

風力発電タワーの耐震設計に関する基礎的考察

九州大学大学院 学生員 ○ 榊 豊和
九州大学大学院 フェロー 大塚久哲
日本鋼管株式会社 正会員 棚邊 隆

1. はじめに

風力発電設備は風車、発電機、その他制御機器及びそれらの支持構造であるタワー及び基礎から構成される。近年、建設コストに対する発電能力の最大化の視点から、1基あたりの風力発電設備は大型化する傾向にあり、タワー及び基礎構造の重要性が益々大きくなっている。現在、風力発電タワーの設計は建築基準法の適用対象となる為、同法にて規定する風荷重及び地震荷重に対して煙突関連の設計指針を準用し許容応力度の照査を実施している。しかし、本構造の設計においては、設備の稼動時荷重(風荷重+ブレードの回転による振動)と地震荷重の組み合わせなどの風力発電特有な問題があり、耐震設計指針の整備が望まれる。また、設備の普及拡大に伴い、レベル2地震に対する性能規定も重要な課題と考える。これらを踏まえて本研究では、風力発電タワーの振動計測結果と現在の設計法の比較及び道路橋示方書に準拠したレベル2地震動に対する解析を静的及び動的の両方において実施し、風力発電タワーの耐震設計法について検討した。

2. 振動計測

今回対象とした600kW風力発電設備の諸元を表-1に示す。まず、FFTアナライザを用いて固有振動数を計測した。その後、①風向・風速、②羽の回転数、③タワーの応答加速度・応答変位(南北方向と東西方向)、④タワー基部の軸方向歪(東西南北)を約1ヶ月間に渡り連続的に計測した。(③と④の設置位置は図-1を参照)データサンプリング間隔は0.1秒とした。これらの計測項目の内、本論文では計測期間中の最大変位とタワー基部の歪より算出した最大曲げモーメントの値を用いている。

表-1 風力発電設備構造概要

構造形式	鋼製自立式(変断面モノポール構造)	
タワーの高さ	46m	起動風速 3.0m/s
基礎の高さ	0.3m	定格風速 13.0m/s
タワーの外径	頂部2.0m 基部3.5m	停止風速 25.0m/s
耐風速	60m/s	ブレード長 23.9m
定格回転数	27rpm	ハブ高さ 50m
定格出力	600kW	最大高 75.25m

3. 現在の設計値と計測値の比較

建築基準法による入力荷重は以下に示す通りである。

- ・風荷重 地表面粗度区分 III
 G_f (ガスト係数)=2.1
 規準風速 $V_0=25(m/s)$ 定格運転時最大風速
 =48(m/s) 暴風時風速
- ・地震荷重 震度法設計水平震度 $k_h=0.3$

図-2より次のことが解る。定格運転時の風荷重と地震荷重による曲げモーメント及び変位の応答値は同程度で

あり、暴風時の風荷重による応答値はおよそ2倍となっている。現行のタワーの設計法では、地震荷重よりも風荷重の方が大きく、支配的である。また、計測最大変位は同じ高さにおける定格運転時の風荷重よりも大きい、暴風時の風荷重より小さい。基部の計測最大曲げモーメントは建築基準における定格運転時の風荷重よりも小さい。建築基準は暴風時の安全性を照査することを目的としている為、定格運転時に対しても突風(ガスト係数)など不確実性を考慮して風荷重を割増している。この割増により建築基準は計測結果よりも安全側で設計しているといえる。

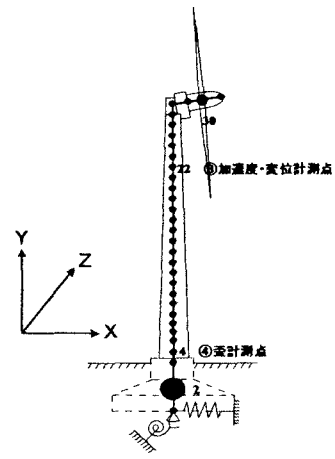


図-1 解析モデル及び計測機器設置位置図

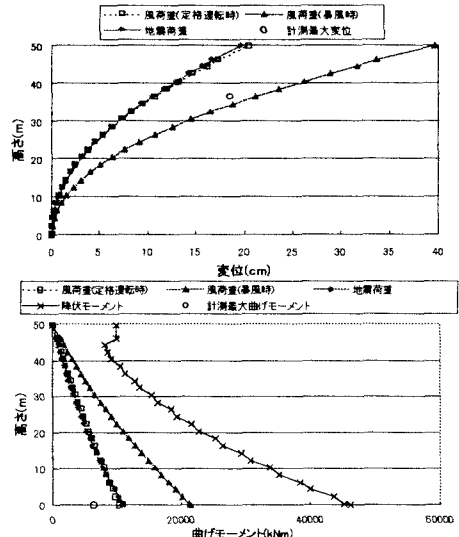


図-2 設計変位・曲げモーメント図

4. レベル2地震動に対する検討

4.1 解析モデル及び解析条件

解析モデルは図-1に示す総節点数31の3次元線形梁モデルである。節点30にはブレードとナセル部の集中質量503.5kNを、節点2には基礎の集中質量10211.6kNと回転慣性重量124166.0kNmを与えた。基礎重量を除いたモデルの全重量は1131.1kNであり、その内の45%がタワー頂部の節点30に集中している。地盤種別はⅡ種地盤で、地盤バネは水平、回転の一組の線形バネとして与えた。タワーは鋼管で材質はSS400($\sigma_y=235\text{N/mm}^2$)である。部材の減衰定数は、タワーは2%、地盤バネは20%とした。入力荷重としては、道路橋示方書に準拠して以下に示す荷重を用いた。入力方向はX方向である。なお、静的解析の水平震度は4.2の固有値解析より求めた1次固有周期より決定した。動的解析に用いる減衰マトリックスは、固有値解析より算出したひずみエネルギー比例型減衰からモード減衰定数を算定、有効質量の卓越する2つの次数(1次と5次)のレイリー減衰に換算して時刻歴解析に用いた。また、数値解析手法は、運動方程式を直接積分して応答を求めるNewmark- β 法を用いた。また、 $\beta=0.25$ 、積分間隔は0.01秒とした。

・静的解析(地震時保有水平耐力法レベルの入力荷重)

タイプⅠ 設計水平震度 $k_{hco}=0.85$ ($T=1.572\text{sec}$)

タイプⅡ 設計水平震度 $k_{hco}=1.22$ ($T=1.572\text{sec}$)

・動的解析

Ⅱ種地盤用のタイプⅠ、タイプⅡの標準波(それぞれ3波の計6波)

4.2 固有値解析結果

このモデルを用いた固有値解析結果を表-2に示す。モデルの妥当性を検証するために前述したFFTアナライザによる固有振動数の計測値と固有値解析結果の比較を行った。計測値はブレード方向(Z方向)とブレード直角方向(X方向)は共に0.619Hz、解析値はブレード方向が2次の0.637Hz、ブレード直角方向が1次の0.636Hzであり、計測値と解析値の誤差はブレード方向、ブレード直角方向共に2.5%であり、解析モデルは妥当と判断される。

表-2 固有値解析結果

次数	固有振動数及び固有周期		累積有効質量比(%)		
	Hz	sec	X	Y	Z
1	0.636	1.572	7	0	0
2	0.637	1.569	7	0	7
3	4.670	0.214	12	0	7
4	4.821	0.207	12	0	12
5	8.394	0.119	92	0	12
6	8.456	0.118	92	0	94
7	11.352	0.088	96	4	94
8	13.817	0.072	96	4	98
9	15.280	0.065	99	6	98
10	17.392	0.057	99	6	100

4.3 解析結果及び考察

図-3に静解と動解による曲げモーメント及び変位を示す。なお、動解の結果はタイプⅠとタイプⅡのそれぞれ3

波平均としている。タイプⅠ地震に対しては静解及び動解のいずれも降伏モーメントには至らないが、タイプⅡ地震に対しては降伏モーメントを超えている。従って、重要性の高い施設に関してはレベル2地震に対する検討が今後必要となる。また、降伏に至る場合、タワー基部よりはむしろ中間部分から降伏することがわかる。道路橋示方書では、原則的に構造物の付け根部で降伏するように断面を決定しているが、本タワーではそうになっていない。どのような構造が真に耐震的であるかの検討も含めて設計水平震度のかけ方に関する考察が今後必要であろう。最後に静解と動解の結果を比較すれば、曲げモーメント・水平変位ともに動解の結果の方が大きく出ており、動的解析の必要性を伺わせる結果となっている。

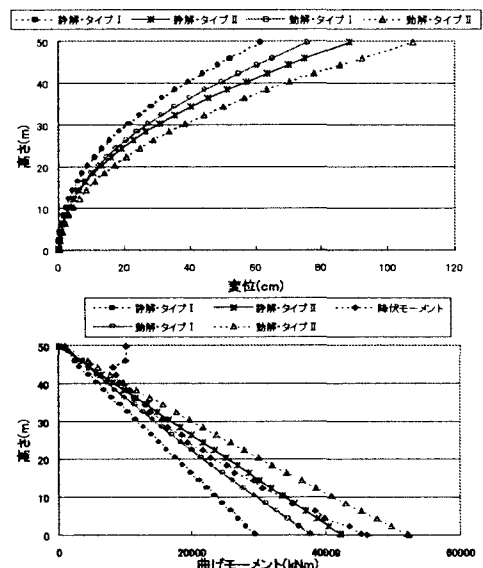


図-3 最大応答変位・曲げモーメント図

5. まとめ

本研究では、計測値と設計値の比較より、設計値(変位及び曲げモーメント)よりも計測値の方が小さく、安全側であることを確認した。また、レベル2地震動に対する検討より、重要性の高い施設に関してのレベル2地震動の検討と、静的解析による設計水平震度のかけ方に関する検討の必要性を指摘した。

実際、地震時には、ブレードの回転及び風により発生する外力と地震荷重が同時に作用すると考えられる。今後の課題としては、上述の項目の他に、これらの外力と地震荷重を同時に考慮した解析を行い、風力発電設備の耐震設計法の確立を行うことが挙げられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説：V. 耐震設計編，1996年12月
- 2) 大塚，棚邊，榎：風力発電設備の動的特性と耐震設計に関する基礎的考察，構造工学論文集 Vol. 48A (2002年3月，投稿中)