頼性レベル γ を 0.5 とした場合には、提案式による値は時刻歴応答解析の平均値 ($\gamma=0.5$ の値) を精度よく評価していることが分かる。また γ を 0.85 とした場合には、提案式の値は時刻歴応答解析の 85%信頼性レベルから求めた値とほぼ一致していることが分かる。このように応答スペクトル法では信頼性レベルを定めれば、信頼性レベルに対応する地震荷重を解析的に求めることができ、その精度は時刻歴応答解析と同じである。



(a) shear forces at the tower bases



(b) torsional moments



(c) Shear forces at the footings

Fig. 11 Comparison of seismic load by THA and RSM for 500kW and 2000kW wind turbines

5. おわりに

本研究では、加速度応答スペクトルを精度よく評価するために、新しい減衰補正係数を提案し、応答スペクトル法により風車支持構造物の地震荷重を高精度に評価することが可能にした。主な結論を以下に示す。

- 1) 一質点系モデルを用いた時刻歴応答解析を行い、加速度応答スペクトルの不確実性を考慮した新たな減衰補正係数を提案し、既存の減衰補正係数による加速度応答スペクトルの過小評価を改善した。
- 2) 本研究で提案した減衰補正係数式により算出した風車の地震荷重は時刻歴応答解析による結果とよ

く一致し、タワー基部での曲げモーメントの予測誤差は従来の20%から1.5%まで低減した。また現行の設計基準とのキャリブレーションにより、本研究で提案した減衰補正係数の信頼性レベル γ を0.85とした場合には現行の設計基準と同等の信頼性を有することを明らかにした。

参考文献

- 1) T. Ishihara, ed., Guidelines for design of wind turbine support structure and foundations; Japanese society of civil engineers, 2010. (in Japanese).
- 2) IEC61400-1, Wind turbines. Part 1: Third edition, 2005.
- 3) Risø, Guidelines for design of wind turbines, Wind Energy Department of Risø National Laboratory and Det Norske Veritas, Copenhagen, Denmark, 2001.
- 4) Ian Prowell and Paul Veers, Assessment of wind turbine seismic risk: existing literature and simple study of tower moment demand, Sandia National Laboratories, 2009.
- 5) T. Ishihara, M.W. Sarwar, Numerical and theoretical study on seismic response of wind turbines, Proc. of EWEC 2008, 2008.
- 6) T. Ishihara, G. Takamoto, M.W. Sarwar, Seismic load evaluation of wind turbine support structures with consideration of uncertainty in response spectrum and higher modes, OFFSHORE 2011, 2011.
- 7) D. Witcher, Seismic analysis of wind turbines in the time domain, Wind Energy, No. 8, pp. 81-91, 2005.
- 8) R. A. Kjølraug, A. M. Kaynia, A. Elgamal, Seismic Response of Wind Turbines due to Earthquake and Wind Loading, Proc. of the 9th International Conference on Structural Dynamics, pp. 3627-3634, 2014.
- 9) Eurocode 8, Design of structure for earthquake resistance; Part 1: General rules, Seismic actions and rules for buildings, EN-1998-1:2004.
- 10) BSL, The Building standard law of Japan, The building centre of Japan. 2004.
- 11) H. Okano, Y. Sako, Method for evaluation of amplification of ground motion by surface strata, for response spectrum method. Proc. of Grand Renewable Energy 2014, CD-ROM, O-Wd-14-2, 2014.
- 12) T. Ishihara, P. V. Phuc, Y. Fujino, K. Takahara and T. Mekaru, A field test and full dynamic simulation on a stall regulated wind turbine, Proc. of APCWE VI, 2005.
- 13) A. D. Kiureghian, A response spectrum method for random vibration analysis of MDF systems, EESD, Vol.9, pp.419-435, 1981.
- 14) ISO 3010, Bases for design of structures – Seismic actions on structures, 2001.
- 15) D. J. Inman, Vibration with control, John Wiley & Sons Ltd, USA, 2006.
- 16) S. Oh, T. Ishihara, A study on structure parameters of an offshore wind turbine by excitation using active mass damper, Grand Renewable Energy 2014, 2014.
- 17) AII, Seismic response analysis and design of buildings considering dynamic soil-structure interaction, 2006. (in Japanese)