

風力発電機J82のピッチベアリングに発生したクラックに関する報告書(概要版)

1. はじめに

2013年4月に稼動中の当社製風力発電機J82のピッチベアリングにクラックの発生が確認された。このクラックの発生原因を究明するための調査と検討を進めてきた結果、原因が判明し以下の対策を実施する。

- (1) 挿入栓穴の位置を240°位置に変更する。
- (2) 高周波焼入れ後に160°C×1時間の条件で焼戻しを実施する。
- (3) ボルト穴の表面粗さの上限値をRz 25μmとする。
- (4) 外輪の半径方向の板厚を30mm増加する(外径を2,060mmから2,120mmに変更)。

上記の4)の対策に伴い、ピッチベアリングの重量が3軸で867kg(1軸あたり289kg)増加する。これは、風力発電機上物重量に対して1%以下の増加量である。この重量増加が風力発電機の強度に及ぼす影響として風車本体について検討した結果、表1-1及び図1-1に示す通り強度上の変化はなく、ピッチベアリング仕様変更後も20年間に想定される極値条件と20年の風力発電機運用期間に耐えうる強度を持っていることを確認した。本書では支持物への影響を確認したので報告する。

表1-1 疲労/極値荷重増加比と裕度

	疲労荷重 増加比	仕様変更後 疲労荷重 設計裕度	極値荷重 増加比	仕様変更後 極値荷重 設計裕度
ブレード	1.00	1.05 (最小部)	1.02 (最大増加部)	3.81 (最大増加部)
ハブ	1.00	1.05	1.00	1.68
サポートコーン	1.00	1.92	1.00	1.68
発電機	1.00	1.20	1.00	1.70
メインベアリング	1.00	2.73	1.00	5.74
ナセル	1.00	1.13	1.00	4.90
ヨーベアリング	1.00	32.3	1.01	1.41

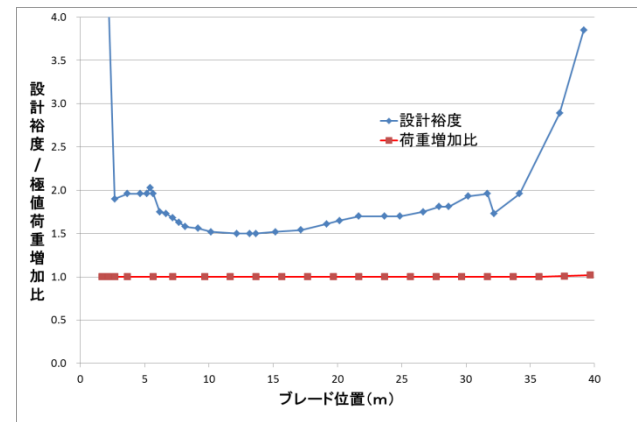


図1-1 極値荷重に対するブレードの裕度と荷重増加比

2. タワー及び基礎の裕度確認

仕様変更後のピッチベアリングに交換予定の風車全基を対象に、支持物の設計に対して支配的に作用する暴風時荷重及びレベル2地震時荷重におけるタワーと基礎の最小裕度を確認した。対象機の中には平成19年の建築基準法改正前に建築確認申請が実施された風車も含まれており、当時は地震荷重の検討方法が現在と大きく異なるため、改正前の風車に関しては地震時荷重と記す。表2-1にタワーの裕度、表2-2に基礎の裕度が最も小さいサイトについて抜粋したものを示す。表2-1、表2-2よりタワーと比較して基礎の裕度が厳しいこと、ピッチベアリング仕様変更による暴風時荷重の影響がほぼ無いこと、地震時よりレベル2地震時の裕度が厳しいことを理由に、レベル2地震時において直接基礎、杭基礎で裕度の厳しい上位2サイト、計4サイト(S04、S09、N10、S06)においてピッチベアリング仕様変更後の強度確認を行うこととした。

表2-1 タワー裕度の厳しいサイトにおける最小裕度

建築基準法	荷重	サイト名	ハブ高さ	部位・荷重条件	裕度
改正前	暴風時	N01	80m	シェル(GL+6.54m)・圧縮	1.22
改正後	暴風時	N04	65m	シェル(GL+60.5m)・せん断	1.02
改正前	地震時	N01	80m	シェル(GL+55.7m)・圧縮	1.12
改正後	レベル2 地震時	S04	65m	シェル(GL+56.84m)・せん断	1.20
		N07	77m	FG2フランジボルト・引張	1.20

表2-2 基礎裕度の厳しいサイトにおける最小裕度

建築基準法	荷重	基礎形状	サイト名	号機	部位	部位・荷重条件	裕度
改正前	暴風時	杭基礎	S01	1~11	ベDESTAL	引張応力度	1.01
改正後	暴風時	直接基礎	S02	5, 7	ベDESTAL	アンカー材・押抜き	1.02
		杭基礎	S02	1~4, 6	ベDESTAL	アンカー材・押抜き	1.02
改正前	地震時	杭基礎	S01	1, 3~5, 9	フーチング	引張応力度	1.13
改正後	レベル2 地震時	直接基礎	S04	2~19	安定計算・転倒	偏心量	1.02
			S09	1, 2	ベDESTAL	曲げモーメント	1.02
		杭基礎	N10	1~9	杭体	せん断	1.01
			S06	8, 10	基礎配筋・下側鉄筋	鉄筋応力	1.05

3. 風力発電機タワー強度への影響

当該風力発電機のピッチベアリングの仕様(重量)変更に伴うタワー強度への影響を確認するため。仕様変更後の風車モデルにおける風荷重及びレベル2地震荷重を導出し、強度照査を行った。その結果、すべての部位で裕度に問題ないことが確認された。以下に、概要を記す。

(1) 風力発電機タワーのピッチベアリング仕様(重量)変更に伴う地震荷重の検討

表3-1に地震応答解析結果を示す。荷重の変化は変更前と比べ、変更後は0.976~1.006倍の変動となっており、荷重はほぼ変わらない結果となった。

表3-1 タワー基部のレベル2地震時荷重比較

サイト名	荷重	変更前	変更後	比率 後/前
S09	転倒モーメント (kN・m)	7.61×10^4	7.60×10^4	0.999
	せん断力 (kN)	1.25×10^3	1.25×10^3	1.000
S04	転倒モーメント (kN・m)	5.91×10^4	5.92×10^4	1.002
	せん断力 (kN)	1.60×10^3	1.60×10^3	1.000
N10	転倒モーメント (kN・m)	6.48×10^4	6.51×10^4	1.005
	せん断力 (kN)	1.60×10^3	1.59×10^3	0.994
S06	転倒モーメント (kN・m)	5.89×10^4	5.75×10^4	0.976
	せん断力 (kN)	1.69×10^3	1.70×10^3	1.006

(2) 風車タワー構造設計への影響についての検討

a) タワー基部荷重比較

表3-2に代表例としてS06サイトにおける発電時(長期)、暴風時(短期)、レベル2地震時におけるタワー基部荷重の比較表を示す。発電時(長期)、暴風時(短期)荷重は1%未満の変動であったためピッチベアリング仕様変更によるこれらの荷重へ与える影響はほぼ無いと言える。レベル2地震時荷重の変化は変更前と比べて、変更後は0.853~1.265倍の変動となった。

表3-2 S06サイトにおける各荷重条件下でのタワー基部荷重

	発電時(長期)				暴風時(短期)				レベル2地震時			
	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	転倒モーメント (kN・m)	振れモーメント (kN・m)	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	転倒モーメント (kN・m)	振れモーメント (kN・m)	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	転倒モーメント (kN・m)	振れモーメント (kN・m)
変更前	2,899	252	16,372	0.0	2,857	729	44,586	1,290	2,857	1,349	69,693	1,485
変更後	2,908	252	16,342	0.0	2,866	729	44,594	1,290	2,866	1,707	59,463	1,497
比率 (後/前)	1.003	1.000	0.998	1.000	1.003	1.000	1.000	1.000	1.003	1.265	0.853	1.008

b) タワー各部材の裕度比較

代表例としてS06サイトにおけるレベル2地震時荷重条件時のタワー各部材の裕度を表3-3に示す。発電時(長期)、暴風時(短期)各荷重時も含め、裕度はすべて問題ないことを確認している。

表3-3 S06サイトにおけるレベル2地震時荷重条件下でのタワー各部材の裕度

項目	単位	照査内容	変更前			変更後		
			計算値	許容値	裕度	計算値	許容値	裕度
筒身	N/mm ²	圧縮応力度	8.46	278	1.54	8.50	278	1.82
	N/mm ²	曲げ応力度	179	289	1.54	150	289	1.82
	N/mm ²	最大剪断応力度	28.0	40.8	1.46	27.9	40.8	1.46
フランジボルト	kN	最大引張荷重	844	1,326	1.57	714	1,326	1.86
フランジ	N/mm ²	最大応力度	222	295	1.33	174	295	1.69
開口部	N/mm ²	圧縮応力度	164	247	1.51	141	247	1.76
	N/mm ²	剪断応力度	7.80	176	22.6	9.57	176	18.4
チューブ	N/mm ²	孔部引張応力度	234	325	1.39	204	325	1.59
ベースリング	N/mm ²	引張応力度	151	295	1.95	130	295	2.26
	N/mm ²	圧縮応力度	137	295	2.15	120	295	2.46

風力発電機J82のピッチベアリングに発生したクラックに関する報告書(概要版)

4. 基礎の強度への影響

当該風力発電機のピッチベアリングの仕様(重量)変更に伴う基礎強度への影響を確認するため、仕様変更後の風車モデルにおけるレベル2地震荷重を導出し、強度照査を行った。その結果、すべての部位で裕度に問題ないことが確認された。以下に、概要を記す。

(1) 基礎設計荷重の比較

代表例として、表4-1にS04サイト(直接基礎)の、表4-2にN10サイト(杭基礎)の基礎設計荷重を示す。両者で形式が異なるのは基礎設計者の違いによるもので、S04サイトでは地震動6波の包絡値に裕度をもたせて切り上げた数値であり、N10サイトは地震動7波それぞれで荷重を導出した数値である。

表4-1 S04サイト(直接基礎)における基礎設計荷重比較

	鉛直力 Vo(kN)	水平力 Ho(kN)	モーメント Mo(kN・m)	振れモーメント Mr(kN・m)	設計水平震度 KH
変更前	2,700	1,700	62,000	1,900	0.400
変更後	2,710	1,700	62,100	1,960	0.390

表4-2 N10サイト(杭基礎)における基礎設計荷重比較

変更前							
荷重条件		鉛直力 N(kN)	水平力 Q(kN)	モーメント M(kN・m)	ねじりモーメント Mj(kN・m)	水平震度 Kh	鉛直震度 Kv
既往波	EL CENTRO(NS)	2,914	946	49,200	1,138	0.52	0.26
	TAFT(EW)	2,914	957	40,697	928	0.51	0.26
	HACHINOHE(EW)	2,914	953	60,774	1,345	0.28	0.14
告示波	KOKUJI-1R	2,914	1,477	44,689	1,347	0.61	0.31
	KOKUJI-2R	2,914	1,279	41,342	1,205	0.54	0.27
	KOKUJI-3H	2,914	1,381	56,850	1,481	0.60	0.30
	KOKUJI-4K	2,914	1,267	41,347	1,118	0.42	0.21
変更後							
荷重条件		鉛直力 N(kN)	水平力 Q(kN)	モーメント M(kN・m)	ねじりモーメント Mj(kN・m)	水平震度 Kh	鉛直震度 Kv
既往波	EL CENTRO(NS)	2,923	947	49,969	1,155	0.52	0.26
	TAFT(EW)	2,923	960	42,194	944	0.51	0.26
	HACHINOHE(EW)	2,923	949	61,096	1,382	0.28	0.14
告示波	KOKUJI-1R	2,923	1,467	44,595	1,346	0.61	0.31
	KOKUJI-2R	2,923	1,279	42,548	1,213	0.54	0.27
	KOKUJI-3H	2,923	1,384	62,681	1,534	0.60	0.30
	KOKUJI-4K	2,923	1,271	41,356	1,124	0.42	0.21

(2) 基礎各部位の裕度比較

代表例として、表4-3にS04サイト(直接基礎)の、表4-4にN10サイト(杭基礎)のレベル2地震時荷重条件時の基礎各部位の裕度を示す。裕度はすべて問題ないことを確認している。

表4-3 S04サイト(直接基礎)における基礎設裕度比較

項目	単位	照査内容	変更前			変更後			
			計算値	許容値	裕度	計算値	許容値	裕度	
安定計算	支持力	kN/本	極限支持力	394	649	1.65	395	661	1.67
	転倒	kNm	抵抗モーメント	72,709	110,708	1.52	72,669	110,779	1.52
		m	偏心量	4.663	4.733	1.02	4.657	4.733	1.02
	接地率	m	分布長確認	7.3	14.2	-	7.3	14.2	-
基礎配筋	滑動	kN	許容せん断抵抗力	6,316	9,356	1.48	6,201	9,362	1.51
		下側鉄筋	N/mm ²	コンクリート許容圧縮応力度	4.0	20.0	5.00	4.0	20.0
上側鉄筋	N/mm ²		鉄筋許容応力度	275	345	1.26	276	345	1.25
	ペDESTAL	下側鉄筋	N/mm ²	コンクリート許容圧縮応力度	2.9	20.0	6.90	2.9	20.0
N/mm ²			鉄筋許容応力度	217	345	1.59	217	345	1.59
mm		アンカープレート幅(引張)	89	320	3.60	89	320	3.60	
		アンカープレート幅(圧縮)	109	320	2.94	109	320	2.94	
N/mm		許容せん断力	279	1,457	5.22	278	1,457	5.24	
N/mm		アンカー材・抜出許容引張力	4,163	6,683	1.61	4,170	6,683	1.60	
N/mm	アンカー材・押抜許容引張力	1,514	5,283	3.49	1,524	5,283	3.47		

表4-4 N10サイト(杭基礎)における基礎設裕度比較

項目	単位	照査内容	変更前			変更後				
			計算値	許容値	裕度	計算値	許容値	裕度		
杭支持力	押込	kN/本	極限支持力	5,548	18,208	3.28	5,795	18,208	3.14	
	支持	kN/本	極限引抜力	-1,767	-3,717	2.10	-2,012	-3,717	1.85	
杭体断面力	曲げ	kNm	許容曲げモーメント	5,307	6,161	1.16	5,303	6,136	1.16	
	せん断	kN	許容せん断力	1,160	1,166	1.01	1,159	1,166	1.01	
定版頂点方向	下側引張	曲げ	kNm	許容曲げモーメント	17,623	26,936	1.53	18,583	26,936	1.45
		せん断	kN	許容せん断力	11,527	26,715	2.32	12,123	26,715	2.20
	上側引張	曲げ	kNm	許容曲げモーメント	8,987	12,718	1.42	9,937	12,718	1.28
		せん断	kN	許容せん断力	5,272	26,715	5.07	5,862	26,715	4.56
定版22.5度回転方向	下側引張	曲げ	kNm	許容曲げモーメント	17,987	26,938	1.50	18,981	26,938	1.42
		せん断	kN	許容せん断力	7,369	26,715	3.63	7,825	26,715	3.41
	上側引張	曲げ	kNm	許容曲げモーメント	9,448	13,141	1.39	10,432	13,141	1.26
		せん断	kN	許容せん断力	4,818	26,715	5.54	5,269	26,715	5.07
ペDESTAL	曲げ	kNm	許容曲げモーメント	61,874	79,839	1.29	64,322	77,773	1.21	
	せん断	kN	許容せん断力	2,152	43,374	20.2	2,142	43,374	20.2	
チューブアンカー	引抜き	kN	許容引張力	4,099	6,332	1.54	4,267	6,314	1.48	
	押込み	kN	許容圧縮力	4,533	6,735	1.49	4,704	6,717	1.43	
	支圧	N/mm ²	許容支圧応力度	21.20	36.00	1.70	22.36	36.00	1.61	

5. まとめ

風力発電機J82のピッチベアリングに発生したクラックに関して、その発生原因を究明するための各種調査・解析を実施した結果、原因が判明し、有効な対策案(ベアリングの仕様変更案)が立案できた。また、このベアリングの仕様変更により、風力発電機の上物重量が約1%増加するが、この重量増加が風力発電機のタワー及び基礎を含む各部の強度に影響を及ぼさないことを確認した。

今後は、全サイトのJ82において全てのピッチベアリングを対策品に交換する予定であるが、交換工事を早急を実施し、風力発電機J82の安全性を長期に亘って維持していく。