

Schadensbilder und mögliche Schadensursachen

## Bauzustandsbetrachtung an Betonfundamenten von Windenergieanlagen

Frank Langer, Ahrensburg

Bei der Nutzung erneuerbarer Energien hat sich die Windenergie in Deutschland etabliert. Bis zum 31. 12. 2008 waren 20 301 Windenergieanlagen mit einer Leistung von 23 903 MW installiert. Damit hat die Windenergie einen Anteil von 7 % am Stromverbrauch in Deutschland. Allein im ersten Halbjahr 2008 wurden 415 Anlagen aufgebaut [1]. Energiegewinnung aus Wind hat wirtschaftlich und politisch eine überragende Bedeutung. Dieses wird auch mit der Novellierung des Erneuerbare Energien Gesetzes (EEG) 2009 unterstrichen [2]. Bauform und Typen dieser Anlagen sind unterschiedlich und stellen aufgrund der dynamischen Belastungen und der Exposition – z. B. in Offshore-Parks – hohe Anforderungen an die Bautechnik. Der Beitrag fasst die Ergebnisse einer vergleichenden Schadenserhebung an verschiedenen Bauformen im Rahmen der Erarbeitung einer Instandsetzungskonzeption zusammen. Die Betrachtung des Zustands der Betonsockelfundamente ergab interessante Erkenntnisse zu konstruktionsbedingten, ausführungstechnischen und betontechnologischen Ursachen von Schäden sowie zu Instandsetzungskonzepten. Als Anlagentyp wurde GE 1,5 sl ausgewählt, der mit mehreren Windenergieanlagen lokal konzentriert in einem Windpark erfasst werden konnte.

### 1 Einleitung

Die Bedeutung der Windenergie im Problemkreis immer knapper werdender Energiereserven hat dazu geführt, dass Tausende von Windenergieanlagen in Zonen nutzbarer

Windgänge gebaut wurden (Bild 1). Eine zusammenfassende Darstellung von Bauformen mit ihren Vor- und Nachteilen existiert nicht. Gleichzeitig mit der stürmischen Entwicklung beim Bau von Neuanlagen im In- und Ausland ist man bemüht, Erkenntnisse aus den vorhandenen Anlagen zu gewinnen, um konstruktive und wirtschaftliche Optimierungen zu ermöglichen. Diese sollen sowohl die Offshore-Parks als auch die Exportmärkte für Windenergieanlagen erreichen. Nicht zuletzt sind diese Lernprozesse von immenser Bedeutung für die Erhaltung der vorhandenen Anlagen in ihrer garantierten Lebensdauer.

Ein Beitrag dazu – insbesondere zu der Betonausführung der GE 1,5 sl Windenergieanlagen – ist das Ergebnis der hier beschriebenen Untersuchungen. Die untersuchten Windenergieanlagen wurden in den Jahren 2003 bis 2004 gebaut. Die Nabenhöhe beträgt 96 m und der Rotordurchmesser 77 m. Der Anlagentyp zeichnet sich durch einen 8 m hohen begehbaren Sockel aus einem Beton der Festigkeitsklasse C35/45 mit einem Außendurchmesser von ca. 5,70 m und 1 m Wanddicke aus. Dieser ist in eine ca. 2 m dicke, erdüberschüttete Gründungsplatte aus einem Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit ca. 15 m Durchmesser eingebunden. Die Betonbauteile sind schlaff bewehrt. Der Sockel nimmt in ca. 7 m Höhe ein Fundamenteinbauteil (FET) auf, in welches der Stahlrohrschaft der Windenergieanlagen eingespannt ist. Die Anlagen 3, 5, 6, 7 und 10 bis 13 erhielten schon vor der Inbetriebnahme

eine Beschichtung, die Anlagen 1, 2, 4, 8 und 11 zwischenzeitlich bei einer testweisen Instandsetzung im Rahmen einer vergleichenden Produktbewertung.

Die praktischen Feststellungen zum Zustand der Bauwerkserhaltung sollen im Sinne einer Ursachenermittlung mit konstruktiven, ausführungstechnischen und betontechnologischen Grundlagen korreliert und gleichzeitig Hinweise für die Instandsetzung gegeben werden.

### Der Autor:

Dr.-Ing. Frank Langer studierte an der Hochschule für Architektur und Bauwesen in Weimar und promovierte 1983 an der Technischen Hochschule Wismar mit einem Thema zur Modellierung der Betonverdichtung. Anschließend war er in der Baustoffforschung am Forschungszentrum für Landwirtschaftsbau, Wismar, und dem Readymix Institut für Baustoffe, Ratingen, tätig. Von 1996 bis 2007 hatte er verschiedene Führungspositionen bei einem weltweit tätigen Baustoffkonzern inne. Anfang 2008 gründete er ein eigenes Ingenieurbüro und arbeitet als Sachverständiger für Betontechnologie und Estrich. Er ist Mitglied im Kompetenzzentrum Bau Mecklenburg-Vorpommern und im Kompetenzzentrum Betoninstandsetzung Nord, Hamburg. Er vertritt das Bundesfachreferat Ingenieure und Ingenieure (BDB) und leitet die Regionalgruppe Hamburg des Verbands Deutscher Betoningenieure (VDB) in Hamburg.



Bild 1: Beispiel einer Windenergieanlage GE 1,5 sl



Tafel 2: Verteilung der Risse und Grad der Schädigung an der Außenseite

Höhe [cm]	Oberfläche													Anzahl WEA	Risse außen festgestellt	%
	WEA	sb	sb	A	sb	A	A	A	sb	A	b	b	b			
760–800 bis Krone																
720–760																
680–720			u	u	u	u	u	u	u	u				10		77
640–680														0		0
600–640														3		23
560–600														2		15
520–560														2		15
480–520														2		15
440–480																
400–440																
360–400														3		23
320–360														3		23
280–320			u	s	u	s	u	s	u	s	u	s	u	9		69
240–280														5		38
200–240														3		23
160–200														4		31
120–160																
80–120																
40–80																
Sohle–40																

■ sehr starke, deutliche, gravierende, wiederholende Rissbildungen  
■ schwächere, wiederholende, verteilte, differenziertere Rissbildungen  
 u ... teilweise umlaufend      s ... teilweise versintert  
 v ... auch vertikal              n ... netzartig

Hervorzuheben ist die Windenergieanlage 4, deren Innenseite oberflächlich instand gesetzt wurde und keine Risse erkennen ließ. Außerdem war allein Anlage 4 frei von Marienkäfern, die sonst zu Tausenden in den untersuchten Windenergieanlagen ihre Winterzuflucht suchten. Allerdings konnte leider nicht geklärt werden, welche Oberflächenbehandlung zu welchem Zeitpunkt hier durchgeführt wurde.

Die vorgefundenen Risse waren oder sind zum Teil wasserführend. Die Anlagen 10 und 11 weisen außerdem vertikale Risse auf. Drastische Häufungen von Rissbildungen finden sich in nahezu allen Anlagen in Höhen von ca. 2,00 m bis 2,40 m und 6,80 m bis 7,20 m über der Sohle. Diese Häufigkeit



Bild 4: Blasen unter der instand gesetzten Beschichtung

wird als signifikant betrachtet, da sie an 69 % bzw. 77 % der geprüften Anlagen auftreten. Das Histogramm ist Teil der Tafel 3.

## 2.4 Weitere Feststellungen

Bei der Begehung der Windenergieanlagen fielen weitere Schäden auf, deren Vorhandensein und Häufigkeit in Tafel 4 dargestellt sind. Als besonders gravierend erwiesen sich die schollenartig angelegten Abplatzungen des Betons auf der Krone der Sockelfundamente. Die Bilder 7 und 8 zeigen Beispiele. Bild 7 zeigt die Folge der Rissbildung in Form teilweise versagender Beschichtung. Bild 8 zeigt den Fortgang der Schädigung.

Diese Absprengungen des Betons auf der Krone weisen eine Keilform auf. Das Auftreten solcher Abplatzungen bei Windenergieanlagen ist seit langem allgemein bekannt [4]. Am Fundamenteinbauteil (FET), jenem Stahlrohr, welches im Beton verankert den Stahlschaft der Windenergieanlagen aufnimmt, beträgt die Dicke der Absprengung ca. 5 cm bis 10 cm. Hier ermöglicht die Rissbildung den Zutritt von Wasser und damit Schäden durch Frosteinwirkung. Der Schadensfortschritt ist rasant. Die vorliegenden Fälle werden nicht zwangsläufig durch defekte Fugen begleitet. Das heißt, die ablösende Rissbildung kann zuerst ohne Einfluss der Fuge am Fundamenteinbauteil entstehen. Mit dem Fortgang des Schadens, der Frostabsprengung und der ständigen dynamischen Beanspruchung versagt auch die dauerelastische Fuge. Die im Zuge einer Instandsetzung beschichteten Windenergieanlagen 1, 2, 4 und 11 wurden bezüglich des Zustands der

Krone nicht untersucht. Die äußeren Abplatzungen des Betons um das Fundamenteinbauteil sind gravierend und bei 55 % der überprüften Anlagen deutlich sichtbar vorhanden. Es ist bekannt, dass dieses Schadensbild auch auf der Innenseite des Fundamenteinbauteils auftreten kann [4]. Da es dort allerdings vor Bewitterung geschützt ist, trägt es weniger zum Schadensfortschritt bei.

Bild 9 zeigt eine typische Rissbildung um eine Tür. Gleichermäßen können Risse auch in der Laibung erkannt werden. Die Rissbreiten liegen zwischen 0,2 mm und 0,4 mm und sind grundsätzlich unkritisch.

Einige Windenergieanlagen weisen Rostfahnen auf (Bild 10). Diese entstehen durch Oxidation von Eisenverbindungen in der Gesteinskörnung. Das Schadensbild ist in der Gesamtbetrachtung als geringfügig zu betrachten, da sie nur an 23 % der geprüften Anlagen zu beobachten sind.

Das Auftreten von Blasen in der Beschichtung betraf alle beschichteten Anlagen. Lediglich im Erscheinungsbild konnte zwischen instand gesetzten und ursprünglich beschichteten Anlagen differenziert werden. Die instand gesetzten Anlagen zeigten ausgeprägte große Blasen (s. Bild 4), die zum Teil mit Wasser gefüllt waren. Hier wurde nach Aussage des Betreibers auf ein Verpressen der wasserführenden Risse vor der Beschichtung verzichtet. Lediglich Anlage 1 mit einer sehr hochwertigen Dickbeschichtung zeigte nur zwei Blasen.

Die ursprüngliche Beschichtung der Anlagen 10 bis 13 war durch aufgeplatzte Blasen über den Rissverläufen gekennzeichnet. Hier war keine rissüberbrückende Wirkung gegeben bzw. die Beschichtung war durch die Risse, ihre Dynamik und den kapillaren Wasserdruck ermüdet, aufgeplatzt und abgelöst (s. Bild 5). Das Schadensbild der Blasen bzw. ihrer Reste betraf 100 % der beschichteten Windenergieanlagen. Hier liegt offensichtlich ein signifikantes Problem vor.

## 2.5 Zusammenstellung und Auswertung der Ergebnisse

Die in den Tafeln 1 bis 4 dargestellten Histogramme zeigen Häufigkeiten, die als signifikant definiert wurden, wenn sie an mehr als einem Drittel der geprüften Anlagen zu beobachten sind. Das heißt, wenn mehr als jede dritte Windenergieanlage ein gleiches Schadensbild zeigte, waren hier systemische Ursachen zu vermuten.

Die Betrachtung der relativ stärksten optischen Beeinträchtigung als Summe aus Verfärbungen, Rissen, Bewuchs, Ablösungen von Farbe und Beschichtung korrelierte mit 62 % der geprüften Anlagen eindeutig auf Flächen, die der Hauptwindrichtung aus Südwest zugewandt sind. Nachgeordnet zeigte sich bei 38 % der geprüften Anlagen ein Zusammenhang mit der Wind- und Wetterrichtung Nordost.

In gleicher Betrachtungsweise traten Rissbildungen außen in einer Höhe von 2,40 m bis 3,20 m bei 38 % bzw. 69 % der Windenergieanlagen deutlich hervor. Risse in einer Höhe von 6,80 m bis 7,20 m waren bei 77 %



**Bild 5: Marienkäfer nutzen das feucht-warme Klima in den Defekten der Beschichtung, die durch Ablösung der Beschichtung über dem Rissverlauf entstanden sind**

der Anlagen festzustellen und wurden damit als signifikant eingeschätzt.

Risse im Innern fanden bei 69 % der geprüften Anlagen in einer Höhe von 2,00 m bis 2,40 m über der Sohle eine bemerkenswerte Häufung. Allerdings zeigten sogar 77 % der Anlagen Risse in einer Höhe von 6,80 m bis 7,20 m.

Stellt man die Histogramme der inneren und äußeren Rissbildung einander gegenüber, erhält man Tafel 5. Darin zeigt sich eine gesamtheitliche Häufung von Rissen in Höhen von 2,00 m bis 2,40 m und 2,80 m bis 3,20 m (46 % der geprüften Anlagen) und absolut herausragend die Risse 1,20 m unterhalb der Krone (77 % der untersuchten Windenergieanlagen). Des Weiteren waren die Abplatzungen des Betons auf der Krone angrenzend zum Fundamenteinbauteil sehr häufig (55 % der untersuchten Anlagen).

Die Risse um die Türen wurden wegen ihres Auftretens an 46 % der geprüften Anlagen und die Ablösungen der Beschichtung bei 100 % der beschichteten Anlagen als signifikant eingeschätzt.

## 3 Zusammenhang der Ergebnisse mit den möglichen Ursachen

### 3.1 Konstruktion

Die festgestellten Risse zeichnen sich nicht durch extreme Rissbreiten aus. Es muss aber berücksichtigt werden, dass sich unter dynamischer Windbelastung die Risse deutlich aufweiten können und sogar ein Pumpeffekt für das Niederschlagswasser möglich ist.

Die Ursache der Risse rd. 1,2 m unter der Krone liegt in der Querschnittsschwächung durch das Fundamenteinbauteil (FET) [5]. Das Fundamenteinbauteil ist ein Stahlrohr mit einer Wanddicke von 30 mm. Es wiegt ca. 8 t und hat einen Außendurchmesser von ca. 4700 mm. Der umlaufende Flansch ist ca. 45 mm dick und ca. 295 mm breit. Das Fundamenteinbauteil ist ca. 1,27 m in das Betonsockelfundament eingespannt und ragt ca. 32 cm aus der Krone heraus. Der obere Flansch am Ende des Fundamenteinbauteils ist einseitig nach innen geführt und dient der hochfesten Schraubverbindung zum Stahlrohrturm der Windenergieanlagen. Die Querschnittsschwächung liegt damit ca. 1,2 m unterhalb der Krone. Hier befindet sich der Übergang von der hochfesten, elastischen

Stahlkonstruktion in den zugempfindlichen, spröden Baustoff Beton: Genau hier sind gravierende Rissbildungen mit hoher Signifikanz festzustellen.

Eine Häufung der Risse in der Höhe von 2,00 m bis 3,20 m ist feststellbar, aber mit Einbauteilen nicht zwingend zu erklären. Die Zugkräfte, die auf den Turm wirken, führen zu vertikalen Verformungen. Der Stahlbeton reißt planmäßig, da erst dann die Bewehrung ihre Aufgabe „Aufnahme der Zugkräfte“ übernehmen kann. Bei der Bemessung wird vielfach dem Beton zwischen den Rissen, die im Raster der berechneten Verankerungslängen anzutreffen sind, eine „zugversteifende“ Wirkung [6, 7] zugedacht. Damit werden geringere Rissbreiten und Dehnungen berechenbar.

Es ist die Frage zu stellen, ob Beton der vorliegenden Festigkeit in einer derartigen Windenergieanlagen-Konstruktion, die schwellenden und fallweise wechselnden Lasten ausgesetzt ist, diesem Ansatz noch folgen kann. Hinzu kommt, dass die elastischen Eigenschaften der Betonkonstruktion sich durch Risse, aber auch langfristig durch die fortschreitende Hydratation, ständig verändern.

Die dynamische Belastung auf die Windenergieanlagen und hier insbesondere auf die Verbindung von der Stahlkonstruktion zur schlaff bewehrten Betonkonstruktion des Sockelfundaments zeigt in einer weiteren gravierenden Rissakkumulation ihre Wirkung: die Risse auf der Krone direkt neben dem Fundamenteinbauteil. Konstruktionsbe-

dingt weist das Fundamenteinbauteil 56 Löcher mit 8 cm Durchmesser auf, durch die Bewehrungsstäbe mit 25 mm Durchmesser gesteckt werden, um neben dem Flansch am Ende des Fundamenteinbauteils die Verankerung im Beton sicherzustellen. Über diesen Stählen liegt umlaufende Ringbewehrung von 28 mm Durchmesser und darauf Bügel von 10 mm Durchmesser. Es folgt die Betondeckung mit 50 mm. Vertikale Verformungen dehnen und stauchen das Fundamenteinbauteil und führen über die Einleitung von Zugkräften zur Absprengung der Betondeckung einschließlich des Gefällekeils. Der Beton wird hoch- und abgerissen. Die starke Bewehrung kann nicht ausreichend über Verformung reagieren und die sehr hohe Beton-



**Bild 6: Risse im Innenraum, teilweise versintert**

**Tafel 3: Verteilung der Risse auf der Innenseite der Sockelfundamente**

Höhe [cm]	WEA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	Anzahl WEA	Risse innen festgestellt	%
760-800 bis Krone																	
720-760																	
680-720		u	u	u	?	u	u	u	u	u					10		77
640-680			u												1		8
600-640			u												1		8
560-600			u												1		8
520-560								u							2		15
480-520													s		4		31
440-480								u			v	v			3		23
400-440		s										u			3		23
360-400																	
320-360																	
280-320		s		u											3		23
240-280								u							2		15
200-240		u				s	u	u	s						9		69
160-200															1		8
120-160																	
80-120																	
40-80																	
Sohle-40																	

■ sehr starke, deutliche, gravierende, wiederholende Rissbildungen  
■ starke, deutliche, differenziertere Rissbildungen  
■ schwächere, wiederholende, verteilte, differenziertere Rissbildungen  
u ... teilweise umlaufend      s ... teilweise versintert  
v ... auch vertikal              ? ... innen behandelt, keine Käfer

Tafel 4: Erfassung weiterer Schäden bzw. Merkmale der Windenergieanlagen 1 bis 13

Oberfläche	sb	sb	A	sb	A	A	sb	A	b	b	b	b	Anzahl WEA	weitere Merkmale	%
WEA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13		
Risse Krone	#	#		#			#						5	■	55
Risse Tür													6	■	46
Rostfahnen													3	■	23
Beschichtung	1	2		3			5		3	3	3	3	8	■	100
# nicht geprüft	1 sehr gering		2 gering		3 stark		4 sehr stark		5 extrem stark						

deckung, welche durch den Gefällekeil nochmals überhöht wurde, gestattet keine Umlagerung des Zugs auf den Stahl. Die Bewehrungsführung kann als Nachteil des Fundamenteinbauteils angesehen werden [7]. Hinzu kommen horizontale Dehnungen aus Stauchung, Biegung und aus Temperatur, die lediglich durch eine 6 cm hohe und 1 cm breite Randfuge als Entkopplung nicht aufgenommen werden können [8].

Das Rissbild ist deshalb so folgenreich, da dadurch die dauerelastische Fuge zwischen Beton und Fundamenteinbauteil zerstört wird, hier massiv Wasser eindringt und an der Grenzfläche „Fundamenteinbauteil – Beton“ bis in den Rissverlauf ca. 1,2 m unterhalb der Krone gepumpt werden kann. Eine Schadens-Akkumulation ist hier zwangsläufig zu erwarten. Die geplante Dauerhaftigkeit ist in Frage gestellt. Dagegen sind die häufigen Risse um die Türen, welche aus Kerb- und Schwindspannungen resultieren, mit wenig Zulagebewehrung vermeidbar.

### 3.2 Ausführung

Auch bei der Errichtung der Windenergieanlagen stellt das Fundamenteinbauteil eine besondere Herausforderung dar. Es wird auf der Schalung justiert. Danach erfolgt das Betonieren bei Sicherstellung geringer Fallhöhen und sorgfältiger Rüttelverdichtung. Die Bewehrung ist eng. Nach ausreichender Erhärtung des Betons wird mit dem Ausschalen des Betons das Fundamenteinbauteil freigegeben und ist somit im Beton verankert. Potenzielle Probleme ergeben sich unter dem Flansch. Es gibt keine Möglichkeit, den vollflächigen Kraftschluss des Betons unter dem Flansch sicherzustellen. Wichtig ist, dass keine Wasserlinsen und keine Luft unter dem Flansch verbleiben. Eine beidseitig nach oben geneigte Ausführung würde den vollflächigen Kontakt zwischen Beton und Flanschunterseite positiv beeinflussen. Diese Lösung wäre sogar einer gelochten Flanschausbildung vorzuziehen.

Die Ausführungshinweise der Planer zur Errichtung derartiger Windenergieanlagen bergen ein weiteres Risiko [7]. Das Betonieren soll bis ca. 20 cm unterhalb der Krone ausgeführt werden. Danach werden die obere Ringbewehrung (vgl. Abschnitt 3.1) eingelegt und die Bügel eingesteckt. Erst danach soll

„frisch in frisch“ die restliche Höhe betoniert werden. Auch wenn die aufgenommenen Windenergieanlagen hier keine signifikanten Rissbildungen zeigten, so ist diese Zone, 20 cm unterhalb der Krone, für einen Abriss mit allen Folgen für die Dauerhaftigkeit prädestiniert.

### 3.3 Betontechnologie

Während die Fundamentplatte aus einem Beton der Druckfestigkeitsklasse C30/37 be-

steht, ist für den Fundamentsockel ein C35/45 vorgesehen. Die Anforderungen aus Verträgen und/oder Projektunterlagen sind vielfältig und auch widersprüchlich. So finden sich sogar in Ausführungszeichnungen aus dem Jahr 2004 noch Betonbezeichnungen aus der alten DIN 1045 von 1988. Dies ist aber eher als eine bauordnungsrechtliche Ungenauigkeit zu werten, da in der Bauzeit in den Jahren 2002 bis 2004 zwingend die neue Betonnorm angewendet werden musste.

Grundsätzlich ist ein „kriech- und schwindarmer“ Beton mit einem w/z-Wert < 0,5 gefordert. Betontechnologisch drängt sich eine systemimmanente Problemstellung in den Vordergrund: Nach dem Kontakt des Zements mit Wasser setzt sofort chemisches Schrumpfen ein. Dieses begleitet die gesamte Erhärtungszeit [10]. Das Schrumpfen betrifft natürlich auch die Betonsäule von ca. 6,8 m Höhe zwischen Sohle und Flanschunterseite. Es hat nichts mit Schwinden zu tun und findet auch in schwindarmen Betonen gleichermaßen statt. Eine Nachverdichtung der Betonsäule ist hier ausführungstechnisch nicht vorgesehen und wäre ohnehin nur mit Außenrüttlern möglich gewesen. Es entsteht also im schlimmsten Fall eine natürliche Fuge, ein Abriss zwischen Beton und



Bild 7: Beginnende Ablösung, erkennbar an Defekten in der Beschichtung

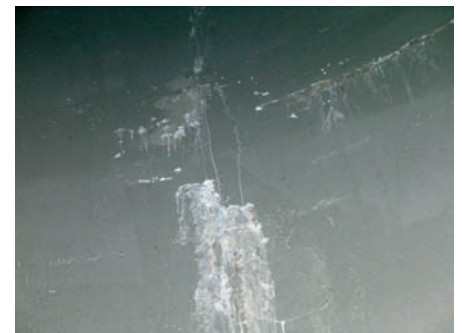


Bild 8: Fortschritt der Abplatzungen auf der Krone



Bild 9: Risse um die Tür

Flansch, der unter den dynamischen Beanspruchungen nur nachteilig sein kann und dem Fundamenteinbauteil unzulässig viel Bewegung gestattet.

## 4 Instandsetzung

Die festgestellten Risskonzentrationen an der untersuchten Bauform der Windenergieanlagen sind im ruhenden Zustand eher unspektakulär. Die Rissbreiten liegen zwischen 0,1 mm und 0,4 mm und damit in einem Bereich, in welchem ein Korrosionsschutz des Stahls noch gewährleistet ist. Da aber die Windenergieanlagen starken dynamischen Belastungen ausgesetzt sind, werden die Rissweiten unter schwelenden oder gar wechselnden Lasten stark anwachsen und eine Schadensakkumulation verursachen. Die Risse pumpen Wasser und werden sich zunehmend weniger schließen. Eine Selbstheilung [11] unter dynamischer Beanspruchung ist nicht zu erwarten. Die Standsicherheit ist mittelfristig in Frage gestellt.

Der Instandsetzungsplanung muss eine systematische Zustandsanalyse vorausgehen [12]. Geeignete Messtechnik muss bei hohen Windlasten die dynamischen Rissweitenänderungen erfassen und die Rissentwicklungen sicher prognostizieren. Erst daraus können Eigenschaften geeigneter Verpress- und Beschichtungsmaterialien für eine Instandsetzung definiert werden. Es ist eine Herausforderung für die Bauchemie, Produkte zu entwickeln, die dynamische Risse deutlich über 0,3 mm Breite dauerhaft überbrücken können. Die Risse sind vor der Beschichtung kraftschlüssig zu verpressen. Auch dieses erfordert ein Material, welches den wirkenden großen Kräften gewachsen ist.

Vor einer rissüberbrückenden Beschichtung sollte ein Monitoring den dauerhaften Erfolg der Verpressmaßnahmen sicherstellen. Ein kosmetisches Abdecken trägt der Brisanz der Problematik in keiner Weise Rechnung und verhindert zudem die Erfassung der Situation. Besonders gravierend sind die Instandsetzungsaufwendungen zur Reprofilierung der Krone [13]. Hier sind der Korrosionsschutz der Bewehrung und die dauerhafte Dichtigkeit der Fuge sicherzustellen. Da die Abplatzungen auch eine Folge der hohen Betondeckung sind, muss hier gegebenenfalls Bewehrung ergänzt werden, um ein Wiederauftreten des Schadens zu vermeiden.

Die Ursache der Probleme liegt letztlich in der Konstruktion, und so wird man sich fragen müssen, ob eine Instandsetzung wie dargestellt weitere 15 Jahre Standzeit gewährleistet oder aber ob der beschriebenen Rissbildung über eine nachträgliche externe Vorspannung der Konstruktion zu begegnen ist [7, 14]. Hier sind nicht nur der sachkundige Planer, sondern insbesondere der Statiker und die wirtschaftlichen Überlegungen des Bauherrn gefragt.

## 5 Schlussbetrachtung

Eine erste vergleichende Situationsbeschreibung von 13 Windenergieanlagen des Typs GE 1,5 sl zeigt signifikante Konzentrationen von Rissbildungen auf der Außenseite und der Krone der 8 m hohen Fundamentsockel aus Beton. Diese korrespondieren mit Rissbildungen im Innern.

Das für die Bauform charakteristische Fundamenteinbauteil (FET) stellt sich konstruktiv, ausführungstechnisch und betontechnologisch als die potenzielle Ursache aller



Bild 10: Rostfahne

Rissprobleme heraus. Diese Risse sind unter der besonderen dynamischen Beanspruchung der gesamten Konstruktion geeignet, Wasser zu pumpen und mit Rissweiten über 0,5 mm die Bewehrungskorrosion zu fördern. Damit gefährden sie mittelfristig die Standsicherheit. Einer Instandsetzung muss eine sorgfältige Bauzustandsanalyse und Schädigungsprognose vorausgehen.

Unverzichtbar ist die Zusammenarbeit der verschiedenen Fachdisziplinen Statik, Ausführungsplanung und Betontechnologie. Damit werden Lösungen geschaffen, die allen Erfahrungen und Notwendigkeiten Rechnung tragen.

Tafel 5: Zusammenfassung der Histogramme der Rissbildungen außen und innen

Lage der Risse [cm]	Probleme	Anzahl WEA	Risse innen festgestellt	Anzahl WEA	Risse außen festgestellt	%
760-800						
720-760						
680-720	→	10	10	10	10	77
640-680		1	1	0	0	4
600-640		1	1	3	2	15
560-600		1	1	2	1	12
520-560		2	2	2	2	15
480-520		4	4	2	1	23
440-480		3	3			12
400-440		3	3			12
360-400				3	2	12
320-360				3	2	12
280-320	→	3	3	9	9	46
240-280	→	2	2	5	4	27
200-240	→	9	9	3	2	46
160-200		1	1	4	3	19
120-160						
80-120						
40-80						
Sohle-40						

sehr starke, deutliche, gravierende, wiederholende Rissbildungen

starke, deutliche, differenziertere Rissbildungen

schwächere, wiederholende, verteilte, differenziertere Rissbildungen

## Literatur

- [1] Ender, C.: Windenergienutzung in Deutschland. Klimaschutzreport, Jahrgang 2008/2009, VSR-Verlag, Leipzig 2008
- [2] BWE – Bundesverband Windenergie e.V. www.wind-energie.de/de/statistiken
- [3] DIN 1045-1 „Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion“, Ausgabe Juli 2008
- [4] Liersch, J.: Bauwerk Windenergieanlage – Turm & Fundament. Tagungsunterlagen vom BWE-Seminar am 23. Oktober 2008 in Hamburg
- [5] Weinhold, N.: Wurzelbehandlung. Neue Energie (2008) H. 11, S. 38-41
- [6] Meiswinkel, R.; Neubauer, R.; Ji, A.: Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen. Beton- und Stahlbetonbau 90 (1995) H. 10, S. 261-265
- [7] Grünberg, J.; Funke, G.; Stavesand, J.; Göhlmann, J.: Betonkalender 2006. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, S. 105-223
- [8] Beese, M.: Rechtliche Fragestellungen und Absicherung im Schadensfall. Tagungsunterlagen vom BWE-Seminar am 23. Oktober 2008 in Hamburg
- [9] Motzke, G.; Litzner, H.-U.; Meyer, L.: Planung und Ausführung von Betonbauwerken – nach alter oder neuer Norm? beton 52 (2002) H. 7+8, S. 368-372
- [10] Gröbl, P.; Weigler, K.; Karl, S.: Beton – Arten, Herstellung und Eigenschaften. Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2001
- [11] Edvardson, C.: Wasserdurchlässigkeit und Selbstheilung von Trennrissen in Beton. Heft 455 des DAfStb; Beuth-Verlag, Berlin 1996
- [12] DAfStb-Richtlinie „Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen“ Ausgabe Oktober 2001
- [13] Lotter, S.: Schäden an Fundamenten von Windenergieanlagen. Tagungsunterlagen vom BWE-Seminar am 23. Oktober 2008 in Hamburg
- [14] Grünberg, J.; Göhlmann, J.: Tragwerksplanung von Windenergieanlagen in Spannbetonbauweise. Bauingenieur 83 (2008) H. 10, S. 441-449