

## 1 Einleitung

Von den in Deutschland etwa 30 derzeit beantragten Windparks in der 12-Seemeilen Zone und der ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ) befinden sich nahezu alle in Wassertiefen bis maximal 45 m. Vor allem wegen des bedeutenden Anteils an Investitionskosten werden derzeit auf Basis des vorliegenden Wassertiefenbereichs verschiedene Gründungskonzepte diskutiert. Erfahrungen an bisher ausgeführten Nearshore- und Offshore-Projekten konzentrieren sich auf Monopiles und – für geringe Wassertiefen – auf Schwergewichtsrundungen. Bei der Monopilegründung wird zwischen dem in den Seeboden gerammten Monopile und dem aufgehenden Turm der Windenergieanlage (WEA) ein spezielles Übergangsstück (Transition piece) angeordnet, mit dem Schiefstellungen des gerammten Pfahlteils ausgeglichen werden können. Übergangsstück und Monopile werden mit einer im Offshore-Bereich bewährten Konstruktion, dem sogenannten *Grouted Joint*, verbunden. Dabei werden zwei ineinander gestellte Rohrstücke mit hochfestem Beton verpresst. Untersuchungen haben gezeigt, dass die Monopile-Variante gegenüber konkurrierenden Konstruktionen auch für die deutschen Windparks mit größeren Wassertiefen interessant ist, vor allem im Wassertiefenbereich bis etwa 25 m.

Grouted Joint-Verbindungen werden in der Ölindustrie überwiegend für die Übertragung von Normalkräften in Fachwerkstrukturen eingesetzt. Im Gegensatz zu ihrem ursprünglichen Anwendungsbereich wird die Bemessung von Grouted Joints für Offshore-WEA hauptsächlich durch den Abtrag von Biegemomenten aus Wind und Welle gesteuert. Dabei werden den vorwiegend aus Balkenbiegung resultierenden Längsspannungen sekundäre Biegespannungen in Umfangsrichtung infolge der Ovalisierung der nichtlinearen Verbindung überlagert. Dieser Effekt wird durch die hohen Schlankheiten moderner Gründungsstrukturen verstärkt, welche sowohl außerhalb der Parameter von bisher auf Biegung getesteten Probekörpern als auch außerhalb des in den entsprechenden Offshore-Normen geregelten Abmessungsbereichs liegen. Als Groutmaterial wird bei Offshore-WEA üblicherweise Hochleistungsbeton (high performance concrete, HPC) verwendet. Bis jetzt existiert nur ein begrenztes Wissen über das Materialverhalten des spröden Groutmaterials, vor allem im Hinblick auf die Ermüdung.

In der Praxis führt die fehlende Versuchs- und Betriebserfahrung häufig zu einer konservativen Dimensionierung und Bemessung. Aus diesem Grund wurde im Rahmen des Zentrums für Windenergieforschung (ForWind) ein Forschungsprojekt initiiert, welches großmaßstäbliche Versuche an Grouted Joint-Verbindungen mit überwiegender Biegebelastung einschließt.

## 2 Tragverhalten

Die Verbindung des Gründungsrohrs zum Turm wird erreicht, indem ein Übergangsstück mit größerem Durchmesser über den Monopile gestellt wird (Abb. 1a). Der verbleibende Spalt mit

einer typischen Breite von 80-100 mm wird anschließend von unten aus mit schnell erhärtendem Hochleistungsbeton verfüllt.

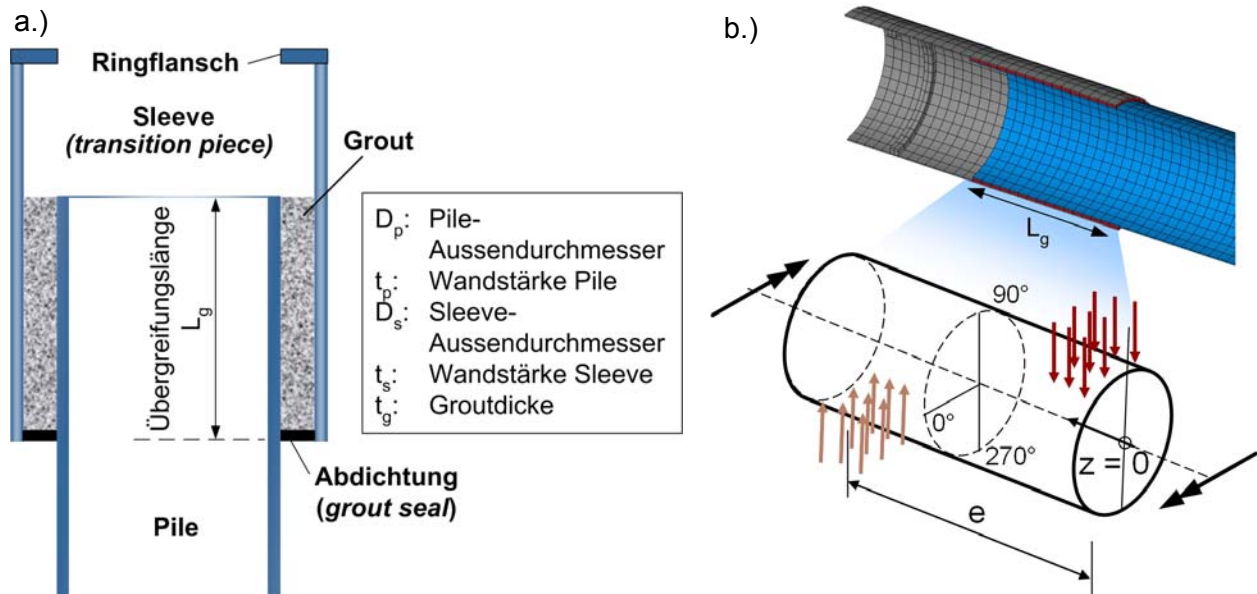


Abb. 1: a.) Schematische Darstellung der Grouted Joint-Verbindung; b.) Tragverhalten unter Biegebeanspruchung

Bei überwiegender Biegung erfolgt der Lastabtrag in Form eines Kräftepaars, wie in Abbildung 1b für den herausgeschnittenen Monopile schematisch dargestellt ist. Auf der der jeweiligen Druckkraft entgegenliegenden Seite erfolgt nach Überschreitung der Adhäsion ein sukzessives Ablösen des Betons vom Stahl verbunden mit einem Aufklaffen der Verbindung. Dies führt zu einer ausgeprägten strukturellen Nichtlinearität. Der Ablösungsprozess stabilisiert sich beim einstufigen Test bereits nach etwa 10000 Zyklen. Eine konsistente Modellierung muss demnach die folgenden Aspekte umfassen:

- die korrekte Abbildung der geometrischen (Kontakt) Nichtlinearität
- die Modellierung des (zyklenabhängigen) Reibungsverhaltens in den Verbundfugen
- das reale Materialverhalten von Stahl und Beton.

Aufgrund der oben beschriebenen Lastabtragung stellen sich zwei typische Verformungszustände ein, die sowohl im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Beulen) als auch für den Ermüdungsnachweis entsprechend zu berücksichtigen sind:

- die bereits erwähnte Ovalisierung im Bereich der Übergreifung
- die Ausbildung einer S-förmigen Beule am Übergang Grout/Pile durch das „Eindrücken“ des Grouts in die schlanke Stahlschale.

Das von den Verfassern entwickelte Bemessungsverfahren für Ermüdung, vorgestellt in [1], ist in der Lage, alle beschriebenen Effekte abzubilden.

Im Hinblick auf den Normalkraftabtrag kann zusätzlich zur Reibungsübertragung in den auf mikro- und makroskaliger Ebene imperfekten Verbundfugen mechanische Verbundwirkung aktiviert werden (die Typ B-/Typ C-Verbindung nach [2]). Diese mechanische Verbundwirkung

wird durch Anordnung von Schubknaggen, den so genannten *shear keys*, erreicht, die entweder in Form von geschweißten Kreis- und Rechteckquerschnitten oder einfachen Schweißraupen bestehen. Aufgrund des Ablösungsprozesses der Verbundfugen in den Endbereichen des Grouts empfehlen die Verfasser die Anordnung von shear keys auch bei Monopilegründungen von Offshore-WEA mit ihrem verhältnismäßig geringen Normalkraftanteil. Nachteilig erweist sich dabei, dass die Kerbfalleinstufung im Bereich der shear keys deutlich niedriger ausfällt als die der UP-geschweißten Nähte des reinen Stahlrohrquerschnitts [2]. Um ein zu ungünstiges Design zu vermeiden, sollten die shear keys nur im mittleren Drittel des Grouts angeordnet werden (Typ C, vgl. [2]). Die noch ausstehenden Traglastversuche mit den vorbelasteten Großproben unter ausschließlich axialer Belastung werden letztendlich Aufschluss darüber geben, wie groß der Einfluss der Ablösung von Grout und Stahl in den Endbereichen auf die Normalkrafttragfähigkeit ist.

### 3 Versuchsprogramm

Wie bereits ausgeführt liegen die geometrischen Parameter von Monopilegründungen moderner Offshore-WEA der Multimegawattklasse üblicherweise außerhalb des Parameterbereichs, der in den gültigen Offshore-Normen (z.B. DNV [3] oder NORSOK [4]) für die Lastfälle Axialkraft und Torsion festgelegt ist. Monopilegründungen erreichen derzeit Schlankheiten  $D_p/t_p$  von 100 und höher. Versuchsergebnisse für axial belastete Grouted Joints sind bisher nur für Schlankheiten  $D_p/t_p$  bis etwa 60 verfügbar. Abbildung 2 zeigt einen Vergleich der zulässigen Höchstwerte verschiedener Parameter. Es ist ersichtlich, dass die vorliegenden Dimensionen jenseits der spezifizierten Grenzwerte liegen, insbesondere bezüglich der Schlankheit des Pilequerschnitts. Für Monopilegründungen wird zusätzlich eine Übergreifungslänge  $L_g$  vom 1,5fachen des Pile-Außendurchmessers empfohlen. Für die Belastungsart 'Biegung' ist die Versuchserfahrung stark limitiert. Obwohl Grouted Joints in den letzten 15 Jahren bereits bei verschiedenen Europäischen Windparkprojekten eingesetzt wurden, ist bisher nur eine Versuchsreihe unter Biegebelastung (Tech-Wise, [5]) während der Planung des Windparks Horns Rev durchgeführt worden. Die dort getesteten Grouted Joints wiesen einen Piledurchmesser von 457 mm sowie Schlankheiten des Piles von 72 auf.

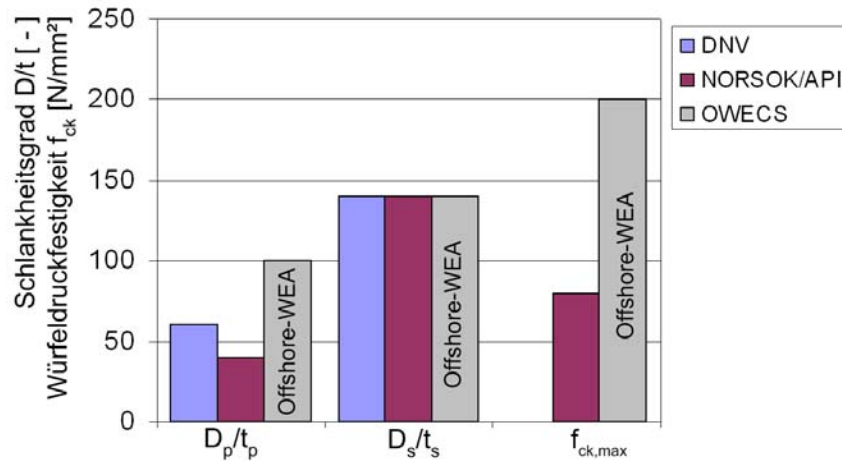


Abb. 2: Grenzwerte für die Anwendung der Bemessungsregeln ausgewählter Offshore-Normen

Um das Tragverhalten der Verbindung für aktuelle Offshore-WEA zu untersuchen, sind von den Verfassern großmaßstäbliche Versuche ausgeführt worden. Die maßgeblichen Abmessungen sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Es wurden Probekörper mit und ohne shear keys getestet.

Pile		Sleeve		Grout	
$D_p$ [mm]	800	$D_s$ [mm]	856	$D_p$ [mm]	840
$t_p$ [mm]	8	$t_s$ [mm]	8	$t_g$ [mm]	20
$D_p/t_p$ [-]	100	$D_s/t_s$ [-]	107	$L_g$ [mm]	$1,3 \times D_p$

Tabelle 1: Abmessungen der Probekörper der Großversuche (Bezeichnungen entsprechend Abb.1a)

Wie in Abbildung 3 dargestellt sind die etwa 3 m langen, austauschbaren Probekörper über Vier-Punkt-Biegung belastet worden. Die Gesamtlänge des Biegebalkens beträgt 7500 mm. Jeder Probekörper ist mit 34 Dehnungsmessstreifen ausgestattet, um die maßgebenden Längs- und Umfangsspannungen zu erfassen. Neun induktive Wegaufnehmer dienen zur Aufzeichnung der Durchbiegungen sowie der lokalen Verformungen im Übergangsbereich von Stahl und Grout.

Der komplette Versuchsaufbau kann in Längsrichtung unter dem festen Hydraulikzylinder bewegt werden. Durch die darüber erreichbare exzentrische Lasteinleitung in die Traverse ist es möglich, den Biegemomentenverlauf sowie das Moment/Querkraft-Verhältnis einzustellen, wie bei der realen Struktur.

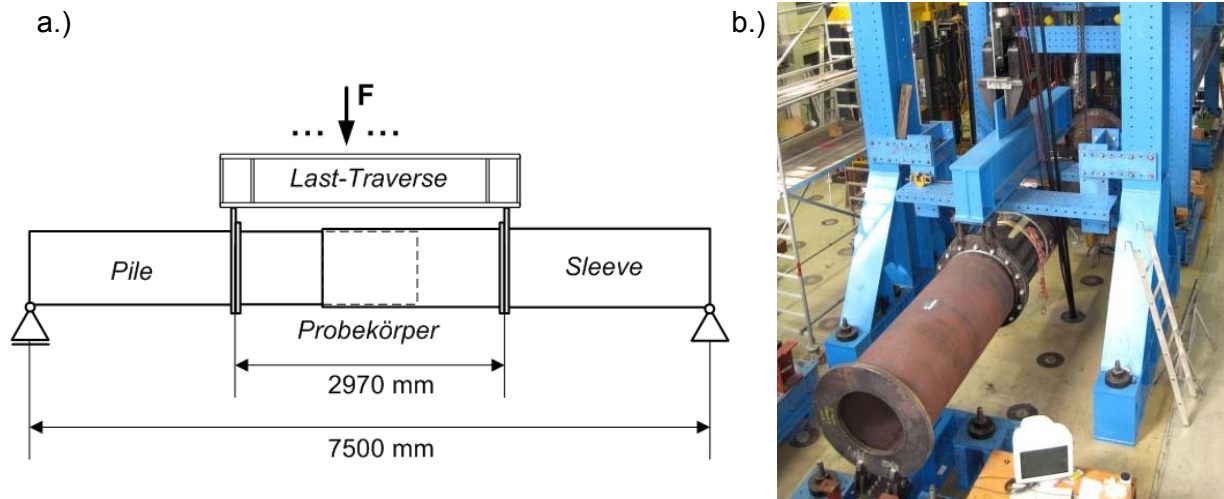


Abb. 3: Versuchsaufbau

Als Groutmaterial wurde ein Hochleistungsbeton S5 der Firma DENSIT A/S verwendet. Die Materialeigenschaften sind in Tabelle 2 zusammengefasst. Untersuchungen an hochfesten Betonen haben gezeigt, dass dessen Ermüdungsverhalten mit dem von normalfestem Beton vergleichbar ist [6], [7], [8], obwohl einzelne Versuchsreihen auf eine zunehmende Sensitivität bezüglich Ermüdung mit zunehmender Druckfestigkeit hinweisen (siehe z.B. [9]), was auf die steigende Sprödigkeit des hochfesten HPC zurückgeführt wird. Im Rahmen des Forschungsprojektes sind von den Verfassern keine eigenen Ermüdungsversuche an Materialproben durchgeführt worden. Stattdessen wird hier auf die Tests an der Universität Aalborg [10] verwiesen, deren Ergebnisse gut zu den für Normalbeton gültigen Regelungen passen. Aus diesem Grund wird eine konservativere Festlegung der Wöhlerkurven im Vergleich zum Model Code 90 [11], [12] als nicht notwendig erachtet.

$f_{cm}^{I)}$	$f_{ck}^{I)}$	$f_t^{II)}$	$E^{II)}$	$\nu^{II)}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[ - ]
133	123	7	50000	0,19

Tabelle 2: Materialeigenschaften des im Versuch verwendeten DENSIT S5 Hochleistungsbetons  
(<sup>I)</sup> eigene Versuche, <sup>II)</sup> von DENSIT A/S bereitgestellte Werte)

Das Versuchsprogramm 'Biegung' umfasst 3 Schritte:

- Zyklische Einstufenbelastung mit einer Last  $F$  von +100/-185 kN, 2 Millionen Schwingspiele, Testfrequenz 2 Hz (*Phase 1*).
- Zyklische Einstufenbelastung mit  $F$  zwischen 0 und -435 kN, 250000 Schwingspiele (*Phase 2*).
- Maximalbelastung (*Phase 3*).

Um eine Aussage über die jeweilige Größenordnung der Belastung zu treffen, bietet sich ein Vergleich mit einer realen Monopilegründung an. Abmessungen einer möglichen Referenzstruktur können [2] entnommen werden. Mit dem zugehörigen Skalierungsfaktor von 6,25 ( $D_{p,ref} = 5000 \text{ mm}$ ,  $t_{p,ref} = 50 \text{ mm}$ ) im Vergleich zu den großmaßstäblichen Versuchen ergibt sich die zu Phase 1 äquivalente Biegemomentenschwingbreite der realen Struktur am Übergang Grout/Stahl zu 81000 kNm.

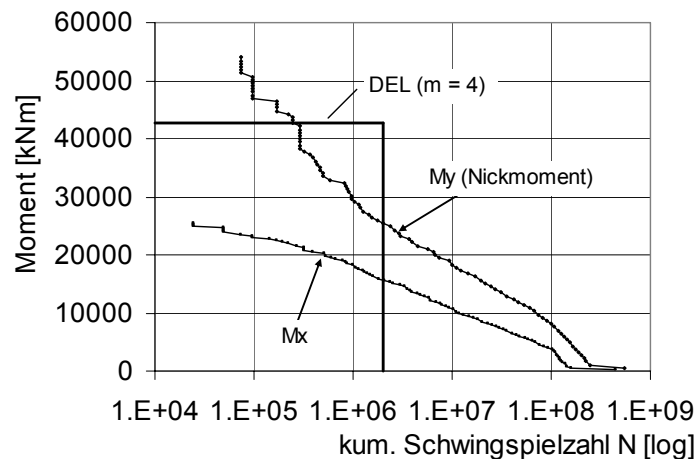


Abb. 4: Biegemomentenkollektiv am Übergang Grout/Pile

Ein Vergleich mit dem Momentenspektrum der realen Anlage in Abbildung 4 kann in Form von schädigungsäquivalenten Lasten ( $DEL = \text{damage equivalent loads}$ ) entsprechend Gl. (1) erfolgen. Mit einer mittleren Steigung von  $m = 4$ , eine übliche Annahme für Stahlstrukturen, ergibt sich die Momentenschwingbreite des äquivalenten Einstufenkollektivs  $\Delta M_{eqv}$  für  $n_{eqv} = 2 \cdot 10^6$  Lastspiele zu 43000 kNm. Damit beträgt die Momentenschwingbreite während Testphase 1 etwa das Zweifache dessen, was für die 20 Jahre Auslegungsliebendauer eines realen Windparks zu erwarten ist.

$$\Delta M_{eqv} = \left( \sum \frac{n_i \cdot \Delta M_i^m}{n_{eqv}} \right)^{1/m} \quad (1)$$

Die Schwingbreite der zyklischen Tests in Phase 2 bewegt sich auf dem Niveau des Bemessungslastfalles unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte ( $\Delta M_{real} = 133000 \text{ kNm}$ ). Vor dem Hintergrund dieser Lastniveaus sind die im Folgenden kurz zusammengefassten Versuchsergebnisse zu betrachten.

Am Ende von Phase 1 konnte kein globaler Steifigkeitsverlust festgestellt werden. Risse oder Abplatzungen traten nicht auf. Lediglich in den Randbereichen war, wie bereits in Kapitel 2 erläutert, eine Ablösung von Grout und Stahl zu beobachten.

Am Beginn von Phase 2 bildete sich während der Erstbelastung ein spröde auftretender Makroriss auf der Unterseite der Verbindung (Abb. 5 rechts), an der Stelle der maximalen Umfangsbiegung aus Ovalisierung (270°-Position,  $z = 0$ , gemäß Abbildung 1b). Auf der

entgegengesetzten Seite am inneren Übergang Grout/Sleeve (100°-Position,  $z = L_g$ ) konnte nach Abschluss der Versuche ein weiterer Makroriss festgestellt werden. In Abbildung 5 ist der Verlauf der Ersatzsteifigkeit  $k$  des Probekörpers

$$k = \frac{F}{u} \quad (2)$$

mit  $u$  = Vertikalverformung am linken Ringflansch nach Abb. 3a  
 $F$  = aufgebrachte Gesamtlast entsprechend Abb. 3a

über der Schwingspielzahl  $N$  aufgetragen. Der Steifigkeitsverlust bezüglich  $k$  nach 250000 Zyklen beträgt  $\sim 4\%$ . Die reale Steifigkeitsabnahme liegt deutlich unter diesem Wert, da ein Teil der Verformungszunahme auf Abnutzungserscheinungen der Gelenkbolzen an den Auflagern zurückzuführen ist. Das Auftreten von Rissen infolge Ovalisierung, das durch die schlanker werdenden Strukturen sowie geringere Übergreifungslängen hervorgerufen wird, beeinflusst das Gesamttragverhalten nur gering.

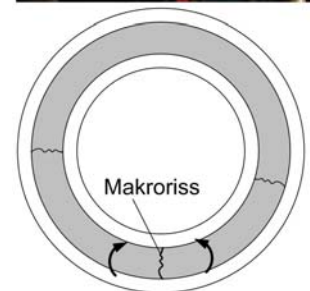
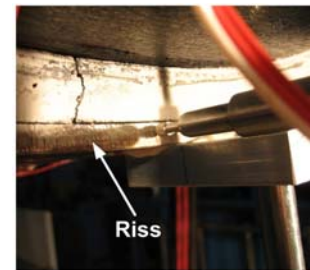
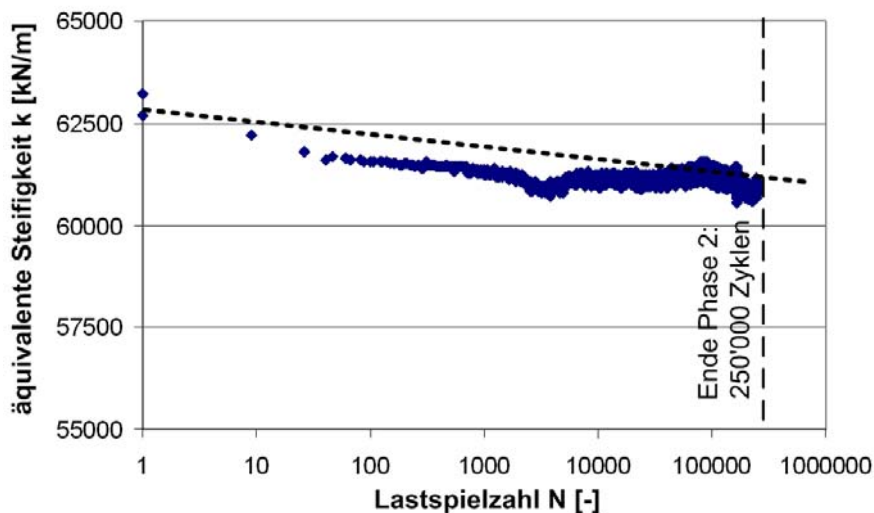


Abb. 5: links: Entwicklung der Systemsteifigkeit des Grouted Joints während Testphase 2; rechts: Rissbild an der Groutstirnfläche am Übergang Grout/Pile

#### 4 Numerische Simulation

Da die Groutdicke nur einen untergeordneten Einfluss auf die Bemessung hat und sie deswegen im Wesentlichen über die zu erwartende Schiefstellung des Monopiles bestimmt wird, verbleibt als Parameter zur Optimierung der Struktur die Übergreifungslänge  $L_g$ . In [2] wurde bereits gezeigt, dass bei Reduktion der Übergreifungslänge die Schädigungen aus Ovalisierung überproportional zunehmen, wobei der Break-Even-Punkt der Optimierung in Abhängigkeit der Schlankheitsverhältnisse etwa bei  $1,25 \cdot D_p$  liegt. Vor dem Hintergrund der in den Versuchen beobachteten Gefährdung zur Längsrissbildung, die infolge des beschriebenen Tragverhaltens bei Verkürzung der Übergreifungslänge noch verstärkt wird, stellt sich die Frage, wie Zugspannungen in Umfangsrichtung zu bewerten sind. Eine

Schädigungsberechnung für den HPC unter Berücksichtigung der Zugspannungen entsprechend Model Code 90 führt bereits nach kurzer Betriebsdauer zu rechnerischen Schädigungen  $D > 1$ . Diese lokalen Schädigungen führen aber nicht zum Versagen der Verbindung. Sie resultieren in lokal begrenzten Lastumlagerungen, die die globale Systemsteifigkeit nur gering beeinflussen.

Um diese Beobachtungen numerisch nachzubilden, wurden FE-basierte Ermüdungsberechnungen an einem typischen Monopile ( $D_p/t_p = 100$ ,  $L_g = 1,25 \cdot D_p$ ) für drei verschiedene Systeme durchgeführt:

- System I: Referenzsystem ungerissen.
- System II: Diskret gerissenes System, mögliche Anrisse alle  $90^\circ$  in Umfangsrichtung.
- System III: Variante mit orthotropem Groutmaterial. Der E-Modul in Umfangsrichtung beträgt 1/100 des Wertes in Längs- und Radialrichtung. Dieses System stellt den in Umfangsrichtung weichsten Fall als untere Grenze dar. Damit wird eine idealisierte, über den kompletten Umfang verlaufende Längsrisbildung mit geringem Abstand zwischen den Rissen abgebildet, was z.B. als direkte Auswirkung des Wellenspreadings [14] denkbar wäre.

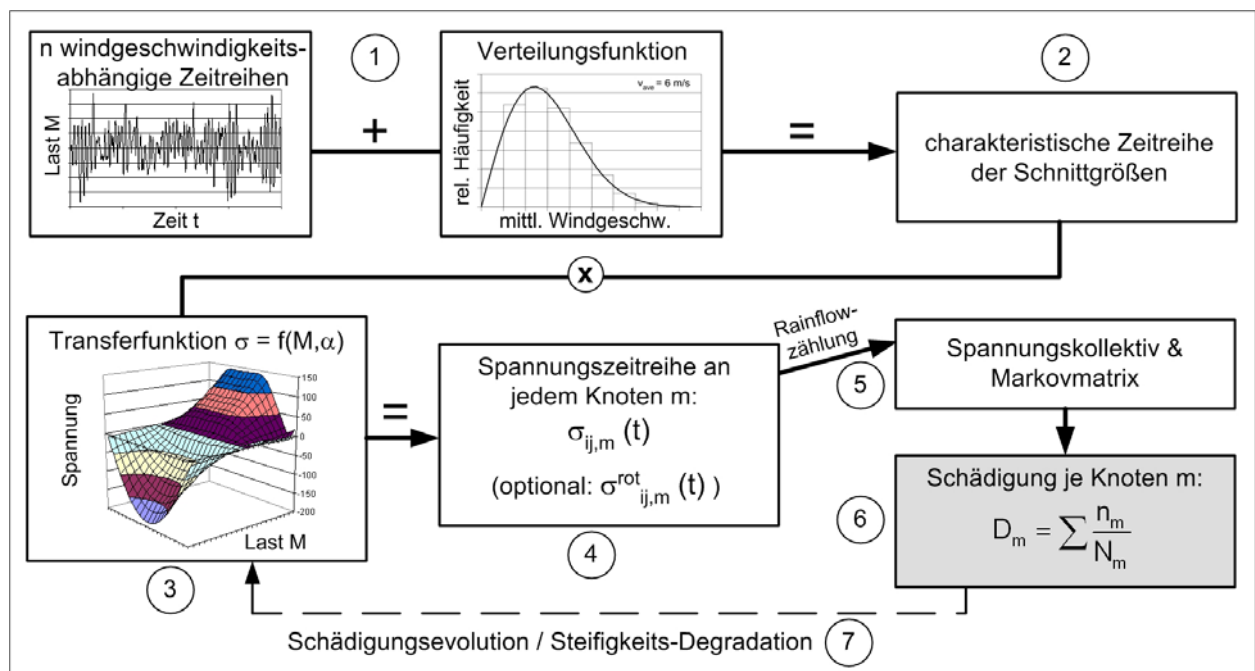


Abb. 6: Berechnungsverfahren für den Ermüdungsnachweis von Grouted Joints

Das zugrunde liegende Berechnungsverfahren für den Ermüdungsnachweis von Grouted Joint-Verbindungen ist von den Verfassern in [1] vorgestellt worden. Der prinzipielle Ablauf ist in Abbildung 6 dargestellt. Details zu den einzelnen Berechnungsschritten können [1] entnommen werden. Aufgrund der nichtlinearen Übertragungsfunktion (Schritt 3, Abb. 6), die die Spannungen mit den einwirkenden Biegemomenten koppelt, ist eine Verwendung von Biegemomentkollektiven für die Ermüdungsberechnung nicht zulässig. Stattdessen ist für die



korrekte Abbildung der Nichtlinearitäten wie bei der Bemessung von Ringflanschverbindungen die Markovmatrix des Rainflowzählverfahrens heranzuziehen [13].

Die FE-Berechnung der Systeme zeigt, dass eine Nachbildung des Rissverhaltens möglich ist. Die in Abb. 7 dargestellten Risse der Simulation von System II korrelieren gut zum im Versuch festgestellten Rissbild.

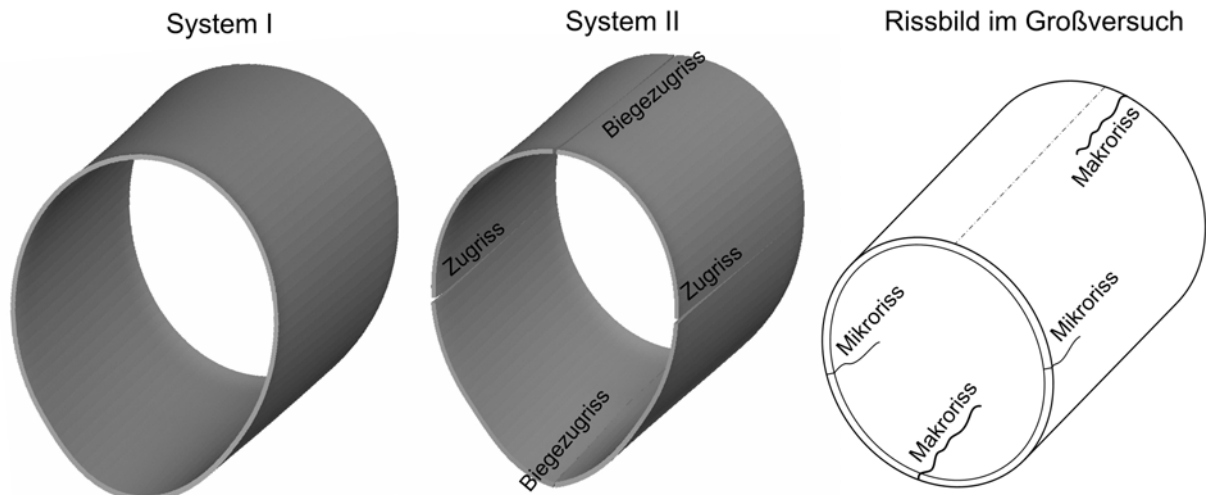


Abb. 7: Verformungsfigur des Groutmaterials auf Betriebslastniveau (100fach überhöhte Darstellung) für verschiedene Systeme im Vergleich mit dem im großmaßstäblichen Versuchen festgestellten Rissbild

Im Weiteren wurden die Auswirkungen der Rissbildung auf den Ermüdungsfestigkeitsnachweis untersucht. Die Ergebnisse sind in Abbildung 8 dargestellt. Exemplarisch werden die maximalen Schädigungen an der Innenseite des Piles unter Zugrundelegung der Kerbkategorie 71 (zur Erfassung des Einflusses von angeschweißten Einbauteilen) herangezogen. Während die Schädigungen in Längsrichtung von der Rissbildung nahezu unbeeinflusst bleiben, tritt bei System II (gerissen), wie zu erwarten eine Steigerung der transversalen Schädigungen auf. Dies kann auf den geringeren Widerstand des gerissenen Systems gegenüber Umfangsbiegung und der damit verbundenen größeren Ovalisierung des Stahlquerschnitts zurückgeführt werden. Bei System III verringern sich die transversalen Schädigungen geringfügig, obwohl dieses System den in Umfangsrichtung nachgiebigsten Grenzfall darstellt. Es zeigt sich, dass in diesem Fall die Effekte aus verstärkter Ovalisierung durch die geringere Kerbschärfe der Groutmatrix in den Endverankerungsbereichen der Übergreifung aufgehoben werden. Transformiert man die Schädigungsdifferenzen für eine bessere Vergleichbarkeit auf das Spannungsniveau zurück, so liegen die Unterschiede der verschiedenen Systeme unterhalb von 5% und sind damit aus baupraktischer Sicht vernachlässigbar. In gleicher Weise bleibt die Grenzbeulspannung der verschiedenen Systeme nahezu identisch.

Es bleibt festzustellen, dass für die bei Monopiles vorliegende Belastung die Auswirkungen einer möglichen Rissbildung im Beton aufgrund von Ovalisierungsspannungen vernachlässigt werden können.

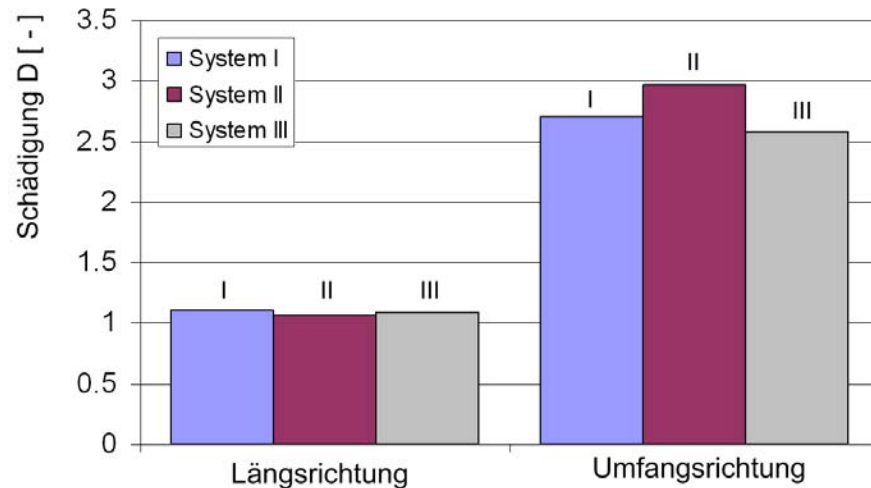


Abb. 8: Simulierte Schädigungen im Stahlquerschnitt aus Spannungen in Längs- und Umfangsrichtung (Innenseite Pile, Kerbkategorie 71,  $\gamma_M = 1,15$ )

## 5 Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag behandelt das Tragverhalten von Grouted Joint-Verbindungen in vorwiegend auf Biegung belasteten Monopilegründungen. Nach einem Überblick über das Versuchsprogramm werden Testergebnisse präsentiert. Im Gegensatz zu den in der Vergangenheit getesteten Probekörpern, zeichnen sich die schlanken Stahlrohrquerschnitte moderner Offshore-WEA durch eine ausgeprägte Neigung zur Ovalisierung aus, was bei einem entsprechenden Lastniveau zu Längsrisssbildung im Groutmaterial führen kann.

Ausgehend von einem speziell für Groutstrukturen geeigneten Berechnungsverfahren werden mit dafür entwickelter Software numerische Schädigungsberechnungen durchgeführt. Es zeigt sich, dass der Einfluss von Längsrisssbildung infolge Ovalisierung auf die Systemsteifigkeit und die Schädigungen vernachlässigbar ist, solange der Beton dazu in der Lage ist, die überwiegend in radialer Richtung wirkenden Kontaktkräfte zu übertragen.

## 6 Danksagung

Die dargestellten Forschungsergebnisse sind im Rahmen des Forschungsprojektes „Lebensdauerprognose für die Tragstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen“ erarbeitet worden, das innerhalb des ForWind-Zentrums für Windenergieforschung vom Land Niedersachsen gefördert wird. Des Weiteren bedanken sich die Autoren bei der SIAG Stahlbau AG und DENSIT A/S für die Bereitstellung der Probekörper und des Groutmaterials.

## 7 Literatur

- [1] Schaumann, P.; Wilke, F.: Design of Large Diameter Hybrid Connections Grouted with High Performance Concrete. ISOPE 2007, 17th International Offshore and Polar Engineering Conference, Lissabon, Portugal, July 1 - 6, 2007, 07/2007 (Beitrag angenommen).
- [2] Schaumann, P.; Wilke, F.: Fatigue of Grouted Joint Connections. DEWEK 2006 - Proceedings of the 8th German Wind Energy Conference, Bremen, 2006.
- [3] Det Norske Veritas (ed): Design of Offshore Wind Turbine Structures, Offshore Standard DNV-OS-J101, Hovik, Norway, 2004.
- [4] NORSOK Standard: N-004 – Design of Steel Structures, Revision 2, Lysaker, Norway, 2004.
- [5] Tech-Wise A/S: Model tests of the grouted transition piece for the Horns Rev turbines. Translation made by Tech-wise, 2001.
- [6] Petkovic, G. et al.: Fatigue of high-strength concrete. 2nd Symposium on the Utilization of High-Strength Concrete, Berkley, 1990.
- [7] Petkovic, G.; Rosseland, S.; Stemland, H.: Fatigue of high strength concrete. SINTEF Structural Engineering – FCB, Trondheim, 1992.
- [8] Fehling, E.; Schmidt, M. et al.: Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultra-hochfester Betone (UHPC). Structural Materials and Engineering Series, No. 1, Kassel University Press, Kassel, 2005.
- [9] Lohaus, L.; Anders, S.: High-cycle Fatigue of Ultra-high Performance Concrete – Fatigue Strength and Damage Development, Fédération Internationale du Béton, Proceedings of the 2nd Congress, Session 13, June 5-8, 2006 - Neapel, Italien, 2006.
- [10] Aalborg University: Unpublished Results of the Fatigue Strength Tests of High-Performance Concrete (S5), on behalf of Densit A/S, Aalborg, 2004.
- [11] Comité Euro-International du Béton: CEB-FIP Model Code 1990, Thomas Telford Services Ltd, London, 1991.
- [12] Comité Euro-International du Béton: High Performance Concrete, Bulletin d' Information 228, Lausanne, 1995.
- [13] Schaumann, P. et al.: Tragstrukturen für Windenergieanlagen. in: Stahlbau-Kalender 2007, Verlag Ernst&Sohn, 2007.
- [14] Schaumann, P.; Kleineidam, P. und Wilke, F.: Fatigue Design bei Offshore-Windenergieanlagen. Stahlbau 73, Heft 9, S. 716-726, 2004.