



Universität für Bodenkultur Wien

Department für Bautechnik und Naturgefahren
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau

DISSERTATION

**ENTWICKLUNG EINES MONITORING-VERFAHRENS ZUR
BESTIMMUNG DES REALEN GRADES DER
ERMÜDUNGSSCHÄDIGUNG VON BETONSTRUKTUREN**

Eingereicht von

Dipl.-Ing. Susanne Urban

Kumulative Dissertation, ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
Doctor rerum naturalium technicarium (Dr. nat. techn.) unter der Leitung von:

Betreuer:

o. Univ.Prof. DI Dr.-Ing.E.h. Konrad Bergmeister MSc., PhD.

Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität für Bodenkultur Wien

Erstgutachter:

Univ. Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx

Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover

Zweitgutachter:

Prof. Dr.-Ing. Johann-Dietrich Wörner

Deutsches Zentrum für Luft- und Raumfahrt e.V. (DLR)

Wien, Mai 2014

Danksagung / Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität für Bodenkultur Wien.

Meinem Doktorvater Herrn Prof. Konrad Bergmeister, der die Entstehung meiner Arbeit gefördert, mich voll unterstützt hat und mir immer mit einem offenen Ohr und guten Ratschlägen zur Seite stand, gilt mein besonderer Dank.

Auch möchte ich mich bei Herrn Prof. Alfred Strauss bedanken, der durch seine stetige Unterstützung und Betreuung die Arbeit maßgeblich beeinflusst hat.

Des Weiteren gilt mein Dank Herrn Prof. Steffen Marx, der bereitwillig das Erstgutachten dieser Arbeit übernahm und mir auch schon während der Entstehungsphase dieser Dissertation immer mit konstruktiven Vorschlägen und Anregungen zur Seite stand und reges Interesse an meiner Arbeit zeigte.

Bei Herrn Prof. Johann-Dietrich Wörner bedanke ich mich für seine spontane Übernahme des Zweitgutachtens.

Für die reibungslose und vertrauensvolle Zusammenarbeit möchte ich den beiden Industriepartnern dieses Forschungsprojektes, der Ed. Züblin AG (Stuttgart) und der RED Bernard (Wien), danken. Herrn Dr.-Ing Christian Dehlinger (Ed. Züblin AG) und Herrn Dr. techn. Michael Reiterer (RED Bernard) für die Initiierung meiner Arbeit und die zahlreichen Anregungen. Herrn Mag. Richard Wagner für die stetige Unterstützung und die Einbringung seines profunden Wissens über Sensortechniken und Dr. techn. Sonja Dallinger für die Weiterführung der messtechnischen Unterstützung und die Verlässlichkeit. Des Weiteren möchte ich mich bei der Abteilung Betontechnologie International der Ed. Züblin AG unter der Leitung von Herrn Dipl.-Ing. Torsten Göpfert und ganz besonders bei Herrn Dr. Marcus Walz, Herr Dipl.-Ing. Torsten Dölle und Herrn Dipl.-Ing. Ingo Helbig für die tatkräftige Unterstützung bezüglich der Betonprüfkörper bedanken. Ein großer Dank geht an Dr.-Ing. Klaus Weber (SOW), der durch seine zukunftssträchtigen Tätigkeiten im Namen von Züblin und SOW dieses Dissertationsthema erst ermöglicht hat.

Für die Unterstützung bei der Realisierung der Ermüdungstests an vorgespannten Monoblockschwellen gilt mein besonderer Dank Herrn Dr. Thomas Simandl (ÖBB) und Herrn Prof. Randl (FH Kärnten).

Meinen Kollegen am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, besonders bei Herrn Duro Petricevic und Herrn Jürgen Schobert, möchte ich mich für die gute Zusammenarbeit bedanken. Ohne euch wäre die Prüfhalle nur eine einfache Halle. Bei allen Problemen bezüglich Messaufbau und Prüfkörpervorbereitung haben sie bereitwillig ihr Wissen und ihre Verbindungen einfließen lassen und damit einen großen Teil zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen.

Ein großer Dank geht an Frau Dipl.-Ing. Kerstin Glück (Redakteurin der Fachzeitschrift Beton- und Stahlbetonbau) und Herrn Dipl.-Ing. Raimund Hilber für die immer währenden Anregungen und konstruktiven Gespräche.

Danken möchte ich auch Frau Dipl.-Ing. Angelika Franke für die Durchsicht des englischen Teils dieser Arbeit und die wertvollen Hinweise und Ratschläge.

Meinen Kollegen Herrn Dipl.-Ing. Alexander Krawtschuk, Herrn Dipl.-Ing. Oliver Zeman und Herrn Dipl.-Ing. Andreas Pürgstaller, sowie meinen Zimmerkollegen Frau Dipl.-Ing. Eftychia Apostolidi und Herrn Dipl.-Ing. Janez Schellander danke ich für die große Unterstützung, Diskussionsbereitschaft und stetige Hilfsbereitschaft.

Ein ganz spezieller Dank gebührt Frau Evelin Kamper, für die immer währende Unterstützung bei organisatorischen Dingen und der Schaffung der kreativ-wissenschaftlichen Atmosphäre innerhalb der IKI-Familie.

Ein herzlicher Dank geht an meine Eltern und meine Zwillingschwester Dr.-Ing. Juliane Urban. Egal wo ich mich in diesem Leben schon befunden habe, eure Unterstützung, Verständnis und Motivation war mir immer sicher.

Kurzfassung

Beton ist der Baustoff, der massenmäßig am häufigsten verbaut wird. Neben dem niedrigen Preis ist auch seine Vielseitigkeit, Belastbarkeit und Gutmütigkeit ein Grund für die weite Verbreitung. Somit kommt es verstärkt dazu, dass Beton auch in Bauwerken eingesetzt wird, die vorwiegend dynamisch belastet werden. Ein Beispiel hierfür ist der Einsatz bei Fundamenten für Offshore Windenergieanlagen (WEA). Betrachtet man die normativen Grundlagen und Regelwerke (z.B. CEB-FIP-Model Code 2010 [1], DIN EN 1992-1 [2]), auf deren Basis die Tragwerke und Strukturen berechnet werden, sieht man deutlich, dass im Bereich der Betoner müdung die gleiche Herangehensweise wie bei Stahl verwendet wird. Es werden Lastzyklen gezählt und Wöhlerkurven entwickelt, aus denen die Bruchlastspielzahl bei einstufigen Lastkollektiven abgelesen werden können. Bei mehrstufigen Lastkollektiven wird die Verwendung der linearen Schadens-Akkumulations-Hypothese nach Palmgren-Miner vorgeschlagen. Doch ein großer Unterschied zwischen Stahl und Beton ist der, dass Beton bereits im niedrigeren Lastbereich ein nichtlineares Materialverhalten aufweist. Das bedeutet, dass somit auch in diesem Bereich die Reihenfolge der Lastzyklen durchaus eine Rolle spielt. Wenn man all diese Eigenschaften beachtet, kommt man zu dem Schluss, dass der reale Schädigungsgrad einer zyklisch beanspruchten Betonstruktur nicht durch die bisher normativ vorgeschlagene Herangehensweise ermittelt werden kann.

Eine Verbesserung in der Vorhersage von Ermüdungsentwicklungen (Evolution) kann sich nur dann ergeben, wenn ein besseres und detaillierteres Verständnis über die Schädigungsprozesse und die Ermüdungsmechanismen im Werkstoff selber erreicht wird. Ultraschall- und Körperschallsensoren ermöglichen uns die genaue Betrachtung der Veränderungen von Materialeigenschaften, wie zum Beispiel dem E-Modul, ohne dass Last aufgebracht wird oder die Größe der Belastung genau bekannt sein muss. Auch Lastzyklen-Zählungen müssen somit nicht mehr vorgenommen werden. Allein durch die Messung mittels adäquater Sensorik werden die Veränderungen im Material Beton für uns sichtbar gemacht.

Ziel dieser wissenschaftlichen Arbeit ist die Entwicklung eines Monitoring-Systems, welches die Ermittlung des realen Schädigungsgrads aufgrund zyklischer Ermüdungsbeanspruchung bei Betonstrukturen ermöglicht. Dafür wurden zahlreiche Versuche an Prüfkörpern durchgeführt. Sie wurden mit einem einstufigen Lastkollektiv zyklisch belastet, bis es zum Bruch kam. Dabei wurden sie mittels Ultra- und Körperschallsensoren ständig überwacht. Die daraus gewonnenen Messwerte zeigen, dass der Schädigungsgrad stark mit dem dynamischen E-Modul korreliert, welcher mit Hilfe der Ultraschall-Laufzeitmessung ermittelt werden kann. Die Körperschallsensoren zeigen erst nach 80% verstrichener Lebenszeit gut interpretierbare Messergebnisse. Durch die Kombination der Sensoren, die unterschiedlich intensiv und zu verschiedenen Lebenszeiten des Prüfkörpers den Schädigungsgrad wiedergeben, kann sichergestellt werden, dass der Schädigungsgrad von Beginn der Tests bis zum Bruch des Probekörpers messbar und somit auch einschätzbar ist.

Um das Monitoring-System in größerem Maßstab an Bauteilen zu testen, wurden neben den Prüfkörpern vorgespannte Monoblockschwellen ausgewählt. Diese Betonschwellen für den Gleisbau sind hoch dynamisch beanspruchte Bauteile. Züge mit Geschwindigkeiten von bis zu 400 km/h passieren die einzelnen Schwellen. Dabei kommt es bei jeder Achsbelastung des Zuges zur Be- und Entlastung der Schwelle. Um dies zu simulieren wird die Schwelle bei den Tests mit Druckschwellbeanspruchung am Schienenauflegerbereich belastet. Dabei wurde die Schwelle zur Überwachung mit Ultraschall- und Körperschall-Sensoren bestückt.

Bei diesen Versuchen an realen Bauteilen zeigte sich eine gute Korrelation zwischen dem numerisch entwickelten Rissbild des Schwellenquerschnitts und den Messwerten der Ultraschallsensoren.

Abstract

Concrete as a building material is widely used in countries all over the world. Besides the low price, the favorable behavior under loading is the reason, why it is often used as construction material. As a result, an increasing use of concrete in structures which are mainly dynamically loaded can be registered. Concrete Foundations for offshore wind turbines are good examples for highly dynamic structures made from this material. According to code specifications (e.g. CEB-FIP-Model Code 2010 [1], DIN EN 1992-1 [2]), which are the basis of dimensioning the load bearing structure, it can be recognized that the same approach is used for the verification of concrete fatigue as well as for steel fatigue. Cycle counting methods (e.g. rainflow method) and the development of S-N curves (Woehler curves) are the basis for determining the number of load cycles to failure concerning a single load level. When it comes to a spectrum of load levels, damage accumulation theories (e.g. Palmgren Miner's rule) can be applied, which accumulate linearly the damage degree of every single load level. But the big difference between steel and concrete is the fact that even in low-load ranges concrete shows a nonlinear behavior. Therefore the real chronology of load cycles is relevant, even in those low ranges. Considering all this information, the conclusion can be drawn, that concerning concrete structures under cyclic loading the real existing degree of damage can never be determined using the approach proposed by current codes.

An improvement in forecasting the fatigue evolution can only be achieved with a better and detailed understanding of the damage processes and fatigue mechanisms within the material itself. Ultrasonic- and acoustic emission sensors enable us to recognize the changes within the material properties, e.g. the E-Modulus, without applying any load to the structure or knowing the exact size of the load. Furthermore there is no need for load cycle counting. The changes within the concrete can be visualized through measurements with adequate sensors.

The objective of this scientific work is the development of a monitoring system, which enables the determination of the real degree of damage within concrete structures under cyclic loading. To achieve this aim, various specimen tests under cyclic loading were carried out until the complete damage of the specimen and monitored permanently with ultrasonic and acoustic emission sensor techniques. An obtained evidence of these tests is the strong correlation between the degree of damage and the dynamic E-Modulus, which can be identified by the time of flight measurement of the ultrasonic signal. The acoustic emission sensors just show good interpretable results after 80% of elapsed specimen's lifetime. Only the combination of these two sensor types ensures that the damage degree can be measured and estimated from the beginning of the test until the complete damage of the specimen. Each sensor type presents the degree of damage with different intensity at different stages of the specimen's lifetime.

As a next step prestressed railway sleepers were selected to test the monitoring system in a bigger scale with structural elements. Concrete sleepers are highly dynamic loaded components of the rail infrastructure. Trains with a speed of up to 400 km/h pass over each sleeper and cause the loading and unloading of the sleeper with the axle load of the train. In order to simulate this, the sleeper was loaded with pulsating compressive stresses in the support area of the rail and was monitored constantly with ultrasonic and acoustic emission sensors.

Within those tests a good correlation was achieved between numerically developed crack formation patterns of the sleeper cross section and the measurement values of the ultrasonic sensors.

Concrete fatigue / material testing / monitoring / sensor techniques / degree of damage / lifetime assessment.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	1
1.1	Motivation.....	1
1.2	Zielsetzung und Gliederung	4
2	Publikationen.....	7
2.1	Experimentelle Untersuchung von ermüdungsbeanspruchten Betonstrukturen (Beton- und Stahlbetonbau, Heft 7, 2012)	8
2.2	Zyklisch belastete Betonstrukturen (Bautechnik, Heft 11, 2012).....	22
2.3	Monitoringbasierte Lebenszeitabschätzung von Betonstrukturen (Beton- und Stahlbetonbau, Heft 9, 2013)	40
2.4	Dynamically loaded Concrete Structures (Structural Concrete, Heft 4, 2014).....	52
2.5	Monitoring des realen Grades der Ermüdungsschädigung in Betonstrukturen (Beton und Stahlbetonbau, Heft 7, 2014)	86
3	Abschlussdiskussion und Ausblick.....	101
4	Literaturverzeichnis	105

1 Einleitung

1.1 Motivation

Mit zunehmender Verwendung des Baustoffes Beton auch bei hochgradig dynamisch beanspruchten Baustrukturen wird die Ermüdung und Einschätzung des aktuellen Schädigungsgrades von Beton ein sehr großes Thema. Betrachtet man Gründungsstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) ist der Begriff hochdynamisch mehr als gerechtfertigt. Im Laufe einer Lebenszeit von 20 bis 25 Jahren können Lastwechselzahlen von bis zu zwei Milliarden (2×10^9) erreicht werden. Diese hohe Lastwechselzahl wird hauptsächlich zum einen von den zyklischen Lasten aus dem Seegang (Wellen, Strömung) und zum anderen durch den angreifenden Wind (Böen, Turmvorstau) sowie durch den Anlagenbetrieb verursacht.



Abb. 1 Offshore-Windenergie

Quelle: Internet

Derzeit existieren fünf erprobte Haupt-Gründungskonzepte für OWEAs. Vier davon sind in Abbildung 2 dargestellt, wovon drei (Monopile, Jacket, Tripod) in Stahl ausgeführt werden. Das Konzept der Schwerkraftgründung (in Abb. 2 mit SKF (Schwerkraftfundament) bezeichnet) wird aufgrund der erforderlichen hohen Masse in Beton realisiert. Zusätzlich ist in Abb. 2 die Anwendung der einzelnen Konzepte in Abhängigkeit zur Wassertiefe und Turbinenleistung dargestellt. Man sieht sehr deutlich, dass das Konzept der Schwerkraftgründung hervorragend in allen Wassertiefen eingesetzt werden kann und auch für höhere Wassertiefen und große Anlagen geeignet ist. Diese hohen Wassertiefen, von bis zu 45m, werden verstärkt in den projektierten Gebieten deutscher Windparks angetroffen. Somit wurden in den letzten Jahren einige Varianten dieses Gründungstyps entwickelt und auf dem

Markt angeboten. Aufgrund seiner Wirkungsweise benötigt es keinerlei Verankerung im Meeresboden.

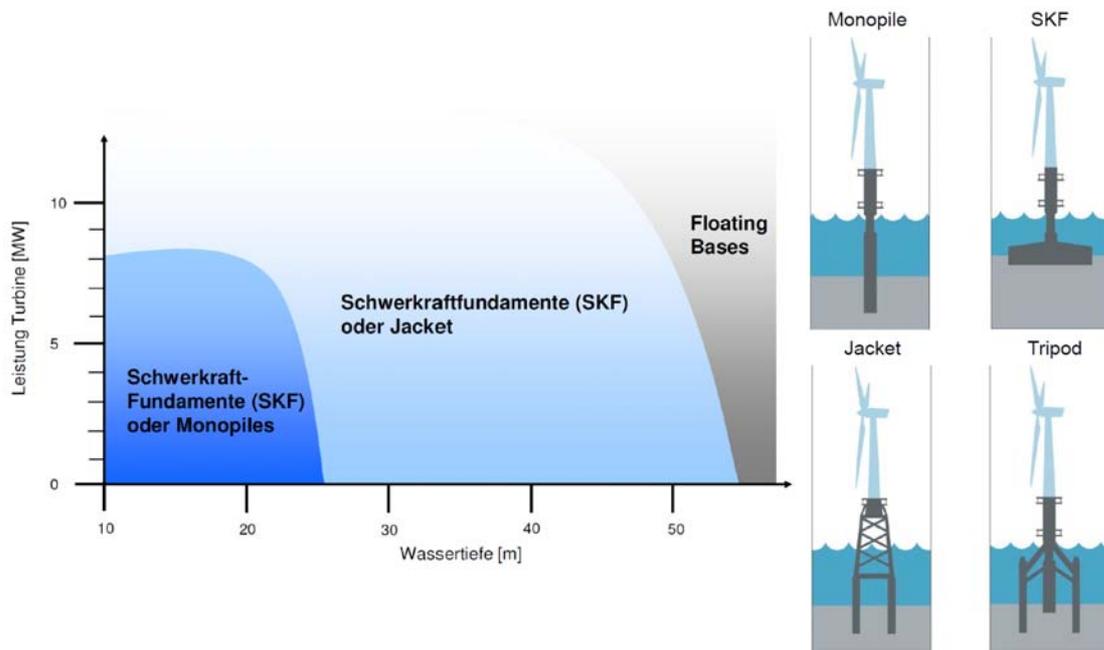


Abb.2 Gründungskonzepte und Einsatzgebiete

Quelle STRABAG Offshore Wind

Eine mögliche Form der Schwerkraftgründung ist in Abbildung 3 dargestellt. Dieses Fundament ist eine Entwicklung der Firma STRABAG Offshore Wind mit Planungsstand aus dem Jahr 2011. Ein Fundament mit diesen Abmessungen kann Anlagen von bis zu 5 Megawatt tragen. Nähere geometrische Angaben und Daten werden in Abbildung 3 gegeben. Diese Geometrie wurde beim Bau des Testfundamentes in Cuxhaven, einem 1:1 Modell einer Gründungsstruktur an Land, im Jahr 2010 verwirklicht. Gebaut wurde es vorrangig, um die Boden-Bauwerks-Interaktion bei zyklischer Belastung zu untersuchen.



- Schaft:**
- Höhe: 55m
 - Durchmesser: 9m – 6m
 - Gewicht: 2.000 t
 - Wandungsdicke: 60cm
- Fußkreuz:**
- Grundfläche: 40m x 40m
 - Querschnitt: 9m x 9m
 - Gewicht: 4.700 t
 - Wandungsdicke: 60cm
 - 1,60m im Zentralbau
- Vorspannung im Schaft und Boden des Fußkreuzes
- Materialien:**
- Beton C80/95
 - Bewehrung BSt 500
 - Spannstahl St 1570/1770
- Sandfüllung in Schaft und Fußkreuz

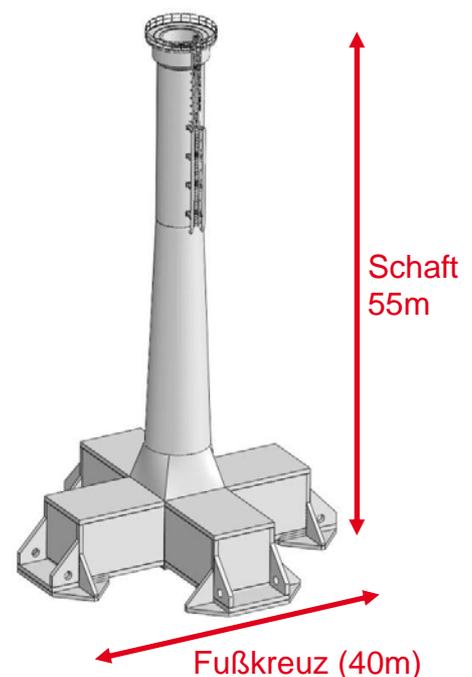


Abb. 3 Strabag Offshore Schwerkraftfundament

Quelle STRABAG Offshore Wind

Nach 2011 wurde das Schwerkraftfundament-Konzept weiterentwickelt. In Abbildung 4 ist der heutige Planungsstand (2014) des STRABAG Offshore Schwerkraftfundamentes dargestellt.



Abb. 4 Strabag Offshore Schwerkraftfundament, Planungsstand 2014

Quelle STRABAG Offshore Wind

Doch unabhängig von der Form, die das Fundament besitzt, sind die Nachweise der Betonermüdung in den hochbeanspruchten Bereichen bemessungsmaßgebend. Das Ziel dieser Nachweiskonzepte laut Norm (z.B. CEB-FIP-Model Code 2010 [1], DIN EN 1992-1 [2]) ist es, die Standsicherheit und auch Gebrauchstauglichkeit der gebauten Struktur für die geplante Lebenszeit zu garantieren.

Nach derzeitigem Stand der Normung und Technik wird die Lebensdauer im Hinblick auf ein Ermüdungsversagen des Betonquerschnitts von Windkraftanlagen auf eine sehr konservative Weise ermittelt. Für den Ermüdungsnachweis und auch für die Bestimmung des Schädigungsgrades von Beton-Bauteilen wird das komplexe Lastkollektiv aus Wind, Welle und Anlagentechnik in ein schädigungsäquivalentes mehrstufiges Lastkollektiv umgerechnet, dessen Amplituden dann die bemessungsrelevanten Schwingbreiten der Betonspannungen in einem sogenannten „Hot-Spot“ hervorruft. Auf diese Spannungen und auch Einzelschädigungen in dem hochbelasteten Bereich (Hot-Spot) wird die lineare Schadens-Akkumulations-Hypothesen nach Palmgren-Miner angewandt. Es wird somit die zeitliche Reihenfolge der Belastung und auch die Spannungsumlagerung vom Hotspot zu den weniger belasteten Randbereichen hin nicht berücksichtigt. Der Prozess, dass sich geschädigte hochbelastete Bereiche den weiterhin auftretenden Lasten zum Teil entziehen, und diese auf andere Bereiche umgelagert werden, ist jedoch mechanisch unumstritten. Diese Nichtberücksichtigung führt sehr wahrscheinlich zu unwirtschaftlichen Querschnitten.

Das strenge Sicherheitskonzept beruht zum Teil auf der Tatsache, dass Beton bereits bei statischen normbasierten Laborversuchen sehr hohe Streuwerte aufweist. Des Weiteren besaß die Datenbasis zur Zeit der Festlegung der Norm begrenzte Ausmaße. Dies und auch die Tatsache, dass Beton schon bei niedrigen Lasten ein stark nichtlineares Verhalten aufweist, hat zur Folge, dass eine Einschätzung des realen Schädigungsgrades von ermüdungsgefährdeten Betonstrukturen mit normbasierten Berechnungsmethoden nicht möglich ist.

Ein weiterer zu beachtender Aspekt bei On- und Offshore-Energiegewinnung ist die fortschreitende Entwicklung auf dem Gebiet der Maschinenteknik. Eine Gründungsstruktur wird für eine bestimmte

Anlage auf eine gewünschte Lebensdauer ausgelegt. Nach Verstreichen eines Teils dieser Lebensdauer wird erfahrungsgemäß in Erwägung gezogen, den Generator durch einen leistungsfähigeren zu ersetzen (Repowering). Somit ändert sich die Lastsituation und es tauchen unweigerlich zwei Fragen auf:

- Wie lang ist die reale Restlebensdauer der bestehenden Anlage?
- Wie ändert sich diese unter der neuen Lastsituation?

Somit wird es von großer Bedeutung, den realen Schädigungsgrad einer bestehenden Gründungsstruktur zu ermitteln um somit auch die restliche noch zu erwartende Lebenszeit unter den neuen Belastungen abschätzen zu können. Ein Weg, diese Fragen beantworten zu können, ist die Anwendung von Monitoring, um die Veränderung in der inneren Struktur des Betons mittels eines lastunabhängigen Messverfahrens permanent überwachen und einschätzen zu können. Dies ist zur Beurteilung der Rentabilität von Repowering-Maßnahmen zwingend erforderlich. Aber auch nach Ablauf der theoretisch berechneten Lebenszeit ohne Repowering-Maßnahmen können Fragen, wie „Kann ich die Anlage nicht noch weitere 5 oder 10 Jahre betreiben?“ oder ggf. „Wie lange ist ein sicherer Betrieb noch möglich?“ beantwortet werden.

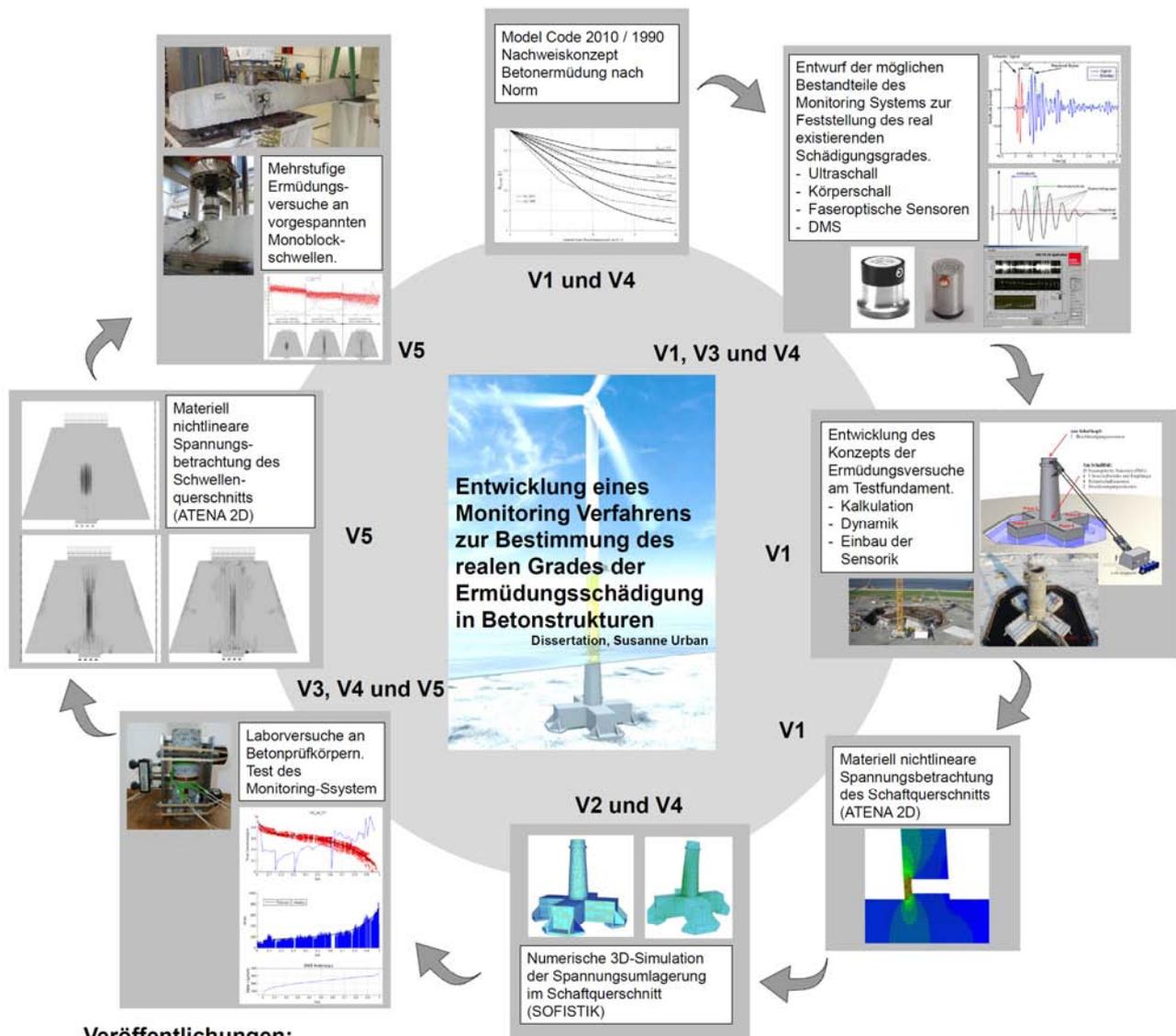
1.2 Zielsetzung und Gliederung

Zur Beantwortung all dieser Fragestellungen haben sich die Zentrale Technik der Ed. Züblin AG (Stuttgart) und die Firma RED Bernard (Wien) mit dem Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität für Bodenkultur Wien zusammengeschlossen, um im Rahmen dieser Dissertation (Forschungsvorhaben MOSES) ein Verfahren zu entwickeln, das eine realistische Beurteilung des Schädigungsgrades einer Beton Gründungsstruktur ermöglicht.

Um dieses Ziel zu erreichen wurden folgende Teilaspekte, die in Abbildung 5 auch graphisch und mit zugehörigen Veröffentlichungen dargestellt sind, einzeln bearbeitet:

- Einarbeitung in das Nachweiskonzept der Betonermüdung nach Model Code 1990 / 2010 [1].
- Entwurf der möglichen Bestandteile des Monitoring-Systems zur Feststellung des realen Schädigungsgrades.
- Entwicklung und Kalkulation des Konzeptes der Ermüdungsversuche am Strabag Testfundament Cuxhaven. Einbau der erforderlichen Sensoren im hochbelasteten Bereich des Schaftanschnitts auf Höhe 1m über Oberkante des Fußkreuzes. Leider konnten die Ermüdungsversuche (geplant Anfang 2013) aufgrund von wirtschaftlichen Entwicklungen im Deutschen Windenergiesektor und den daraus fehlenden finanziellen und auch genehmigungstechnischen Voraussetzungen nicht stattfinden.
- Materiell nichtlineare 2D-Spannungsbetrachtungen im Schaftquerschnitt des Testfundamentes zur Ermittlung der real vorhandenen Spannungen im Betonquerschnitt während der geplanten Ermüdungsversuche.
- Numerische 3D-Simulation der Spannungsumlagerung im Schaftquerschnitt des Testfundamentes Cuxhaven durch schrittweise Anpassung des E-Moduls auf Grundlage von Schädigungsermittlungen.
- Zyklische Ermüdungsversuche an Betonprüfkörpern aus Offshore-Beton (C80/95) unter Druckschwellbeanspruchung mit konstanter Ober- und Unterspannung mit permanentem Monitoring durch das entwickelte Monitoring-Konzept.
- Materiell nichtlineare 2D-Spannungsbetrachtungen eines Schwellenquerschnitts als Voruntersuchung zu den geplanten mehrstufigen Ermüdungsversuchen an vorgespannten Monoblockschwellen. (Schädigungsentwicklung der drei Laststufen)

- Mehrstufige, zyklische Ermüdungsversuche an vorgespannten Monoblockschwellen. Bauteilversuche als Ersatz für die geplanten Ermüdungsversuche am Testfundament Cuxhaven, um das entwickelte Monitoring-System in größeren Dimensionen zu testen. Bei diesen Tests wurde ein dreistufiges Lastkollektiv aufgebracht und die Veränderungen in der Betonstruktur im hochbelasteten Bereich permanent mit dem entwickelten Monitoring-Konzept überwacht.



Veröffentlichungen:

- V1:** Experimentelle Untersuchung von ermüdungsbeanspruchten Betonstrukturen (*Beton- und Stahlbetonbau*, Heft 7, 2012)
- V2:** Zyklisch belastete Betonstrukturen (*Bautechnik*, Heft 11, 2012)
- V3:** Monitoringbasierte Lebenszeitabschätzung von Betonstrukturen (*Beton- und Stahlbetonbau*, Heft 9, 2013)
- V4:** Dynamically loaded Concrete Structures (*Structural Concrete*, Heft 4, 2014)
- V5:** Monitoring des realen Grades der Ermüdungsschädigung in Betonstrukturen (*Beton und Stahlbetonbau*, Heft 7, 2014)

Abb. 5 Teilaspekte des Forschungsprojektes MOSES

Im folgenden Kapitel sind die zugehörigen Publikationen aufgeführt, in denen sämtliche Aspekte des Dissertationsthemas abgedeckt werden.

2 Publikationen

Diese Kumulative Dissertation umfasst 5 Artikel, die bereits in Fachzeitschriften veröffentlicht worden sind oder zur Veröffentlichung angenommen wurden. Es handelt sich dabei um die folgenden Fachzeitschriften

- **Beton- und Stahlbetonbau**, SCI gelistet mit Impact-Factor 0,444
- **Bautechnik**, SCI gelistet mit Impact-Factor 0,293
- **Structural Concrete**, SCI gelistet mit Impact-Factor 0,289

**2.1 Experimentelle Untersuchung von ermüdungsbeanspruchten Betonstrukturen
(Beton- und Stahlbetonbau, Heft 7, 2012)**

Experimentelle Untersuchung von ermüdungsbeanspruchten Betonstrukturen zur Feststellung des realen Schädigungsgrades

Planung der Ermüdungsversuche am Strabag-Testfundament in Cuxhaven

Ingenieurbauwerke sind im Laufe ihres Lebens ständig statischen und dynamischen Lasten ausgesetzt. Diese haben sowohl künstliche wie auch natürliche Ursachen. Durch die dynamische Belastung kann es an Betonbauwerken zu Ermüdungserscheinungen kommen. Die Änderungen in der Betonmatrix, die mit diesen Ermüdungserscheinungen einhergehen, sind noch nicht vollständig untersucht. Bei den Fundamenten für Windenergieanlagen im Bereich On- und Offshore stellt die Materialermüdung eine besondere Herausforderung dar. Die Lastkombinationen, welche für die Ermüdungsnachweise angenommen werden, sind oft bemessungsmaßgebend. Da eine Spannungsumlagerung innerhalb des Querschnitts beim Nachweis nicht berücksichtigt wird, hat dies zur Folge, dass die zu bemessende Betonstruktur sehr konservativ ausgelegt wird beziehungsweise über die Lebensdauer ein höherer Schädigungsgrad angenommen wird, als er in der Realität vorliegt. Ein Ziel der Forschungen ist die Entwicklung eines Monitoringsystems, mit welchem der wirklich vorhandene Schädigungsgrad einer Betonstruktur abgelesen werden kann. Das Strabag-Testfundament in Cuxhaven, gebaut von der Ed. Züblin AG, stellt eine optimale Möglichkeit dar, dieses Monitoringsystem an einer Betonstruktur mit realen Dimensionen zu testen. Die Durchführung der Ermüdungsversuche am Testfundament Cuxhaven sind für Anfang 2013 geplant. Die vorliegende Veröffentlichung ist wie folgt gegliedert: Nach einführenden Worten über den Sachverhalt Betonermüdung und Offshore werden die Konzeption der Versuchsdurchführung, die geplante dynamische Erregung des Testfundamentes und erste Ergebnisse der nichtlinearen Modellbildung des Testfundamentes in der FE-Software ATENA vorgestellt.

1 Einleitung

Das primäre Ziel aktueller Regelwerke und Normen ist es, die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit unter ökonomischer Verträglichkeit und sich verändernden Umgebungsbedingungen zu wahren. Dabei kommt meist das semiprobabilistische Teilsicherheitskonzept in Form von Gebrauchstauglichkeits- und Tragsicherheitsnachweisen in Bezug auf eine geplante Lebenszeit einer Struktur zur Anwendung. Die derzeitige Erfassung und Beschreibung von Betonermüdungsprozessen wird in folgenden Normen behandelt:

- Comité Euro-International du Béton (Model Code 1990) [1]
- Comité Euro-International du Béton (Model Code 2010), wird im Juni 2012 veröffentlicht werden.

Experimental modelling of fatigue processes to detect the real degree of deterioration

Conceptual design of the fatigue tests at the Strabag-Gravity base in Cuxhaven

Engineering structures are subjected to continuous and increasing static and dynamic loads from artificial and natural environmental conditions (e.g. wind, traffic loads or wave loading on offshore wind turbine structures). Dynamic Loads can result in fatigue phenomena within the material concrete which are not totally explored even in their beginnings. Especially in the fields of Foundations for wind energy plants on- and offshore fatigue is a big problem. The Fatigue associated load combinations are mostly the decisive ones for design and dimensioning of the structure. The targets of the research are the development of a monitoring system for detecting the initiation or the early stage of a fatigue process in concrete and for the identification of the degree of deterioration in the concrete structure. The full scale model of a new type of gravity base foundation for offshore wind turbines in Cuxhaven projected by the Ed. Züblin AG is an optimal possibility to test the monitoring system within a concrete structure of real dimensions.

The objective of this contribution is to provide a short review of concrete fatigue properties, to discuss, demonstrate and portray preliminary analyses results which are decisive for the final fatigue test layout at the Strabag gravity base foundation in Cuxhaven. The conduction of the fatigue tests at the gravity base foundation are planned in the beginning of the year 2013.

- Deutsches Institut für Normung (DIN 1045-1, 10.8.3) [2]
- Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt-Richtlinie für Windeenergieanlagen) [3]
- Eurocode 2 (Bemessung von Stahlbeton) [4]
- Det Norske Veritas (DNV-OS-C502) [5]
- Germanischer Lloyd (IV Part 6, Section 5) [6]

Für manche Strukturen, Materialien und Konstruktionskonzepte ermöglichen diese Regelwerke nur sehr konservative und eventuell auch unwirtschaftliche Ergebnisse. Dies ist der Fall bei der Verwendung von hoch- und ultrahochfesten Betonen und hat bereits zu Anpassungswünschen der ursprünglich vorgeschlagenen WÖHLERlinien im Model Code 1990 [1] geführt, siehe Anmerkungen zum Model Code 1990 in [7 bis 11].

Erkenntnisse aus Wartungsarbeiten, Inspektionsarbeiten und Monitoring-Systemen an ermüdungsgefährdeten Betonstrukturen zeigen zum Teil deutliche Abweichungen zu den Bemessungskonzepten der Normen. Der reale Schädigungsgrad ist im Allgemeinen niedriger als der durch die Berechnung erwartete. Für eine realistische Einschätzung der planerischen Lebenszeit und Restlebenszeit während der Nutzungsphase erscheint es daher naheliegend, die teilsicherheitsbasierten Sicherheitskonzepte für Betonstrukturen mit Informationen aus Inspektionsarbeiten und Monitoring-Informationen zu kombinieren.

Deshalb ist es von großer Bedeutung, die Möglichkeiten von Monitoring-Systemen zur frühzeitigen Erkennung von Ermüdungsprozessen im Baustoff Beton zu nutzen. Der vorliegende Beitrag soll einen Überblick über das entwickelte Monitoring-Konzept bieten und die Basis für eine breitere Anwendung schaffen.

2 Betoner müdung
2.1 Nachweiskonzept nach Model Code 1990

Basis fast aller Ermüdungsnachweise für Beton in heutiger Zeit ist das Regelwerk nach CEB FIP Model Code [1]. Grundlage der WÖHLERlinien (Bild 1), die im Nachweiskonzept des CEB-FIP Model Code 1990 [1] angewendet werden, sind Untersuchungen bezüglich der Ermüdung von hochfesten Betonen, durchgeführt von PETKOVIC [12]. Betone mit einer Druckfestigkeit größer 100 MPa blieben dabei allerdings unberücksichtigt. Die Probekörper bei den Untersuchungen hatten eine zylindrische Form mit Durchmessern von 50 mm und 100 mm und eine Höhe des dreifachen Durchmessers. Dadurch wird der Effekt der Querdehnungsbehinderung auf mittlerer Zylinderhöhe ausgeschlossen. Die Probekörper wurden mit Frequenzen von 1 Hz und 0,5 Hz belastet. Bild 1 zeigt die WÖHLERlinien nach PETKOVIC [12].

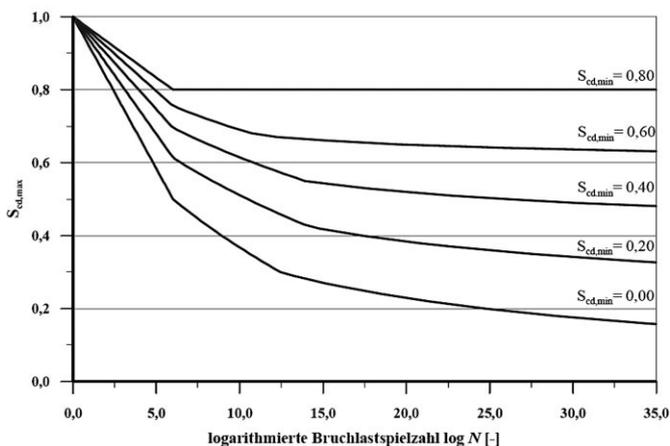


Bild 1 WÖHLERlinien für Beton (Druckschwellbeanspruchung) nach CEB-FIP Model Code 1990. WÖHLERlines for concrete (under compression loading) according CEB-FIP Model Code 1990

Im Model Code 1990 [1] wird davon ausgegangen, dass sich die charakteristische Betondruckfestigkeit verringert, wenn eine Ermüdungsbeanspruchung vorliegt. Die Eingangswerte für die WÖHLERlinien beziehen sich daher auf die zeitabhängige Ermüdungsfestigkeit $f_{cd,fat}$ nach Gl. (1). Die Formel basiert auf einer verringerten Festigkeit von jungem Beton und einer Steigerung der Festigkeit mit der Zeit infolge fortschreitender Hydratation. Die Berücksichtigung der Zeit erfolgt über $\beta_{cc}(t)$ [13]. Somit ergibt sich die Ermüdungsfestigkeit wie folgt:

$$f_{cd,fat} = \alpha \cdot \beta_{cc}(t) \cdot \frac{\left[f_{ck} \left(1 - \frac{f_{ck}}{25 \cdot f_{ck0}} \right) \right]}{\gamma_c} \tag{1}$$

Mit $\alpha = 0,85$, $f_{ck0} = 10$ MPa (Bezugsfestigkeit) und mit $\gamma_c = 1,50$ (Materialsicherheitsbeiwert für Beton). Bei Betonfestigkeitsklassen > C55/67 ist γ_c mit dem Faktor γ'_c zu vergrößern.

$$\gamma'_c = 1 / (1,1 - 0,002 \cdot f_{ck}) \geq 1,0 \tag{2}$$

Die zeitliche Anpassungsmöglichkeit hat einen wesentlichen Effekt auf die Bemessung, da eine spätere Erstbelastung weit wirtschaftlichere Bemessungen zulässt als eine Belastung im recht jungen Betonalter (vgl. [14] und [7]). Nach [13] muss nach Model Code 1990 [1] kein detaillierter Nachweis gegen Ermüdung geführt werden, wenn die Bedingung aus Gl. (3) erfüllt ist:

$$\eta_c \sigma_{c,max} \gamma_{sd} \leq 0,45 f_{cd,fat} \tag{3}$$

Dies bedeutet, dass ohne einen detaillierten Ermüdungsnachweis das nachzuweisende Bauteil nur zu 45% der Ermüdungsfestigkeit ausgenutzt werden darf. Die ermüdungswirksamen Belastungen auf Beton werden durch die bezogene maximale Betondruckspannung $s_{cd,max}$ (Gl. (4)) und die bezogene minimale Betondruckspannung $s_{cd,min}$ (Gl. (5)) angegeben. Diese Werte enthalten den maximalen bzw. minimalen Betrag der Druckspannungen $\sigma_{c,max}$ und $\sigma_{c,min}$ bezogen auf die zeitabhängige Ermüdungsfestigkeit $f_{cd,fat}$.

$$s_{cd,max} = \gamma_{sd} \cdot \sigma_{c,max} \cdot \eta_c / f_{cd,fat} \tag{4}$$

und

$$s_{cd,min} = \gamma_{sd} \cdot \sigma_{c,min} \cdot \eta_c / f_{cd,fat} \tag{5}$$

mit: γ_{sd} Teilsicherheitsbeiwert für die Modellungenauigkeit, im Allgemeinen mit 1,1 festgelegt.

Der Faktor zur Berücksichtigung der ungleichmäßigen Verteilung der Betondruckspannungen ist definiert zu:

$$\eta_c = \frac{1}{1,5 - 0,5 \left(\left| \frac{\sigma_{c1}}{\sigma_{c2}} \right| \right)} \tag{6}$$

Der folgende Prozess des Ermüdungsverlaufes bis zur Bruchlastspielzahl N wird durch drei Gleichungen beschrieben:

$$\log N_1 = (12 + 16 \cdot S_{cd,min} + 8 \cdot S_{cd,min}^2) (1 - S_{cd,max}) \quad (7)$$

$$\log N_2 = 0,2 \cdot \log N_1 (\log N_1 - 1) \quad (8)$$

$$\log N_3 = \log N_2 \cdot (0,3 - 0,375 S_{cd,min}) / \Delta S_{cd} \quad (9)$$

Die Geltungsbereiche der Gleichungen lauten:

(a) Wenn $\log N_1 \leq 6$ dann $\log N = \log N_1$ (10)

(b) Wenn $\log N_1 > 6$ und $\Delta S_c \geq 0,3 - 0,375 S_{cd,min}$
dann $\log N = \log N_2$ (11)

(c) Wenn $\log N_1 > 6$ und $\Delta S_c < 0,3 - 0,375 S_{cd,min}$
dann $\log N = \log N_3$ (12)

Der Ermüdungsnachweis für Beton unter einstufiger Druckschwellbeanspruchung ist erfüllt, wenn die Lastspielzahl n im Bemessungszeitraum niedriger oder gleich ist, als die ermittelte Bruchlastspielzahl N . Die Bruchlastspielzahl N wird nach derzeitigem Stand aus den WÖHLERLINIEN nach PETKOVIC [12] des Betons ermittelt.

Die Schädigung D ist nach folgender Formel definiert:

$$D = \frac{n}{N} \leq D_{lim} = 1 \quad (13)$$

Bei mehrstufiger Ermüdungsbelastung wird oft die Schadensakkumulationshypothese nach PALMGREN-MINER angewendet. Sie besagt, dass die Einzelschädigungen je Spannungszustand aufsummiert werden können.

$$D = \sum_{i=1}^j \frac{n_i}{N_i} \leq D_{lim} = 1 \quad (14)$$

Bei der Anwendung dieser Hypothese wird die reale zeitliche Abfolge der Einzelbelastungen nicht berücksichtigt.

2.2 Kritische Punkte des Nachweiskonzeptes

Nach derzeitigem Stand der Technik wird die Lebensdauer des Betonquerschnittes von Fundamenten für Windkraftanlagen im Hinblick auf ein Ermüdungsversagen auf eine äußerst konservative Weise ermittelt. Die Vorspannung der Stahlbetonstrukturen überdrückt die Konstruktion im Lastbereich der Ermüdung, um Zugspannungen im Querschnitt zu vermeiden. Bei den Spannungsnachweisen für Ermüdung befindet man sich somit im ungerissenen Zustand, es herrscht Druckschwellbeanspruchung im Querschnitt. Dieser Zustand wird auch bei den Ermüdungsversuchen am Testfundament in Cuxhaven simuliert (Bild 2). Für den Ermüdungsnachweis wird der Punkt mit der höchsten Spannungskonzentration $\sigma_{c,max}$,

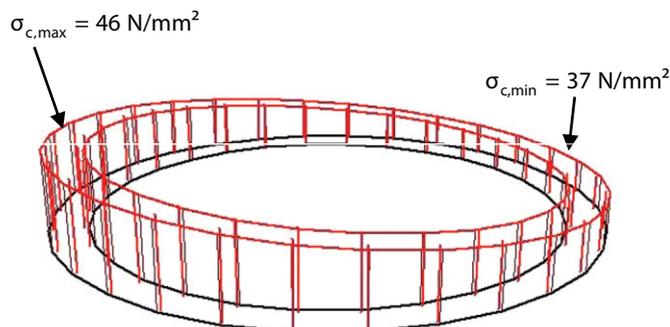


Bild 2 Vertikale Druckspannungen im Schaft des Testfundaments in Cuxhaven
Vertical compression stress in the shaft of the gravity base in Cuxhaven

ein sogenannter „Hot Spot“, für die gewünschte Lebensdauer ausgelegt. Jegliche Form von Spannungsumlagerungen auf weniger belastete Randbereiche bleibt unberücksichtigt. Dies führt zu sehr unwirtschaftlichen Querschnitten.

Ein weiterer Punkt ist die fortschreitende Entwicklung auf dem Gebiet der Maschinentechnik. Das Thema „Repowering“ von Windkraftanlagen ist heute sehr aktuell. Repowering bedeutet, dass bei einem bereits bestehenden Fundament mit Anlage die alte Anlage demontiert wird und eine neue Anlage mit mehr Leistung installiert werden soll. Unweigerlich taucht die Frage auf, wie lange die reale Restlebensdauer des bestehenden Fundamentes ist.

Des Weiteren wird in den derzeit gültigen Normen und Richtlinien [1 bis 6] für Beton ein vereinfachter Ermüdungsnachweis mit linearem Ansatz (PALMGREN-MINER) verfolgt, welcher keineswegs dem stark nicht-linearen Ermüdungsprozess in Beton entspricht. Wie in zahlreichen Veröffentlichungen [7, 14 und 15] gezeigt wird, hat die zeitliche Abfolge der Einzelbelastungen durchaus einen Einfluss auf den Schädigungsgrad. Eine Folge der Anwendung des linearen Nachweisverfahrens können unwirtschaftliche, aber auch unsichere Bemessungsergebnisse und Querschnittsabmessungen sein.

Aus diesen Gründen sehen die Verfasser einen enormen Bedarf bei der Entwicklung eines Verfahrens zur realistischen Beurteilung der Lebensdauer einer Betonstruktur unter zyklischer Belastung. Um dieses Forschungsvorhaben zu bearbeiten, haben sich die Universität für Bodenkultur Wien (BOKU), die Firma RED Bernard (Wien) und die Ed. Züblin AG zusammengeschlossen. In einem ersten Schritt wird eine geeignete Monitoring-Methode entwickelt, mit welcher der Zustand des Betons kontinuierlich mithilfe von Sensoren erfasst werden kann. Im zweiten Schritt wird das entwickelte Monitoringsystem am Testfundament in Cuxhaven getestet. Als nächster Schritt wird durch inverse Analysen (Großstruktur – Numerisches FE-Modell) die Erstellung eines analytischen Materialmodells erfolgen. Doch zunächst wird an dieser Stelle näher auf die Gründungsmöglichkeiten von Offshore Windenergieanlagen eingegangen.

3 Fundamente für Windenergieanlagen

Es gibt zurzeit fünf erprobte Fundamentstrukturen für Windenergieanlagen im Bereich Offshore (Bild 3, A bis E) und 2 Fundamentstrukturen, welche zum Teil nur als Prototypen verwirklicht wurden (Bild 3, F und G). Für die Serienproduktion bedarf es bei einigen Gründungsvarianten noch detaillierter Forschung, siehe hierzu auch [16]. Fundamente für Offshore-Windenergieanlagen sind sehr hohen Lastwechselzahlen unterworfen. Zusätzlich zu den Lastwechseln aus Wind und Anlagenbetrieb kommt noch die zyklische Belastung aus dem Seegang hinzu. Nach [7] und [15] können bei einer rechnerischen Lebenszeit von 20 bis 25 Jahren Lastwechselzahlen von bis zu $n = 2 \times 10^9$ erreicht werden.

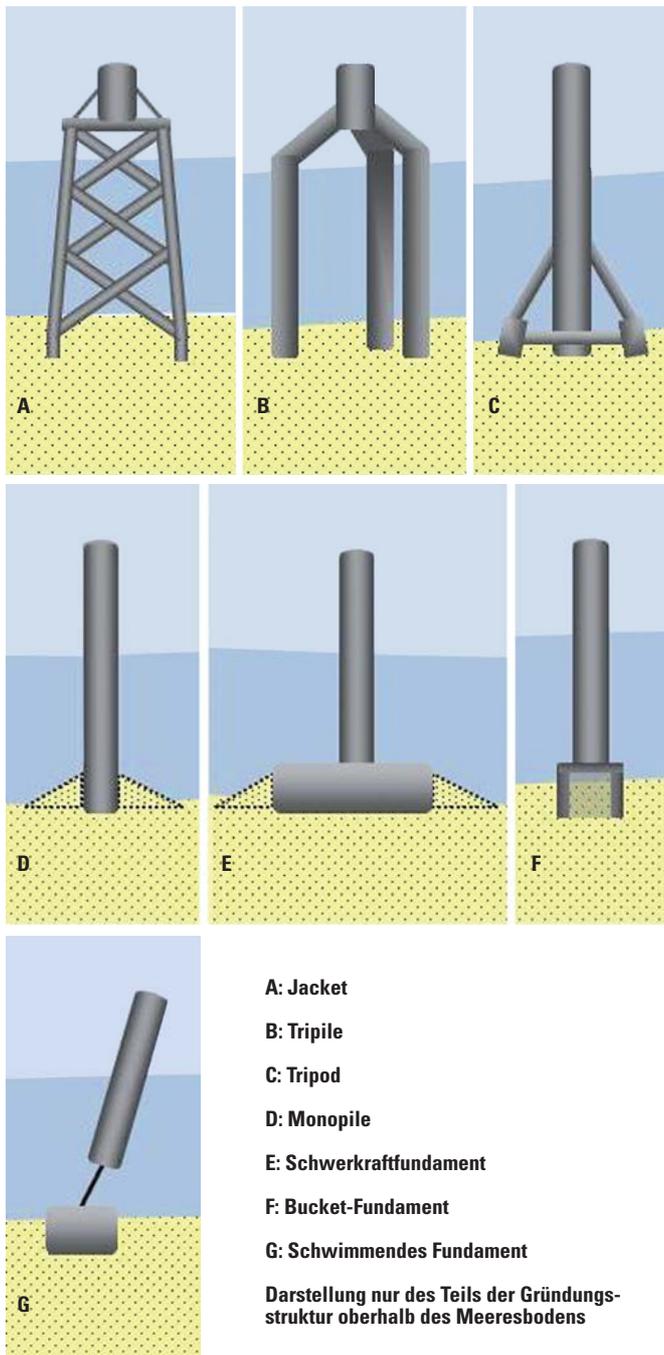


Bild 3 Offshore Gründungskonzepte (Quelle: Offshore-wind)
 Offshore foundation concepts (Source: Offshore-wind)

Im Zuge dieses Aufsatzes wird verstärkt auf die Gründungsvariante Schwerkraftfundament (gravity base) eingegangen, da diese Gründung prädestiniert ist für den Betonbau.

Die Vorzüge des Schwerkraftfundamentes liegen in folgenden Punkten.

1. Die Fundamente können bis zu einer Wassertiefe von ca. 45 m wirtschaftlich eingesetzt werden (Bild 4). Da deutsche Windparks alle eine erhebliche Wassertiefe aufweisen, sind dort Monopiles meist nicht möglich.
2. Beton ist im Verhältnis zu Stahl ein preislich günstiger Baustoff.
3. Ein Schwerkraftfundament bedarf aufgrund seiner Wirkungsweise keinerlei Zugverankerungen im Meeresboden. Es wird „einfach“ auf den Boden gestellt, da es das Kippen der Struktur allein mithilfe des Gegenmomentes verhindert, welches aus dem eigenen Gewicht der Gründung resultiert. Somit ist bei der Installation der Struktur mit keinerlei Schallbelastigung zu rechnen, wie es beispielsweise beim Rammen eines Monopiles der Fall wäre. Da die Rammgräusche einen erheblichen negativen Einfluss auf die Meeresfauna (z. B. Schweinswale) haben, ist dies ein großer Vorteil des Schwerkraftfundaments.

4 Testfundament Cuxhaven

4.1 Konzeption

Das Ziel der Messungen und der Versuche am Testfundament ist der Nachweis, dass eine Umlagerung des „Hot Spots“ auf die weniger belasteten benachbarten Bereiche in der Betonstruktur erfolgt und somit die Struktur deutlich mehr Lastspiele erträgt, als die ermittelte Bruchlastspielzahl nach WÖHLER unter Anwendung des CEB-FIP Model Code 1990 [1].

Mit dem Ermüdungsversuch am Testfundament wird zum ersten Mal bei einer realen Struktur das entwickelte Monitoringsystem getestet und kann damit auch kalibriert werden. Von großem Vorteil ist auch, dass durch die gesteuerte Belastung in einer absehbaren Zeit unter realen

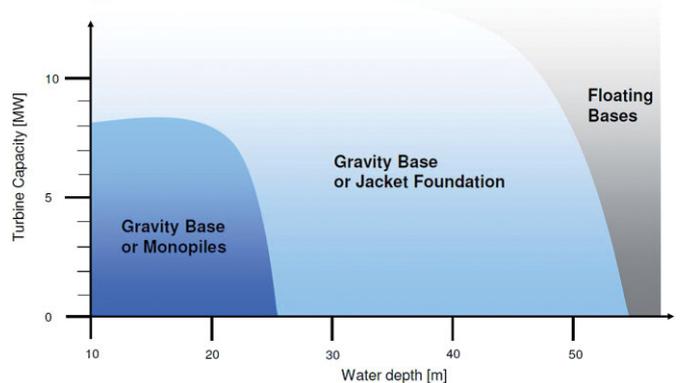


Bild 4 Anwendung der Gründungsvarianten in Abhängigkeit von der Wassertiefe
 Application of foundation concepts according water depth

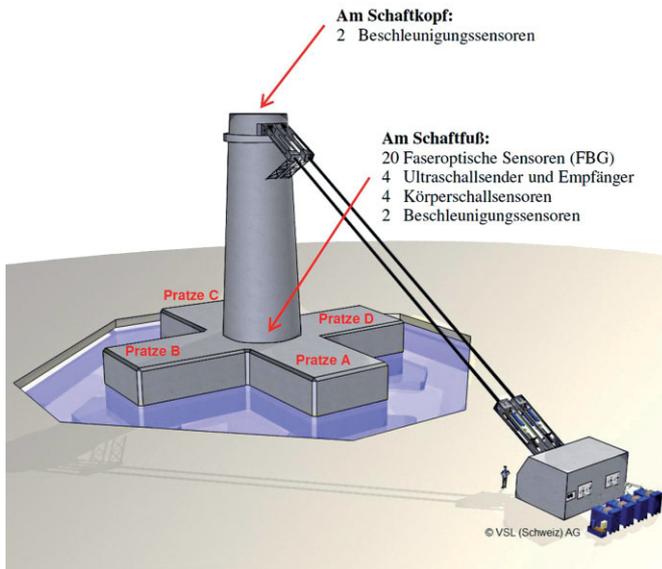


Bild 5 Sensoren am Testfundament Cuxhaven
Sensors at the gravity base in Cuxhaven

Bauwerksabmessungen Ergebnisse erwartet werden können. Bei realer Belastung einer Gründungsstruktur im Wasser liegt die Belastungsfrequenz durch Wellen bei ungefähr 0,5 Hz, und es würde somit erheblich länger dauern (z. B. 14 Mal länger als bei einer Belastungsfrequenz von 7 Hz), bis die erforderliche Bruchlastspielzahl erzeugt werden würde.

Ein weiterer Vorteil liegt in der Zugänglichkeit der Betonstruktur. Selbst während der Testphase können Änderungen an Sensorpositionen vorgenommen werden oder Bohrkerne gezogen werden. Bei Offshore-Strukturen im Meer sind diese Aktionen mit erheblichem finanziellem Aufwand verbunden oder sie sind schlichtweg nicht möglich.

Unter diesen Gesichtspunkten können die Versuche am Testfundament in Cuxhaven als Vorstufe für weitere Tests des Monitoringsystems in realen Offshore-Bedingungen gesehen werden. Das Testfundament in Cuxhaven (Bild 5) wurde vorrangig für die Untersuchungen der Boden-Bauwerk-Interaktion konzipiert und mit einer Zuanlage betrieben. Mit ihr konnten Nordseesturme im Originalmastab simuliert werden. Zusätzlich hierzu werden nun die Auswirkungen von zyklischer Belastung auf die Betonstruktur untersucht. Die zyklische Belastung wird mithilfe eines Unwuchterregers am Schaftkopf aufgebracht. Die Zuanlage entfällt.

Die Dimensionen des Testfundamentes zeigt Tabelle 1. Der verwendete Beton im Schaft und Zentralbau ist ein C80/95. Für das Fukrenz wurde ein C50/60 eingebaut. Es wurden verschiedene Sensortypen in den unteren Schaftbereich eingebaut, der eine Zone mit maximaler Beanspruchung darstellt. Mit diesen Sensoren sollen die Veränderungen in der Betonstruktur im Laufe der Zeit und mit Zunahme der Ermüdungsschädigung ermittelt

Tab. 1 Dimensionen des Testfundaments
Dimensions of the gravity base

Gesamte Höhle ab UK Fundamentplatte	31,00 m
Schaftdurchmesser OK Fukrenz	7,90 m
Schaftdurchmesser OK Schaftkrone	5,20 m
Wandstärke Schaft	0,60 m
Höhle Fukrenz	8,00 m
Wandstärke Fukrenz	0,60 m
Spannweite Fukrenz	40,00 m

Tab. 2 Beschreibung der Sensoren
Description of the sensors

Sensor	Abtastrate	Aufzeichnungsintervall
FBG	1 Hz	1 Messwert pro Minute (Langzeit) 1 Messwert pro Sekunde (Trigger)
US	2.5 MHz	Manuell, Signalerfassung in Lastprogramm-pausen
KS	2.5 MHz	Manuell, Signalerfassung während Lastprogrammen
A	100 kHz	Alle 15 Minute 1 Signal der Länge 200 Sekunden

werden. Folgende Sensoren sind am Testfundament vorhanden (Tabelle 2):

1. Faseroptische Sensoren (FBG)
2. Ultraschallsensoren (US)
3. Körperschallsensoren (KS)
4. Beschleunigungssensoren (A)

Die Position der verschiedenen Sensoren ist im Bild 5 zu sehen. Die Anregungsrichtung durch den Unwuchterreger erfolgt in der Achse von Pratz A und C.

Im Ganzen wurden 20 faseroptische Sensoren (FBG) incl. Temperaturfühler am Schaftfu eingebaut. Mit ihnen wird die Dehnung des Betons im unteren, aueren Rand des Schaftbereichs gemessen, einer Zone hoher Spannungskonzentration bei Pratz A und C. Das Ziel der Messungen mit faseroptischen Sensoren ist

- a) die Aufzeichnung des Langzeitdehnungsverhaltens des Testfundaments infolge von Kriechen, Schwinden, sowie Dehnungsanderungen aus Temperatur und
- b) die Aufzeichnung der real auftretenden Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma$, welche durch die zyklische Belastung der Struktur durch den Unwuchterreger verursacht werden. Die Spannungsschwingbreiten, welche sich aus den gemessenen Dehnungen ableiten, werden zur nachfolgenden Ermüdungsanalyse verwendet.

Des Weiteren werden Ultraschallsender und -empfänger im unteren Bereich des Schaftes bei Pratz A und C befestigt.

Geplant ist eine tägliche automatisierte oder manuelle Durchführung der Ultraschallmessungen im Ruhezustand (Pausen in gewissen Abständen während der zyklischen Belastung). Das Messziel ist die Untersuchung der Signale auf a) Dämpfung und b) Laufzeitänderung bei zunehmender Schädigung der Betonstruktur.

Zusätzlich werden einige Körperschallsensoren im unteren Schaftbereich außen in der Zone der hohen Spannungskonzentration bei Prätze A und C befestigt. Die akustische Emission, eine Art der zerstörungsfreien Prüfmethoden, wird hier verwendet, um im zeitlichen Verlauf den Grad der Schädigung der Betonstruktur festzustellen. Plötzliche Veränderungen im Werkstoffgefüge führen zu Emission von Schall. Diese akustischen Ereignisse werden aufgezeichnet und mit dem Belastungszustand des Testfundaments korreliert.

Als letztes befinden sich vier Beschleunigungssensoren am Schaft, zwei in der Schaftkrone und zwei am Schaftfuß. Es erfolgt eine Aufzeichnung der aus dem Zeitverlauf der Beschleunigung berechneten Frequenzspektren. Mithilfe der Langzeitanalyse kann die Änderung der Eigenfrequenzen mit zunehmender Schädigung nachgewiesen werden.

Während der geotechnischen Versuche bezüglich der Boden-Bauwerk-Interaktion wurden $1,3 \times 10^6$ Lastwechsel auf das Fundament aufgebracht. Die maximale Druckspannung σ_{max} am Schaftanschnitt betrug 7 N/mm^2 . Während dieser Versuche wurden Messwerte der Sensoren aufgezeichnet. In den Bildern 6 und 7 ist die Auswertung einiger Messungen zu sehen. In Bild 6 wird deutlich, dass die Messwerte der Ultraschallmessungen keine Temperaturabhängigkeit aufzeigen. Obwohl die Umgebungstemperatur im Verlauf der Versuche von -5°C bis $+26^\circ\text{C}$ schwankte, änderte sich die Laufzeit nicht. Zusätzlich wird ersichtlich, dass die Belastung während der geotechnischen Versuche keine Ermüdungsschäden an der Betonstruktur verursacht haben. Dieses Ergebnis deckt sich auch mit den Berechnungen nach Model Code 1990 [1].

In Bild 7 wird ersichtlich, dass die ersten Eigenfrequenzen der Struktur bei 3 und 7 Hz liegen. Mithilfe aller montierten Sensoren wird die Veränderung in der Betonstruktur und des Verhaltens der Gesamtstruktur über die Zeit hinweg festgestellt und aufgezeichnet. Mit der fortschreitenden Ermüdungsschädigung der Struktur wird die Eigenfrequenz der Gesamtstruktur abnehmen. Da diese Methode der Zustandsbewertung einer Struktur sehr durch die Umgebungstemperatur beeinflusst wird, wird durch die Kombination der weiteren Sensoren, wie Körperschallsensoren und Ultraschallsensoren, erreicht, dass eine genaue Einschätzung des Schädigungsgrades der Struktur möglich wird. Zusätzlich wird erwartet, dass durch den Einsatz von mehreren, versetzt angeordneten Körper- und Ultraschallsensoren, die Umlagerung des „Hot Spots“, dem Punkt der rechnerisch höchsten Spannungskonzentration, auf die weniger belasteten Randbereiche feststellbar wird. Eine möglichst detaillierte Erfassung der Bauwerks-

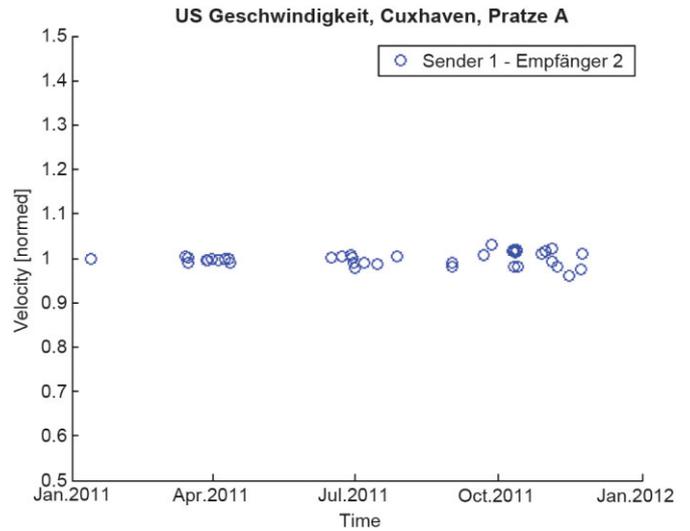


Bild 6 Ergebnisse der Ultraschall-Laufzeitmessungen an der Druckseite bei Prätze A
US-Velocities on the pressure side near footing A

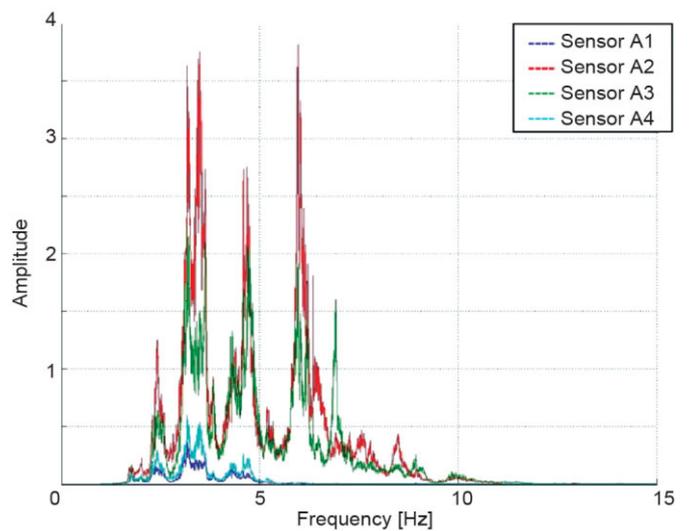


Bild 7 Gemessene Eigenfrequenzen des Testfundamentes
Measured eigenfrequencies of the gravity base

und Materialeigenschaften vor Ort stellt die wesentliche Eingangsgröße für alle Analysen und insbesondere die Bewertung der Restlebensdauer dar.

4.2 Dynamische Anregung

Die dynamische Anregung des Testfundamentes (Bild 8) wird mithilfe eines Unwuchterregers erreicht. Der Vorteil der dynamischen Anregung ist das Ausnutzen der Resonanzfrequenzen einer Struktur und somit der Aktivierung des dynamischen Vergrößerungsfaktors χ_a . Die Bestimmung des Vergrößerungsfaktors χ_a für einen Einmassenschwinger ist wie folgt definiert:

$$\chi_a = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{\omega_0}{v}\right)^2\right)^2 + \left(2 \cdot \xi \cdot \frac{\omega_0}{v}\right)^2}} \quad (15)$$



Bild 8 Testfundament Cuxhaven während des Baus
Gravity base in Cuxhaven during construction

mit: ω_0 Systemeigenfrequenz
 ν Erregerfrequenz
 ξ Lehr'sches Dämpfungsmaß

Siehe hierzu auch [17]. Mit der Annahme des Ersatzsystems als Einmassenschwinger und des Lehr'schen Dämpfungsmaßes ξ zu 7% erhält man für dieses vereinfachte System einen maximalen Vergrößerungsfaktor χ_a von 7,14. Die Dämpfung ξ von 7% stellt eine Annahme dar. Die bisherigen Messungen zeigen ein Dämpfungsmaß ξ von 1%. Je größer die Schwingungsamplituden werden, umso größer wird auch die Dämpfung. Somit wäre bei 2% Dämpfung sogar ein Vergrößerungsfaktor χ_a von 25 möglich. Der Wert von 7% stellt somit eine Annahme auf der sicheren Seite dar. Damit kann sichergestellt werden, dass sich die erwarteten Spannungen am Schaftfuß einstellen und sogar übertroffen werden.

Die tatsächlich anregende Horizontalkraft des Unwuchterregers wird zurzeit mit einer maximalen Last von 135 kN angesetzt. Somit erreicht man mithilfe des Vergrößerungsfaktors χ_a einen Spannungszustand am Schaftfuß, als ob die Erregerkraft 7 bis 25 Mal so groß wäre. Die Kraft bei siebenfacher Vergrößerung entspricht ungefähr der horizontalen Belastung durch eine 5 Megawatt-Anlage im Betrieb.

4.3 Zu erwartendes Tragverhalten

Voraussetzung für die Ermüdungsversuche am Testfundament ist, durch die Belastung aus Eigengewicht, Vorspan-

nung und Unwuchterreger eine so hohe Spannungskonzentration zu erzeugen, dass im hochbelasteten Bereich am Schaftfuß Ermüdungserscheinungen auftreten. Dies bedeutet, dass man in den Bereich der WÖHLERlinien kommen muss, in dem eine 100%-Schädigung zu erwarten ist. Es gibt verschiedene WÖHLERlinien zur Bruchlastbestimmung, im Folgenden werden jene nach PETKOVIC [12] (CEB FIP Model Code 1990 [1]) und jene nach TEPFERS/KUTTI [18] näher untersucht.

Folgende Spannungen müssen nach CEB FIP Model Code 1990 [1] während der Ermüdungsversuche erreicht werden. Der Schaft besteht aus einem hochfesten Beton der Festigkeitsklasse C80/95. Wenn man ein Betonalter größer 28 Tage voraussetzt, ergibt sich die charakteristische Ermüdungsfestigkeit (Sicherheitsbeiwerte werden zu 1,0 gesetzt) des Betons zu:

$$f_{ck,fat} = \alpha \cdot \beta_{cc}(t) \frac{\left(f_{ck} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{25 \cdot f_{ck0}} \right) \right)}{\gamma_c} = 54,4 \text{ N/mm}^2 \quad (16)$$

(entspricht 68 % von f_{ck})

mit: $\alpha = 1,0$
 $\beta_{cc}(t) = 1,0$
 $f_{ck} = 80 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ck0} = 10 \text{ N/mm}^2$
 $\gamma_c = 1,0$

Vor dem Versuch im Frühjahr 2013 wird am Strabag-Testfundament die vorhandenen Betondruckfestigkeit f_{ck} anhand von entnommenen Bohrkernen geprüft und in die Berechnung der Bruchlastspielzahl mit aufgenommen. Nach Model Code 1990 [1] würde beim Erreichen der Spannung $\sigma_{c,max}$ von 54,4 N/mm² nach einem Lastspiel der Beton auf Ermüdung versagen. Um einen „Ermüdungsbruch“ am Testfundament in absehbarer Zeit nach Beginn der zyklischen Belastung erwarten zu können, wird eine bezogene Oberspannung $S_{ck,max}$ von ca. 0,8 angestrebt. Die Unterspannung ergibt sich aus der vorhandenen Leistung des Unwuchterregers. Für die erste Abschätzung der zu erwartenden Spannungen am Fußpunkt des Schaftes werden folgende Lasten angenommen:

- Eigengewicht der Betonstruktur mit 7,690 MN.
- Zentrische Schaftvorspannung mit 87,900 MN.
- Unwucht auf Schaftkopf von 135 kN mit Vergrößerungsfaktor von 7 ergibt eine Horizontallast von 945 kN in 20 Metern Höhe.

Diese Lasten führen zu einer maximalen Druckspannung $\sigma_{c,max}$ im Schaftquerschnitt von ca. 7,16 N/mm² und zu einer bezogenen Oberspannung $S_{ck,max}$ von 0,13. Im Allgemeinen ist diese Einwirkung für die Initiierung eines Ermüdungsvorganges zu klein. Da das Eigengewicht, die Vorspannung und auch die Last aus dem Unwuchterreger nicht oder nur mit erheblichem finanziellen Aufwand er-

höht werden kann, erreicht man die Spannungssteigerung nur durch die Verkleinerung der Querschnittsfläche, also einer Schaftschwächung.

Um den erwarteten Umlagerungseffekt im Querschnitt nachweisen zu können, soll der Schaft gleichmäßig geschwächt werden. Dies wird durch zwei horizontal umlaufende Schnitte (Bild 9) und die nachträgliche Entnahme des Zwischenstücks bewirkt. Eine punktuelle Schwächung ist nicht zielführend, da in dem Fall nur ein einaxialer Druckversuch durchgeführt werden würde. Ein solcher Versuch kann deutlich günstiger im Labor mithilfe eines Probekörpers verwirklicht werden. Es sei denn, der bestehende Teil des Querschnitts ist so groß, dass auch hier der Umlagerungseffekt sichtbar wird. Im Folgenden wird bei den Berechnungen nur die umlaufende Schwächung betrachtet, da diese Lösung bis jetzt die erforderliche Höhe der Druckspannung liefert. Der große Vorteil bei der Betrachtung einer Gesamtstruktur ist die Möglichkeit der Sichtbarmachung der real vorhandenen Spannungsumlagerung innerhalb der Struktur. In Bild 10 ist dargestellt, wie sich die linear berechneten Druckspannungen mit Zunahme der Schaftschwächung entwickeln. Man sieht deutlich, dass man ab einer Schnitttiefe von 50 cm in den angestrebten Spannungsbereich von $0,8 f_{ck,fat}$ kommt. Bei einem Schnitt von 50 Zentimetern Tiefe erhält man eine maximale Oberspannung $\sigma_{c,max}$ von 46 N/mm^2 und eine minimale Unterspannung $\sigma_{c,min}$ von 37 N/mm^2 .

Nach den WÖHLERlinien von PETKOVIC [12] und Model Code 1990 [1], siehe hierzu auch die Gl. (1) bis (12), und mit Anwendung von Gl. (13) kann das Testfundament bei einer Oberspannung $\sigma_{c,max}$ von 46 N/mm^2 und einer Unterspannung $\sigma_{c,min}$ von 37 N/mm^2 12.720 Lastwechsel bis zum Bruch ertragen (Bild 11). Diese Lastwechsel können bei einer angestrebten Erregerfrequenz von 7 Hz (Eigenfrequenz) in ca. 0,5 Stunden erzeugt werden. Wenn die maximale Druckspannung $\sigma_{c,max}$ auf 41 N/mm^2 sinken würde, müssten bis zum Bruch 18.400.000 Lastwechsel erzeugt werden. Diese Lastwechselzahl ist in ca. 30 Tagen machbar.

Die Anwendung der WÖHLERlinien nach PETKOVIC [12] für Beton unter Druckschwellbeanspruchung, welche die Grundlage des Model Code 1990 [1] darstellen, ist eine anerkannte Variante der Nachweisführung. Dennoch hat sich eine Vielzahl von Forschern mit der Erschaffung von WÖHLERlinien für Beton befasst. Unter anderem auch RALEJS TEFFERS und THOMAS KUTTI [18]. In ihren WÖHLERlinien (Bild 12) ist deutlich zu erkennen, dass eine höhere Bruchlastspielzahl als nach Model Code 1990 [1] zu erwarten ist. Um sicher zu stellen, dass ein Ermüdungsbruch während der Testphase am Strabag-Testfundament möglich ist, werden auch diese WÖHLERlinien in die Betrachtung mit einbezogen.

Folgende Bezugswerte fließen in die Bestimmung der Bruchlastspielzahl nach TEFFERS/KUTTI [18] ein:

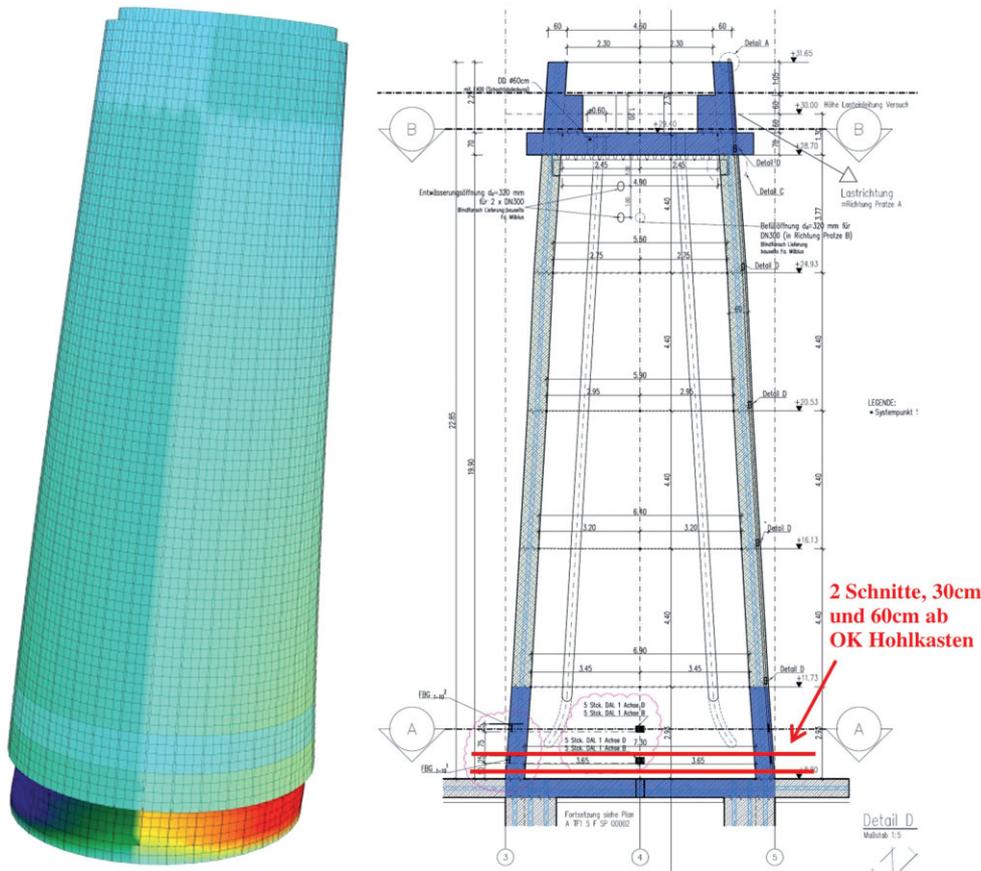


Bild 9 Schaftschwächung
Weakening of the shaft

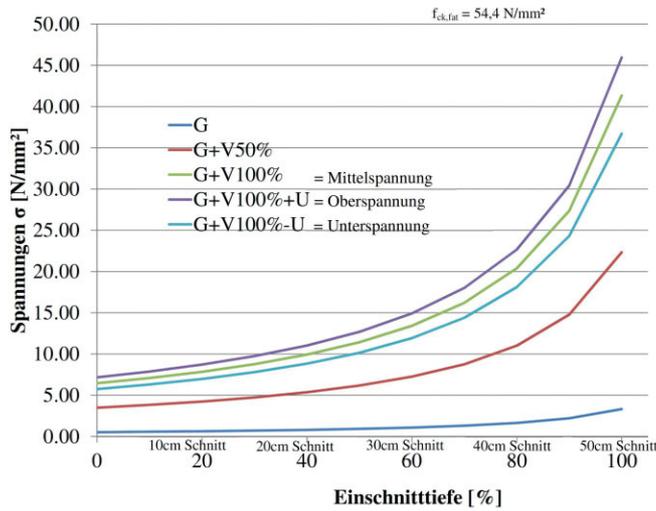


Bild 10 Erwartete Betondruckspannungen in Abhängigkeit von der Schnitttiefe
Expected concrete pressure depending on the depth of the cut

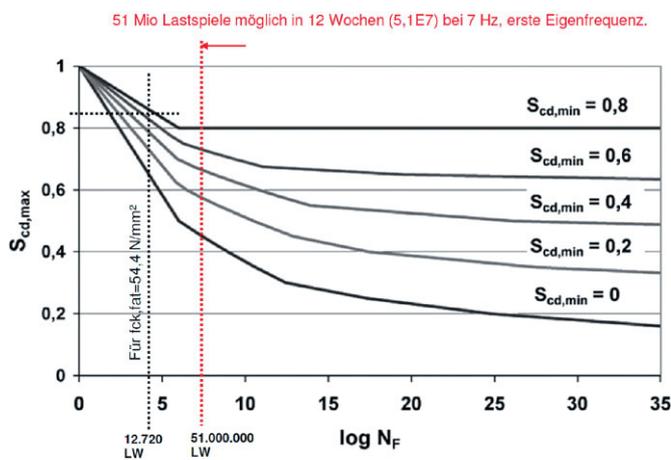


Bild 11 Bruchlastspielzahl nach PETKOVIC
Number of cycles to failure according Petkovic

f'_c statische Zylinderdruckfestigkeit des Prüfkörpers
 $f_{c,max}$ maximale Betondruckspannung im Versuch
 $f_{c,min}$ minimale Betondruckspannung im Versuch
 $R = f_{c,min} / f_{c,max}$

Die Bruchlastspielzahl kann mit folgender Gleichung berechnet werden:

$$\frac{f_c^{max}}{f_c} = 1 - 0,0685 (1 - R) \text{LOG}_{10} N \quad (17)$$

Folgende Spannungen können bei einem dynamischen Vergrößerungsfaktor χ_a von 25 erzeugt werden, wenn der Querschnitt mit einem Schnitt von 50 Zentimetern geschwächt wird:

$f_{c,max}$ maximale Oberspannung von 58 N/mm²
 $f_{c,min}$ minimale Unterspannung von 24 N/mm²
 f'_c Betondruckfestigkeit = 80 N/mm²
 $R = 0,41$

Mit Gl. (17) errechnet sich die zu erwartende Bruchlastspielzahl N zu $10^{6,8}$. Diese Bruchlastspielzahl kann in 17

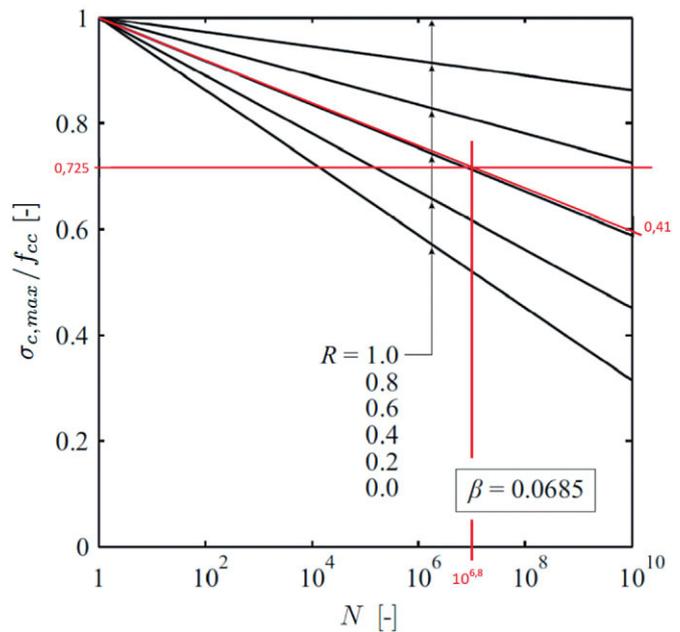


Bild 12 WÖHLERLINIEN für Beton (Druckschwellbeanspruchung) nach „TEPFERS/KUTTI“ aus [19]
WÖHLERlines for concrete (under compression loading) according „TEPFERS/KUTTI“ taken from [19]

Tagen bei einer Erregerfrequenz von 7 Hz aufgebracht werden. Nach den WÖHLERLINIEN im Model Code 1990 [1] würde bei diesen Spannungen kein Lastwechsel möglich sein, da die Oberspannung $\sigma_{c,max}$ schon oberhalb von $f_{ck,fat} = 54,4 \text{ N/mm}^2$ liegt. Es wird sich im Versuch zeigen, wann der Ermüdungsbruch wirklich eintritt.

4.4 Versuchsdurchführung

Für Anfang 2013 sind die in Abschn. 4.1 bis 4.3 beschriebenen Ermüdungsversuche am Testfundament in Cuxhaven geplant. Nach der Ausführung der erforderlichen Querschnittsschwächung im unteren Bereich des Schaftes werden in einem ersten Schritt die Spannglieder der nachträglichen Vorspannung des Betonschaftes montiert. Bereits in dieser Zeit kann die Erhöhung der Dehnungen unter Druck im Schaft mit den faseroptischen Sensoren sichtbar gemacht werden. Im zweiten Schritt wird der Unwuchterreger in der Schaftkrone montiert. Die Haltekonstruktion des Erregers ist so beschaffen, dass die erzeugte dynamische Kraft direkt und ohne Verluste in das Betonbauteil eingeleitet wird.

Es werden dann die ersten Probeläufe folgen, bei denen sich zeigen wird, ob sich die bisher gemessenen Eigenfrequenzen (vgl. Bild 7), der daraus ermittelte Vergrößerungsfaktor χ_a und die erwarteten Spannungen im Beton einstellen. Mithilfe der faseroptischen Sensoren kann über die gemessenen Dehnungen auf die herrschenden Spannungen geschlossen werden.

Nach Abschluss der Probeläufe folgt der Hauptversuch, bei dem der Betonschaft bis zum theoretischen Ermüdungsbruch nach Model Code [1] oder nach TEPFERS/

KUTTI [18] und darüber hinaus bis zum realen Versagen der Struktur zyklisch belastet wird. Dabei werden die erwarteten Veränderungen der Betonmatrix kontinuierlich mit Ultraschall- und Körperschallsensoren überwacht. Durch die Umlagerungseffekte in der Struktur erwarten die Verfasser eine längere reale Lebenszeit als die nach Model Code [1] und nach TEPFERS/KUTTI [18] errechnete.

4.5 Statisch nichtlineare Verifikation der Spannungen

Um zu untermauern, dass die erwarteten Spannungen im Betonquerschnitt auftreten, wurde ein materiell nichtlineares FE-Modell in ATENA erzeugt (Bild 13). Das Softwarepaket ATENA ist ein nichtlineares Finite Elemente Programm, das hauptsächlich für die realistische Simulation von Beton- und Stahlbetonstrukturen entwickelt wurde, siehe hierzu auch [20 bis 22]. ATENA ist in der Lage, für homogene Materialien Rissbildungen bei Überschreitung zulässiger Spannungen zu berücksichtigen und im geschädigten Zustand das Abfallen der Arbeitslinie wiederzugeben. Somit kann Beton auch im gerissenen Zustand dargestellt werden. Auch die Beschreibung des verwendeten Bewehrungsstahls sowie das Verbundverhalten zwischen Beton und Bewehrungsstahl kann modelliert werden. Der Vorteil einer solchen nichtlinearen Spannungssimulation ist die Berücksichtigung der Spannungsumlagerung in Bereiche mit größerem E-Modul, wie z. B. der Bewehrung. Da gerade im Schaftanschnitt des Testfundamentes ein hoher Bewehrungsgrad von 8% vorliegt, ist es äußerst wichtig, diesen Sachverhalt bei der Spannungsermittlung zu berücksichtigen.

Folgende Eingabewerte wurden für das ATENA-FE-Modell berücksichtigt:

SBeta Material Beton C80/95:

- Druckfestigkeit $f_{ck} = 80 \text{ N/mm}^2$
- Zugfestigkeit $f_{ct} = 4,99 \text{ N/mm}^2$
- E-Modul = 48.500 N/mm^2
- Querdehnzahl = 0,2
- Bruchenergie = $1,249 \text{ E-04 MN/m}$

Stahl Bst 500:

- Streckgrenze $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
- E-Modul = 200.000 N/mm^2
- Aktiv auch bei Druckspannung

Die Lagerung der eingegebenen Betonstruktur gibt die Schalenwirkung des Betonschaftes wieder. Die Struktur ist im unteren Bereich vertikal gelagert, und über die Höhe des Schaftes hinweg wurde auf die Rotationsgeometrie eingegangen. Die Feinheit des FE-Netzes variiert von 15 cm bis hin zu 2,5 cm (Bild 14). Im Bereich der Schaftschwächung wurde die maximale Netzweite zu 2,5 cm eingestellt. Im Ganzen wurden fünf Modelle eingegeben, um verschiedene Schnitttiefen zu simulieren. Die Tiefe der Schwächung variiert von 10 cm bis zu maximal 50 cm. Bei einer Wandung von 60 cm Stärke verbleibt dann nur noch ein Restquerschnitt von 10 cm. Es wurde die Belastung bei einem dynamischen Vergröße-

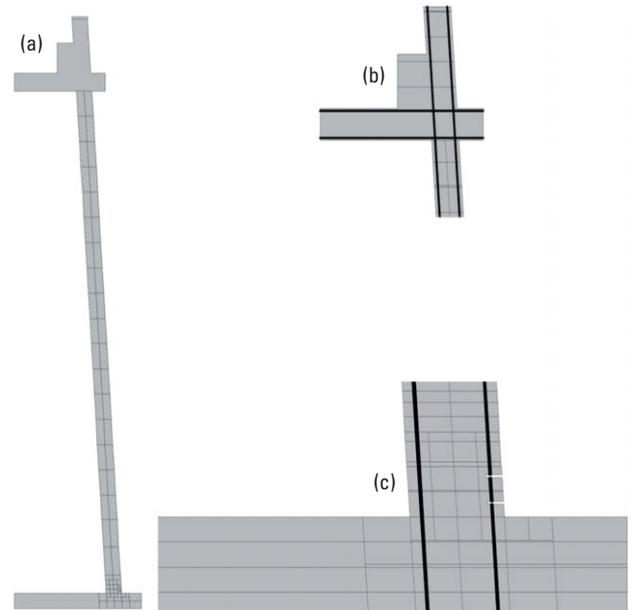


Bild 13 ATENA Modell 2D Strukturelemente (a) Gesamtmodell, (b) Detail Schaftkopf, (c) Detail Schaftfuß
 ATENA-Modell 2D structural elements (a) entire model, (b) Detail top of the shaft, (c) Detail bottom of the shaft

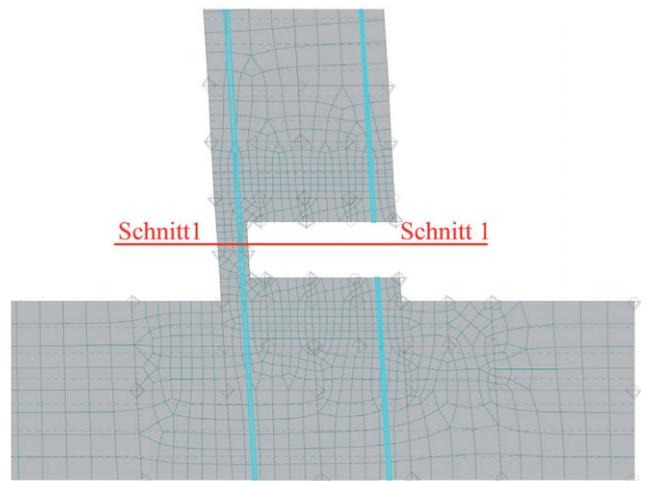


Bild 14 FE-Netz Detail C, Detail Schaftfuß
 FE-Mesh size in detail C, detail bottom of the shaft

rungsfaktor von 7 simuliert. Im folgenden Abschnitt werden die Ergebnisse der ATENA-Berechnung in Abhängigkeit von der Schnitttiefe dargestellt.

4.6 Ergebnisse der nichtlinearen FE-Simulation

Im Rahmen der nichtlinearen Untersuchungen hat sich gezeigt, dass sich die vertikalen Druckspannungen im Beton im erwarteten Maß einstellen. Aufgrund der Druckspannungsumlagerung in den Bewehrungsstahl erhält man geringere Druckspannungen im Beton (Oberspannung $\sigma_{c,max} = 41 \text{ N/mm}^2$, vgl. Bild 19) als die Werte, die in Bild 10 gezeigt werden. Bestätigt wird die Annahme der Umlagerung durch die erhöhten Spannungswerte im Bewehrungsstahl innerhalb der Schaftschwächung (vgl.

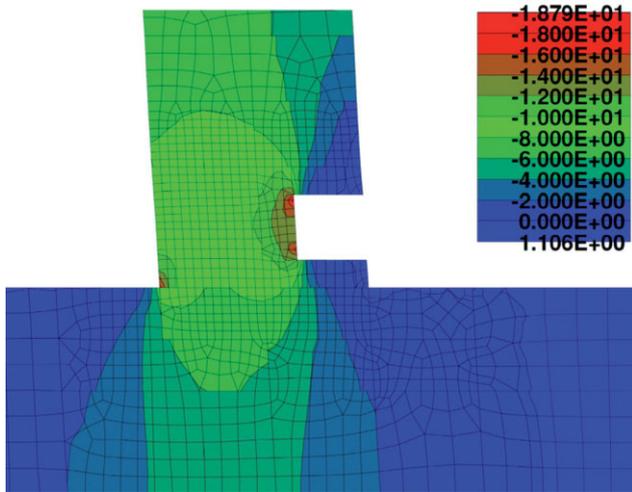


Bild 15 Vertikalspannungen 20 cm Schnitt (N/mm²)
Vertical Stresses 20 cm cut (N/mm²)

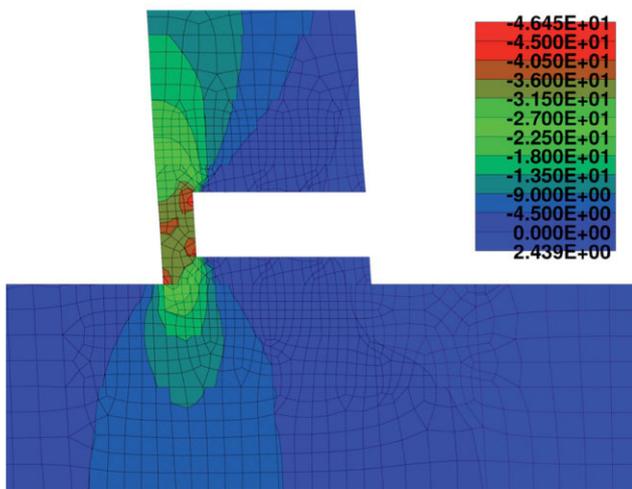


Bild 16 Vertikalspannungen 50 cm Schnitt (N/mm²)
Vertical Stresses 50 cm cut (N/mm²)

Bild 18). Im Detail werden einander die Ergebnisse des 20 cm und des 50 cm tiefen Schnitts gegenübergestellt.

Die Druckspannungen im Beton in vertikaler Richtung sind in den Bildern 15 und 16 dargestellt. In Bild 15 werden die Ergebnisse des 20 cm Schnitts und in Bild 16 die Ergebnisse des 50 cm Schnitts aufgeführt. Die maximale Spannung $\sigma_{c,max}$ variiert von 18,8 N/mm² (20 cm Schnitt) bis zu 46,5 N/mm² (50 cm Schnitt).

In Bild 17 sind die Hauptspannungstrajektorien abgebildet. Im Bereich der Schaftschwächung herrscht ein paralleler Verlauf der Trajektorien zu den Wandkanten. Die Umlenkung der Kräfte durch den eingeschnürten Bereich findet kontinuierlich und ungestört im oberen Bereich des Schaftes statt.

Zusätzlich zu den Vertikalspannungen und Hauptspannungstrajektorien im Beton ist die Spannung in der Bewehrung in Bild 18 dargestellt. Es wird ersichtlich, dass mit zunehmender Schnitttiefe die Spannung in der innenliegenden Vertikalbewehrung zunimmt. Bei Schnitttiefe

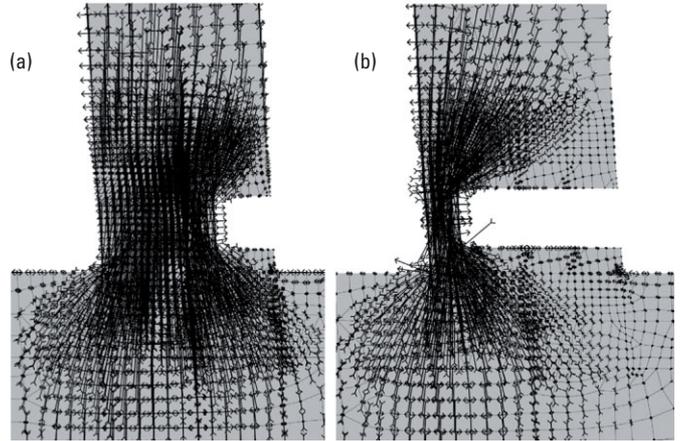


Bild 17 Hauptspannungstrajektorien (a) 20 cm Schnitt, (b) 50 cm Schnitt
Principal stress (a) 20 cm cut, (b) 50 cm cut

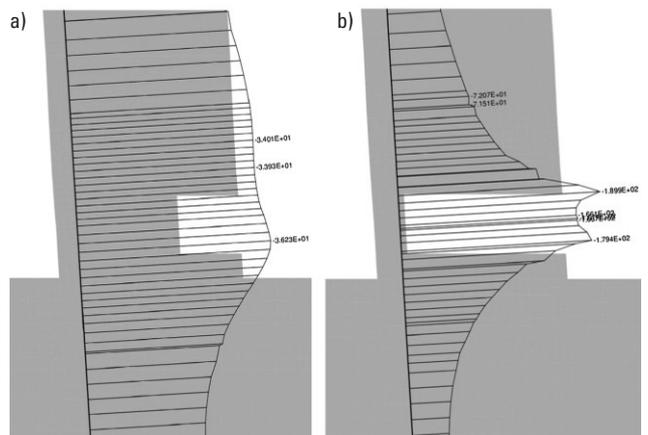


Bild 18 Spannungen im Bewehrungsstahl: a) im 20 cm Schnitt und b) im 50 cm Schnitt [N/mm²]
Stresses in the reinforcement steel: a) 20 cm cut and b) 50 cm cut [N/mm²]

20 cm beträgt die maximale Spannung im Bewehrungsstahl 36 N/mm², und bei Schnitttiefe 50 cm erhöht sie sich auf 189 N/mm². Unterhalb der Schaftschwächung gibt der Bewehrungsstab seine Druckkraft kontinuierlich wieder in die Betonmatrix ab.

Für die Auswertung aller fünf ATENA-Modelle wurde Schnitt 1 (Bild 14) gewählt, um die Spannungsspitzen in den Ecken zu umgehen und somit einen realistischen Wert der erwarteten Spannungen zu erhalten.

In Bild 19 sind die Vertikalspannungen im Beton σ_{yy} aller Schaft-Schwächungsvarianten über die Wandungstiefe im Schnitt 1 dargestellt. Es zeigt sich, dass trotz Umlagerung der Druckspannung vom Betonquerschnitt in den Bewehrungsstahlquerschnitt die angestrebten Werte der Betondruckspannung in Abschn. 4.3 (41 N/mm² im 50 cm Schnitt in Bild 19) erreicht werden können. Somit kann in absehbarer Zeit (ca. ein Monat) bei Erreichen des gewünschten dynamischen Vergrößerungsfaktors nach Beginn der zyklischen Belastung mit einer Ermüdungsschädigung gerechnet werden.

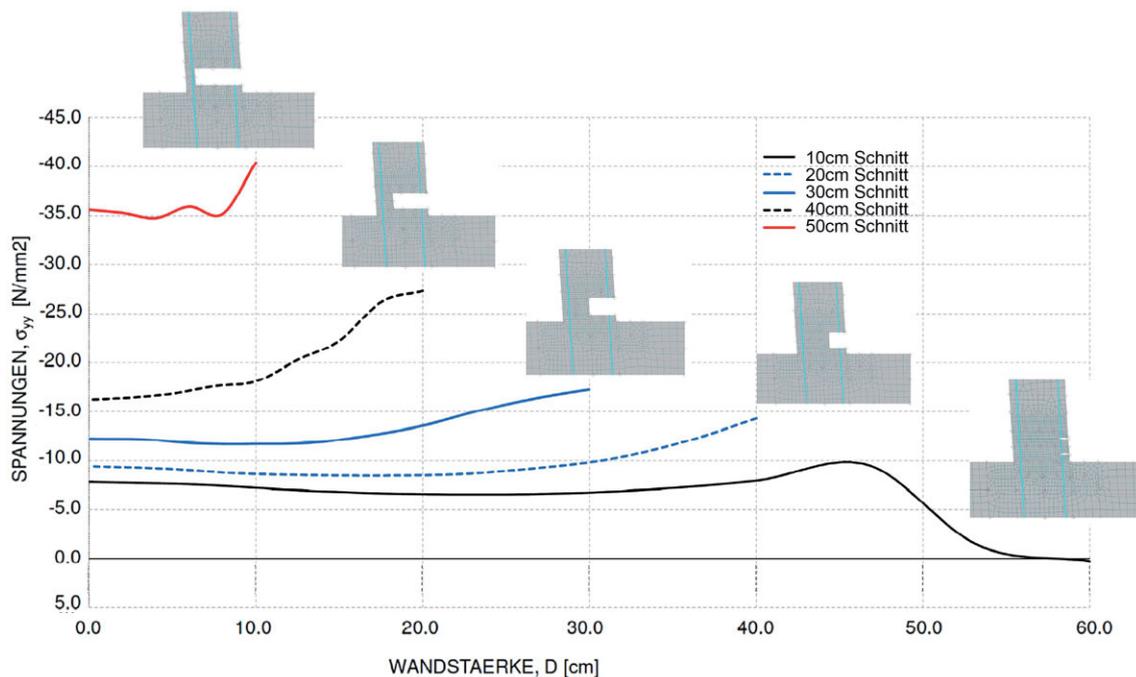


Bild 19 Vertikale Spannung im Schaft in Abhängigkeit von der Schnitttiefe (Auswertung R. SCHÜTZ/A. DENK)
Vertical stresses in the shaft due to the depth of the cut (results by R. SCHÜTZ/A. DENK)

5 Ausblick

Die aufgezeigte Vorgehensweise ermöglicht eine realitätsnahe Erfassung eines Ermüdungsvorgangs. Bei der zyklischen Belastung des Testfundamentes stellt der Unwuchterreger ein wesentliches Element des Versuchsaufbaus dar. Je höher die Spannung im Betonquerschnitt ist, desto sensibler verhält sich das System. Umso wichtiger ist die stufenweise Regelung der Erregerfrequenz. Für die Bewertung und Überprüfung der lokalen Effekte wurde eine nichtlineare Betrachtung ausgeführt. Das Resultat ist eine Bestätigung der erwarteten Ergebnisse. Doch es wird auch deutlich, wie wichtig es ist, dass die Querschnittschwächung sehr sauber ausgeführt wird. Sobald der Restquerschnitt eine größere Fläche aufweist, ist damit ein Abfall der Druckspannung verbunden. Dies könnte durchaus ein Grund sein, die Schwächung in einer anderen Form als den umlaufenden Schnitt zu verwirklichen.

Mit den Ergebnissen aus den Ermüdungsversuchen am Testfundament wird es möglich sein, das entwickelte Mo-

onitoringsystem zu kalibrieren und somit eine inverse Analyse zwischen numerischem Modell und Großstruktur zu vollziehen. Ein Ziel der Forschungen an der Universität für Bodenkultur Wien im Bereich Betonermüdung ist die Erfassung und Bewertung des wahren Verhaltens einer Betonstruktur unter zyklischer Belastung mithilfe eines Monitoringsystems. Somit wird eine Möglichkeit gefunden, mit welcher Betonstrukturen effektiver, ressourcensparender und wirtschaftlicher entworfen, bemessen und erhalten werden können.

Dank

Die Autoren danken Univ. Prof. Dr.-Ing. STEFFEN MARX und dem Institut für Massivbau der Leibniz Universität Hannover für die überaus fruchtbare und konstruktive Zusammenarbeit in diesem Forschungsprojekt.

Dieses Projekt wird von der ZIT Wien gefördert.

Literatur

- [1] CEB – Comité Euro-international du Béton: *CEB-FIP Model Code 90*. Bulletin d'Information, No. 213/214, Thomas Telford Ltd., London, 1993.
- [2] DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton*, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Beuth, Berlin, 2008.
- [3] DIBt, *Richtlinie für Windenergieanlagen, Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung*, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2004.
- [4] EC 2, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2005.
- [5] DNV, *Det Norske Veritas – OS-C502*, Offshore Concrete Structures, April 2007.
- [6] Germanischer Lloyd, Rules and Guidelines, IV 2: *Guideline for the Certification of Offshore Wind Turbines*, Germanischer Lloyd WindEnergie, 2005.
- [7] GRÜNBERG, J.; GÖHLMANN, J.: *Schädigungsberechnung an einem Spannbetonenschaft für eine Windenergieanlage unter*

- mehrstufiger Ermüdung*. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), Heft 8, S. 557–570.
- [8] WEFER, M.: *Materialverhalten und Bemessungswerte von ultrahochfestem Beton unter einaxialer Ermüdungsbeanspruchung*. Dissertation, Leibniz Universität Hannover, Institut für Baustoffe, 2010.
- [9] LOHAUS, L.; WEFER, M.; ONESCHKOW, N.: *Ermüdungsbemessungsmodell für normal-, hoch-, und ultrahochfeste Betone*. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011), Heft 12, S. 836–846.
- [10] TUE, N. V.; MUCHA, S.: *Fatigue behaviour of high strength concrete under compression, Ermüdungsfestigkeit von Hochfestem Beton unter Druckbeanspruchung*, Bautechnik 83 (2006), Heft 7, S. 497–504.
- [11] HOHBERG, R.: *Zum Ermüdungsverhalten von Beton*, Fakultät VI Bauingenieurwesen u. Angewandte Geowissenschaften, Technische Universität Berlin, 2004.
- [12] PETKOVIC, G.; LENSCHOW, R.; STEMLAND, H.; ROSSELAND, S.: *Fatigue of High-Strength Concrete*. In: High-strength concrete: Second International Symposium, American Concrete Institute (ACI Special Publication 121), S. 505–525, Detroit, 1990.
- [13] KÖNIG, G.; DANIELEWICS, I.: *Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit Erläuterungen zu den Nachweisen gemäß CEB-FIB Model Code 1990*, Beuth, 1994.
- [14] SEIDEL, M.: *Auslegung von Hybridtürmen für Windenergieanlagen*. Beton- und Stahlbetonbau 97 (2002), Heft 11, S. 564–575.
- [15] GRÜNBERG, J.; GÖHLMANN, J.: *Windenergieanlagen in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise*, Betonkalender 2011: Kraftwerke, Faserbeton, Ernst & Sohn, Berlin 2011.
- [16] HARTWIG, U.; MAYER, T.: *Entwurfsaspekte bei Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen*. Bautechnik 89 (2012), Heft 3, S. 153–161.
- [17] BUCHER, C.; ZABEL, V.: *Dynamische Modellbildung und Analyse von Tragwerken*, Betonkalender 2008: Konstruktiver Wasserbau – Erdbebensicheres Bauen, Ernst & Sohn, Berlin 2008.
- [18] TEPPERS, R.; KUTTI, T.: *Fatigue strength of plain, ordinary and lightweight concrete*. ACI Journal, Nr. 5, S. 635–652, 1979.
- [19] FEHLMANN, P.: *Zur Ermüdung von Stahlbetonbrücken*. Dissertation, ETH Zürich, Department Bau, Umwelt und Geomatik, 2012.
- [20] STRAUSS, A.; MORDINI, A.; BERGMEISTER, K.: *Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete corbels at both deterministic and probabilistic levels*. Computers and Concrete 3 (2–3), pp. 123–144, 2006.
- [21] STRAUSS, A.; BERGMEISTER, K.; NOVAK, D.; LEHKY, D.: *Probabilistic response identification and monitoring of concrete structures*. Beton- und Stahlbetonbau 99 (2004), Heft 12, S. 967–974.
- [22] BONFIGLIOLI, B.; STRAUSS, A.; PASCALE, G.; BERGMEISTER, K.: *Basic study of monitoring on fibre reinforced polymers: Theoretical and experimental study*, Smart Materials and Structures 14 (3), 2005.

Autoren



Dipl.-Ing. Susanne Urban
Strabag AG
Zentrale Technik
Donau-City-Straße 9
1220 Wien
susanne.urban@zueblin.de



Prof. Dipl.-Ing. Dr.nat.techn. Alfred Strauss
Universität für Bodenkultur
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Peter-Jordan-Straße 82
1190 Wien
alfred.strauss@boku.ac.at



Mag. Richard Wagner
RED Bernard GmbH
Nordbahnstraße 36
1020 Wien
richard.wagner@bernard-ing.com



Dipl.-Ing. Dr.techn. Michael Reiterer
RED Bernard GmbH
Geschäftsführer
Nordbahnstraße 36
1020 Wien
michael.reiterer@bernard-ing.com



Dr.-Ing. Christian Dehlinger
Ed. Züblin AG
Zentrale Technik
Leitung Dir. Konstruktiver Ingenieurbau
Albstadtweg 3
70567 Stuttgart
christian.dehlinger@zueblin.de

2.2 Zyklisch belastete Betonstrukturen (Bautechnik, Heft 11, 2012)

Zyklisch belastete Betonstrukturen

Robustheits- und Redundanzbetrachtungen zur Optimierung der Restnutzungsdauer

Bei Ermüdungsnachweisen von Betonstrukturen, vor allem im Bereich Offshore, wird die schrittweise Degradation von Materialparametern oftmals nicht berücksichtigt. Eine Auswirkung dieser Schädigung des Materials in Teilbereichen des Betonquerschnitts in Abhängigkeit des Belastungszustands ist eine Spannungsumlagerung innerhalb des Querschnitts und somit die Verlängerung der theoretischen Nutzungsdauer der Betonstruktur. Beton wird in seinen Eigenschaften mithilfe von Materialparametern näher bestimmt. Ein sehr wichtiger Materialparameter ist der *E*-Modul, auch Elastizitätskoeffizient genannt. Ein Weg, die Schädigung des Materials in einer FE-Analyse zu berücksichtigen, ist die schrittweise Anpassung und Minimierung des *E*-Moduls. Um ein Bauwerk zu bemessen, seinen internen Spannungsverlauf oder sein Verformungsverhalten vorherzusagen, ist es somit von großer Wichtigkeit, diesen Parameter genau zu bestimmen, seine Veränderung mit der Zeit und aufgrund seiner Belastungshistorie zu kennen. In diesem Beitrag wird zusätzlich zur Robustheits- und Redundanz-Definition auch eine Lebenszeitberechnung des Strabag-Testfundaments in Cuxhaven nach Model Code 1990 für die geplanten Ermüdungsversuche mit realistisch verändertem *E*-Modul ausgeführt. An der Fallstudie Cuxhaven wird mithilfe eines linearen, iterativen Modellbildungsprozesses die Nutzung der Robustheit des Systems für die Verlängerung der verbleibenden Nutzungsdauer gezeigt.

Keywords Lebenszeitberechnung; Redundanz; Restnutzungsdauer; Belastung, zyklische; Betonstrukturen

Concrete structures under cyclic loading – robustness and redundancy considerations for residual lifetime optimization
Concerning fatigue analysis of concrete structures, especially in offshore areas, the continuous degradation of material parameters is not taken into account. One effect of the damaged material structure in parts of the concrete cross section is the stress redistribution from highly loaded (damaged) areas to low loaded (undamaged) areas and therefore an elongation of the theoretical residual service life. Concrete is described by the use of material parameters. A very important parameter is the *E*-modulus, also called the modulus of elasticity. A possibility to consider the degradation process within the material concrete is the gradual adaption and minimization of the *E*-modulus. In order to analyze and dimension a structure, to predict the internal stress distribution and deflection behavior, it is very important to specify this parameter and to know the variation according loading history and time.

In addition to robustness and redundancy definition given in this article, a life time calculation of the Strabag gravity base test foundation in Cuxhaven according Model Code 1990 for the planned fatigue tests with realistic reduction of *E*-Modulus is performed. Concerning the case study "Cuxhaven" the use of system robustness in order to extend the residual service life is been demonstrated by means of a linear iterative modeling process.

Keywords lifetime assessment; redundancy; residual service life; cyclic loading, concrete structures

1 Einleitung

Der Entwurf von Ingenieurbauwerken ist häufig durch die Nutzungsdauer und die in den Normen und Spezifikationen geforderten Sicherheits- und Zuverlässigkeitsniveaus geprägt [1]. Die Sicherheits- und Zuverlässigkeitsniveaus nehmen Bezug auf vorgegebene Lastfallkombinationen und Nachweisformate in der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit [2], wobei auch indirekt auf Systemreserven und Schadensrisiken durch die in der DIN EN 1990 (EC 0) [3] definierten Konsequenzklassen Bezug genommen wird. Diese generalisierten Nachweis- und Be-

messungsformate im Eurocode oder AASHTO Model Code Generation sind für spezielle Stahlbetonstrukturen, wie z. B. Fundamente für Offshore-Windkraftanlagen, aufgrund ihrer konservativen Formulierungen unwirtschaftlich, s. hierzu [4, 5, 6]. Jedoch erlauben Nachrechnungsrichtlinien wie die BMVBS05-2011 [7] in Deutschland und die ONR 24008 [8] auf reale bauwerkseigene Charakteristika einzugehen und das vorhandene Zuverlässigkeitsniveau der betrachteten Struktur für die Bewertung heranzuziehen. Der Bezug auf die Nachrechnungsrichtlinie ist in diesem Fall gerechtfertigt, da es sich um die Bestimmung des Schädigungsgrades und der Restlebensdauer eines bestehenden Fundamentes handelt. Die erwähnten Nachrechnungsrichtlinien gliedern sich in ein 4-Stufen-Konzept, beginnend mit

(1) dem Designnachweis- und Bemessungsformat für Neubauten,

*) Corresponding author: susanne.urban@zueblin.de
Submitted for review: 13 August 2012
Revised: 28 September 2012
Accepted for publication: 09 October 2012

- (2) dem mittels reduzierten Teilsicherheitsbeiwerten abgeminderten Designformat,
- (3) dem probabilistischen Nachweisformat und
- (4) der Möglichkeit des reduzierten Zuverlässigkeitsniveaus.

Die Stufen (3) und (4) erlauben unter anderem die Inkludierung von Monitoring und Inspektionsinformationen und die Nachbildung des realen Strukturverhaltens durch die Berücksichtigung des nichtlinearen geometrischen und materiellen Strukturverhaltens [1].

In diesem Aufsatz wird ein Verfahren der Stufe 3 zur Bewertung der Zuverlässigkeit von Offshore-Windkraftanlagen aus Stahlbeton unter Nutzung der Systemredundanz gezeigt, wobei anstatt einer vollkommenen nichtlinearen Analysetechnik zur Nutzung der Robustheitsreserven des Systems ein lineares iteratives Bemessungsverfahren zur Anwendung kommt. Insbesondere wurde dieses Verfahren gewählt, da es eine klare Vorgangsweise zur Inkludierung von Inspektionsdaten bzw. Monitoringinformationen in den die Nutzungsdauer begleitenden Bewertungsprozess erlaubt. Die folgenden Betrachtungen beziehen sich auf die in Bild 1 dargestellte Offshore-Windkraftanlage, auf welcher mittels eines Unwuchtergers Probelastungen bis zur Ermüdung durchgeführt werden. Offshore-Gründungsstrukturen müssen im Laufe ihres Lebens, ungefähr 20 bis 25 Jahre, allen Wind-, Wellen- und Anlagenlasten widerstehen. Es können Lastwechselzahlen von bis zu 2×10^9 auftreten [6]. Das Thema Materialermüdung ist daher oft maßgebend.

Nach derzeitigem Stand der Technik wird die Lebensdauer des Betonquerschnittes von Fundamenten für Windkraftanlagen im Hinblick auf ein Ermüdungsversagen auf eine äußerst konservative Weise ermittelt. Die Vorspannung der Stahlbetonstrukturen überdrückt die Konstruktion im Lastbereich der Ermüdung, um somit Zugspannungen im Querschnitt zu vermeiden. Bei den Spannungsnachweisen für Ermüdung befindet man sich somit in ungerissenem Zustand. Es herrscht Druckschwellbeanspruchung im Querschnitt des Schafes. Dieser Zustand wird auch bei den Ermüdungsversuchen am Strabag-Testfundament in Cuxhaven simuliert. (s. Bild 1).

Für den Ermüdungsnachweis wird der Punkt mit der höchsten Spannungskonzentration $\sigma_{c,max}$, ein sog. „Hot Spot“, für die gewünschte Lebensdauer ausgelegt. Jegliche Form von Spannungumlagerungen auf weniger belastete Randbereiche bleibt unberücksichtigt. Dies führt zu unwirtschaftlichen Querschnitten. Eine Möglichkeit, diese Spannungumlagerung bei einer linearen FE-Analyse zu berücksichtigen, ist die realitätsnahe, schrittweise Reduzierung des E -Moduls. Diese lineare Betrachtung dient zur Approximation und dadurch als Ersatz einer nichtlinearen Modellbildung. Somit kann eine mögliche Verlängerung der Nutzungsdauer vereinfacht ermittelt werden.

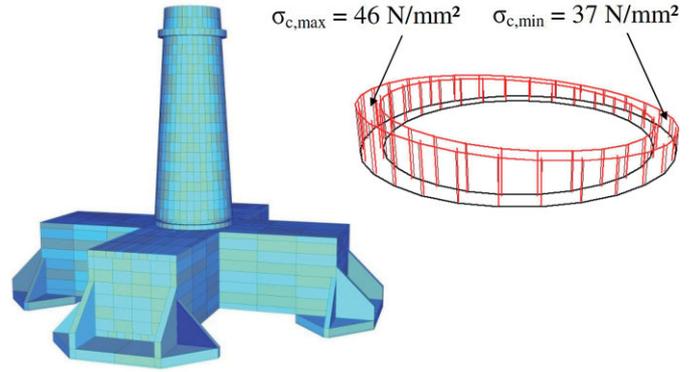


Bild 1 Gesamtstruktur des Strabag-Testfundaments Cuxhaven als FE-Modell und vertikale Druckspannungen im Schaftquerschnitt auf Oberkante der Hohlkästen
 FE-model of the whole structure of the Gravity Base in Cuxhaven and vertical compression stress in the shaft on level upper edge of the hollow box girders

Zielsetzung dieser Arbeit ist die Schaffung einer ingenieurpraktischen Systematik, mit der die nichtlinearen Systemreserven aufgrund der Robustheit des Systems genutzt werden können, und diese in die Bestimmung der Restlebensdauer einfließen zu lassen.

Folgende Punkte werden in diesem Artikel zur Bestimmung der verlängerten Nutzungsdauer näher beleuchtet:

- Robustheit und Redundanzbestimmung von Tragstrukturen im Allgemeinen. Beschreibender Faktor ist hierfür die Steifigkeitsentwicklung des Materials = E -Modul.
- Notwendigkeit der Betrachtung der wesentlichen Parameter:
 - E -Modul lt. Normbestimmung,
 - E -Modul mittels Hochfrequenzbestimmung.
- Ermittlung der Nutzungsdauer nach Model Code 1990 am Fallbeispiel des Strabag-Testfundamentes in Cuxhaven. Innerhalb des linearen Rechenansatzes wird durch die Anpassung der Steifigkeiten der Schädigungsgrad dargestellt und somit das reale Bauwerksverhalten im Laufe der Zeit abgebildet.
- Ermittlung des Zuverlässigkeitsniveaus (Safety Factors) entsprechend dem Schädigungsprozess [9],
- Ausblick auf die Monitoring basierte Markov-Prozess-Analyse als Weiterentwicklung des bisherigen Vorgehens.

Die Betrachtung und Einbeziehung von geometrischen und materiellen Nichtlinearitäten sowohl im Querschnitt als auch in einer Gesamtstruktur benötigt vorweg die Definition von Robustheit und Redundanzeigenschaften. Die Integration dieser Systemeigenschaften in die Lebenszeitberechnung bietet die signifikante Möglichkeit einer Verlängerung der Nutzungsdauer. Im folgenden Abschnitt wird daher die allgemeine Definition der Begriffe Robustheit und Redundanz gegeben.

2 Robustheit, Redundanz & Tragwerkszuverlässigkeit

In der üblichen Praxis wird die Bewertung und Bemessung von Ingenieurstrukturen zumeist auf Einzelbauteile bezogen. Das Verhalten der gesamten Ingenieurstrukturen, die Veränderung der Lastabtragungspfade (z. B. Umlagerungseffekte) aufgrund unterschiedlicher Belastungsniveaus und unterschiedlich aktivierter Steifigkeiten bzw. Widerstände wird nur zum Teil mittels vereinfachter genormter Ansätze berücksichtigt. Die normspezifischen Nachweisformate beruhen auf dem Nachweis, dass die Widerstände (*Festigkeiten*) der Einzelbauteile (*Querschnitte*) den Einwirkungen (*Schnittkräften*) mit einer ausreichenden Sicherheitsmarge widerstehen, darüberhinaus werden die Zustandsgrößen (*M*-, *N*-, *V*-Linien) der gesamten Tragstruktur und der Einzelbauteile im Allgemeinen mittels linear elastischer Analysen ermittelt, während die Bemessung auf der Querschnittsebene auf nicht-linear elastischen Festigkeits-Widerstands-Verformungsbeziehungen beruht [10].

Diese Herangehensweise bietet keine ausreichende Darstellung der real vorhandenen Zuverlässigkeit/Sicherheit einer gesamten Tragstruktur. Sie erlaubt nicht die Betrachtung, dass eine Tragstruktur die Zuverlässigkeit im System erfüllt, obwohl eine Überschreitung der Zuverlässigkeit im Einzelbauteil vorliegt. Die Tragstruktur kann aber auch das umgekehrte Verhalten aufzeigen. Die Einzelbauteile erfüllen die Zuverlässigkeitsanforderungen, jedoch nicht die Tragstruktur (Bsp. Gerberträger). Das Systemverhalten einer Stahlbetonstruktur kann entsprechend Bild 2 in folgende Phasen gegliedert werden:

- Versagen von Einzelbauteilen/Elementen,
- Verlust der Systemfunktionalität,
- Verlust der Systemtragfähigkeit.

Eine Stahlbetontragstruktur darf als sicher/zuverlässig bezeichnet werden, wenn auf Basis der in Bild 2 dargestellten Performancekurven

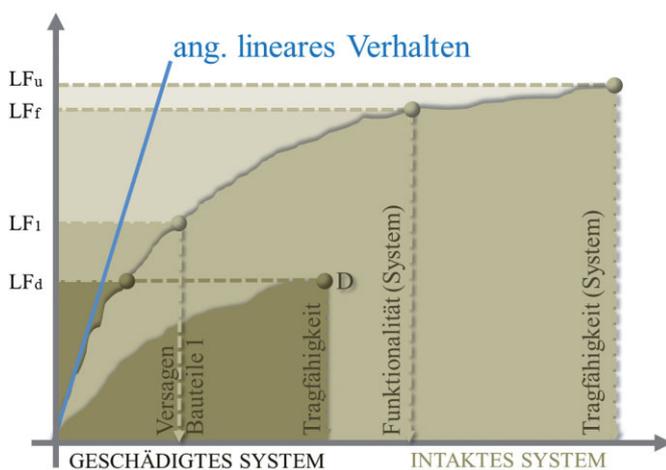


Bild 2 Verallgemeinertes Tragverhalten einer Tragstruktur (Lastgröße vs. Strukturantwort)
General behavior of the loading capacity of a structural system

- das System eine hinreichende Sicherheit gegen das Versagen des ersten Bauteils aufweist,
- das System eine hinreichende Sicherheit in Bezug auf die allgemeine Systemkapazität (System-Tragfähigkeit) unter Extremeinwirkungen aufweist,
- das System keine ungewöhnlich großen Verformungen unter z. B. schweren Verkehrslasten zeigt, und
- das System die Fähigkeit hat, die nachzuweisenden Verkehrslasten zu tragen, nachdem eine Beschädigung oder Verlust einer Komponente eingetreten ist (geschädigtes System, s. Bild 2).

Die Stahlbetontragstruktur kann aufgrund von zeitlichen Degradationsprozessen (z. B. Korrosion) seine Charakteristik ändern. Es erfolgt z. B. ein langsamer oder ein rascher Übergang von der anfänglichen Systemcharakteristik zur degradierten Systemcharakteristik. Dieser Übergang zeigt auch die dem System innewohnenden Reserven, welche in der Praxis mit Redundanz oder Robustheit bezeichnet werden.

Unter Systemredundanz versteht man: die Fähigkeit eines Systems, Lasten umzuverteilen und weiterhin zusätzliche Last zu tragen, nachdem ein oder mehrere Elemente die maximale Tragfähigkeit erreicht haben;

Unter konstruktiver Robustheit versteht man: die Fähigkeit eines Bauteils, nach dem Versagen einer oder mehrerer baulicher Komponenten, die nachzuweisende Belastung aufzunehmen.

Folglich kann *Redundanz* als das Bereitstellen zusätzlicher Kapazitäten betrachtet werden, *Robustheit* kann auch als die Fähigkeit eines Bauwerkes betrachtet werden, sich unter unerwarteten Bedingungen ohne Versagen zu verhalten [11]. Techniker unterscheiden drei Arten von *Redundanz*:

- interne Redundanz, das Versagen eines Elementes wirkt sich nicht schädigend auf andere Elemente des gleichen Bauteiles aus,
- konstruktive Redundanz ist die Stetigkeit innerhalb eines Lastpfades unter gleichzeitiger Laststeigerung und
- Lastpfadredundanz, eine Anzahl von Bauteilen oder Elementen eines Bauteils erlauben den Wechsel des Lastpfades unter gleichzeitiger Laststeigerung.

Gemäß dieser Definition dürfte zum Beispiel ein Offshore-Schwerkraftfundament als lastpfadredundant betrachtet werden. [12] gibt einen Überblick über die wichtigsten quantitativen Definitionen der Robustheit von Strukturen. Im Wesentlichen kann in folgende vier Ansätze unterschieden werden:

Risikobasiert:

[13] verfolgt einen Risiko-Szenarien-Ansatz auf Basis der Ereignisbaumanalysen. Die Bewertung beruht auf einer Kosten- und Konsequenz-Analyse aus den Auftretenswahrscheinlichkeiten der möglichen Risikoszenarien.

Topologiebasiert:

In [14] wird die Robustheitskategorisierung auf Basis einer strukturellen Hierarchie empfohlen. Es erfolgt die Ermittlung eines Parameters „Well-formedness“, der den Grad der Abhängigkeit (bestimmt, überbestimmt) zwischen den strukturellen Komponenten erfasst.

Energiebasiert:

Der Ansatz von [15] beruht auf einem Vergleich zwischen der freigesetzten Energie bei einem Elementversagen und der erforderlichen Energie für das nächste Elementversagen.

Schadensbasiert:

Der Ansatz nach [16] betrachtet die Entwicklung der Verschlechterung eines Parameters aufgrund eines strukturellen Schadens. Somit ist das Wissen der Reaktion der nominalen, intakten und nicht intakten strukturellen Konfiguration notwendig. In [17] wird für diese Art der Robustheitsuntersuchungen der gesamte Tragwerkswiderstand als Parameter herangezogen, wobei für die Quantifizierung der Robustheit die Betrachtung von komplexen Kombinationen ausgefallener Elemente durchgeführt werden muss. Maximal- und Minimalwerte des Tragwerkswiderstandes dienen zur Darstellung von oberen und unteren Grenzen der Bauwerksrobustheit.

[18] gibt einen Überblick über die zuvor skizzierten Ansätze bezüglich Robustheit von Tragsystemen, deren grundlegende analytische Ansätze in Folge skizziert werden. Unter anderem wird auch auf [19] mit dem Titel „Robustheit von Bauwerken“ verwiesen, welcher sich mit der Definition der Robustheit von Tragsystemen in Bezug auf Funktion und Beanspruchung befasst.

Der risikobasierte Ansatz in [20] lässt sich analytisch folgend darstellen:

$$I_{rob} = \frac{R_{DIR}}{R_{DIR} + R_{Ind}} \tag{1}$$

Mit

R_{DIR} Risiko aufgrund der Kosten aus einem lokalen Versagen aufgrund des Eintretens eines Gefahrenbildes

R_{Ind} Risiko aufgrund der Kosten aus einem totalen Versagen aus lokalen Schädigungen.

Das Risiko ergibt sich durch Multiplikation der Kosten eines Versagens mit der Wahrscheinlichkeit des Auftretens des Versagens. ISO-13824 (2009) [21] zeigt Methoden zur Ausführung von Risikobewertungen einschließlich der Abschätzung der Versagens-Konsequenzen.

[22] und [23] empfehlen folgenden Robustheitsindex:

$$RI = \frac{P_{f,damaged} - P_{f,intact}}{P_{f,intact}} \tag{2}$$

mit

$P_{f,damaged}$ Versagenswahrscheinlichkeit einer geschädigten Tragstruktur

$P_{f,intact}$ Versagenswahrscheinlichkeit der intakten Tragstruktur

Der Index $RI = 0$ zeigt ein robustes System und ein hohes RI zeigt eine weniger robustes System. Für RI wurden jedoch bislang keine Wertbereiche definiert. Eine alternative aber ähnliche Definition der Robustheit kann in Form des Sicherheits-/Zuverlässigkeitsindexes“ β_R nach [22] erfolgen:

$$\beta_R = \frac{\beta_{intact}}{\beta_{intact} - \beta_{damaged}} \tag{3}$$

mit

β_{intact} Sicherheits-/Zuverlässigkeitsindex des intakten

$\beta_{damaged}$ Sicherheits-/Zuverlässigkeitsindex des geschädigten Tragsystems

Für β_R gibt es keine Zielvorgabe.

Die geeignetste und am besten implementierbare Größe für Redundanz und Robustheit wurde nach [24] von der Offshoreindustrie für die ISO 19902 (2007) [25] entwickelt. Insbesondere wird für Offshore-Konstruktionen das Reserve Strength Ratio RSR vorgeschlagen, welches wie folgt definiert ist:

$$RSR = \frac{Q_{ultimate}}{Q_{design}} \tag{4}$$

mit

$Q_{ultimate}$ Tragfähigkeit der Struktur

Q_{design} Bemessungslast ohne Berücksichtigung von Beiwerten

Das Damaged Strength Ratio DSR ist eine weitere Größe zur Erfassung der Robustheit, welches wie folgt definiert ist:

$$DSR = \frac{Q_{damaged}}{Q_{design}} \tag{5}$$

mit

$Q_{damaged}$ Tragfähigkeit einer durch Korrosion oder Ermüdungsdefekte geschädigten Tragstruktur

Eine redundanz-spezifische Größe ist das Tragwerksredundanzverhältnis (Structural Redundancy Ratio SR). Es wird definiert zu:

$$SR = \frac{Q_{collapse}}{Q_{first\ member}} \tag{6}$$

mit

$Q_{collapse}$ Tragfähigkeit der Struktur

$Q_{firstmember}$ Tragfähigkeit nach Verlust des ersten Einzelbauteiles

Entsprechend der Nomenklatur nach Bild 2 entspricht $SR = LF_u/LF_1$. Das Residual Strength Ratio RIF (Restfestigkeitsverhältnis) schließlich wird definiert zu:

$$RIF = \frac{Q_{damaged}}{Q_{intact}} \quad (7)$$

mit

$Q_{damaged}$ Tragfähigkeit einer geschädigten Struktur, wenn ein Element der Gesamtstruktur entfernt wird

Q_{intact} Tragfähigkeit der intakten Struktur

Nach [24] können Kriterien für diese Parameter aufgestellt und zur Versagenswahrscheinlichkeit in Beziehung gesetzt werden. Das Reserve Strength Ratio RSR sollte einem Wert von $1,92 + 0,277 Re$ entsprechen, wobei Re das Verhältnis des Eigengewichtes des Bauwerkes zur lateralen Umweltlast (Wellenschlag, Wind) erfasst. Im Allgemeinen wird ein Structural Redundancy Ratio SR von 1,38 und ein $RIF = 0,80$ als angemessen betrachtet und ein SR in der Größenordnung um 0,80 erscheint ebenfalls akzeptabel [24].

Die Robustheit und Redundanz haben, wie bereits anfangs erwähnt, einen indirekten Zusammenhang mit den Zuverlässigkeitsniveaus der in den Normen und Spezifikationen definierten Grenzzustände. [26] und [27] empfehlen für die Bestimmung der Wahrscheinlichkeit des Tragwerksversagens $P(C)$ aufgrund von unterschiedlichen Schadensszenarien L , welche durch Gefahren E verursacht werden können, folgenden Ansatz:

$$P(C) = \sum_E \sum_L P(C|LE)P(L|E)P(E) \quad (8)$$

mit

$P(E)$ Auftretenswahrscheinlichkeit einer Gefahr E

$P(E|L)$ Wahrscheinlichkeit vom lokalen Versagen L im Falle von E

$P(C|LE)$ Wahrscheinlichkeit des strukturellen Versagens im Falle des Szenarios L aufgrund der Gefahr E

Die Wahrscheinlichkeit des strukturellen Versagens ergibt sich durch Summation über alle möglichen Gefahren E und alle möglichen Schadensszenarien. Die bedingte Wahrscheinlichkeit $P(C|LE)$ bezieht sich auf die Analyse der Reaktion der Struktur auf ein gegebenes Schadensszenario, unabhängig von der Gefahr/Ereignis, die diesen Schaden verursacht hat. Die Bewertungen von $P(E)$ und $P(L|E)$ bedarf einer umfassenden Risikogefährdungsanalyse der betrachteten Struktur. Es müssen insbesondere die Schadensszenarien, welche das Versagen von speziellen Bauteilen oder ein bestimmtes Ausmaß an lokalem Versagen auslösen können, beleuchtet werden. Die Bewertung eines solchen Risikos erfordert die Bestimmung der Wahrscheinlichkeit, mit der ein bestimmtes Ereignis ein Versagen eines bestimmten Bauteiles auslöst, und es erfordert auch die Bestimmung der Auftretenswahrscheinlichkeit dieses Ereignisses. [28] definiert die strukturelle Robustheit in Bezug auf $P(C|LE)$. Dies entspricht

auch der probabilistischen Definition von [29] und [30] im NCHRP 406 [31] und 458 [32].

In [33] werden folgende vier Grenzzustände definiert:

- Einzelbauteilversagen: eine Überprüfung der Sicherheit einzelner Bauelemente mittels elastischer Bruchmechanik;
- Grenzzustand der Tragfähigkeit: maximales Tragvermögen des Brückensystems oder die Entwicklung eines Versagensmechanismus;
- Grenzzustand der Funktionalität: Fähigkeit der Tragwerksstruktur Verformungen aus Verkehrslasten innerhalb eines vorgegebenen Ausmaßes zu beschränken;
- Grenzzustand unter aufgetretenem Schaden: maximales Tragvermögen nach Ausfall einer hauptlasttragenden Komponente.

Zu jedem Grenzzustand ist ein Sicherheits-/Zuverlässigkeitsindex zu definieren: β_{member} für das Einzelbauteilversagen, β_u für den Grenzzustand der Tragfähigkeit, β_{func} für den Grenzzustand der Funktionalität, und $\beta_{damaged}$ für den Systemsicherheitsindex im geschädigten Zustand. Die Bewertung der Redundanz eines Systems lässt sich durch β_u , β_{func} , β_{member} und $\beta_{damaged}$ bzw. durch folgende relativen Sicherheits-/Zuverlässigkeitsindizes darstellen:

$$\Delta\beta_u = \beta_u - \beta_{member} \quad (9)$$

$$\Delta\beta_f = \beta_{func} - \beta_{member} \quad (10)$$

$$\Delta\beta_d = \beta_{damage} - \beta_{member} \quad (11)$$

Die relativen Sicherheitsindizes ermöglichen die Bewertung des Systems in Bezug auf die nominale Sicherheit/Performance gegenüber dem ersten Bauteilversagen bzw. der Robustheit und der Redundanz (s. auch Bild 3). Die zwei Verläufe zeigen die Systemantwort zweier in ihrer Robustheit unterschiedlicher Strukturen: Struktur A zeigt im ungeschädigten Zustand eine bessere Robustheit als Struktur B, jedoch in Bezug auf die dargestellte Schädigung ein weniger robustes Verhalten. Tritt ein Schaden ein, erfährt Struktur B eine geringere Abnahme in seiner Performance im Vergleich zu Struktur A.

Eine realitätsnahe effiziente Nutzung der möglichen Restlebensdauer einer Struktur hat unter Einbeziehung der Robustheit und Redundanzeigenschaften zu erfolgen. Die Abbildung der Redundanz mittels linearer Modellbetrachtungen, wie sie in der Ingenieurpraxis für Stahlbetonbauten oft angewandt werden, ist in diesem Fall nicht möglich. Nur komplexe nichtlineare Modellbildungen [34] erlauben eine umfassende Erfassung der Redundanzeigenschaften. Nichtsdestotrotz kann für eine ingenieurpraxistaugliche Ermittlung der Redundanz eine adaptive lineare Modellbildung herangezogen werden, welche sich auf die Veränderung der Steifigkeiten aufgrund von statischen oder zyklischen Einwirkungen stützt. Diese adaptive lineare Modellbildung wird im Folgenden auf ein Fun-

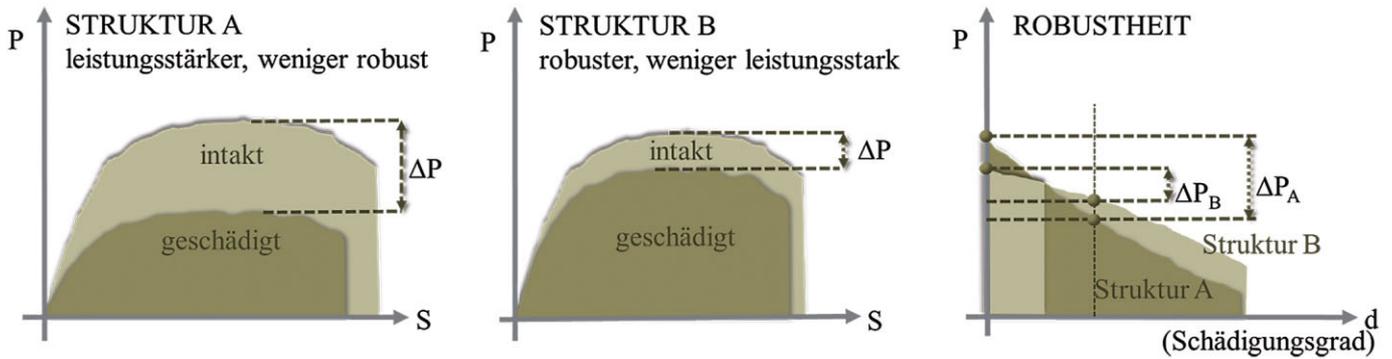


Bild 3 Qualitative Robustheitscharakteristik einer weniger robusten (A) und einer robusten (B) Struktur
Robustness characteristic of a less robust (A) and a robust (B) structure

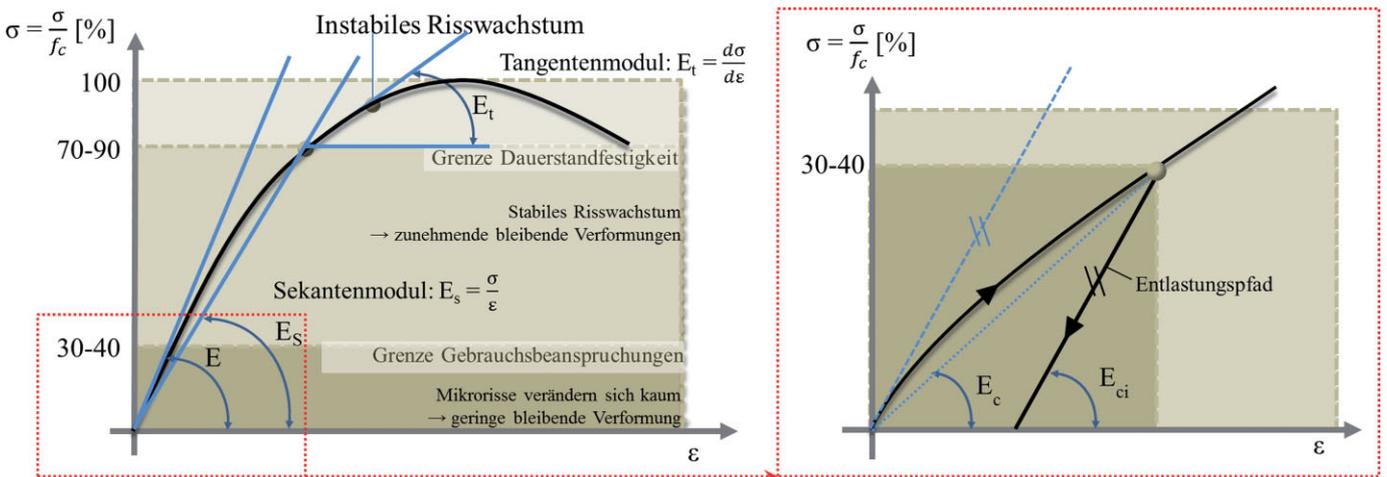


Bild 4 Einteilung der Spannungs-Dehnungs-Linie von Beton aus [36]
Classification of the stress strain curve of concrete taken from [36]

dament für eine Offshore-Windenergieanlage angewandt, wobei die Änderung des Elastizitätsmoduls als relevanter Schädigungsparameter herangezogen wird. Zur genaueren Erfassung der Schädigungsparameter sind vorab seine Charakteristika zu definieren. Daher wurden, wie im nächsten Abschnitt gezeigt, sowohl intensive Literaturrecherchungen als auch Versuche durchgeführt, um den Elastizitätsmodul des Betons als Schädigungsparameter zu charakterisieren.

3 Charakterisierung des Elastizitätsmoduls als Schädigungsparameter

3.1 Allgemein

Beton ist ein mehrphasiger Kompositwerkstoff, der sich aus den Hauptbestandteilen Zuschlag, Zement, Wasser und Zusatzmittel zusammensetzt. Aufgrund der epistemischen und aleatorischen Unsicherheiten dieser Bestandteile sind die in den Normen angegebenen Größen pro Betonfestigkeitsklasse ebenfalls mit großen Streuungen behaftet. Folgende angeführten Betoneigenschaften, welche für die Bemessungspraxis von Bedeutung sind, zeigen unter anderem ein signifikantes belastungsabhängiges und zeitlich veränderliches Verhalten:

- Druckfestigkeit f_{ck} [N/mm²]
- Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm²]
- E-Modul E_{cm} [N/mm²]
- Querkontraktionszahl ν_c (Querdehnzahl) [-]
- Bruchenergie G_F [N/m]
- Volumenänderung ΔV [m³] aus Kriechen, Schwinden und Schrumpfen des Betons

Der Elastizitätsmodul E , welcher das Grundelement der konstitutiven Beziehungen ist [35] und auf Basis des linearen Hooke'schen Gesetzes den Zusammenhang zwischen Spannungs- und Dehnungszuständen eines Werkstoffes beschreibt, ist in der Zeit und in Bezug auf die Beanspruchung des Werkstoffes eine variable nicht lineare Größe. Bild 4 zeigt einen charakteristischen, nicht linearen Spannungsdehnungslinienverlauf (σ - ϵ -Linie) für Beton. Dieser ist zwar im Anfangsbereich leicht gekrümmt, folgt jedoch im aufsteigenden Ast näherungsweise dem Hooke'schen Gesetz:

$$\sigma = E \cdot \epsilon \quad \rightarrow \quad E = \frac{\sigma}{\epsilon} \quad (12)$$

Somit können die Verformungen im Gebrauchszustand (Spannungen ≤ 40 % der Betonbruchfestigkeit) aufgrund von Kurzzeitbelastungen näherungsweise als linear von der Belastung abhängig betrachtet werden.

Die Krümmung der σ - ε -Linien geht nach [36] im Wesentlichen auf Mikrorisse im Zementstein und in der Verbundzone zwischen Zuschlag und Zementmatrix zurück, die durch Belastung bzw. durch Schwinden und Temperatureinflüsse verursacht werden. Sie kann nach Bild 4 in folgende drei Bereiche eingeteilt werden. Bei Laststeigerung bis zu rund 30 bis 40 % der Bruchspannung entwickeln sich Mikrorisse in kleiner Zahl, die an Inhomogenitäten der Matrix beginnen. Bis hier erstreckt sich der Bereich der Gebrauchsbeanspruchung. Darüber hinaus vermehren sich Risse lastabhängig in den Kontaktzonen zwischen Matrix und Zuschlag und die Verformungen nehmen stärker zu. Ungefähr mit dem Ende des stabilen (lastabhängigen) Risswachstums bei rund 70 bis 90 % der Bruchspannung wird die Dauerstandfestigkeit erreicht. Weitere Laststeigerungen mit instabilem Risswachstum führen in begrenzter Zeit zum Bruch.

Für die Berechnung der Verformungen im Gebrauchszustand von Betonbauteilen wird elastisches Verhalten angenommen, welches über den E -Modul berücksichtigt wird. Der E -Modul wird entweder durch die Neigung der σ - ε -Linie im Ursprung beschrieben (Tangentenmodul) oder durch die Neigung der Sekante zwischen Beanspruchungen von 0 N/mm² und bis etwa 0,4 f_{cm} (Sekantenmodul) (s. hierzu Bild 4).

3.2 Code Spezifikationen

Die Definition des E -Moduls ist normspezifisch und zeigt signifikante Abweichungen. Da der anzusetzende E -Modul sowohl in der Bemessung als auch in der Bewertung, besonders bei Strukturen, welche Zwangskräfte und Umlagerungserscheinungen aufweisen, eine große Rolle spielt, wird im Folgenden ein Überblick über die derzeit in den gültigen Normen definierten Ansätze gegeben.

3.2.1 Model Code 1990 und DIN 1045-1

Der E -Modul $E_{ci}(\text{ModelCode 1990}) = E_{c0m}(\text{DIN 1045-1})$ (s. Bild 4) beinhaltet nicht die plastischen Verformungen der Erstbelastung. Er wird als der Mittelwert des Tangentenmoduls definiert. Für Normalbeton kann der Mittelwert des Tangentenmoduls $E_{ci}(\text{ModelCode 1990}) = E_{c0m}(\text{DIN 1045-1})$ mit ausreichender Genauigkeit in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit rechnerisch nach Model Code 1990 [37] unter Verwendung folgender Formel bestimmt werden:

$$E_{ci} = E_{c0} \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck} + \Delta f}{10} \right)^{1/3} \quad (13)$$

mit

E_{ci} E -Modul im Betonalter von 28 Tagen

f_{ck} charakteristische Druckfestigkeit des Betons

$\Delta f = 8 \text{ N/mm}^2$

$E_{c0} = 21\,500 \text{ N/mm}^2$

$\alpha_E = 1,0$ für Beton mit quarzitischer Gesteinskörnung; 1,2 für Basalt; 0,9 für Kalkstein und 0,7 für Sandstein

Ist die 28-Tage-Druckfestigkeit f_{cm} eines Betons bekannt, kann der E -Modul E_{ci} nach folgender Formel abgeschätzt werden:

$$E_{ci} = E_{c0} \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3} \quad (14)$$

Der mittlere Tangentenmodul für Normalbeton (s. Bild 4) kann nach DIN 1045-1 [38], Abschn. 9.1.7. wie folgt überschlägig ermittelt werden:

$$E_{ci} = E_{c0m} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (15)$$

Die elastische Deformation von Beton hängt sehr stark von den verwendeten Zuschlagstoffen ab [39]. Die Werte für E -Moduln, welche in Normen und Richtlinien gegeben sind, sollten nur als Anhaltswerte für generelle Betrachtungen verwendet werden.

Wenn nur eine elastische Bemessung einer Betonstruktur ausgeführt wird, sollte der reduzierte E -Modul $E_{c}(\text{ModelCode 1990}) = E_{cm}(\text{DIN 1045-1}) = E_{cm}(\text{EC2}) = \text{Sekantenmodul angewandt werden, um plastische Dehnungen, die irreversible Erstverformungen verursachen, zu berücksichtigen. Die Definition nach Model Code 1990 [37] und DIN 1045-1 [38] findet sich in der folgenden Gleichung:}$

$$E_c = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (16)$$

3.2.2 Nach EC 2, 1992-1-1, Abschnitt 3.1.3

Nach EC 2 [40] wird der Sekantenmodul $E_{cm}(\text{EC2})$ durch folgende Gleichung bestimmt:

$$E_{cm} = 22 \cdot [(f_{cm})/10]^{0,5} \quad (17)$$

wobei der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons aus dem charakteristischen Wert mittels einer Frakttilkonstante bestimmt wird: $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ [N/mm}^2\text{]}$.

Tabelle 1 und Bild 5 geben einen Überblick über die Variabilität in den Definitionen der Regelwerke. Zum Teil gibt es gute Übereinstimmungen, wie z. B. der Tangentenmodul E_{c0m} nach DIN 1045-1 [38] mit dem E_{cm} nach EC 2 [40], zum Teil auch signifikante Abweichungen. Diese Übersicht gibt auch einen Einblick in die Unsicherheiten, welche bei der Bemessung und der Bewertung vorliegen. Als Folge existiert diese Unsicherheit auch bei der Bewertung der Nutzungsdauer unter Einbeziehung von Redundanzeigenschaften eines Systems.

3.3 In-situ-Bestimmung des Elastizitätsmoduls

Bei Bauwerken, deren Gebrauchs- und Tragverhalten stark von ihrem Verformungsverhalten beeinflusst wird,

Tab. 1 Spannungs- und Formänderungseigenschaften von Beton
Stress and deformation qualities of concrete

Festigkeitsklasse:	[MPa]	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60	C 55/67	C 60/75	C 70/85	C 80/95	C 90/105
Zylinderdruckfestigkeit	[MPa]	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
f_{cm}	[MPa]	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
α_t	[-]	0,845	0,855	0,864	0,875	0,886	0,898	0,909	0,920	0,932	0,943	0,955	0,977	1,000	1,000
E_{cm} nach EC 2	[GPa]	27,0	29,0	30,0	31,0	33,0	34,0	35,0	36,0	37,0	38,0	39,0	41,0	42,0	44,0
E_{cm} nach DIN 1045-1	[GPa]	21,8	23,4	24,9	26,7	28,3	29,9	31,4	32,8	34,3	35,7	37,0	39,7	42,3	43,8
E_{com} nach DIN 1045-1	[GPa]	25,8	27,4	28,8	30,5	31,9	33,3	34,5	35,7	36,8	37,8	38,8	40,6	42,3	43,8
E_c nach MC 1990	[GPa]	22,9	-	26,2	-	29,7	-	33,0	-	36,0	-	38,9	41,7	44,4	46,0

wie z. B. Tragkonstruktionen mit großen Spannweiten und/oder Vorspannung, muss sichergestellt werden, dass der E -Modul des eingebauten Betons den Annahmen bei der Tragwerksplanung entspricht. In diesen Fällen ist besonders darauf zu achten, dass die Schnittstelle zwischen Rechenannahmen und Ausführung durch entsprechende qualitätssichernde Maßnahmen abgesichert wird [36].

Sobald das Werkstoffgefüge eine Änderung oder Schädigungen aufgrund der Belastungshistorie, Materialermüdung oder Umwelteinflüssen erfahren hat, erfolgt eine Abnahme des E -Moduls (s. [4] und [12]). Für eine realitätsnahe Bemessung und auch Vorhersage der Restnutzungsdauer muss der E -Modul der bestehenden Struktur möglichst realitätsnah bestimmt werden. Dies kann z. B. durch Probeentnahmen oder auch durch inverse Analysetechniken erfolgen. Die Probeentnahmen an der bestehenden Struktur ist mit einem mehr oder weniger großen Eingriff verbunden und bedarf je nach dem gewünschten Vertrauensniveau nach DIN 1048-5 [41], ONR 23303:2010 [42] und TGL 21094 [43] eine Mindestanzahl an Proben.

Eingriffe in Form von Bohrkernentnahmen in der vorgeschriebenen Größenordnung bei bestehenden Strukturen sind im Allgemeinen schwierig in der Umsetzung. Eine Alternative zur Bestimmung des Beton- E -Moduls nach quasi statischen zyklischen normbasierten Methoden sind erweiterte dynamische Verfahren. In [44] werden unter anderem die folgenden drei Verfahren näher dargestellt:

- das Ultraschallverfahren (US-Verfahren)
- die Resonanzmethode (R-Methode)
- das Verfahren der Eigenschwingzeitmessung nach Impulsanregung (EnI-Verfahren).

Zu erwähnen ist, dass der mittels Resonanzfrequenz oder Ultraschall ermittelte dynamische E -Modul stets größer als der statisch ermittelte E -Modul [36] ist. Das Verhältnis zwischen den beiden Moduln ist jedoch keine konstante Größe und bedarf einer anfänglichen (z. B. während der Konformitätsprüfung) Abstimmung der E -Modulverhältnisse bzw. fundierter Literatur- bzw. Datenbankvergleiche. Auf Basis von 11-jährigen Untersuchungen an Betonprobekörpern wurden in [44] folgende Zusammenhänge dokumentiert:

- Im frühen Alter werden mit dem EnI-Verfahren ca. 30 % höhere Werte für den dynamischen E -Modul gemessen.
- Mit zunehmendem Alter verringert sich der Unterschied zwischen dem dynamischen und statisch ermittelten E -Modul. Für den Untersuchungszeitraum von elf Jahren erfolgte eine Annäherung bis auf 15 %

Das Verfahren der dynamischen E -Modul Bestimmung an Kleinprobekörper wird bei dem hier vorgestellten Projekt der Restnutzungsdauerbewertung von Offshorefundamenten als vielversprechend angesehen da:

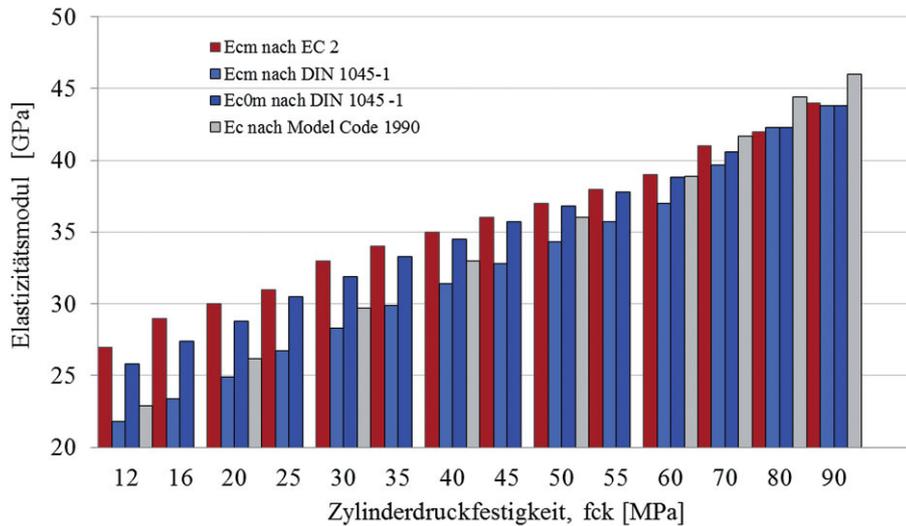


Bild 5 Richtwerte für E -Modulen nach EC 2 [40], DIN 1045-1 [38] und Model Code 1990 [37]
Given Values of E -Modulus in EC 2 [40], DIN 1045-1 [38] and Model Code 1990 [37]

- für das Testverfahren wesentlich kleinere Probekörper (z. B. Durchmesser 25 mm) benötigt werden
- das Verfahren auch direkt an der Struktur angewandt werden kann
- ein Zusammenhang zu den im Schaft der Windkraftanlage instrumentierten Monitoringsystem hergestellt werden kann [45]
- die Betoncharakteristika der Offshore-Fundamente optimiert und eindeutig sind, sodass das Verhältnis zwischen statischem und dynamischem E -Modul und dessen zeitliche Veränderung definiert werden kann

Insbesondere erfolgte die Anpassung auf Basis der von NAGY [46] vorgeschlagenen Beziehung:

$$E_{stat} = \frac{E_{dyn}}{(1 + \eta^a)} \quad (18)$$

mit

- η Dämpfungsterm des Materials
- a empirisch ermittelter Wert (nach [44] mit 0,35 angesetzt)

Für das Bestimmen von zusätzlichen Dämpfungstermen bzw. der Ermittlung der zugehörigen Werte sind weitere spezifisch darauf ausgelegte Versuche notwendig. Auch wird angenommen, dass der empirisch ermittelte Wert a von NAGY [46] sehr stark versuchsabhängig ist.

Messungen, die an einem Beton mit derselben Festigkeit wie der des Offshore-Fundaments durchgeführt wurden, ergaben nach Ermittlung des statischen und dynamischen E -Moduls im unbeschädigten Zustand und der Annahme des empirisch ermittelten a -Wertes von NAGY [46] mit 0,35 einen Dämpfungsfaktor $\eta = 1,573 \cdot 10^{-3}$.

$$\eta = 0,35 \sqrt{\frac{E_{dyn}}{E_{stat}} - 1} \quad (19)$$

$$\eta = 1,573 \cdot 10^{-3} \quad (20)$$

Die Ungenauigkeit in der E -Modulbestimmung hat einen Einfluss auf die lineare FE-Analyse und somit auch auf die Bestimmung der Restlebenszeit. Um den Umfang des Einflusses festzustellen, ist eine Sensitivitätsanalyse geplant. Zusätzlich ist noch anzumerken, dass der E -Modul zurzeit ein Hilfsmittel darstellt, um die Schädigung im Tragwerk (FE-Modell) wiederzugeben. Da dies nur innerhalb des geschlossenen Rechenprozesses genutzt wird, spielt es keine Rolle, ob man den dynamischen E -Modul oder den statischen E -Modul nimmt. Man bestimmt dadurch lediglich den Schädigungsgrad in Korrelation mit dem E -Modul in einem geschlossenen Prozess. Mithilfe des geplanten Monitoringsystems am Strabag-Testfundament [45] besteht eine direkte Korrelation zwischen Sensormesswerten (Ultraschall, Körperschall) und dem Schädigungsgrad. Der E -Modul wird dann zwar weiterhin das Mittel sein, mit dem der Schädigungsgrad im FE-Modell eingebracht wird, der Schädigungsgrad wird aber durch das Monitoringsystem vor Ort ermittelt.

4 Fallbeispiel Offshore-Testfundament Cuxhaven – Verlängerung der Restnutzungsdauer unter Ausnutzung der Systemredundanz

Eine Abminderung des E -Moduls infolge Ermüdungsschädigung in den hochbelasteten Bereichen einer Betonstruktur hat besonders in Kreisquerschnitten die Auswirkung, dass eine Spannungumlagerung im Querschnitt stattfindet. Ein Teil der maximalen Spannung in den geschädigten Bereichen wandert zu den weniger geschädigten Randbereichen, in denen der E -Modul noch höher ist. Aufbauend auf den Arbeiten von GRÜNBERG und ganz besonders auf [4] wird im Folgenden das tatsächliche Verhalten einer Betonstruktur unter zyklischer Ermüdungsbelastung erfasst. Bei der untersuchten Betonstruktur handelt es sich um das Strabag-Testfundament in Cuxha-

Gesamte Höhe ab UK Fundamentplatte 31,00 m
 Schaftdurchmesser OK Fußkreuz 7,90 m
 Schaftdurchmesser OK Schaftkrone 5,20 m
 Wandstärke Schaft 0,60 m
 Höhe Fußkreuz 8,00 m
 Wandstärke Fußkreuz 0,60 m
 Spannweite Fußkreuz 40,00 m

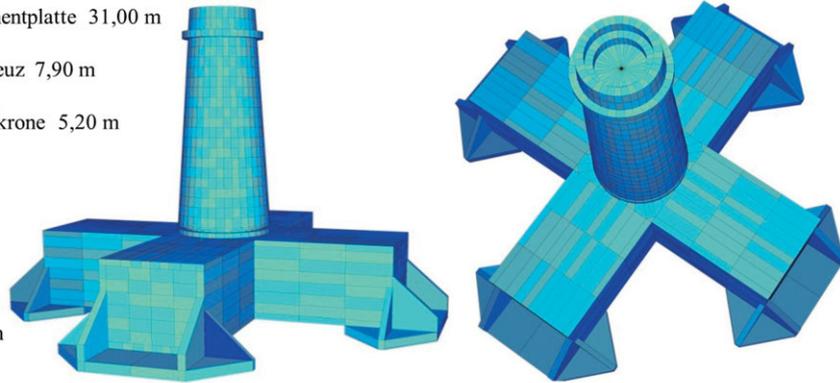


Bild 6 Sofistik-FE-Modell des Strabag-Testfundaments in Cuxhaven (Modelleingabe R. SCHÜTZ)
 Sofistik-FE-Model of the Strabag gravity base in Cuxhaven (Model generated by R. SCHÜTZ)

ven, gebaut von der Ed. Züblin AG. Im Jahr 2013 sollen Ermüdungsversuche am Testfundament durchgeführt werden. Bei diesen Versuchen wird das Fundament mithilfe eines Unwuchterregers bis an den theoretischen Ermüdungsbruch nach Model Code 1990 und darüber hinaus bis zum tatsächlichen Versagen der Struktur dynamisch belastet. Um den Ermüdungsbruch in absehbarer Zeit herbeizuführen, wird das Testfundament bis maximal 80 % der Ermüdungsfestigkeit $f_{ck,fat}$ belastet und somit ist auch die Bruchlastspielzahl niedrig. Ein Offshore-Schwerkraftfundament mit gleichen Dimensionen wie das Strabag-Testfundament wird unter realem Einsatz nicht solch hohen Ermüdungsspannungen ausgesetzt, und somit ist auch das Erreichen der vorher genannten 2×10^9 Lastwechsel ohne Versagen möglich.

Der Prozess der Spannungumlagerung findet ganz besonders bei Offshore-Stahlbetonfundamenten schrittweise kontinuierlich im Laufe der Lebenszeit statt. Zur Beobachtung dieser Prozesse im Schaftanschnitt des Testfundaments, einem hochbelasteten Bereich der Gründungsstruktur, erfolgte eine umfassende Instrumentierung dieses Tragwerksbereichs (s. hierzu auch [45]).

Um den Prozess der Umlagerung während der Ermüdungstests vorab numerisch zu erfassen, wurde ein FE-Modell des Schwerkraftfundamentes (Bild 6) erstellt, mit dem verschiedene Schädigungsgrade simuliert wurden.

4.1 Modelleingabe – Geometrie und Material

Das FE-Modell wurde mithilfe des Programms Sofistik erstellt und umfasst die gesamte Betonstruktur des Fundaments. Es wurde mit Volumenelementen (Bricks) generiert, um die Spannungsverteilung über die Wandungsdicke des Schaftquerschnitts genau verfolgen zu können. Das Fundament besteht im Schaft und Zentralbereich aus einem Beton C80/95. In den Hohlkästen und Fußplatten wurde ein Beton der Festigkeitsklasse C50/60 verbaut. Die Hauptabmessungen der Fundamentstruktur sind in Bild 6 angeführt. Der E -Modul des Schaftbereichs (C80/95) beträgt laut Prüfungen der Firma Züblin (Be-

reich BTI) $48\,500\text{ N/mm}^2$ und wurde aus 27 Proben gemittelt. Der hohe Wert des E -Moduls ist auf die Verwendung von Anorthosit und Granit als Zuschlagstoffe zurückzuführen.

4.2 Einwirkung – Probelastung

Bei dem Ermüdungs-Testprogramm handelt es sich um ein einstufiges Lastkollektiv mit konstanter Ober- und Unterspannung. Die zyklische Belastung wird am Schaftkopf mithilfe eines Unwuchterregers erzeugt. Durch die Erregung des Fundamentes in seiner Eigenfrequenz kann der dynamische Vergrößerungsfaktor, welcher auch vom Lehr'schen Dämpfungsmaß abhängt, ausgenutzt werden. Der Unwuchterreger überträgt somit nach der Einschwingphase des Fundaments eine zyklische Kraft auf die Struktur, die mithilfe des erwarteten dynamischen Vergrößerungsfaktors multipliziert wird. Bei den folgenden Berechnungen wurde die Kraft des Unwuchterregers mit 135 kN und der dynamische Vergrößerungsfaktor mit 7 angenommen, was dem momentanen Planungsstand des Versuchs entspricht. Genauere Beschreibungen des Versuchs sind in [45] zu finden.

4.3 Simulation der Spannungumlagerungen und des Degradationsvorganges

Der geschwächte Bereich im unteren Teil des Schaftes (nähere Informationen siehe [45]) wurde im FE-Modell in Umfangsrichtung in 18 Teilbereiche mit 20° Öffnungsweite unterteilt. Für jeden dieser Teilbereiche erfolgt eine eigenständige Schädigungsermittlung aufgrund der Belastungshistorie. Im Ganzen wurden zehn FE-Modelle erstellt, die sich darin unterscheiden, dass der Schädigungszustand mithilfe des abgeminderten E -Moduls wiedergegeben wird.

Die Definition der Abminderung des E -Moduls infolge Ermüdungsschädigung wurde aus [4] entnommen.

$$E_c^{fat} = (1 - D) \cdot E_c \tag{21}$$

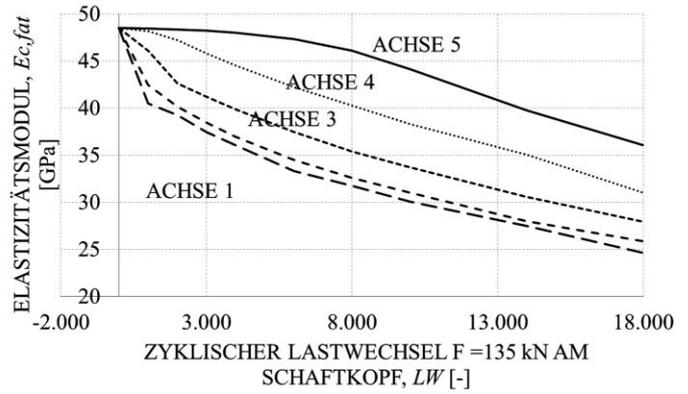
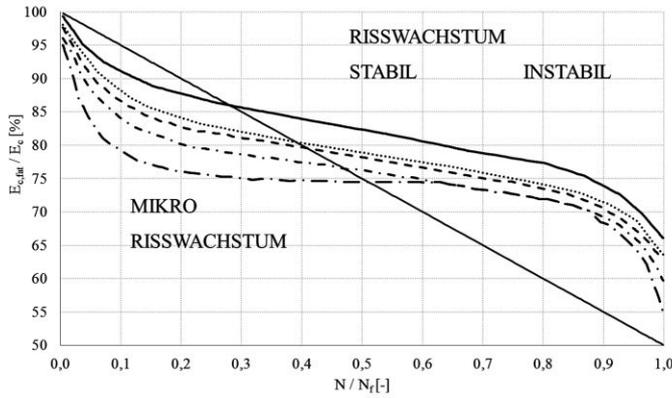


Bild 7 Links: Spannungs-Dehnungs-Beziehung und zugehörige Änderung der Sekantensteifigkeit im Ermüdungsprozess aus [4]. Rechts E-Modul-Verlauf eines jeden Elements in Abhängigkeit zur bereits ertragenen Lastwechselzahl.
 left: Stress strain curve and corresponding modification of the Modulus of elasticity taken from [4]. Right: Variation of the E-Modulus for every cross section part depending on the survived load cycles.

- E_c^{fat} E-Modul nach Berücksichtigung der Ermüdungsschädigung
- D Schädigungsgrad
- E_c ungeschädigter E-Modul des Betons

Laut Ermüdungsnachweis nach Model Code 1990 [37] unter Anwendung der Wöhlerkurven nach PETKOVIC [47] tritt ein Ermüdungsversagen ein, wenn die aufgebrachte Lastspielzahl N_i gleich der Bruchlastspielzahl N_f ist (Bild 7). Es ist allerdings nach [4] festzuhalten, dass der Zustand $N_i/N_f = 1$ (Wöhlerversagen) nicht den vollständigen Verlust der Materialsteifigkeit bedeutet, sondern lediglich den Zeitpunkt darstellt, ab dem das vorhandene Beanspruchungsniveau nicht mehr ertragen werden kann und es zur Schadenslokalisierung kommt. Auf niedrigerem Spannungsniveau kann durchaus noch eine gewisse Anzahl von Schwingspielen aufgenommen werden. Es ist anzumerken, dass die Bestimmung des Schädigungsgrades nach Model Code 1990 [37] auf der sicheren Seite liegt, da die Schädigung höher angenommen wird als sie ist. Als Folgerung davon werden die Abminderung des E-Moduls und die Spannungumlagerung im Querschnitt überschätzt. Der Model Code [37] wird nur bei diesem Beispiel zur Ermittlung des Schädigungsgrades herangezogen, da die Ermüdungsversuche am Testfundament erst im nächsten Jahr stattfinden und somit erst dann der Schädigungsgrad mithilfe des installierten Monitoringsystems (s. [45]) bestimmt werden kann.

Im Ablaufdiagramm in Bild 8 kann die Herangehensweise zur Spannungsermittlung und E-Modul-Abminderung abgelesen werden.

Begonnen wurde mit dem ungeschädigten Modell im Zustand von einem ertragenen Lastwechsel. Die volle Steifigkeit des Querschnitts ist an allen Stellen vorhanden. Durch das Wirken des Eigengewichts, der Vorspannung und der Aufbringung der dynamischen Last mit Hilfe des Unwuchterregers wird jener Spannungszustand erzeugt, der in Bild 9 in Form eines Viertel des Querschnitts dargestellt ist.

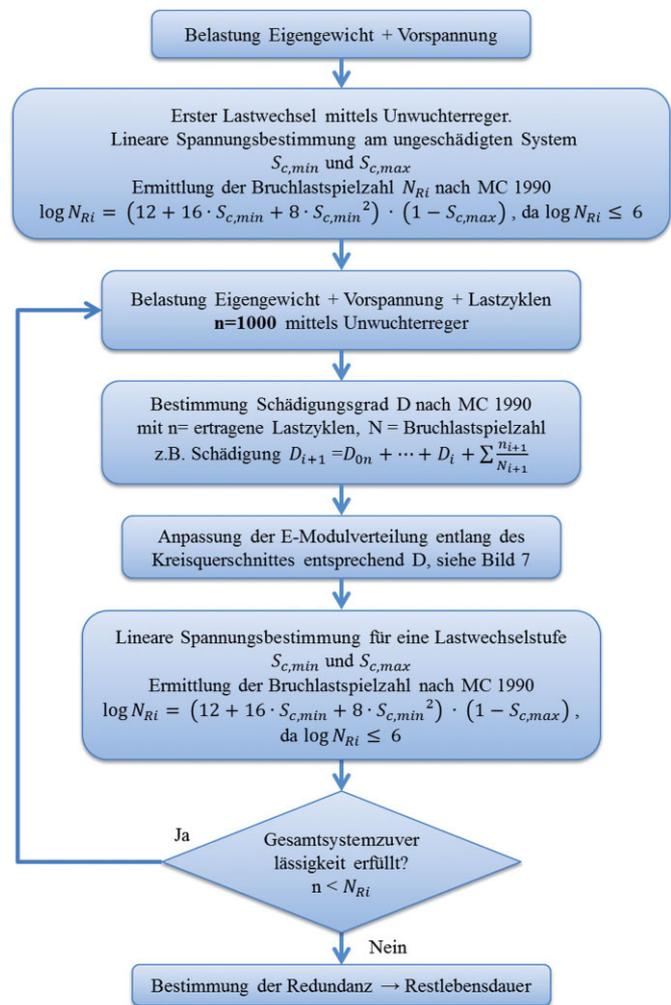


Bild 8 Ablaufdiagramm, Spannungsermittlung und E-Modulanpassung
 Flowchart, stress analysis and E-Modul modification

Im Folgenden wurden nach jeweils 1000 Lastwechseln die mittleren Spannungen je Teilbereich abgelesen, der Schädigungsgrad für jede Teilfläche des Querschnitts bestimmt und die Abminderung des E-Moduls ermittelt (Bild 8). Nach 1000 Lastwechseln zeigte sich, dass der Beton im Spitzenbereich zu 17 % geschädigt war. Diese

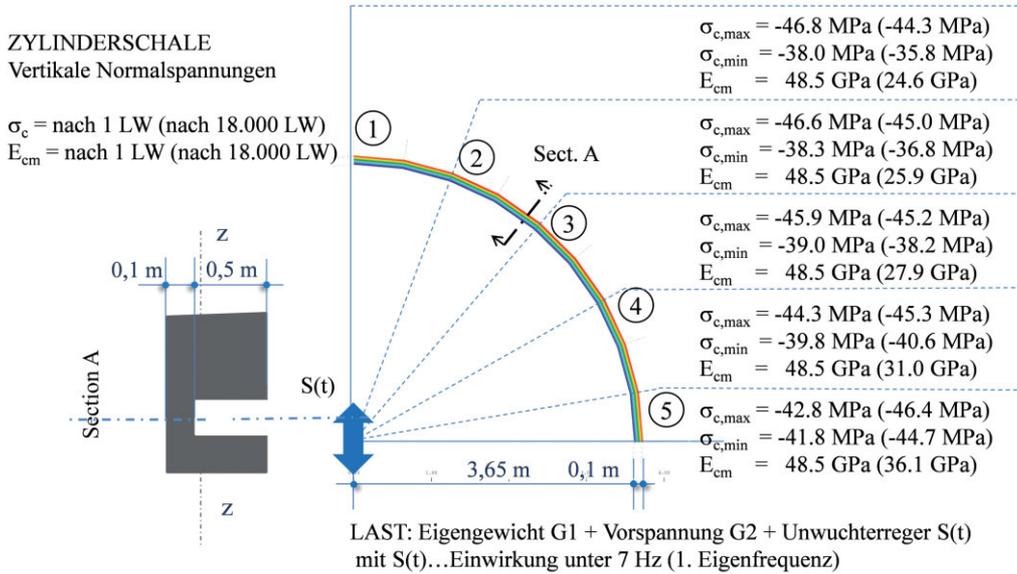


Bild 9 Spannungszustand in der Schaftschwächung nach 1 und nach 18000 Lastwechseln mit zugehöriger E-Modulverteilung
Stressdistribution after 1 and 18000 load cycles with according E-Moduli

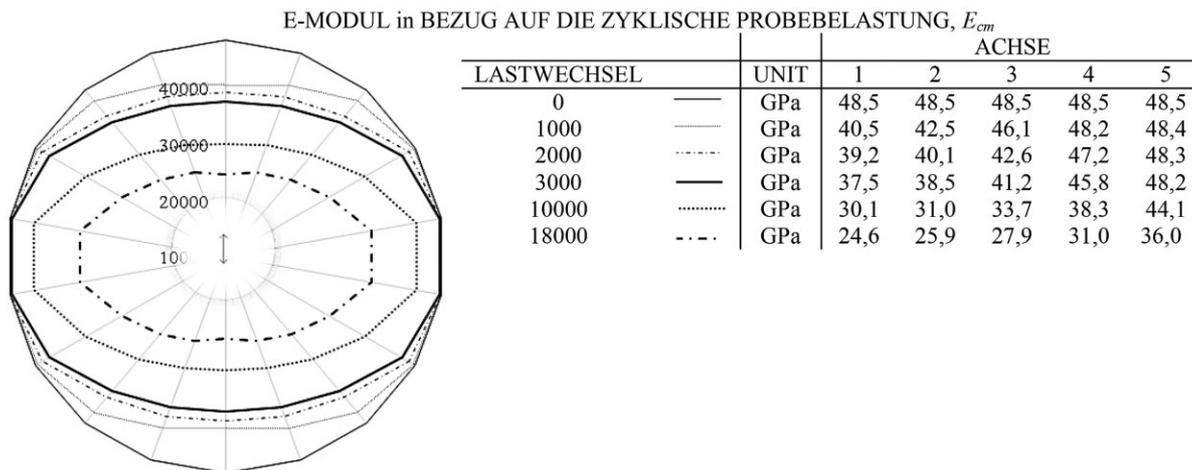


Bild 10 Veränderung des E-Moduls über die Querschnittsfläche in Abhängigkeit von sechs Lastwechselstufen (Auswertung durch R. SCHÜTZ)
Variation of the E-Modulus over the whole cross section according to six load cycle stages (results by R. SCHÜTZ)

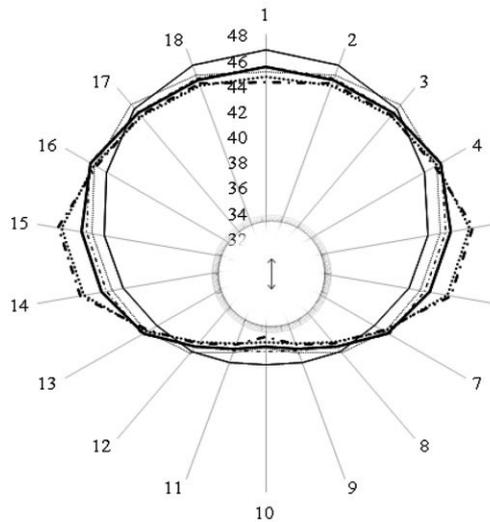
neu ermittelten E-Moduln des geschädigten Querschnitts bei 1000 Lastwechseln wurden in das Modell integriert und nach Lastsimulation die umgelagerten Spannungen im Querschnitt abgelesen. Nach Abminderung des E-Moduls zeigt sich nach 1000 Lastwechseln im Maximalbereich eine Druckspannungsminderung von 46,8 N/mm² auf 45,1 N/mm². In den angrenzenden Bereichen ist die Druckspannung aufgrund des weniger abgeminderten E-Moduls weiter angestiegen. Aufgrund dieser neuen Querschnittsspannungen und der Aufsummierung der Schädigungen nach PALMGREN MINER erhält man die weiter abgeminderten E-Modulen nach 2000 Lastwechseln. In Bild 7 sind die Verläufe der E-Modulen eines jeden Elements in Abhängigkeit von der Lastspielzahl aufgetragen. Bild 9 zeigt die Spannungen und E-Moduln nach einem und nach 18000 Lastwechseln (in Klammer).

Die Umlagerung der Spannungen aufgrund des gesteigerten Schädigungsgrads im Laufe der ertragenen Lastspielzahl wird im nächsten Abschnitt genauer dargestellt.

4.4 Entwicklung des E-Moduls während der zyklischen Probelastung

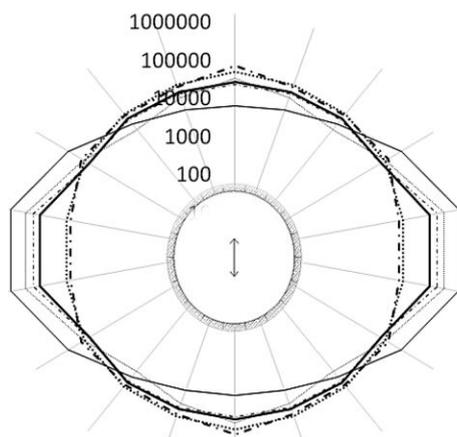
Nach 18000 Lastwechseln sind in Bild 10 an beispielhaften sechs Lastwechselstufen die Veränderung des E-Moduls auf dem Umfang des Schaftes aufgetragen. Im hochbelasteten Bereich (Achse 1, wie Bild 9) erfährt der E-Modul aufgrund der Schädigung eine Abminderung von anfänglichen 48 500 N/mm² auf 24 638 N/mm².

Die Verformungszunahme aufgrund des abgeminderten E-Moduls liegt im Zehntel Millimeterbereich.



LASTWECHSEL	UNIT	ACHSE					
		1	3	5	7	10	
0	—	MPa	46,8	45,9	42,8	39,8	38
1000	—	MPa	45,1	46,3	43,8	40,7	36,6
2000	—	MPa	45,5	45,5	44,2	41,1	36,9
3000	—	MPa	45,45	45,5	44,6	41	36,5
10000	—	MPa	44,7	45,1	46,2	40,7	36,2
18000	—	MPa	44,3	45,2	46,4	40,6	35,8

Bild 11 Spannungen pro Querschnittseinheit in Abhängigkeit der Lastwechselstufen (Auswertung durch R. SCHÜTZ)
Stresses over the whole cross section according to six load cycle stages (results by R. SCHÜTZ)



ERTRAGBARE BRUCHLASTWECHSELZAHL in BEZUG AUF DIE ZYKLISCHE PROBEBELASTUNG, N_R

LASTWECHSEL	UNIT	ACHSE				
		1	2	3	4	5
0	—	6,0	8,0	20,4	157,1	1355,9
1000	—	32,4	18,5	13,2	50,9	526,8
2000	—	21,9	23,6	29,6	33,9	330,5
3000	—	26,4	25,7	31,4	35,0	216,7
10000	—	46,8	41,3	43,5	47,4	40,2
18000	—	67,0	35,6	39,5	59,2	30,8

LASTWECHSEL	Sicherheitsindex nach Gleichung (3)										
		β	β_R								
0	intact	2,0		2,0		-	-	-	-	-	>10
1000	damaged	10,7	0,2	4,6	0,8	-	-	-	-	-	>10
2000	damaged	7,2	0,4	5,8	0,5	-	-	-	-	-	>10
3000	damaged	8,7	0,3	6,4	0,5	-	-	-	-	-	>10
10000	damaged	>10	0,2	10	0,2	-	-	-	-	-	9,9
18000	damaged	>10	0,1	8,8	0,3	-	-	-	-	-	7,6

100 Schädigung: $n/N_R = 1$

Bild 12 Änderung der Bruchlastspielzahl über die Querschnittsfläche in Abhängigkeit der Lastwechselstufen (Auswertung durch R. SCHÜTZ)
Variation of the load cycle to failure over the whole cross section according to six load cycle stages (results by R. SCHÜTZ)

Die zugehörigen Spannungen in den einzelnen Querschnittsbereichen sind in Bild 11 dargestellt. Man sieht deutlich, wie nach 18 000 Lastwechseln im hochbelasteten Bereich (Achse 1) die anfängliche maximale Druckspannung von 46,8 N/mm² auf 44,3 N/mm² sinkt.

4.5 Entwicklung der ertragbaren Bruchlastwechsel-spielzahl während der zyklischen Probebelastung

In Bild 12 ist die Bruchlastspielzahl je Lastwechselstufe und Element aufgetragen. Es ist festzuhalten, dass im hochbelasteten Bereich von Achse 1 von einer anfänglichen Bruchlastspielzahl $N_f = 6071$ nach 18 000 Lastwech-

seln immer noch eine Bruchlastspielzahl von 67 000 Lastwechseln möglich wäre, wenn keine weitere Spannungsumlagerung mehr stattfinden würde. Entsprechend verkleinert sich in den anfänglich weniger belasteten Randbereichen (Achse 5) die zu ertragende Lastspielzahl. Im äußersten Randbereich wären nach 18 000 Lastwechseln noch weitere 30 795 Lastwechsel möglich. Die anfängliche Lebenserwartung der gesamten Struktur wurde bis hier fast um das 8-fache übertroffen ((18 000 + 30 795)/6071) und eine weitere Verlängerung der Lebenszeit ist zu erwarten.

Aus der ertragbaren Bruchlastspielzahl in Bild 12 wurden die Sicherheitsindizes des intakten Systems β_{intact} und

des geschädigten Systems $\beta_{damaged}$ generiert und mithilfe der Gl. (3) der Zuverlässigkeitsindex β_R ermittelt. Beispielhaft wurde dies nur für die Achsen 1, 2 und 5 vollzogen, um die aktivierbaren Robustheitsreserven in der geschädigten Struktur darzustellen.

Der Sicherheitsindex β von Achse 1 und 2 steigt mit der Zahl der ertragenen Lastwechsel an. Der Grund hierfür ist die Spannungumlagerung zu den weniger geschädigten Bereichen und die Entlastung der hochbelasteten Achsen. Aufgrund der Spannungsabnahme steigt die ertragbare Bruchlastspielzahl an und somit auch die Sicherheit gegen Ermüdungsversagen. Genau anders herum verhält sich der Sicherheitsindex β von Achse 5. Von einem $\beta > 10$, also keiner Schädigung des Bereichs, sinkt der Index auf 7,6 und liegt bei 18000 Lastwechseln sogar niedriger als der Wert in den Achsen 1 und 2. Kurz vor 10000 Lastwechseln kommt es dazu, dass das β von Achse 5 unterhalb dem β von Achse 1 und 2 zu liegen kommt.

Sehr deutlich ist zu sehen, dass durch die Berücksichtigung der realen E -Modul-Abminderung mit der Zeit und mit Erhöhung des Schädigungsgrades der Betonstruktur eine gleichmäßige Ausnutzung des Gesamtquerschnitts beobachtet werden kann.

5 Monitoring basierter Markov-Prozesse

Um den Prozess der Restlebenszeitermittlung genauer und allgemein gültig zu definieren, kann der in diesem Abschnitt vorgestellte Markov-Prozess angewandt werden. In diesem Prozess können nicht nur Messwerte von installierten Monitoringsystemen und somit der Schädigungsgrad berücksichtigt werden, auch Inspektionen, Wartungen, Erhaltungsmaßnahmen und deren gewählte Intervalle finden ihren Einfluss. Der in diesem Abschnitt vorgestellte Prozess bildet somit eine mögliche Weiterentwicklung der bisher vorgestellten Vorgehensweise zur Berechnung der Restlebensdauer.

Markov-Ketten-basierte Entscheidungsprozesse sind für sequentielle Optimierungsprobleme von großer Bedeutung [48]. Sie eignen sich zur Erfassung und Vorhersage von Veränderungen der in Abschnitt 4 definierten Querschnitts- und Systemcharakteristik wie

- (a) die ertragbare Lastspielzahl,
- (b) die stattfindende Spannungumlagerung,
- (c) die Änderung der Robustheitseigenschaften
- (d) die Veränderung in der Restnutzungsdauer aufgrund der aktiven Nutzung der Systemredundanzreserven, zuvor präsentiert anhand des Strabag-Testfundamentes.

Markov-basierte Entscheidungsprozesse begründen sich im Allgemeinen auf der Annahme eines perfekten Informationsstandes (z. B. Prüfergebnis) zu Beginn jeder Bewertungsstufe. Die wahrscheinlichkeitsbasierte Definiti-

on des Zustands eines Systems in einer Bewertungsstufe, z. B. die in Abschnitt 4 aufgezeigte ertragbare Bruchlastwechselzahl, welche sich im Kreisumfang aufgrund der Spannungsverteilungen variabel verhält, kann aufgrund der Unsicherheiten durch einen sogenannten partiell beobachtbaren Markov-Entscheidungsprozess (MDP) beschrieben werden. Dieser beruht auf einem Zustandsraum je Bewertungsstufe, der durch eine Wahrscheinlichkeitsverteilung (probability density function PDF) abgebildet wird. [48] erweiterte den partiell beobachtbaren Markov-Entscheidungsprozess durch Berücksichtigung der Kosten für die Inspektionen, welcher folglich sowohl die Optimierung von Inspektionsroutinen als auch die effektive Konfiguration von Monitoringsystemen ermöglicht. Für die Bewertung der möglichen Restnutzungsdauer durch Nutzung der Redundanzeigenschaften einer Struktur bietet diese Art der Modellierung eine geeignete Entscheidungsbasis. Die MDP-Modellbildung erlaubt die Bewertung der effektiven Inspektionstechnik (kostengünstige traditionelle Inspektion bzw. hoch spezialisierte Monitoringtechnologien [45, 49] für eine kostenoptimierte Verlängerung der zuvor erwähnten Restnutzungsdauer (s. hierzu auch [50 und 51]). Dies geschieht auf Basis der vorliegenden Inspektionsergebnisse aus der vorhergehenden Bewertungsstufe. Der partielle Markov-Entscheidungsprozess zur Beschreibung eines Degradationsprozesses im System (z. B. die ertragbare Bruchlastspielzahl in Achse 1, s. Abschnitt 4.5), kann durch die „Zustandsvariable“ $\theta \in \Theta = \{\theta_1, \dots, \theta_m\}$ charakterisiert werden, wobei die Werte θ_i zählbar und in ihrer Größe begrenzt sind. Im Allgemeinen sind die gegenwärtigen Zustände von den vergangenen Zuständen des Markov-Degradationsprozesses unabhängig. Die Entscheidung für eine mögliche Inspektion und/oder die Wartung wird zu Beginn der Intervalle, welche als Stufen bezeichnet werden, getroffen. Die Intervalle besitzen eine gleiche Länge (z. B. ein Jahr). Die Transformationsmatrix M ist zeithomogen und bildet die Verbindung zwischen dem Zustand θ^n in der Stufe n und θ^{n+1} in der Stufe $n+1$. Diese Eigenschaft kann in mathematischer Form folgend ausgedrückt werden:

$$\Pr(\theta_{n+1} = y | \theta_n = z) = \Pr(\theta_n = y | \theta_{n-1} = z) \tag{23}$$

mit $\Pr(\cdot)$ Auftretenswahrscheinlichkeit des Ereignisses zwischen den Klammern

Im Allgemeinen muss die optimierte Entscheidung einer z. B. Erhaltungsmaßnahme auf der Folge von θ^n und θ^{n+1} Aktionen basieren. Diese Aktionen beinhalten z. B. ein oder mehrere Inspektionen $i \in I = \{i_0, i_1, \dots, i_p\}$ (z. B., i_0 keine Inspektion, i_1 visuelle Inspektion) und aufeinander folgende Maßnahmen $a \in A = \{a_0, a_1, \dots, a_a\}$. Die Unsicherheiten in den Inspektionsresultaten und umgesetzten Maßnahmen können mittels Wahrscheinlichkeitsverteilungen erfasst werden. Insbesondere kann dies mittels der Transformationsmatrix A_{an} zur Überführung von θ^n zu ${}^a\theta^n$ erfolgen, wobei ${}^a\theta^n$ die Stufe n nach einer Wartungsmaßnahme a^n ist. Die Übertragungsmatrix M_t von θ^n zu θ^{n+1} , welche Inspektionen und Erhal-

tungsmaßnahmen abbildet, erhält man aus folgendem Ansatz [48]:

$$M_t = M \cdot A_{an} \quad (24)$$

Ein Optimierungsverfahren für Inspektions- und Erhaltungsmaßnahmen muss auf der Matrix M_t beruhen, welche die Kosten der Erhaltung, $c_a(a)$, die Kosten des Systems, welche im Zustand a^{θ^n} während des Intervalls n entstehen (nach der Erhaltungsmaßnahme $c_s(a^{\theta^n})$), und die Kosten der Inspektion $c_i(i)$ enthält [48]. Die Rekonstruktion der Übertragungsmatrizen M und M_t kann wie oben gezeigt mittels numerischer Prozessanalysen erfolgen. Dies ermöglicht die Trenderkennung in dem Verhalten von M bzw. M_t und in Folge eine mögliche Prognose von zukünftigen mechanischen Prozessen, wie z. B. in Bild 12 gezeigt. Informationen aus Monitoring-Systemen bieten ein effektives Werkzeug zur kontinuierlichen Anpassung der zuvor definierten Übertragungsmatrizen. Insbesondere werden an dem hier betrachteten Strabag-Testfundament Monitoring-Informationen erhoben, welche über den Schädigungsfortschritt (z. B. aufgrund von Spannungsumlagerungen/Veränderung des Dehnungsfeldes) Aufschluss geben. Die Einbeziehung von Informationen aus permanenter Überwachung in Markov-Entscheidungsprozesse erfordert die Anpassung der Übergangsmatrizen M und M_t . Für diese Anpassung eignet sich der Bayesian-Ansatz. Er ermöglicht eine kontinuierliche Anpassung der Prior-Information θ' von $M = M'$ mittels der Short-term Monitoring Information in folgender Form:

$$P(\theta_{i,t} | m_{ei,t}) = \frac{P(m_{ei,t} | \theta_{i,t}) \cdot P(\theta_{i,t})}{\sum_{i=1}^n P(m_{ei,t} | \theta_{i,t}) \cdot P(\theta_{i,t})} \quad (25)$$

mit

$\theta_{i,t} = \theta_{in}$ Prior-Variable des Zustandsraumes (z. B. β_R)

$m_{ei,t}$ short term monitoring-Variable des Zustandsraumes

Die Anwendung von Gl. (25) auf Gl. (24) führt zur Posterior-Übertragungsmatrix M_t'' mit θ_{in}'' bzw. β_R'' in folgender Form:

$$M_t'' = M_t'' \cdot A_{an} \quad (26)$$

Diese Posterior-Übertragungsmatrix M_t'' bietet somit die Möglichkeit einer kontinuierlichen Anpassung der Rest-

nutzungsdauer aufgrund der Informationen aus installierten Monitoringsystemen.

Eine komplexe Tragstruktur mithilfe von Matrizen zu beschreiben, erfordert eine genaue vorherige Analyse des Gesamtsystems und der Lokalisierung von hochbelasteten Tragwerkselementen, die die Lebenszeit primär bestimmen. Nur somit kann sichergestellt werden, dass das Verhalten und die Entwicklung der Gesamtstruktur von der Berechnung richtig wiedergegeben wird. Im Falle des Strabag-Testfundamentes in Cuxhaven kann das Gesamtsystem auf einen unkomplizierten Kragarm reduziert werden. Da bei den geplanten Ermüdungstests keine Inspektionen, Wartungen und Erhaltungsmaßnahmen geplant sind, kann die Restlebenszeit mit dem reduzierten Prozess, wie in Abschnitt 4 beschrieben, ermittelt werden.

6 Ausblicke und Schlussfolgerungen

Nach den Versuchen und Berechnungen wird deutlich, dass der E -Modul eine entscheidende Rolle bei der Berechnung der Bruchlastspielzahl einer Betonstruktur darstellt. Wie man aus Abschnitt 4 sehen kann, ist eine Verlängerung der zu erwartenden Lebenszeit um ein Vielfaches der anfänglich errechneten Bruchlastspielzahl möglich, wenn man die Abminderung des E -Moduls in geschädigten Bereichen und der Berücksichtigung der Spannungsumlagerung innerhalb des Querschnitts berücksichtigt.

Bei mehrstufigen Lastkollektiven, wie sie bei Offshore-Fundamenten an realen Standorten vorherrschen, stellt sich die Berechnung allerdings deutlich schwieriger dar (s. hierzu auch [4]). Durch das nicht-lineare Ermüdungsverhalten des Betons, in dem die zeitliche Abfolge der Belastungsstufen durchaus einen Einfluss hat, kann man den Einsatz eines Monitoring-Systems (s. hierzu [45]), um den Grad der Ermüdungsschädigung zu erfassen, nicht vermeiden.

Dank

Dieses Projekt wird von ZIT Wien, RLACS und ILATAS gefördert.

Literatur

- [1] AHRENS, M. A.; BERGMEISTER, K.; MARK, P.; STANGENBERG, F.; STRAUSS, A.: *Lebensdauerorientierter Entwurf, Konstruktion, Nachrechnung*. Betonkalender 2013. Berlin: Ernst & Sohn, 2013.
- [2] WENDNER, R.; STRAUSS, A.; GUGGENBERGER, T.; BERGMEISTER, K.; TEPLÝ, B.: *Ansatz zur Beurteilung von chloridbelasteten Stahlbetonbauwerken mit Bewertung der Restlebensdauer*. *Beton- und Stahlbetonbau* 105 (2010), H. 12, S. 778–786.
- [3] DIN EN 1990 (2010). *Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung, Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010*. Berlin: Deutsches Institut für Normung, Beuth Verlag.
- [4] GRÜNBERG, J.; GÖHLMANN, J.: *Schädigungsberechnung an einem Spannbetonbauwerk für eine Windenergieanlage unter mehrstufiger Ermüdung*. *Beton- und Stahlbetonbau* 101 (2006), H. 8, S. 557–570.

- [5] SEIDEL, M.: *Auslegung von Hybridtürmen für Windenergieanlagen*. Beton- und Stahlbetonbau 97 (2002), H. 11, S. 564–575.
- [6] GRÜNBERG, J.; GÖHLMANN, J.: *Windenergieanlagen in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise*. Betonkalender 2011: Kraftwerke, Faserbeton. Berlin: Ernst & Sohn 2011.
- [7] BMVBS – *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand*, Ausgabe 05/2011
- [8] ONR 24008 (2006). *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken*. Ausgabe 2006-12-01. Österreichisches Normungsinstitut. Wien.
- [9] FRANGOPOL, D. M.; ESTES, A. C.: *Life-Cycle Evaluation and Condition Assessment of Structure*. Chapter 36 in Structural Engineering Handbook, Edited by Chen, W-F. and Lui, E. M.. London: CRC Press, 2005.
- [10] LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E.: *Vorlesungen über Massivbau – Teil 1, Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau*. Berlin: Springer Verlag, 1984.
- [11] WINANDS, M. H. M.; BJÖRNSSON, Y. et al. (2010): *Monte Carlo tree search in lines of action*. IEEE Transactions on Computational Intelligence and AI in Games 2 (2010), 4, pp. 239–250.
- [12] GIULIANI, L.: *Structural integrity: Robustness assessment and progressive collapse susceptibility*. Ph.D. thesis, Univ. of Rome „LaSapienza“, Rome 2009.
- [13] FABER, M.: *Robustness of structures: An introduction*. Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE) 16 (2006), 2, p. 101.
- [14] AGARWAL, J.; HABERLAND, M. et al.: *Robustness of structures: Lessons from failures*. Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE) 22 (2012), 1, pp. 105–111.
- [15] STAROSSEK, U.; HABERLAND, M.: *Measures of structural robustness – Requirements & applications*. 2008.
- [16] BIONDINI, F.; FRANGOPOL, D. M. et al.: *On structural robustness, redundancy and static indeterminacy*. 2008. SEI-ASCE Structures Congress 2008, Vancouver.
- [17] BONTEMPI, F.; GKOUKAS, K. et al.: *Systemic approach for the maintenance of complex structural systems*. Structure and Infrastructure Engineering 4 (2008), 2, pp. 77–94.
- [18] SÖRENSEN, K.; SEVAUX, M.: *A Practical Approach for Robust and Flexible Vehicle Routing Using Metaheuristics and Monte Carlo Sampling*. Journal of Mathematical Modelling and Algorithms (2009), 1–21.
- [19] Cost Action TU0601, *Robustness of structures – Structural Robustness design for practising engineers*. Editor: T. D. GERARD CANISIUS, September 2011 Canada.
- [20] BAKER, J. W.; SCHUBERT, M. et al.: *On the assessment of robustness*. Structural Safety 30 (2008), 3, pp. 253–267.
- [21] ISO 13824: *Bases for design of structures – General principles on risk assessment of systems involving structures*. 2009.
- [22] FRANGOPOL, D. M.; CURLEY, J. P.: *Effects of damage and redundancy on structural reliability*. Journal of structural engineering New York, N.Y. 113 (1987), 7, pp. 1533–1549.
- [23] FU, G.; FRANGOPOL, D. M.: *Reliability-based vector optimization of structural systems*. Journal of structural engineering New York, N.Y. 116 (1990), 8, pp. 2143–2161.
- [24] ERSDAL, G.; HÖRNLUND, E. et al.: *Experience from Norwegian programme on ageing and life extension*. 2011.
- [25] ISO 19902: *Petroleum and natural gas industries – Fixed steel offshore structures*. 2007.
- [26] ELLINGWOOD, B. R.: *Structural safety special issue: General-purpose software for structural reliability analysis*. Structural Safety 28 (2006), 1-2, pp. 1–2.
- [27] ELLINGWOOD, B. R.: *Assessment and mitigation of risk from low-probability, high-consequence hazards*. Australian Journal of Structural Engineering 9 (2009), 1, pp. 1–7.
- [28] BJÖRNSSON, I.: *Robust design of Bridges – Robustness analysis of Sjölundaviadukt Bridge*. Lund Univ. 2010.
- [29] GHOSN, M.: *Modeling of bridge dead & live loads*. 1999.
- [30] GHOSN, M.; FRANGOPOL, D. M.: *Bridge reliability: components and systems*. 1999.
- [31] GHOSN, M.; MOSES, F.: NCHRP Report 406, *Redundancy in Highway Bridge Superstructures*. Washington. DC, Transportation Research Board – National Research Council, National Academy Press 1998.
- [32] LIU, W.D.; GHOSN, M.; MOSES, F.: NCHRP Report 458, *Redundancy in Highway Bridge Superstructures*. Washington. DC, Transportation Research Board – National Research Council, National Academy Press 2001.
- [33] DUAN, G. R.; LIU, W. Q. et al. (2001). *Robust model reference control for multivariable linear systems subject to parameter uncertainties*. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers. Part I: Journal of Systems and Control Engineering 215 (2001), 6, pp. 599–610.
- [34] STRAUSS, A.; MORDINI, A.; BERGMEISTER, K.: *Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Corbels at Both Deterministic and Probabilistic Level*. Computers and Concrete 3 (2006), No. 2/3, pp.123–144.
- [35] MARTI, P.: *Tragverhalten von Stahlbeton*. ETH Zürich 1999.
- [36] Verein Deutscher Zementwerke e.V.: *Zement – Taschenbuch 2000*. Düsseldorf: Bau+Technik GmbH, 2000.
- [37] CEB/FIP: *Model Code 1990*, Technischer Bericht. London, CEB-FIP 1993.
- [38] DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Berlin: Beuth, 2008.
- [39] GRÜBL, P.; WEIGLER, H.; KARL, S.; KUPFER, H.: *Beton – Arten, Herstellung und Eigenschaften*. Berlin: Ernst & Sohn 2001.
- [40] EC 2: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. 2005.
- [41] DIN 1048-5: *Prüfverfahren für Beton*. Berlin: Beuth 1991.
- [42] ONR 23303:2010: *Prüfverfahren Beton (PVB)*. Berlin: Beuth 1991.
- [43] TGL 21094 Ausgabe Dezember 1969: *Prüfung des erhärteten Betons. Formänderungskennwerte*.
- [44] WINKLER, H.: *Über mechanische Eigenschaften von normalfestem und hochfestem Beton unter besonderer Berücksichtigung des Elastizitätsmoduls*. Forschungsbericht 288. Berlin: BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, 2010.
- [45] URBAN, S.; STRAUSS, A.; WAGNER, R.; REITERER, M.; DEHLINGER, C.: *Experimentelle Untersuchung von ermüdungsbeanspruchten Betonstrukturen zur Feststellung des realen Schädigungsgrades*. Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012), H. 7, S. 463–475.
- [46] NAGY, A.: *Determination of E-Modulus of Young Concrete with Nondestructive Method*. Journal of Materials in Civil Engineering 9 (1997), Nr. 1, pp. 15–20
- [47] PETKOVIĆ, G.; LENSCHOW, R.; STEMLAND, H.; ROSSELAND, S.: *Fatigue of High-Strength Concrete*. In: High-strength concrete: Second International Symposium, American Concrete Institute (ACI Special Publication 121), pp. 505–525, Detroit, 1990.
- [48] COROTIS, R. B.; ELLIS, J. H. et al.: *Modeling of risk-based inspection, maintenance and life-cycle cost with partially observable Markov decision processes*. Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance 1 (2005), 1, pp. 75–84.

- [49] BONFIGLIOLI, B.; STRAUSS, A.; PASCALE, G.A.; BERGMEISTER, K.: *Basic study of monitoring on fibre reinforced polymers: Theoretical and experimental study*. Smart Materials and Structures 14 (2005), Issue 3, 1 June 2005, pp. S12–S23.
- [50] STRAUSS, A.; HOFFMANN, S.; WENDNER, R.; BERGMEISTER, K.: *Structural assessment and reliability analysis for existing engineering structures, applications for real structures*. (2009) Structure and Infrastructure Engineering, 5 (4), pp. 277–286.
- [51] FRANGOPOL, D. M.; STRAUSS, A.; BERGMEISTER, K.: *Lifetime cost optimization of structures by a combined condition-reliability approach* Engineering Structures 31 (2009), Issue 7, July 2009, pp. 1572–1580.

Prof. Dipl.-Ing. Dr. nat. techn. Alfred Strauss
alfred.strauss@boku.ac.at

Dipl.-Ing. Werner Macho
werner.macho@boku.ac.at

Prof. Dipl.-Ing. Dr.Dr. Konrad Bergmeister
konrad.bergmeister@boku.ac.at
Universität für Bodenkultur
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Peter-Jordan-Straße 82
1190 Wien

Dr.-Ing. Christian Dehlinger
Ed. Züblin AG
Zentrale Technik
Leitung Dir. Konstruktiver Ingenieurbau
Albstadtweg 3
70567 Stuttgart
christian.dehlinger@zueblin.de

Autoren

Dipl.-Ing. Susanne Urban
Strabag AG
Zentrale Technik
Donau-City-Straße 9
1220 Wien
susanne.urban@zueblin.de

Dipl.-Ing. Dr. techn. Michael Reiterer
RED Bernard GmbH
Geschäftsführer
Nordbahnstraße 36
1020 Wien
michael.reiterer@bernard-ing.com

2.3 Monitoringbasierte Lebenszeitabschätzung von Betonstrukturen (Beton- und Stahlbetonbau, Heft 9, 2013)

Monitoringbasierte Lebenszeitabschätzung von Betonstrukturen

Forschungsprojekt MOSES

Um Bauwerke bis zu ihrem wirklichen Lebensende zu nutzen, ist es von großer Bedeutung, den aktuellen Grad der Schädigung einer Struktur bestimmen zu können. Mithilfe der zurzeit gültigen Nachweis- und Bemessungskonzepte (z. B. CEB-FIP Model Code 2010 [1]) ist dies nicht möglich. Ein gangbarer Weg, den Schädigungsgrad einer Betonstruktur vor Ort zu bestimmen, ist der Einsatz von zerstörungsfreien Prüfmethode (Monitoring). Dieser Bereich ist allerdings noch nicht zur Gänze erforscht. Das konstante Monitoring von der Entstehung eines Bauwerks bis hin zu dessen Lebensende wird als eine vielversprechende Möglichkeit der Lebenszeitabschätzung gesehen. In diesem Beitrag werden Ermüdungsversuche an Betonprüfkörpern, begleitet mit konstantem Monitoring durch Ultraschall- und Körperschall-Sensoren, näher betrachtet und ein möglicher Weg zur Bestimmung des Schädigungsgrades und der Lebenszeitabschätzung aufgezeigt.

1 Einleitung

Das Sicherheitsniveau des Ermüdungsnachweises nach Model Code 2010 [1] ist wie folgt charakterisiert. Die maximale Spannung, die im Ermüdungsbereich einer Struktur aufgebracht werden kann, ist $f_{cd,fat}$ = der Bemessungswert der Druckfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchung der verwendeten Betonsorte, welche wie folgt definiert ist:

$$f_{cd,fat} = \beta_{c,sus} \cdot \beta_{cc}(t) \cdot \left[f_{ck} \left(1 - \frac{f_{ck}}{40 \cdot f_{ck0}} \right) \right] / \gamma_c \quad (1)$$

mit: $\beta_{c,sus}$ (vormals α) = 0,85

f_{ck0} = 10 N/mm²

γ_c = 1,5

$\beta_{cc}(t)$ = Beiwert, abhängig vom Betonalter (t).

Nach dem Bemessungskonzept kann die Struktur keine Lastwechsel mehr auf diesem Level ertragen, wenn diese Spannung erreicht wird. Die Bruchlastspielzahl ist hierfür gleich null. Bild 1 zeigt den Verlauf des Bemessungswerts der Ermüdungsfestigkeit in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse. Wie zu erkennen ist, nimmt die Ermüdungsfestigkeit prozentuell mit steigender Betonfestigkeit ab. Für den in dieser Untersuchung verwendeten Beton C80/95 mit einer Druckfestigkeit von 80 N/mm² beläuft sich der Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit $f_{cd,fat}$ auf 45 % der Druckfestigkeit, bei einem Betonalter von 28 Tagen.

Das Sicherheitskonzept der Ermüdungsnachweise des Model Code 2010 [1] in der Strukturbemessung basiert

Monitoring based lifetime assessment of concrete structures – Research Project MOSES

In order to use structures up to their real end of lifetime it is of great importance to know the degree of damage of the structure. By using the actual Codes and Specifications (e.g. CEB-FIP Model Code 2010 [1]) it is not possible to define the real degree of deterioration. A practicable way of determining the degree on-site is the employment of non-destructive testing methods (monitoring). This field until now is not finally explored. The constant monitoring from the erection of a structure up to the end of its lifetime is seen as a very promising possibility to assess the residual lifetime. In this article fatigue tests on concrete specimens, accompanied with ultrasonic and acoustic emission measurements will be investigated closer and a possible way for the determination of the degree of damage and lifetime assessment will be proposed.

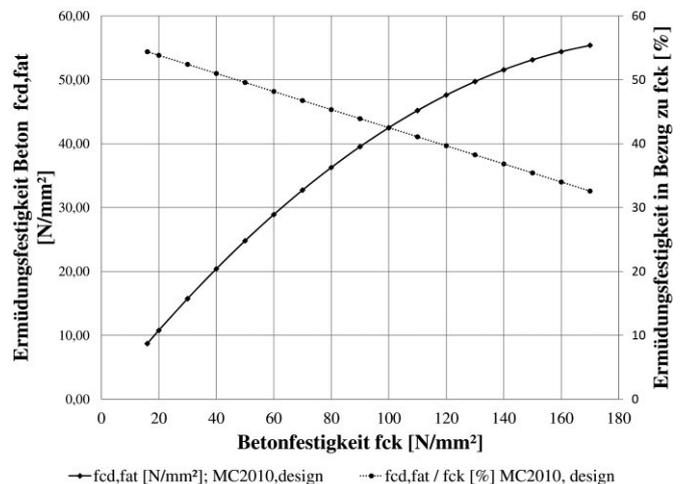


Bild 1 Ermüdungsfestigkeit Beton: Zusammenhang zwischen f_{ck} und $f_{cd,fat}$ gemäß CEB-FIP Model Code 2010 [1]
Fatigue strength of concrete: Inter-relation between f_{ck} and $f_{cd,fat}$ according CEB-FIP Model Code 2010 [1]

auf der Grenzbetrachtung, dass die maximale Spannung im Ermüdungsbereich kleiner als $f_{cd,fat}$ sein muss. Für eine Stahlbetonstruktur aus einem Betonwerkstoff C80/95 dürfen demnach nur 45 % von f_{ck} für den ermüdungsbelasteten Bereich genutzt werden. Dieses strenge Sicherheitskonzept beruht zum Teil auf der Tatsache, dass Beton bereits bei statischen normbasierten Laborversuchen sehr hohe Streuwerte aufweist. Des Weiteren hat auch die Versprödung des Materials mit zunehmendem Alter einen Einfluss und die Datenbasis zur Zeit der Festlegung der Norm besaß begrenzte Ausmaße. Folglich ist es

schwer, eine Aussage über die mögliche realitätsnahe Lebenszeit bzw. die Entwicklung von Schädigungsprozessen vorweg zum Zeitpunkt des Entwurfs und der Konstruktion der Struktur zu treffen. Eine wirtschaftliche Bemessung und Nutzung von dynamisch beanspruchten Betonstrukturen ist demnach nicht möglich.

Eine Möglichkeit, die auf diesem hohen Sicherheitslevel basierende Lebenszeitabschätzung eines Bauwerks (nach Model Code 2010 [1] sind es 50 bis 100 Jahre, bei Off-shore-Strukturen ca. 25 Jahre) zu verlängern, ist die Integration eines permanenten Monitoring-Systems. Es erlaubt während und am Ende der geplanten Lebensdauer die genauere Erfassung eines möglich stattfindenden Schädigungsprozesses und die Überführung der Struktur am Ende der geplanten Lebensdauer in eine mögliche weitere oder neue Nutzungsperiode.

Dieser Beitrag befasst sich mit den Bestandteilen dieses permanenten Monitoring-Systems und dessen Einsatz in Laborversuchen. Zum jetzigen Stand der Forschungen besteht das Monitoring-System aus einer Kombination von Körperschallsensoren (passives Messverfahren) und Ultraschallsensoren (aktives Messverfahren) zur Bestimmung der Veränderungen in der Betonstruktur. Zusätzlich werden im Labor die Dehnungsmessungen mit Dehnungsmessstreifen (DMS) ausgeführt und der Prüfkörper wird des Weiteren mit einer Hochfrequenzkamera beobachtet und der Bruch aufgezeichnet.

Bis zum Einsatz an realen Bauwerken und dem permanenten Messen von Daten ist es noch ein weiter Weg. Da es sich bei Lebenszeiten von Bauwerken um Zeitspannen von mehr als 25 Jahren handelt, müssen Sensoren und Koppelmittel entwickelt werden, die eine solche Zeitspanne und auch äußere Einflüsse unbeschadet und funktionstüchtig überdauern können. Diese Versuche verstehen sich als erster Schritt in Richtung Fatigue-Monitoring, dem weitere Schritte noch folgen müssen.

Im Folgenden wird genauer auf die Schallemissions- und Ultraschallanalyse eingegangen. Im Anschluss daran werden die Grundlagen zum Versuch, die Auswertung der Messergebnisse und die Vorstellung von Einsatzmöglichkeiten des Monitoring-Systems näher beschrieben.

2 Schallemissionsanalyse (AE)

Die Schallemissionsanalyse ist eine anerkannte Möglichkeit der Zustands- und Schädigungsbestimmung im Bereich der zerstörungsfreien Materialprüfung [2]. Sehr oft wird dieses Verfahren bei Stahlkonstruktionen zur Qualitäts- und Leckprüfung bei Druckbehältern und Rohrleitungssystemen eingesetzt. Doch auch der Einsatz im Bereich von Kompositwerkstoffen wie Beton ist verbreitet. Allerdings sind durch das komplexe Materialverhalten von Beton, eine Auswirkung der hoch heterogenen Mikrostruktur des Werkstoffs, die Anforderungen an Messung und Auswertung größer.

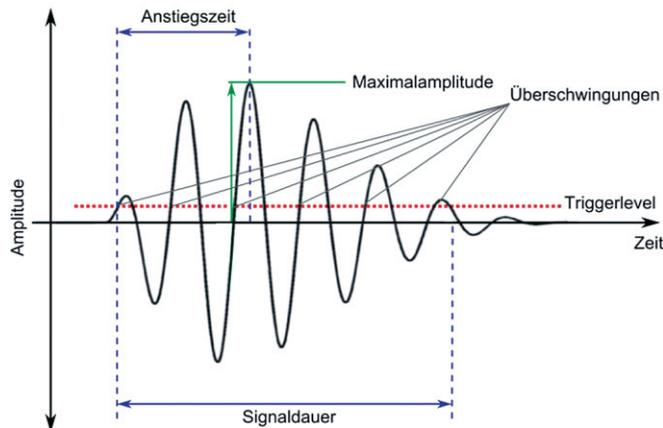


Bild 2 Merkmale eines AE-Signals
Character of AE-signals

Als akustische Emission (AE) werden elastische Wellen im Ultraschallbereich bezeichnet, die bei der Entstehung eines Defektes (Riss) durch die ruckartige Entspannung des Materials emittiert werden. In Folge bilden diese Defekte weitere Quellen für akustische Emission, wenn die Schädigung wächst oder bestehende Rissufer aneinander reiben. Die Schallemissionsanalyse ist hierbei ein rein passives, rezeptives Verfahren. Im Gegensatz zur Ultraschallanalyse misst man nicht die Reaktion auf eine künstliche und beliebig wiederholbare akustische Anregung des Prüfbjektivs, sondern Schallwellen, die durch den Defekt selbst entstehen. Diese können daher nicht beliebig wiederholt werden [3].

Unter Last ist normalerweise eine hohe AE-Aktivität zu verzeichnen und eine hohe Anzahl an Ereignissen, AE-Hits genannt, wird generiert. Eine gute Darstellung der AE-Aktivität ist die Hitrate (Hits per time unit) und die Kumulative Anzahl an Hits über die Lebenszeit (Belastungsszenario) der Probe.

Bild 2 zeigt ein typisches transientes AE-Signal. Das Überschreiten einer Triggerschwelle markiert den Start eines AE-Hits. Die Triggerschwelle wird so gewählt, dass Hintergrundgeräusche ausgeblendet werden. Aus einem aufgezeichneten AE-Hit können Merkmale wie Maximalamplitude, Ankunftszeit, Anstiegszeit, Überschwingungen und Dauer (Bild 2) extrahiert werden.

Wird Beton belastet, entstehen Defekte, z. B. neue Schädigungen (Risse) in der Betonmatrix oder Reibgeräusche zwischen bereits bestehenden Schädigungen wie gegenüberliegenden Rissufern. In Abhängigkeit von der Lastintensität entstehen so Mikrorisse oder ganze Brüche. Da diese Vorgänge auch Quellen für AE-Aktivität sind, wird durch eine kontinuierliche Aufzeichnung und Auswertung der AE-Signale der Schädigungsgrad der untersuchten Probe abgebildet.

3 Ultraschallanalyse (US)

Bei der Ultraschallanalyse eines Baukörpers wird ein Ultraschallsignal (US) von einem Aktuator in den Baukör-

per geschickt und dessen Laufzeit bis zum Empfänger gemessen. Im Gegensatz zur Schallemissionsanalyse misst man also die Reaktion auf eine künstliche und beliebig wiederholbare Anregung des Prüfobjekts und nicht elastische Wellen, die durch Defekte im Testobjekt selbst entstehen [3].

Die Laufzeit und damit Geschwindigkeit des Ultraschallsignals ist primär von den elastischen Eigenschaften des Werkstoffs abhängig. Für Beton werden Impulse im Frequenzbereich 20–200 kHz angewendet. Im Vergleich zu Metallen ist dieser Bereich relativ niedrig. Im Beton kommt es aber bei höheren Frequenzen zu einer sehr starken Dämpfung des Signals. Grund hierfür sind die heterogene Struktur des Materials und die hohe Dichte an Streuquellen, wie die Oberfläche von Zuschlagkörnern in der Betonmatrix, und Mikrorisse. [3]

Wenn von einem US-Aktuator ein Signal auf einen festen Körper abgegeben wird, werden drei Wellenarten generiert:

- Oberflächenwellen
- Transversal- oder Scherwellen
- Longitudinal- oder Druckwellen

Die Oberflächenwelle ist die langsamste aller drei Wellenarten. Bei Transversalwellen bewegen sich die Teilchen rechtwinklig zur Ausbreitungsrichtung der US-Welle. Wohingegen sich bei Longitudinalwellen die Teilchen in Ausbreitungsrichtung bewegen und somit die Ausbreitungsgeschwindigkeit am höchsten ist. Dadurch sind sie beim Durchschallverfahren am einfachsten zu messen, da sie ungestört und als erstes im Detektor ankommen.

Die Ausbreitungsgeschwindigkeit des Ultraschalls hängt, wie bereits erwähnt, von den elastischen Eigenschaften und der Dichte des zu durchschallenden Mediums ab. Wenn die Dichte des Materials und die Wellengeschwindigkeit bekannt sind, kann man die elastischen Eigenschaften des Materials ermitteln. Für die Geschwindigkeit der Longitudinalwelle gilt folgender Zusammenhang [3]:

$$V = \sqrt{\frac{K \cdot E_d}{\rho}} \tag{2}$$

mit: V Druckwellengeschwindigkeit [m/s]
 E_d dynamischer E-Modul
 ρ Dichte des Materials

und

$$K = \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)} \tag{3}$$

mit: ν dynamische POISSONZahl

Zur Bestimmung der POISSONZahl (auch Querdehnungszahl) wird auf Erfahrungswerte zurückgegriffen. Mit einer angemessenen Abschätzung dieses Werts und der Dichte

des Materials kann der dynamische E-Modul aus der Messung der longitudinalen US-Ausbreitungsgeschwindigkeit durch folgende Gl. (4) berechnet werden:

$$E_d = \frac{V^2 \cdot \rho}{K} \tag{4}$$

Dieser Zusammenhang gibt eine sehr gute Charakterisierung des Materials, da sich sowohl die POISSONZahl ν als auch die Dichte ρ für verschiedene Betonmischungen samt Zuschlagstoffen nur relativ gering ändern.

Wie unter anderem in [4] gezeigt, besteht eine starke Korrelation zwischen der Veränderung des E-Moduls und der Entwicklung des Schädigungsgrads eines Strukturteils. Man kann somit die Veränderung des E-Moduls (dynamisch oder auch statisch) heranziehen, um auf den Schädigungsgrad rückzuschließen.

Eine Ultraschallmessung hat üblicherweise folgenden Ablauf:

- Generierung des US-Signals am Aktuator
- Einkoppelung des Signals in den Betonkörper
- Empfang des Signals im Detektor
- Verstärkung, Filterung und Bestimmung der Laufzeit des Signals

Für eine gute Einkoppelung und guten Empfang des US-Signals ist ein guter Anschluss der US-Sensoren an den Beton mittels geeignetem Koppelmittel erforderlich.

Die Anordnung von Aktuator und Detektor kann prinzipiell auf drei Arten erfolgen, Bild 3:

- (a) Auf gegenüberliegenden Seiten des Prüfkörpers (direkte Durchstrahlung)
- (b) Auf zueinander rechtwinklig orientierten Seiten (semi-direkte Durchstrahlung)
- (c) Auf der gleichen Seite (indirekte Durchstrahlung)

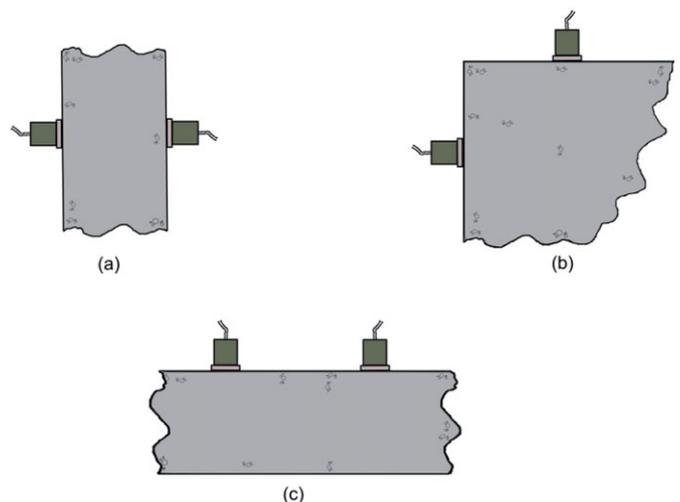


Bild 3 Mögliche Messkopfanordnung bei US-Messungen [3]
 Possible transducers arrangements of US-Measurements [3]

Anordnung (a) ist die zuverlässigste, da die Maximalenergie im rechten Winkel zum Aktuator abgestrahlt wird und auch der Transmissionspfad klar definiert ist.

Bei der indirekten Durchstrahlung (c) muss das Ausgangssignal reflektiert werden, um zum Empfangssensor zu gelangen. Dadurch kommt es zu deutlichen Intensitätsverlusten im Vergleich zu Anordnung (a). Auch der Pfad des US-Signals ist nicht eindeutig, da die Reflexion, obwohl üblicherweise an der Rückwand, auch an Schädigungen (Rissen) und Korngrenzen im Prüfkörper hervorgerufen werden kann.

Im Falle des in dieser Arbeit präsentierten Monitoring-Ansatzes, der auf der Kombination von AE- und US-Methoden basiert, wurde jedoch die Anordnung (c) gewählt, um alle Sensoren auf den relativ kleinen Prüfkörpern unterzubringen. Des Weiteren ist anzumerken, dass auch bei realen Strukturen eine direkte Durchstrahlung aufgrund der Unzugänglichkeit der gegenüberliegenden Seite meist nicht möglich ist.

Durch Platzierung der Sensoren in ermüdungsgefährdeten Regionen des Prüfkörpers ist gewährleistet, dass der Schädigungsgrad des Betons mit der Signallaufzeit korreliert.

Im Folgenden wird näher auf die Grundlagen der eigentlichen Testreihe, deren Durchführung und Auswertung eingegangen.

4 Grundlagen der Ermüdungsversuche

4.1 Festlegung des erforderlichen Lastlevels

Folgender Zusammenhang zur Beschreibung des Ermüdungsverhaltens von Beton auf charakteristischem Lastlevel unter Druckschwellbeanspruchung in Form von WÖHLERKURVEN ist bekannt. Vgl. hierzu auch [5 bis 7].

$$\text{Bezogene Oberspannung } S_o = \frac{\sigma_o}{f_c} = S_{c,max} \quad (5)$$

$$\text{Bezogene Unterspannung } S_u = \frac{\sigma_u}{f_c} = S_{c,min} \quad (6)$$

$$\text{Schwingbreite } \Delta S = S_o - S_u \quad (7)$$

$$\text{Spannungsverhältnis } R = \frac{S_o}{S_u} \quad (8)$$

mit: f_c Druckfestigkeit des Prüfkörpers

Im Bemessungskonzept des Model Code 2010 [1] sind die WÖHLERKURVEN aus Bild 4 inkludiert. Sie basieren auf Versuchen, die an der Leibniz-Universität-Hannover durchgeführt wurden (vgl. [8, 9]).

Die WÖHLERKURVE mit der bezogenen Unterspannung von $S_{c,min} = 0,05$ nach Model Code 2010 [1] zeigt eine

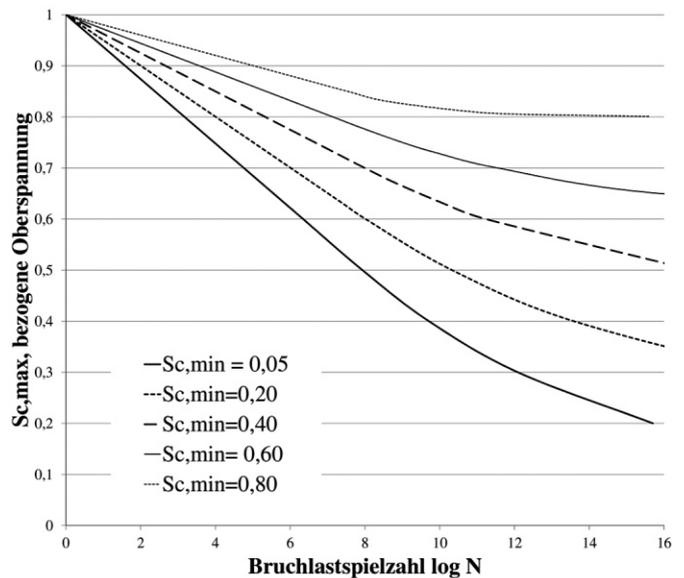


Bild 4 WÖHLERKURVEN gemäß CEB-FIP Model Code 2010 [1] für Beton unter Druckschwellbeanspruchung
WÖHLERLINES according CEB-FIP Model Code 2010 [1] for concrete under cyclic compression loading

deutliche Übereinstimmung mit der Kurve nach TEPFERS und KUTTI [6] unter den gleichen Randbedingungen.

Diese WÖHLERKURVEN können anhand der folgenden Gl. (9) bis (13) wiedergegeben werden.

Für $S_{c,min} > 0,8$: gilt die WÖHLERLINIE für $S_{c,min} = 0,8$.

Für $0 \leq S_{c,min} \leq 0,8$: gelten Gl. (9) und (10).

$$\log N_1 = \frac{8}{Y-1} \cdot (S_{c,max} - 1) \quad (9)$$

$$\log N_2 = 8 + \frac{8 \cdot \ln(10)}{Y-1} \cdot (Y - S_{c,min}) \cdot \log \left(\frac{S_{c,max} - S_{c,min}}{Y - S_{c,min}} \right) \quad (10)$$

$$\text{Mit } Y = \frac{0,45 + 1,8 \cdot S_{c,min}}{1 + 1,8 \cdot S_{c,min} - 0,3 \cdot S_{c,min}^2} \quad (11)$$

wobei gilt:

$$\text{(a) wenn } \log N_1 \leq 8, \text{ dann } \log N = \log N_1 \quad (12)$$

$$\text{(a) wenn } \log N_1 > 8, \text{ dann } \log N = \log N_2 \quad (13)$$

Das Sicherheitskonzept des Model Code 2010 [1] beinhaltet die folgenden Sicherheitsbeiwerte. Statt der Druckfestigkeit f_c wird die Bezugsspannung mit dem Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit $f_{cd,fat}$ nach Gl. (1) angegeben.

In Abhängigkeit von der Betonfestigkeit wird somit in diesem Bemessungskonzept der Bezugswert auf mindestens 54% abgemindert (vgl. hierzu Bild 1). Zusätzlich werden noch die Sicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- und Lastseite nach den gültigen Normen berücksichtigt.

4.2 Prüfkörper und Versuchsaufbau

Ziel dieser Versuche ist es, ein Monitoring-System für ermüdungsgefährdete Betonstrukturen auf Laborlevel zu entwickeln, welches auf Ultraschall- und Körperschall-Sensortechniken beruht. Das Messsystem, welches bei den Labor-Prüfkörpern angewandt wird, besteht aus zwei Ultraschallsensoren (Sender- und Empfänger-Paar), einem Körperschallsensor, Datenerfassungs-Software, Signal-Verstärker-Hardware und einer selbst entwickelten Mess- und Bewertungs-Software. Für die Testkampagne wurden Prüfkörper aus hochfestem Beton im TPA-Labor-Stuttgart der Ed. Züblin AG hergestellt. Die mit Sensoren bestückten Prüfkörper wurden in der Prüfmaschine für zyklische Belastung am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität für Bodenkultur Wien getestet.

Für die Herstellung der Prüfkörper wurde der Beton in größere Platten mit einer Höhe von 18 cm gegossen. Die Prüfkörper wurden nach Erhärten des Betons mit Kernbohrgeräten aus der Platte entnommen. Danach folgte eine siebentägige Wasserlagerung der Bohrkern (Prüfkörper). Bis zu den Versuchen wurden die Prüfkörper bei Raumtemperatur gelagert.

Bei den beschriebenen Versuchen kam ein Beton mit der Festigkeitsklasse C80/95 zum Einsatz. Der verwendete Beton ist ein speziell entwickelter Offshore-Beton. Die Versuche wurden durchgeführt, um Erfahrungen und Messwerte in diesem Bereich zu sammeln. Die zylindrischen Prüfkörper besitzen einen Durchmesser von 6 cm und eine Höhe von 18 cm = 3 × Durchmesser (Bild 5). Somit wird sichergestellt, dass die Querdehnungsbehinderung im mittleren Bereich des Prüfkörpers ausgeschaltet ist.

Zum Zeitpunkt der Materialprüfung und der zyklischen Testreihe besaßen die Prüfkörper ein Alter von 450 Tagen (1 Jahr und 3 Monate). Somit kann realitätsnah abgebildet werden, dass die hohe Zahl der zyklischen Lastspiele bis zum Bruch bei Betonstrukturen (z. B. Brücken oder Offshore-Strukturen) auch erst nach einigen Jahren auftritt und nicht bei einer 28-Tage-Festigkeit.

Vor dem Beginn der eigentlichen Versuchsreihe wurden folgende Materialtests vorgenommen:

- Bestimmung der mittleren Bruchlast der Prüfkörper
- Bestimmung des dynamischen E-Moduls mittels Ultraschallverfahren (vgl. hierzu auch [4])
- Bestimmung des statischen E-Moduls des Prüfkörper-Betons nach [10] und [11]

Folgende Ergebnisse wurden erzielt:

Die mittlere Bruchlast der Betonprüfkörper beträgt 304 kN und wurde gemäß DIN 1048-5 [10] ermittelt (Bild 6).

Der dynamische E-Modul wurde mithilfe des Ultraschallverfahrens und unter Verwendung von Gl. (4) ermittelt. Der Mittelwert dyn E_{cm} beträgt 60034 N/mm², vgl. Tab. 1.

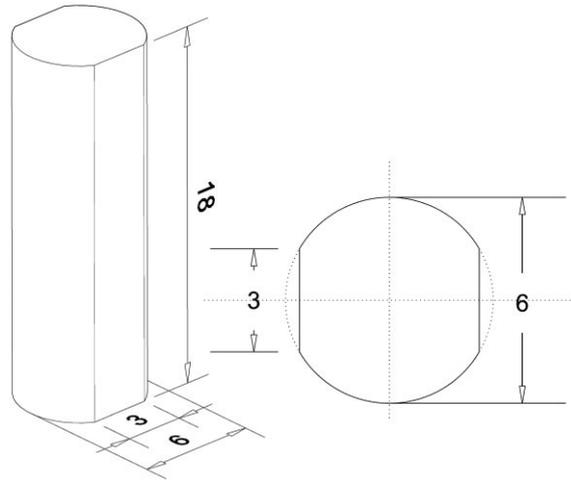


Bild 5 Geometrie der Prüfkörper [cm]
Geometry of the specimens [cm]



Prüfkörper: Zylinder D = 6 cm und H = 18 cm Fläche A = 2827,43 (mm²)

25.11.2011	max. Prüfkraft (kN)	$f_{ck,cyl}$ (N/mm ²)
Prüfkörper 1	309,00	109,29
Prüfkörper 2	311,00	109,99
Prüfkörper 3	296,00	104,69
Prüfkörper 1	306,00	108,23
Prüfkörper 2	301,00	106,46
Prüfkörper 3	299,00	105,75
Mittelwert:	303,67	107,40
Standardabweichung:	5,92	2,09
$r(n, 1-\gamma)$	1,78	
$v(n, 1-\alpha)$	1,92	
$k_T = (r \cdot v)$	3,40	
Toleranzbereich: $T = f_{cm} \pm k_T \cdot S$		
5%-Fraktile +	323,82	114,53
5%-Fraktile -	283,52	100,27
Toleranzbereich	40,30	
Toleranzbereich in %	13,27	



Bild 6 Bruchlastermittlung
Fracture load measurement

Tab. 1 Dynamischer E-Modul
Dynamic E-Modulus

Proben Zylinder 10 × 20	l [m]	t [µs]	v_us [m/s]	E_Dyn [N/mm ²]	
GK 16	1	0,198	37,92	5222	61.970
	2	0,1965	39,2	5013	57.114
	3	0,197	38,04	5179	60.959
GK 08	4	0,197	38,32	5141	60.072
	5	0,195	37,96	5137	59.980
	6	0,195	37,92	5142	60.106

Das Größtkorn hatte keinen Einfluss. Es muss angemerkt werden, dass der dynamische E-Modul im unbelasteten Zustand gemessen wurde. Wenn Last vorhanden ist, wie zum Beispiel bei der statischen E-Modulprüfung, ist der dynamische E-Modul immer etwas größer als der statische.

Für die statische E-Modul-Prüfung wurden sechs Normprüfkörper (Durchmesser = 10 cm, Höhe = 20 cm, 3PK mit Größtkorn 16 mm und 3PK mit Größtkorn 8 mm) nach [10] und [11] herangezogen und anschließend abgedrückt. Es wurde ein mittlerer E-Modul E_{cm} von 60800 N/mm² gemessen (Bild 7). Das Größtkorn hatte keinen Einfluss. Der hohe E-Modul ist auf die Verwendung von Anorthosit und Granit als Zuschlagstoff und das Alter zurückzuführen.

Vor den Versuchen wurden die Druckflächen der Körper planparallel geschliffen. Zusätzlich wurden an zwei gegenüberliegenden Positionen ebene Flächen mit einer Breite von ca. 3 cm eingeschliffen.



Nr.	F_{max} [kN]	s_m [N/mm ²]	F_b [N/mm ²]	A [mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	ϵ_u [N/mm ²]	σ_o [N/mm ²]	ϵ_o [N/mm ²]
1	269,44	36,61	–	7.359	63.746	3,34	0,00	31,96	0,05
2	270,85	36,73	–	7.375	60.409	3,35	0,01	31,88	0,05
3	271,74	36,17	–	7.512	57.860	3,31	0,01	31,31	0,05
4	250,00	33,48	–	7.466	59.829	3,30	0,01	31,52	0,05
5	250,04	33,22	–	7.528	60.201	3,27	0,00	31,25	0,05
6	250,02	33,63	–	7.436	63.302	3,32	0,00	31,62	0,05

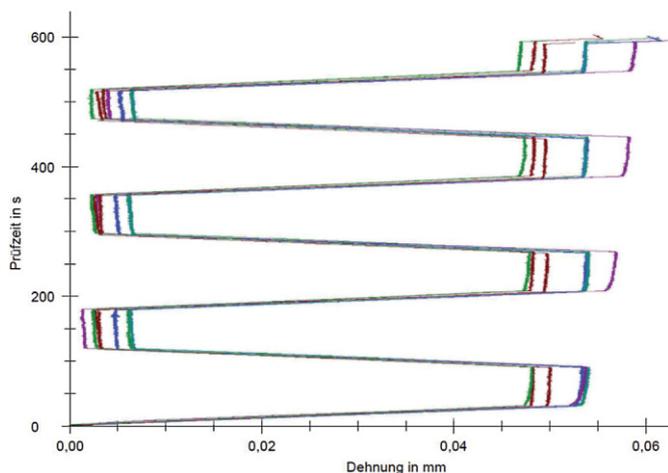


Bild 7 Bestimmung des statischen E-Moduls
Measurement of the static E-Modulus

Es wurden insgesamt 18 Versuche gefahren. Davon wurden 13 Prüfkörper mit einer bezogenen Oberspannung von 70 % der Bruchlast belastet, ein Prüfkörper mit 73 % der Bruchlast, und die restlichen vier Prüfkörper mit einem niedrigeren Lastlevel beansprucht. Für genaue Werte vgl. Tab. 2 und Bild 9 in Abschn. 5.

Da die Beschaffenheit eines jeden einzelnen Prüfkörpers (Ebenheit der Schnittfläche, Ausrichtung in der Prüfmaschine) einen großen Einfluss hat, konnte zum Teil eine hohe Streuung der Bruchlastspielzahlen beobachtet werden.

Jeder Prüfkörper wurde mit

- DMS
- AE-Sensoren
- US-Sensoren
- Highspeed-Kamera

beobachtet.

Es wurde ein Lastlevel mit 70 % der Druckfestigkeit als Oberspannung und 5 % der Bruchlast als Unterspannung gewählt, da hiermit eine Bruchlastspielzahl nach WÖHLER von $10^{4,76} = 57.544$ erreicht wird. Für diese Anzahl an Lastwechseln ist gewährleistet, dass die Ankopplung der Sensoren und der DMS funktioniert. Bei höheren Lastwechselzahlen kann es zu Ausfällen und Abkopplung der Sensorik kommen.

Es werden folgende Ziele mit dieser ersten Versuchsreihe verfolgt:

- (a) Verhalten des Betons unter zyklischer Belastung bis hin zum Bruch wird untersucht.
- (b) Herstellen einer Korrelation zwischen US-Laufzeitmessung und E-Modul-Veränderung.
- (c) Somit auch Feststellung des Schädigungsgrades.

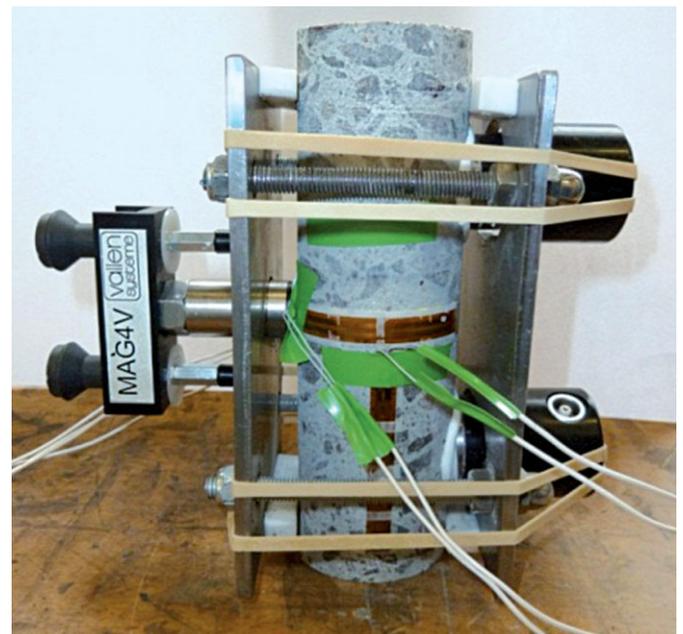


Bild 8 Prüfkörper mit Sensoren
Specimen with sensors

Tab. 2 Versuchsprogramm und Bruchlastspielzahlen N
Test program and number of loadcycles to failure N

Nr. [-]	S _{c,max} [%]	S _{c,min} [%]	N LW	N log	f [Hz]
A0-V1	70	5	64.583	4,8101182	3
A0-V2	70	5	46.169	4,6643505	3
A0-V3	70	5	12.575	4,099508	3
A0-V4	70	5	19.246	4,2843405	3
A0-V5	70	5	23.282	4,3670203	3
A0-V6	70	5	22.751	4,3570005	3
A0-V7	70	5	102.355	5,0101091	3
A0-V8	70	5	23.106	4,3637248	3
A0-V9	70	5	68.595	4,8362925	3
A1-V1	70	5	36.966	4,5678025	3
A1-V2	70	5	199.132	5,2991411	3
A1-V3	70	5	83.303	4,9206606	3
A2-V1	63	5	1.033.954	6,0145012	3
A2-V2	66	5	292.375	5,4659402	3
A2-V3	66	5	5.612.700	6,7491718	3
A3-V1	68	5	763.310	5,882701	3
A3-V2	73	5	12.376	4,0925803	3
A3-V3	70	5	52.196	4,7176372	3

(d) Korrelation zwischen US- und AE-Hit-Rate. Ergebnisse von zwei unterschiedlichen Messsystemen können somit zur Lebenszeitabschätzung herangezogen werden.

5 Versuchsergebnisse und Auswertung

Um das Monitoring-System zu entwickeln, wurden einstufige WÖHLERversuche mit Betonproben aus C80/95 durchgeführt.

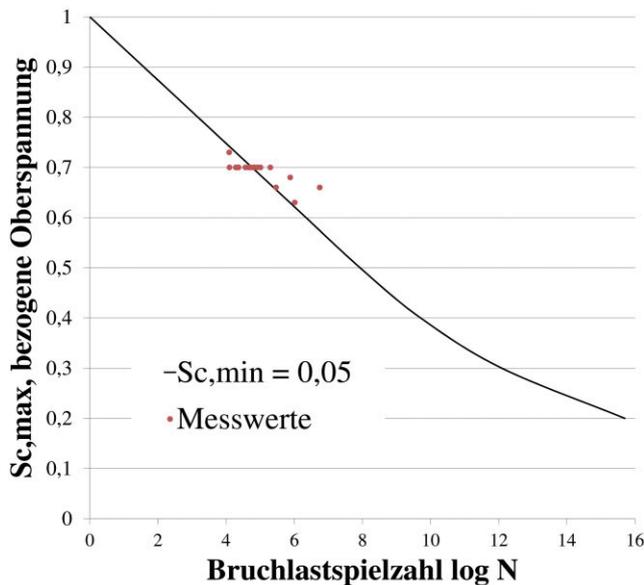


Bild 9 Bruchlastspielzahlen der einzelnen Prüfkörper
Number of load cycles to failure of each specimen

Versuchsreihen A0 und A1 wurden mit einer konstanten bezogenen Oberspannung von S_{c,max} = 0,7 beaufschlagt. Die bezogene Unterspannung S_{c,min} betrug immer 0,05. Bei den Testreihen A2 und A3 wurde die Oberspannung variiert (vgl. auch Tab. 2). In Bild 9 wurden die Bruchlastspielzahlen der einzelnen Prüfkörper in das WÖHLERdiagramm nach Model Code 2010 [1] eingetragen.

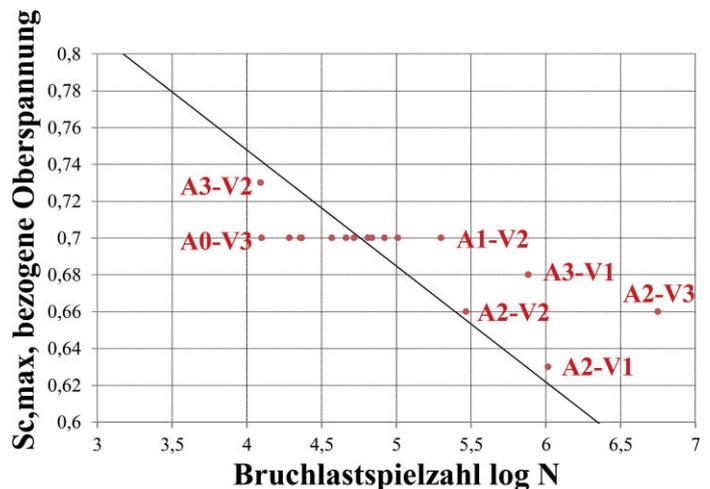
Die Streuung der Bruchlastspielzahl kann zu einem großen Teil auf die Streuung der statischen Kurzzeitfestigkeit zurückgeführt werden (vgl. auch [8, 9]). Hierfür wurden sechs Proben zur Bruchlastbestimmung herangezogen und der zugehörige Mittelwert und Standardabweichung ermittelt. Mithilfe des K-Werts nach [12] können der mögliche Toleranzbereich festgelegt und die obere und untere Streuungsgrenze der Bruchlastspielzahl errechnet werden. Es wird deutlich, dass beispielsweise die Streuungen für die Versuchsreihe auf Lastlevel S_{c,max} = 0,7 innerhalb des Bereichs zu liegen kommt, der mit der statischen Streuung der Druckfestigkeit von 0,633 f_{cm} bis zu 0,766 f_{cm} begründet werden kann (Bild 10).

Theoretischer Toleranzbereich für die Oberspannung:

$$T_{st}^o = S_o + \frac{(k_T \cdot S)}{f_{cm}} = 0,766 \tag{14}$$

$$T_{st}^U = S_o - \frac{(k_T \cdot S)}{f_{cm}} = 0,633 \tag{15}$$

Jeder Prüfkörper wurde bei den einstufigen WÖHLERversuchen bis zum Bruch zyklisch belastet. Während der Versuche wurden die Dehnungen in Abhängigkeit von der Lebenszeit des Prüfkörpers gemessen, die AE-Hits mithilfe des Körperschallsensors aufgenommen und die Laufzeit des Ultraschallsignals bestimmt.



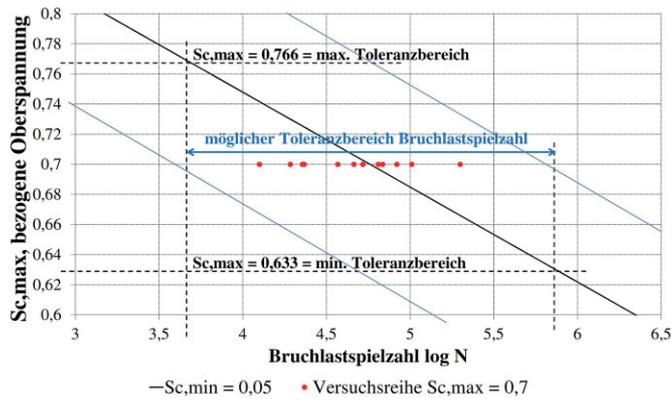


Bild 10 Toleranzbereich der Bruchlastspielzahlen
Range of tolerance concerning the number of load cycles to failure

US- und AE-Messung können nicht gleichzeitig laufen, da die generierten US-Signale die akustische Emission stören. Deshalb wurde die Messung der AE-Hits in regelmäßigen Abständen unterbrochen, um US-Laufzeitmessungen durchzuführen, und anschließend wieder gestartet. Die Entwicklung der Messwerte in Abhängigkeit von der Lebenszeit des Betonprüfkörpers wird in Bild 11 wiedergegeben.

Die folgende Systematik ist bei allen Versuchen erkennbar. Nach Beginn der zyklischen Druckschwellbelastung erkennt man eine deutliche Erststeigerung der AE-Hits und eine deutliche Verlängerung der Laufzeit und damit Einbruch der Geschwindigkeit des Ultraschallsignals. Die Dehnungen erfahren auch einen parabolischen Verlauf (Anstieg). Danach folgt ein Bereich, der fast 80 % der Lebenszeit des Prüfkörpers entspricht. In diesem Bereich ist ein kontinuierlich leichter Rückgang der Geschwindigkeit des Ultraschallsignals zu erkennen, die AE-Aktivität bleibt über diese Zeit fast unverändert.

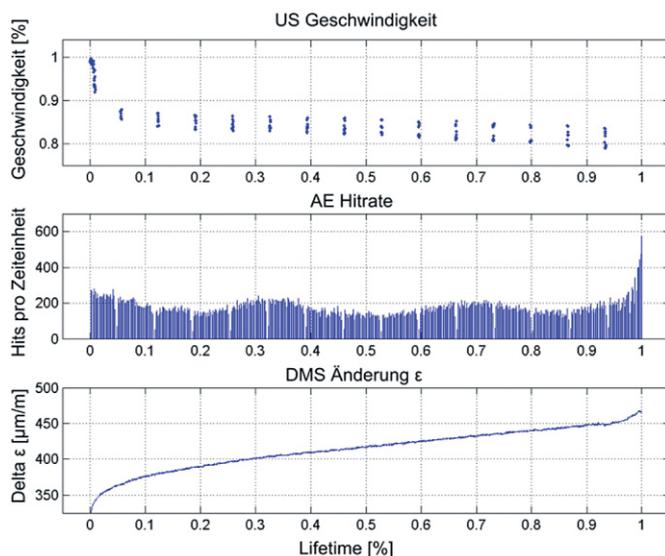


Bild 11 Ultraschallsignal, aufsummierte Körperschall-Hits und Dehnungen des Prüfkörpers über die Lebenszeit hinweg
US-signal, cumulative AE-hits and strain over the specimens lifetime

Eine Lebenszeitabschätzung ausschließlich mit einem AE-Sensormesssystem wäre äußerst schwierig, solange man sich auf diesem langen Plateau befindet. Erst nach Erreichen von 80 % der Lebenszeit kommt es zu deutlichen Veränderungen bei der AE-Aktivität. Es erfolgt ein plötzlicher Anstieg der Hits bis hin zum Bruch.

Die Geschwindigkeit des Ultraschallsignals nimmt mit der Belastungs- und Lebenszeit ab. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit von Ultraschall reagiert auf Änderungen in Anzahl und Größe von Mikrorissen und -schädigungen im Betonprobekörper. Die Messung der US-Laufzeit wird während laufendem Belastungsprogramm durchgeführt und kann daher zu einem zufälligen Zeitpunkt des Lastzyklus erfolgen. Bei maximaler Last werden die Risse komprimiert und sind für das Signal weniger sichtbar, während sie bei minimaler Belastung weiter geöffnet sind und ein größeres Hindernis darstellen. In Bild 12 ist dieser Sachverhalt durch die Minimum- und Maximum-Kurven dargestellt.

Bis zum Bruch kann es zu einer Reduzierung der Geschwindigkeit auf bis zu 50 % der Anfangsgeschwindigkeit kommen. Dies bedeutet dann im Umkehrschluss, dass der dynamische E-Modul kurz vor dem Bruch auf ein Viertel des E-Moduls des ungeschädigten Betons sinkt. Es gibt eine Korrelation zwischen der Änderung des E-Moduls und dem Schädigungsgrad eines Querschnittsbereichs, vgl. auch [4]. Mithilfe der Ultraschall-Messungen wird die Veränderung des dynamischen E-Moduls verfolgt. Damit bietet sich die Möglichkeit, ausgehend vom bestimmten statischen E-Modul des ungeschädigten Betons, zu Beginn der Lebenszeit eines Bauwerks den Schädigungsgrad kontinuierlich zu überprüfen.

Unterstützt und abgesichert werden diese Annahmen mit den Messungen der Körperschallsensoren. Auch hier

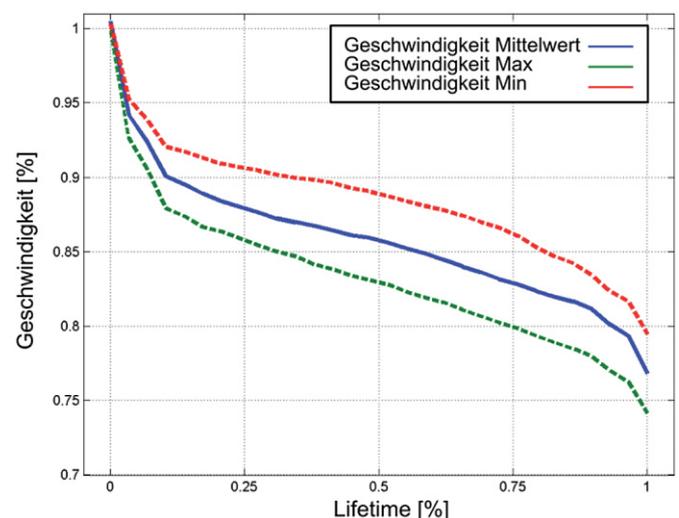


Bild 12 Entwicklung der Geschwindigkeit des US-Signals über die Prüfkörper-Lebenszeit hinweg
US-velocity development over specimens lifetime

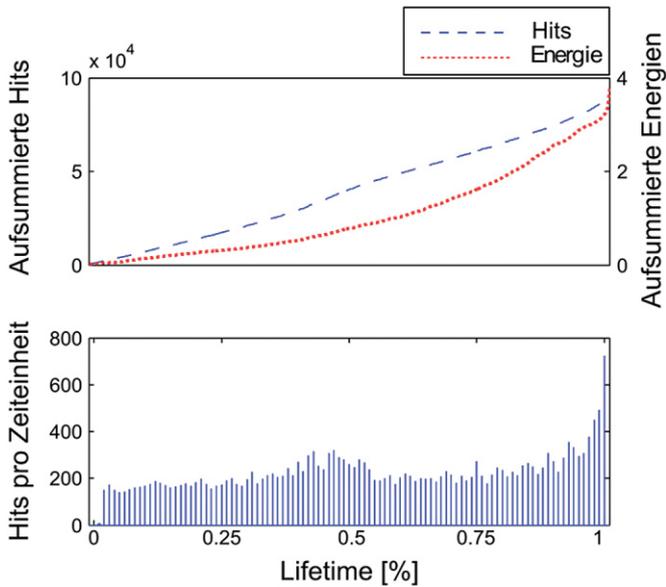


Bild 13 Hitrate, aufsummierte Hits und aufsummierte Energie über die Lebenszeit des Prüfkörpers
Hitrate, cumulative hits and cumulative energy over the specimens lifetime

zeigt sich ein signifikanter Verlauf über die Lebenszeit (Bild 13). Es wird deutlich, dass das Körperschallsignal des Betons mit dem Schädigungsgrad an Intensität zunimmt.

Eine Schwierigkeit bei einem Langzeit-Monitoring ist die Beherrschung des großen Datenvolumens, das durch die Aufzeichnung mit hohen Datenraten anfällt. Somit ist eine kontinuierliche Messung und Aufzeichnung der Körperschallaktivitäten im Beton über 25 bis 30 Jahre praktisch nicht durchführbar.

Ein möglicher Ausweg ist, die kontinuierliche Messung durch mehrere punktuelle Messungen der AE-Aktivität bei einer definierten Anregung zu bestimmten Zeitpunkten im Lebenszyklus der untersuchten Struktur zu ersetzen. Durch die gleichbleibende Anregungsintensität kann aus der Veränderung der AE-Aktivität auf den Schädigungsgrad im Bauteil (Bauwerk) geschlossen werden.

6 Mögliche Einsatzgebiete des Monitoring-Systems

Wie schon bereits in [4] und [13] beschrieben, sind Offshore-Gründungsstrukturen für Windenergieanlagen (Bild 14) sehr hohen Lastwechselzahlen unterworfen, welche aus den ständigen und zyklischen Wind-, Wellen- und Anlagenlasten herrühren. Die Strukturen sind hochdynamisch beansprucht und somit ist auch die Betonermüdung ein sehr großes Thema. Das Monitoring-System kann eingesetzt werden, um den Schädigungsgrad der Betonstruktur in den hochbelasteten Bereichen feststellen zu können. Es müssen vorher die für die Tragfähigkeit der Struktur entscheidenden Bereiche lokalisiert werden, um diese dann ausreichend mit Sensoren zu instrumentieren.

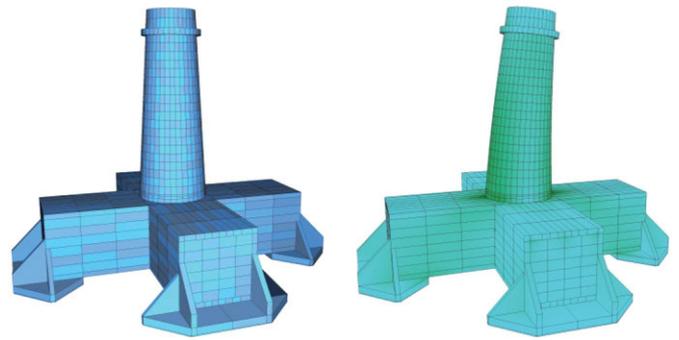


Bild 14 FE-Modell einer Gründungsstruktur für Offshore-WEA
FE-Model of a foundation for Offshore-Windenergy-Plants

Da alle Strukturen im Offshore-Bereich durch Salzwasser und den Wellenschlag in der Wasserwechselzone einem hoch korrosiven Milieu ausgesetzt sind, besteht der Bedarf, die Sensoren konstruktiv robust auszubilden. Auch im Unterwasserbereich ist der Bewuchs von Meeresfauna, wie Algen und Muscheln, ein nicht zu unterschätzendes Thema. Alle Sensoren müssen so konstruiert sein, dass sie mindestens 30 Jahre überdauern und funktionstüchtig bleiben. Dies ist zum heutigen Zeitpunkt noch nicht möglich.

Ein weiterer möglicher Einsatzbereich des Monitoring-Systems wird in [14] beschrieben. Es werden Monitoring- und Inspektionstrategien für bestehende Tragstrukturen, insbesondere Brücken, eingesetzt, um die Zuverlässigkeit einer Struktur (Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit) und damit die Sicherheit des Verkehrs auf der Tragstruktur zu beurteilen und bewerten zu können. Laut der Nachrechnungsrichtlinie BMVBS:2011-05 [15] kann, um die Nachweisklasse B und C zu erreichen, die Nachweisklasse der Stufe 3 verwendet werden, welche Monitoringdaten beinhaltet (Bild 15).

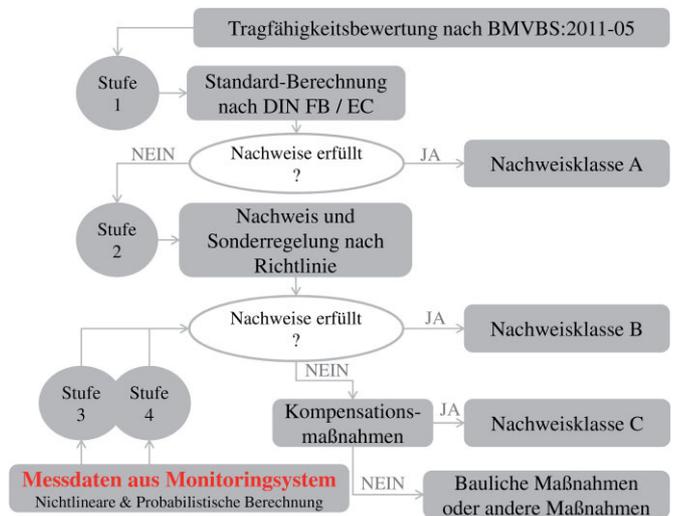


Bild 15 Ablaufschema der Nachrechnung nach BMVBS [15]
Flow chart of recalculation according BMVBS [15]

Als Ursprung dieser Daten kann das vorgestellte Monitoring System mit zeitlich punktuellen Messungen bei einer definierten Anregung (normierter Unwuchterreger) eingesetzt werden. Durch die immer gleichbleibende Anregungsintensität kann die Veränderung des Körperschall- und auch Ultraschallsignals auf den Schädigungsgrad im Bauteil (Bauwerk) zurückgeführt werden.

Mit dem gemessenen Schädigungsgrad (Änderung des E-Moduls) können Lastumlagerungen mithilfe eines FE-Modells simuliert werden und somit das FE-Modell im Laufe der Lebenszeit des Bauwerks Schritt für Schritt angepasst werden (vgl. auch [4]). Auch kann mit Zunahme der Lebenszeit eine Prognose über die verbleibende Restlebenszeit mit probabilistischen Einflüssen aus Lastzyklen gegeben werden.

Bei allen Untersuchungen und Einschätzungen von Bauwerken ist es von erheblichem Vorteil, eine Nullmessung, also eine Messung im ungeschädigten Zustand des Bauwerks, durchzuführen. Nur so kann mit erheblicher Genauigkeit der Grad der Schädigung festgestellt werden. Bei Brücken im Bestand mit ca. 80–90jähriger Lebenszeit ist es schwierig, den aktuellen Schädigungsgrad ohne weitere Hintergrundinformationen festzustellen.

Literatur

- [1] CEB – Comité Euro-international du Béton: „CEB-FIP Model Code 2010“. Bulletin d'Information, No. 65/66, März/April 2012.
- [2] VALLEN, H.: *Die Schallemissionsprüfung: Informationsschriften zur zerstörungsfreien Prüfung*. Band 6, Castell-Verlag GmbH, Wuppertal 2003.
- [3] BUNGEY, J. H.; MILLARD, S. G.; GRANTHAM, M. G.: *Testing of concrete in structures*. Taylor & Francis, London, 2006.
- [4] URBAN, S., STRAUSS, A., MACHO, W., BERGMEISTER, K., DEHLINGER, C., REITERER, M.: *Zyklisch belastete Betonstrukturen*. Bautechnik 89 (2012), Heft 11, S. 737–753.
- [5] PETKOVIC, G., LENSCHOW, R., STEMLAND, H. AND ROSSELAND, S.: *Fatigue of High-Strength Concrete*. In: High-strength concrete: Second International Symposium, American Concrete Institute (ACI Special Publication 121), S. 505–525, Detroit, 1990.
- [6] TEPFERS, R., KUTTI, T.: *Fatigue strength of plain, ordinary and lightweight concrete*. ACI Journal, Nr. 5, S. 635–652, 1979.
- [7] TUE, N.V., MUCHA, S.: *Ermüdungsfestigkeit von Hochfestem Beton unter Druckbeanspruchung*. Bautechnik 83 (2006), Heft 7, S. 497–504.
- [8] WEFER, M.: *Materialverhalten und Bemessungswerte von ultrahochfestem Beton unter einaxialer Ermüdungsbeanspruchung*. Dissertation, Leibniz Universität Hannover, Institut für Baustoffe, 2010.
- [9] LOHAUS, L., WEFER, M., ONESCHKOW, N.: *Ermüdungsbemessungsmodell für normal-, hoch-, und ultrahochfeste Betone*. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011), Heft 12, S. 836–846.
- [10] DIN 1048-5: *Prüfverfahren für Beton, Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper*. Beuth, Berlin, 1991.
- [11] ONR 23303: *Prüfverfahren Beton (PVB)*. Nationale Anwendung der Prüfnormen für beton und seiner Ausgangsstoffe, 2010.
- [12] WILRICH, P.-TH., HENNING, H.-J.: *Formeln und Tabellen der angewandten mathematischen Statistik*. Springer-Verlag, Berlin 1998.
- [13] URBAN, S., STRAUSS, A., WAGNER, R., REITERER, M., DEHLINGER, C.: *Experimentelle Untersuchung von ermüdungsbeanspruchten Betonstrukturen zur Feststellung des realen Schädigungsgrades*. Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012), Heft 7, S. 463–475.
- [14] AHRENS, M., STRAUSS, A., BERGMEISTER, K., MARK, P., STANGENBERG, F.: *Lebensdauerorientierter Entwurf, Konstruktion, Nachrechnung*. Betonkalender 2013: Lebensdauer und Instandsetzung, Brandschutz, Ernst & Sohn, Berlin 2013.
- [15] BMVBS: 2011-05, *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand*. 05/2011, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung.

7 Ausblick

Die in diesem Beitrag vorgestellten Ermüdungstests und deren Auswertung zeigen, dass das Monitoring-System und die dafür ausgewählten Sensoren ein Schritt in die richtige Richtung von Fatigue-Monitoring ist. Durch die Kombination der Sensoren, die unterschiedlich intensiv und zu verschiedenen Lebenszeiten des Prüfkörpers den Schädigungsgrad wiedergeben, wird sichergestellt, dass der Schädigungsgrad von Beginn der Tests bis zum Bruch des Probekörpers messbar ist. Die US-Messungen zeigen die Veränderungen des elastischen Verhaltens schon von Anfang an, wohingegen die Körperschallmessungen zum Ende hin sehr gute Ergebnisse liefern.

Als nächster Schritt sind Bauteilversuche geplant, in denen das Monitoring-System in größerem Maßstab getestet wird. Auch werden dann die Einflüsse durch die Bewehrung im Beton sichtbar.

Dank

Dieses Projekt wird von der ZIT Wien, RLACS und ILATAS gefördert.

Autoren



Dipl.-Ing. Susanne Urban
Strabag AG
Zentrale Technik
Donau-City-Straße 9
1220 Wien
susanne.urban@zueblin.de



Dipl.-Ing. Dr.techn. Michael Reiterer
RED Bernard GmbH
Geschäftsführer
Nordbahnstraße 36
1020 Wien
michael.reiterer@bernard-ing.com



Mag. Richard Wagner
RED Bernard GmbH
Nordbahnstraße 36
1020 Wien
richard.wagner@bernard-ing.com



Dr.-Ing. Christian Dehlinger
Ed. Züblin AG
Albstadtweg 3
70567 Stuttgart
christian.dehlinger@zueblin.de



Prof. Dipl.-Ing. Dr.nat.techn. Alfred Strauss
Universität für Bodenkultur
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Peter-Jordan-Straße 82
1190 Wien
alfred.strauss@boku.ac.at



Prof. Dipl.-Ing. Dr.Dr. Konrad Bergmeister
Universität für Bodenkultur
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Peter-Jordan-Straße 82
1190 Wien
konrad.bergmeister@boku.ac.at

**2.4 Dynamically loaded Concrete Structures
(Structural Concrete, Heft 4, 2014)**

Dynamically loaded Concrete Structures

Monitoring based assessment of the real degree of fatigue deterioration

Susanne Urban • Alfred Strauss • Robert Schütz • Konrad Bergmeister • Christian Dehlinger

Abstract

Considering dynamically loaded concrete structures, the determination of the real degree of fatigue damage of a structure on-site is a very demanding process and is not explored in depth. Calculation concepts according to actual Codes and Specifications (e.g. CEB-FIP Model Code 2010 [1]) do not offer efficient results to this task. However, the permanent monitoring from the erection of a structure up to the end of its lifetime is seen as a very promising possibility to assess constantly the degree of damage. This article takes a closer look at the concrete fatigue concept of the Model Code 2010 [1], shows a FE-simulation of a time depending fatigue process of an offshore-foundation for wind energy plants and presents a fatigue monitoring concept including laboratory tests, which enables the detection of the real degree of deterioration of a concrete structure. During tests the use of ultrasound could be identified as the most appropriate method. Measuring wave velocity enables the determination of the dynamic E-Modulus, which correlates to the degree of damage within the considered cross section of the structure.

Keywords Concrete fatigue; Monitoring; Deterioration Assessment

This article has been accepted for publication and undergone full peer review but has not been through the copyediting, typesetting, pagination and proofreading process, which may lead to differences between this version and the Version of Record. Please cite this article as doi: 10.1002/suco.201300095.

Submitted: 20-Nov-2013

Revised: 17-Jan-2014

Accepted: 01-Mar-2014

© 2014 Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin

Accepted Article

1 Introduction

The primary target of current codes and standards is to guarantee the stability and serviceability of structures under economical compatibility and changing environmental conditions. In order to carry out the analysis according to the code, the semi-probabilistic partial safety concept is often used in terms of service-, ultimate- and fatigue-limit-state regarding the planned lifetime of a structure. At the moment, the description of fatigue processes and the form how to verify the stability of structures due to fatigue is given in the following regulations and codes:

- Comité Euro-International du Béton (fib Model Code 2010) [1]
- European Committee for Standardization, (EN 1992-1-1) [2]
- German Institut for Standardization (DIN 1045-1, 10.8.3) [3]
- Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt-guideline for wind energy plants) [4]
- Det Norske Veritas (DNV-OS-C502) [5]
- Germanischer Lloyd (IV Part 6, Section 5) [6]

Until now every Model-Code-version was the base for future codes for concrete structures, for example the Model Code 1990 [7] had a strong influence on the code development of the EC2, EN 1992-1-1 [2]. Whereas existing operational codes are legal documents, based on mature knowledge, the Model Code also takes into account new developments. The intention of the fib Model Code 2010 [1] is the contribution to the development of improved design methods and the application of improved structural materials.

But for some structures and construction concepts, these guidelines only offer very conservative or even uneconomical results. For example the real degree of deterioration within a concrete structure with fatigue risk is in general different to

the degree calculated according to code specifications, which use the Palmgren-Miner-Rule (Equ. 11) to deal with various load levels. See also [8] and [9]. It is self-evident that the combination of information from monitoring systems and maintenance operations would have a positive effect on the realistic assessment of the planned and residual lifetime of concrete structures. Therefore it is of great importance, to take advantage of the possibilities of monitoring systems in order to detect even the first stages of fatigue processes.

2 Fatigue of concrete

As mentioned before, the base of almost all concrete fatigue design concepts is the CEB FIP Model Code [1]. The Wöhler curves (see Figure 1), used in the design concept of the CEB-FIP Model Code 2010 [1], are based on research results of normal-strength, high-strength and ultra-high-strength concrete fatigue done by Lohaus, Wefer and Oneschkow [10,11], at the Leibniz University Hannover. The specimens in the examination done in Hannover had a cylindrical form with a diameter of 60mm and a height of three times their diameter (180mm). The specimens were loaded with a frequency of 10 Hz and 60 Hz.

The difference to the Wöhler curves applied in the CEB-FIP Model Code 1990 [7], is the additional consideration of ultra-high strength concrete up to a cylinder strength of 180N/mm². In the Model Code 1990 [7] concretes with a higher strength than 100N/mm² (see [12]) were not considered. The Wöhler curves according CEB-FIP Model Code 1990 [7] are also presented in Figure 1 in dashed lines.

Fig 1 Woehler curves for concrete under compression loading according to CEB-FIP Model Code 2010 [1] and CEB-FIP Model Code 1990 [7].

The fatigue design concept according to the Model Code 2010 [1] assumes that the characteristic compressive strength of concrete is decreasing when a fatigue loading is imposed on a concrete structure. Therefore the input values of the Wöhler curves always refer to the time depending fatigue reference compressive strength $f_{cd,fat}$ described in equation (1). The fatigue strength of concrete depends on the age of the concrete at the beginning of fatigue loading. The time depending aspect is being considered with $\beta_{cc}(t)$.

$$f_{cd,fat} = \beta_{c,sus} \cdot \beta_{cc}(t) \cdot \left[f_{ck} \left(1 - \frac{f_{ck}}{40 \cdot f_{ck0}} \right) \right] / \gamma_c \quad (1)$$

With $\beta_{c,sus} = 0,85$; $f_{ck0} = 10$ MPa (reference strength) and $\gamma_c = 1.50$ (material safety factor for concrete).

In Figure 2 the relation between f_{ck} and $f_{cd,fat}$ is presented. The value of $f_{cd,fat}$ can vary between 54% and 34% of the static concrete strength f_{ck} , depending on the strength class of the concrete.

The time depending aspect has significant effect on the design and dimensioning of a structure. When the first load cycles are imposed on a young concrete structure the design results deriving from it will be less economical than for an older concrete structure. See also [8] and [9].

Fig 2 Fatigue strength of concrete: Inter-relation between f_{ck} and $f_{cd,fat}$ according to CEB-FIP Model Code 2010 [1].

A load that causes fatigue effects to the concrete matrix has to be expressed by using the maximum compressive stress level $S_{cd,max}$ (see Equation (3)) and the minimum compressive stress level $S_{cd,min}$ (see Equation (4)). These values contain

the maximum and minimum compressive stresses $\sigma_{c,max}$ and $\sigma_{c,min}$ related to the time depending fatigue reference compressive strength $f_{cd,fat}$.

$$S_{cd,max} = \gamma_{Ed} \cdot \sigma_{c,max} \cdot \eta_c / f_{cd,fat} \quad (3)$$

and

$$S_{cd,min} = \gamma_{Ed} \cdot \sigma_{c,min} \cdot \eta_c / f_{cd,fat} \quad (4)$$

with γ_{Ed} = partial safety factor for model inaccuracy, usually defined with 1,1.

The entire fatigue process for concrete under compression stress up to the number of cycles to failure N is described with the following equations (5) to (9):

For $S_{c,min} > 0,8$: the S-N-relation for $S_{c,min} = 0,8$ are valid.

For $0 \leq S_{c,min} \leq 0,8$: apply equation. (9) and (10).

$$\log N_1 = \frac{8}{Y-1} \cdot (S_{c,max} - 1) \quad (5)$$

$$\log N_2 = 8 + \frac{8 \cdot \ln(10)}{Y-1} \cdot (Y - S_{c,min}) \cdot \log\left(\frac{S_{c,max} - S_{c,min}}{Y - S_{c,min}}\right) \quad (6)$$

$$\text{with } Y = \frac{0,45 + 1,8 \cdot S_{c,min}}{1 + 1,8 \cdot S_{c,min} - 0,3 \cdot S_{c,min}^2} \quad (7)$$

where:

$$\text{(a) if } \log N_1 \leq 8, \text{ then } \log N = \log N_1 \quad (8)$$

$$\text{(a) if } \log N_1 > 8, \text{ then } \log N = \log N_2 \quad (9)$$

The fatigue analysis for concrete under a single load level of pulsating compressive stresses is fulfilled when the load cycles n in the considered period of time is equal or lower than the calculated number of cycles to failure N . Currently the number of cycles to failure N is determined by using the Wöhler curves for concrete according to [10, 11].

The fatigue damage D is defined by Equation (10):

$$D = \frac{n}{N} \leq D_{lim} = 1 \quad (10)$$

In order to estimate the fatigue life for a spectrum of load levels the Palmgren-Miner summation can be applied. Fatigue failure occurs if $D = 1$. It is allowed to summarize all fatigue damages of every single load level. See equation (11).

$$D = \sum_{i=1}^j \frac{n_i}{N_i} \leq D_{\text{lim}} = 1 \quad (11)$$

When applying the Palmgren-Miner summation, the real chronology of the single load levels is disregarded, as well as the redistribution of stresses regarding the evolution of deterioration is not considered. In the following chapter we would like to demonstrate, by using a FE-simulation, that this redistribution of stresses leads to an elongation of the calculated lifetime.

3 FE-Simulation of a time depending fatigue process

3.1 FE-Model and considered simulation conditions

Especially in the case of circular cross sections, a reduction of the E-Modulus, deriving from fatigue damage in highly loaded regions of a concrete structure, has the effect of stress redistribution within the entire cross section. A part of the maximum stress in the highly damaged cross section area is shifted to the less damaged areas with higher E-Modulus. Based on the research of Prof. Grünberg and especially according to [9] the real behaviour of a concrete structure under cyclic fatigue loading will be simulated with a FE-model presented in Table 1. The examined concrete structure is a gravity-foundation for offshore wind energy plants. A prototype of this foundation structure was located in Cuxhaven in northern Germany. In the beginning of 2013 it was demolished without performing any fatigue tests.

The structure of the gravity-foundation consists of a cross shaped concrete hollow box girder and a shaft, which is located in the centre of the cross shaped structure. The diameter of the shaft on the upper edge of the box girder is 8,50m and has a

wall thickness of 0,60m. At the top of the shaft, the diameter is 5,80m. For more geometry data see Table 1.

Table 1 Sofistik-FE-Model of the gravity foundation.

The typical loading of an offshore foundation structure is caused by waves, wind, current and operation loads from the wind energy plant located on top of the foundation structure. The generation of realistic load spectra, with consideration of the corresponding orientation of each load, is very complicated. In order to generate the first fatigue effects in a concrete structure in overseeing dimensions and time, the simulation will be done by a single level load spectrum with constant maximum and minimum stress level ($S_{c,max}$ and $S_{c,min}$) in one direction. In reality one can compare this to a loading by means of a guided exciter. One of the biggest exciters on market is able to generate a load of 135kN. The cyclic loading in the range of the structure's Eigen frequency will be introduced at the top of the shaft. The load has to be multiplied by the dynamic magnification factor, which results when a structure is brought in the stage of resonance. For the following simulation the load of the guided exciter was set to 135kN and the dynamic magnification factor to 7. More detailed information can be found in [13].

The aim of the simulation is the dynamic loading of the concrete structure up to the theoretical fatigue failure according to Model Code 2010 [1] and beyond. In order to generate a fatigue failure in foreseeable time and to keep the number of load cycles to failure as small as possible, the gravity foundation will be loaded with a force high enough to cause compression stresses up to 80% of the characteristic fatigue reference strength $f_{ck,fat}$ within the concrete cross section in the lower part of the shaft. Under real offshore conditions the stresses within the concrete will never be in such a high level.

The process of stress redistribution takes place step by step along the lifetime of the structure. In order to capture this whole process numerically, the finite element model of the gravity-foundation was implemented in the Program Sofistik, as shown in Table 1. Various degrees of fatigue damage could now be simulated. The model is generated with volume elements, called *bric*-elements. Due to the fact of not using shell elements, which show stresses just in the median plane of the element, it is possible to visualize the stresses over the wall thickness. The shaft and centre part of the foundation are made from a concrete C80/95. In the box girder a type of C50/60 concrete was used. The E-Modulus of the concrete used in the shaft was about 48.500N/mm² at the age of 28 days. The height of the value is a result of the Anorthosit and Granit as concrete aggregates.

In the FE-model the area in the lower part of the shaft was divided into 36 segments with a circular opening angle of 10° (for more information see [14]). For each of these segments based on their loading history, an evaluation of the degree of deterioration was conducted and resulted in the variation of the E-Modulus. The definition (12) of the E-Modulus variation due to fatigue damage was taken from [9] and is presented in Figure 3.

$$E_c^{fat} = (1 - D) \cdot E_c \quad (12)$$

E_c^{fat} = E-Modulus after consideration of fatigue damage.

D = degree of deterioration.

E_c = E-Modulus of the undamaged concrete.

Fig 3 Variation of the E-Modulus for every cross section part depending on the survived load cycles.

Based on the Model Code 2010 [1] and under consideration of Woehler curves according the research at the University Hannover, [10, 11], a fatigue collapse begins when the number of loading cycles n_i is equal to the number of cycles to failure N_f . According to [9] it has to be remarked that the status of $n_i / N_f = 1$ does not necessarily imply a total lack of material stability. The structure has just reached the point beyond which the load can't be carried more and the localisation of deterioration begins. On a lower stress level a higher number of load cycles to failure can be applied to the structure.

The determination of the degree of deterioration according to Model Code 2010 [1] is, as a matter of principle, on the safer side since the redistribution of stresses and the minimization of the E-Modulus are not taken into account.

The flowchart presented in Figure 4 shows the approach of defining the stresses and the minimization of the E-Modulus. The simulation is based on the undamaged system with one undergone load cycle. The full stiffness of the material can be found in every part of the cross section. With the actuation of the body weight, the prestress and the dynamic loading the simulation begin. In the following steps the average stresses for every sub-cross section were identified after every 100.000 load cycles, the degree of damage for every sub-cross section was determined according Model Code 2010 [1] and the reduction of the E-Modulus was calculated according Equation (13). The newly calculated E-Moduli of the damaged cross section were integrated in the FE-Model. After the load simulation the redistributed stresses within the cross section were identified.

Fig 4 Flowchart, Stress analysis and E-Modul modification

The abortion criterion of the whole simulation was the 100% fatigue damage of the first four brick-elements in axis 7 to 11 (opening angle of 40°), presented graphically in Figure 5.

Fig 5 Seccion A-A and graphic presentation of the abortion criterion.

3.2 Results of the simulation

After 3,1 Million load cycles, as shown in Figure 6, the modification of the E-Modulus in 7 load cycle steps over the whole cross section can be seen. In the highly loaded area (Axis 9 in Figure 6) the E-Modulus changes from 48.500 N/mm² to 36.300 N/mm² due to the deterioration within the material.

The increase of the inclination of the foundation structure due to the reduced E-Modulus is about one-tenth of a millimetre.

Fig 6 Variation of the E-Modulus over the whole cross section according to 6 load cycle stages.

In Figure 7 the resulting maximum stresses in each part of the cross section are presented. One can see clearly that in the highly loaded area (axis 9), the initial maximum compression stress of 46,8 N/mm² declined to 45 N/mm².

Fig 7 Maximum stresses over the whole cross section according to 6 load cycle stages.

In Figure 8 the load cycles to failure of each load cycle step and each element are presented. In the highly loaded axis 9 the initial number of cycles to failure $N_f = 700.000$ cycles increased after 3,1 Million undergone load cycles to $N_f = 8$ Million number of cycles to failure. This number would be constant in case no further redistribution of stresses is possible. Analogically the number of cycles to

failure from the less loaded areas in axis 1 and 17 decreased. In these areas after conducting 3,1 Million load cycles further 8×10^9 cycles are possible. Axis 6 indicates the area to which the stresses redistributed from the highly loaded area in axis 9. Here further 2 Million load cycles are possible. The initial service lifetime of the structure was outreached by 7,3 times $((3.100.000 + 2.000.000) / 700.000)$ and a further elongation of the life expectancy can be reached.

Fig 8 Variation of the load cycle to failure over the whole cross section according to load cycle stages.

In order to simulate the real degree of deterioration or to assess the residual service lifetime of an existing concrete structure, the simulation with a FE-Model has to be fed with time depending material data (e.g. E-Modulus) of the real concrete structure. This is made possible by the installation of a monitoring system right at the crucial points of fatigue stresses. The following chapter proposes a possible scheme of the monitoring system.

4 Monitoring System on laboratory scale

The target of the research done at the University of Natural Resources and Life Sciences (BOKU) in Vienna is the development of a monitoring system which is capable of detecting the real degree of deterioration by measuring the time depending realistic E-Modulus within a concrete cross section. At this point in time the monitoring system consists at least of the following 3 sensor types, Acoustic Emission-, Ultrasonic sensors and Fiber Bragg grating sensors (FBG). To test the whole monitoring system on laboratory scale, the following equipment was necessary:

- 2 ultrasonic sensors (transmitter and receiver pair),

- an acoustic emission sensor,
- data acquisition software,
- a signal amplifier hardware and
- a self-developed measurement and evaluation software.

The FBGs were replaced by strain gauges (DMS). This equipment was attached to concrete specimens (see Fig. 9) made from high-strength concrete C80/95, which were exposed to cyclic loading in a testing machine.

For the preparation of the specimens, concrete was poured into plates with a height of 18cm. After hardening of the concrete the specimens were removed from the plates with core drills ($\varnothing=68$ mm). This step was followed by a 7-day storage under water of the core samples (specimens). Until the time of laboratory testing, the specimens were stored at room temperature. The cylindrical specimens had a diameter of 6cm and a height of 18cm = 3 x diameter (see Fig. 10). This ensured that the transverse strain restriction is turned off in the half height of the test specimen.

At the time of the cyclic test series, the specimens had an age of 450 days (1 year and 3 months). Thus it could be reproduced realistically that the high number of load cycles until failure for concrete structures (e.g. bridges and offshore structures) occurs after a couple of years and not at a time of 28-days-strength.

Each specimen was observed with strain gauges (DMS), EA-sensors, US-sensors and a high speed camera.

Fig 9 Specimen with sensors, taken from [17].

Fig 10 Geometry of the specimens [cm], taken from [17].

The load level selected was 70% of the breaking load as upper load level and 5% as lower load level. With these levels, a fatigue life according Model Code 2010 [1] from $10^{4,76} = 57.544$ cycles was reachable. By that number of load cycles a good coupling of the sensors and the strain gauges as well could be guaranteed. At a higher number of cycles the coupling may be disconnected or a failure of the sensors may be caused.

With these test series the following objectives were pursued:

- (a) The behaviour of concrete under cyclic loading up to failure is examined.
- (b) The correlation between time of flight measurement (US) and the change of the E-Modulus-value is established,
- (c) The degree of damage will be determined.
- (d) A correlation between US- and AE-Hit-Rate is achieved. The results of two different measurement systems can be used to estimate the residual lifetime.

Before presenting the results of the laboratory tests some theory about Acoustic Emission and Ultrasound is given in the next two chapters.

4.1 Acoustic Emission (=AE)

Acoustic Emission is an established possibility for damage and condition assessment in the fields of non-destructive material testing. Very often this technique is used for steel structures such as pressure vessels and piping systems as a quality or leak test. Furthermore it is commonly used in the fields of composite materials like concrete. However, as a result of the highly heterogeneous microstructure of the material, the requirements on measurement and evaluation are higher due to the complex material behavior of concrete.

Acoustic emissions are described as elastic waves in the ultrasonic range which are emitted when a formation of a defect (crack) with a sudden relaxation of the material takes place. As a result these defects build up further sources of acoustic emission when the damage grows or existing crack edges rub against each other. Here the acoustic emission analysis is a purely passive and receptive process. In contrast to the ultrasound analysis, it does not measure the response to an artificial and arbitrary repeatable acoustic excitation of the specimen, but sound waves caused by the defect itself. Therefore the waves cannot be repeated as often as desired [15].

Under load usually a high AE-activity can be recorded and a high number of events, called AE-hits, will be generated. A good representative of the AE-activity is the hit rate (hits per time unit) and the cumulative number of hits over the lifetime (stress scenario) of the sample.

Fig 11 Character of AE-signal, taken from [16].

Figure 11 is showing a typical transient AE-signal. The exceeding of a threshold trigger marks the start of an AE-hit. The trigger threshold is chosen in such a way that the background noise disappears. From a recorded AE-hit the following features like maximum amplitude, arrival time, rise time, counts and signal duration can be extracted.

Whenever concrete is loaded, defects occur. These defects could be new damages (cracks) in the concrete matrix or friction noise between existing damages, such as opposite crack edges. Depending on the load intensity only micro cracks or even total fractures occur. Since these processes are also sources of AE-activity, the degree of damage of the investigated sample can be reproduced by a continuous recording and analysis of the AE-signal.

4.2 Ultrasound (= US)

In the ultrasonic analysis of a structure, an ultrasonic signal (US) is sent into the structural element by an actuator and the signal runtime until reaching the receiver is measured. In contrast to the AE-analysis, the response to an artificial and arbitrary repeatable excitation of the test object is measured and not the elastic waves caused by defects in the test object itself [15].

The runtime and therefore the speed of the ultrasonic signal depends primarily on the elastic properties of the material. Normally pulses in the frequency range of 20 – 200 kHz are applied to concrete. Compared to the pulses applied to metals the range is relatively low. In the case of concrete a high damping of the signal occurs when using high frequencies. This is caused by the heterogeneous structure of the material and the high density of scattering sources such as surface of aggregate particles in the concrete matrix or microcracks [15].

When releasing a signal from an US-actuator to a rigid element, three types of waves are generated:

- Surface waves
- Transverse or shear waves
- Longitudinal or compression waves

The surface wave is the slowest of all three types. Shear waves possess a particle motion rectangular to the US-wave propagation, whereas compression waves move with the particle motion in direction of the wave propagation. Thus the propagation velocity of compression waves is the highest one. In terms of direct transmission, they are the easiest to measure, as they arrive first and undisturbed at the detector.

The propagation velocity of the ultrasound depends, as mentioned before, on the elastic properties and density of the medium, through which the signal has to pass.

If the density of the material and the velocity of the US-wave are known, the elastic properties of the material can be determined. For the velocity of the compression wave the following relation can be applied [15]:

$$V = \sqrt{\frac{K \cdot E_d}{\rho}} \quad (13)$$

With V = compression wave velocity [m/s]

E_d = dynamic E-Modulus

ρ = density of the material

And

$$K = \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)} \quad (14)$$

With ν = dynamic Poisson's ratio.

To determine the Poisson's ratio, one can rely on empirical values. With a reasonable estimation of this value and the density of the material, the dynamic E-Modulus can be calculated by using the measured US-velocity (compression wave) and the following equation (15).

$$E_d = \frac{V^2 \cdot \rho}{K} \quad (15)$$

This equation is a very good characterization of the material since the Poisson's ratio ν and the density ρ for different concrete mixtures show relatively small changes. As shown in [9] and [17], there is a strong correlation between the change in the E-modulus and the development of the degree of damage of a structural element. Therefore the change in the E-modulus (static as well as dynamic) can be used in order to assess the degree of damage. An US-measurement usually includes the following steps:

- Generation of the US-signal with the actuator
- Coupling of the signal into the concrete element
- Reception of the signal with the receiver
- Amplification, filtering and time-of-flight (TOF) measurement of the signal.

For good coupling and reception of the US-signal a good connection of the US-sensors to the concrete element by means of suitable couplants is necessary.

There are three basic ways of transducer arrangements. See Figure 12 and [15]:

- (a) Opposite faces (direct transmission)
- (b) Adjacent faces (semi-direct transmission)
- (c) Same face (indirect transmission)

Arrangement (a) is the most reliable since the maximum pulse energy is transmitted in right angles to the face of the transmitter (actuator) and the transmission path is clearly defined.

In terms of the indirect transmission (c) the output signal has to be reflected in order to reach the receiver and therefore leads to significant losses of intensity compared to arrangement (a). Also the path of the US-signal is not clearly defined since the reflection, typically on the rear wall, can be influenced by damages (cracks) as well as grain boundaries in the specimen.

Fig 12 Possible transducers arrangements of US-Measurements, taken from [15].

In the case of the monitoring approach presented in this article, based on the combination of AE- and US-methods, the transducer arrangement (c) was chosen. It allows the placement of all sensors on the relatively small specimen (see figure 9). Furthermore it should be mentioned, that also dealing with real structures, a direct transmission is often not possible due to the inaccessibility of the opposite

side of the structural element. The placing of the sensors in fatigue endangered regions of the specimen, ensures that the degree of damage of the concrete correlates with the runtime of the US-signal.

In the following chapters a closer look at the implementation and evaluation of the laboratory tests with the mentioned monitoring system is presented.

5 Results of Laboratory fatigue tests

During the single level Woehler fatigue test, each specimen was loaded cyclically until failure. In this process, strain was measured in relation to the lifetime of the specimen, AE-hits were recorded by the sensors and the runtime of the US-signal was measured.

US- and AE-measurements cannot be run simultaneously because the generated US-signals disturb the acoustic emission signals. Therefore the measurement of the AE-hits was periodically interrupted due to US-measurements and then restarted again.

The development of the measured values correlated to the lifetime of the specimen is presented in the following diagrams (see Figure 13). The following systematic nature can be found in all of the experiments.

After starting the cyclic compression loading, a distinct first increase of the AE-hits can be observed. In addition a significant extension of the runtime of the US-signal and therefore a decline of the US-velocity occurs. In the beginning, the measured strains correlate with a parabolic increasing curve. This behaviour is followed by a period which lasts for almost 80% of the specimen's lifetime. In this period a continuous slight decrease of the US-signal velocity can be seen and the AE-activity remains almost unchanged. An assessment of the residual lifetime during this phase of constant AE-hits ("80%-plateau") by using only an AE-

sensor-measuring-system is extremely difficult. Significant changes in the AE activity will not occur before reaching the 80% mark of the specimen's lifetime. At this mark, a sudden increase in the AE-hitrate occurs and is followed by the fracture of the specimen.

On the other hand the speed of the ultrasonic signal decreases with the load and lifetime of the specimen. The ultrasonic runtime responds to changes in the number and size of microcracks and damages in the concrete matrix. The US-measurement is performed during the cyclic loading test-program and can be carried out at a random stage and intensity of the specimen's loading. At maximum load, the cracks are compressed and less visible to the US-signal, whereas they remain open under minimal loading which represents a major obstacle for the signal. Figure 14 illustrates this situation by representing a minimum and a maximum curve.

Fig 13 US-signal, cumulative AE-hits and strain over the specimens lifetime. Taken from [17].

Fig 14 US-velocity development during a specimen's lifetime.

Until the fracture of the specimen, a 50% reduction of the US-velocity compared to the initial velocity is possible. This means, as a corollary, the dynamic E-Modulus decreases to a quarter of the E-Modulus of undamaged concrete, just before the total failure of the specimen. There is a correlation between the change in the E-Modulus and the degree of damage of a cross-sectional area. See also [18]. With the help of ultrasonic measurement it is possible to follow the change in the dynamic E-Modulus. Based on the evaluation of the static E-Modulus at the beginning of the lifetime of a structure, the US-measurement is giving us the possibility to continuously check the degree of damage of a structure during its service life.

These assumptions can be supported and assured by AE-measurements. Again, a typical behaviour during the specimen's lifetime can be observed (see Fig. 15), such as the significant increase in intensity of the acoustic emission signal with the degree of damage.

Fig 15 Hitrate, cumulative hits and cumulative energy over the specimens lifetime.

One difficulty of a long-term monitoring is the dealing with a large volume of measurement data, which is obtained throughout the recording with high data rates. Thus, a continuous measurement and recording of Acoustic Emission Activities over a time span of 25 to 30 years, is virtually impossible with today's available technology. One solution to this problem is the replacement of the continuous measurement by multiple punctual measurements of the AE activity at a defined excitation of the structure at certain points in its lifetime. Due to the constant load value of the excitation, the degree of damage of the structure can be concluded by the changing AE-activity.

6 Outlook

The realistic FE-simulation of a fatigue process based on laboratory fatigue tests show that the monitoring system and the selected sensor types are a step in the right direction of fatigue-monitoring. The combination of the sensors, which show with varying intensity the specimen's degree of damage at different stages of lifetime, ensures that the degree of deterioration can be measured during the entire process. The US-measurements show the changes in the elastic behaviour right from the beginning, whereas the AE-measurements deliver good results at the end of the lifetime.

As a next step, structural element tests are planned, in which the monitoring system is tested on a larger scale. Especially there, the influence of the reinforcement bars within the concrete will be visible.

Accepted Article

References

1. CEB – Comité Euro-international du Béton: „CEB-FIP Model Code 2010“. Bulletin d'Information, No. 65/66, März/April 2012.
2. EN 1992-1-1, Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, EC 2 Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2005.
3. DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Beuth, Berlin, 2008.
4. DIBt, Richtlinie für Windenergieanlagen, Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2004.
5. DNV, Det Norske Veritas - OS-C502, Offshore Concrete Structures, April 2007.
6. Germanischer Lloyd, Rules and Guidelines, IV 2: Guideline for the Certification of Offshore Wind Turbines, Germanischer Lloyd WindEnergie, 2005.
7. CEB – Comité Euro-international du Béton: „CEB-FIP Model Code 1990“. Bulletin d'Information, No. 65/66, März/April 2012.
8. Seidel, M., Auslegung von Hybridtürmen für Windenergieanlagen, Beton- und Stahlbetonbau 97 Heft 11 (2002), S.564-575.
9. Grünberg, J. und Göhlmann, J., Schädigungsberechnung an einem Spannbetonschaft für eine Windenergieanlage unter mehrstufiger Ermüdung, Beton- und Stahlbetonbau 101 - Heft 8 (2006), S. 557-570.
10. Wefer, M.: Materialverhalten und Bemessungswerte von ultrahochfestem Beton unter einaxialer Ermüdungsbeanspruchung. Dissertation, Leibniz Universität Hannover, Institut für Baustoffe, 2010.
11. Lohaus, L., Wefer, M., Oneschkow, N., Ermüdungsbemessungsmodell für normal-, hoch-, und ultrahochfeste Betone, Beton- und Stahlbetonbau 106 – Heft 12 (2011), S. 836-846.
12. Petković, G., Lenschow, R., Stemland, H. and Rosseland, S.: Fatigue of High-Strength Concrete. In: High-strength concrete: Second International Symposium, American Concrete Institute (ACI Special Publication 121), S. 505–525, Detroit, 1990.

13. Urban, S., Strauss, A., Wagner, R., Reiterer, M., Dehlinger, C.,
Experimentelle Untersuchung von ermüdungsbeanspruchten Betonstrukturen
zur Feststellung des realen Schädigungsgrades, Beton- und Stahlbetonbau
107 – Heft 7 (2012), S. 463-475.
14. Schütz, R., Numerische Schädigungssimulation eines ermüdungs-
beanspruchten Schwerkraftfundamentes für Offshore-Windenergieanlagen,
Diplomarbeit Universität für Bodenkultur Wien, Institut für Konstruktiven
Ingenieurbau, 2013.
15. Bungey, J. H.; Millard, S. G.; Grantham, M. G.; Testing of concrete in
structures, Taylor & Francis, London, 2006.
16. Vallen, H., Die Schallemissionsprüfung: Informationsschriften zur
zerstörungsfreien Prüfung, Band 6, Castell-Verlag GmbH, Wuppertal 2003.
17. Urban, S., Wagner, R., Strauss, A., Reiterer, M., Dehlinger, C., Bergmeister,
K., Monitoringbasierte Lebenszeitabschätzung von betonstrukturen, Beton-
und Stahlbetonbau 108 – Heft 9 (2013), S. 630-640.
18. Urban, S., Strauss, A., Macho, W., Bergmeister, K., Dehlinger, C., Reiterer,
M., Zyklisch belastete Betonstrukturen, Bautechnik 89 – Heft 11 (2012), S.
737-753.

Authors



Dipl.-Ing. Susanne Urban

Strabag AG
Zentrale Technik
Donau-City-Straße 9
1220 Wien

Tel: 0043-664-4705885
susanne.urban@zueblin.de



Prof. Dipl.-Ing. Dr. nat. techn. Alfred Strauss

Universität für Bodenkultur
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Peter Jordan Straße 82
1190 Wien
Alfred.strauss@boku.ac.at



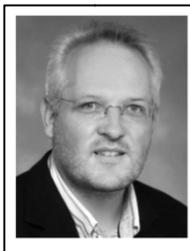
Dipl.-Ing. Robert Schütz

Universität für Bodenkultur
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Peter Jordan Straße 82
1190 Wien
Robert.schuetz@boku.ac.at



Prof. Dipl.-Ing. Dr. Dr. Konrad Bergmeister

Universität für Bodenkultur
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Peter Jordan Straße 82
1190 Wien
Konrad.bergmeister@boku.ac.at



Dr.-Ing. Christian Dehlinger

Ed. Züblin AG
Albstadtweg 3
70567 Stuttgart
Christian.dehlinger@zueblin.de

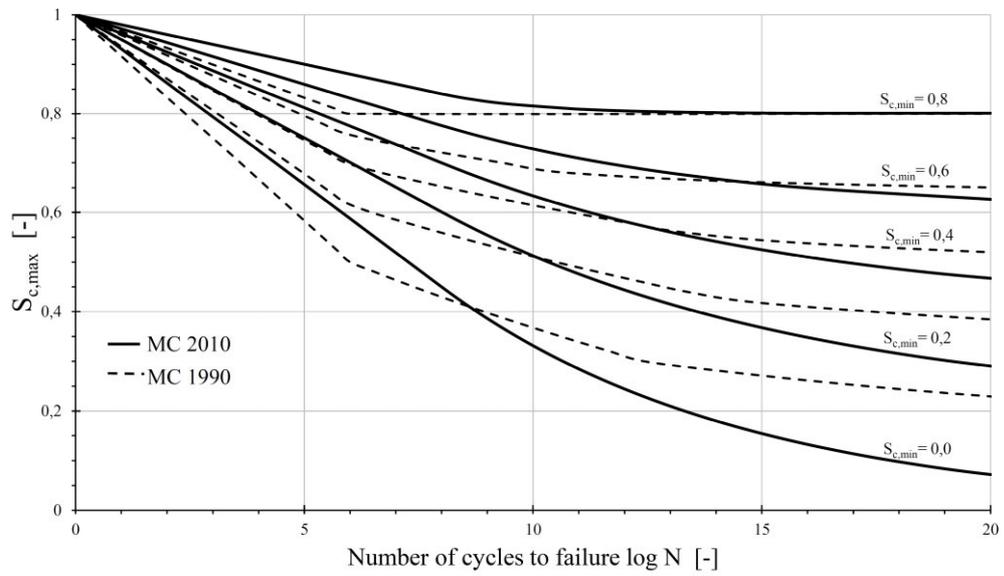


Fig 1 Woehler curves for concrete under compression loading according to CEB-FIP Model Code 2010 [1] and CEB-FIP Model Code 1990 [7].

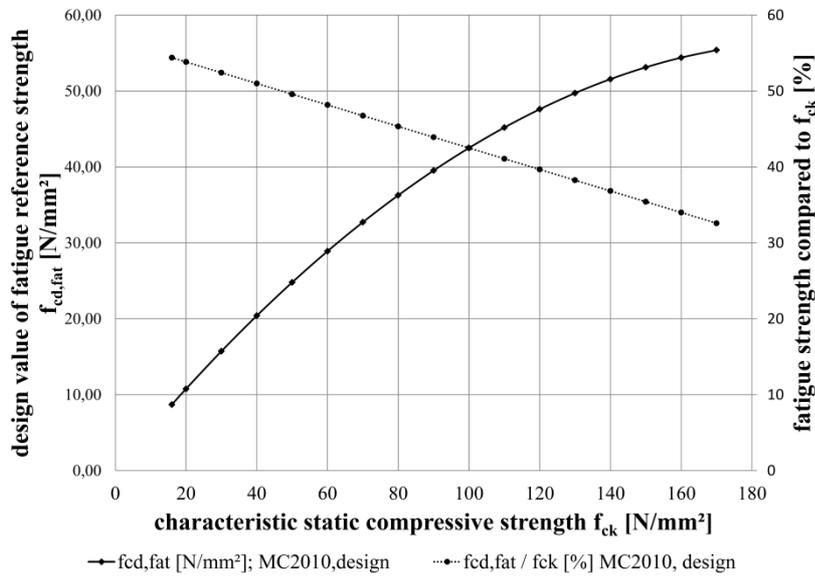


Fig 2 Fatigue strength of concrete: Inter-relation between f_{ck} and $f_{cd,fat}$ according to CEB-FIP Model Code 2010 [1].

Structure	Measurement
Total height of the structure	32,15 m
Height of the shaft	22,85 m
Height of the box girder	8,00 m
Diameter of the shaft bottom	8,50 m
Diameter of the shaft top	5,80 m
Wall thickness	0,60 m
Max. span of the box girders	40,00 m
Width of the box girder	8,50 m

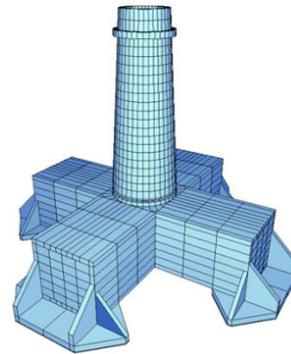


Table 1 Sofistik-FE-Model of the gravity foundation.

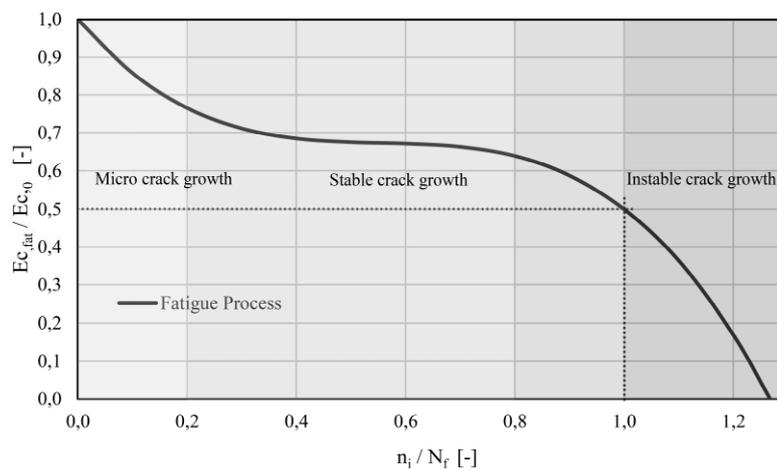


Fig 3 Variation of the E-Modulus for every cross section part depending on the survived load cycles.

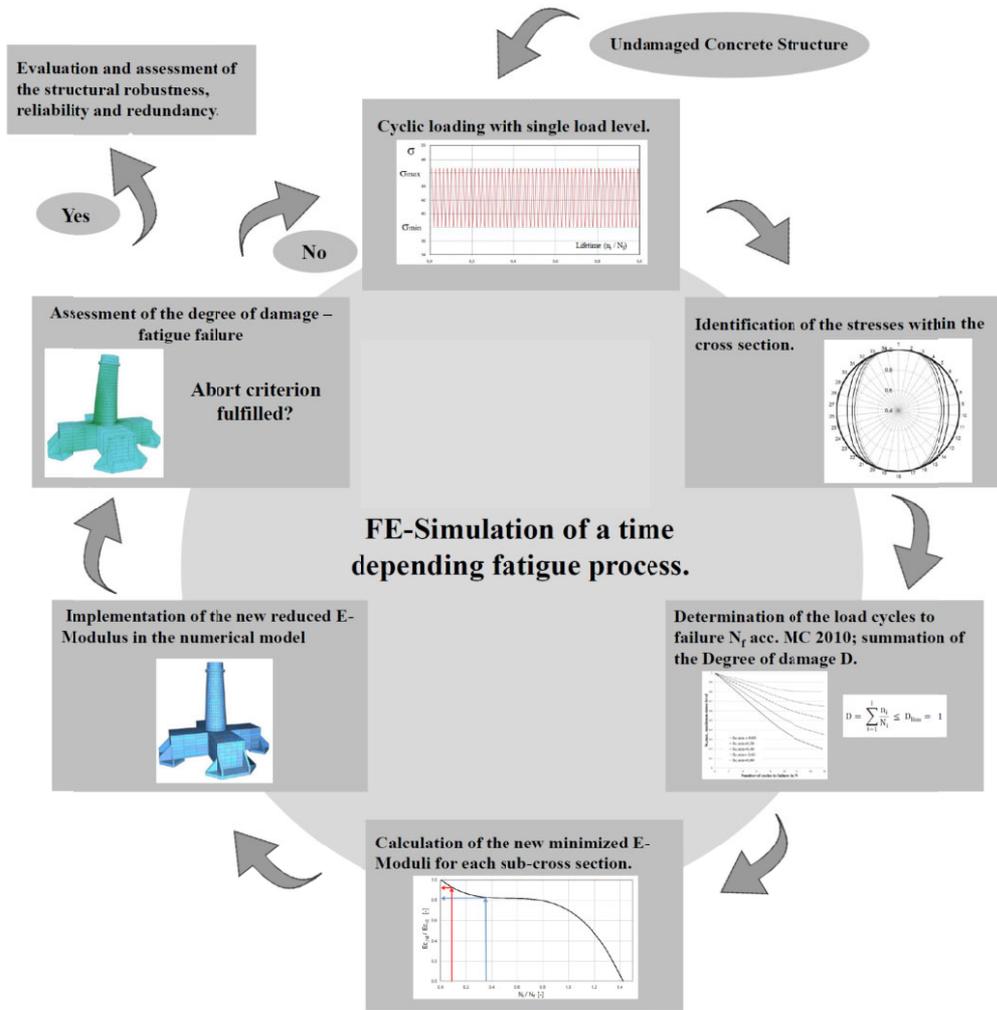


Fig 4 Flowchart, Stress analysis and E-Modul modification

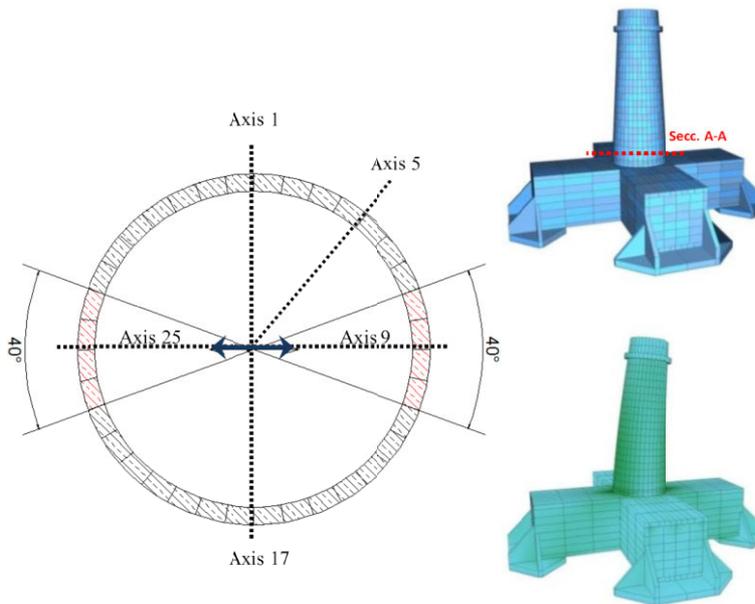
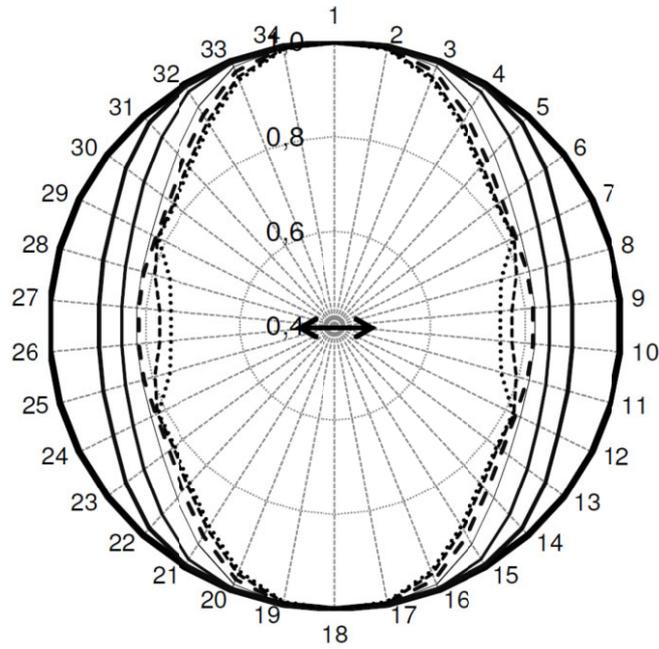


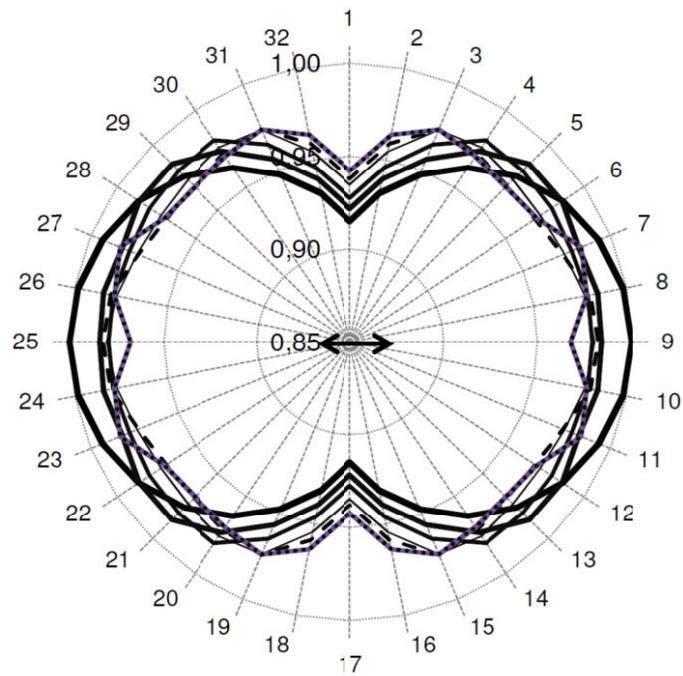
Fig 5 Seccion A-A and graphic presentation of the abortion criterion.

Accepted Article



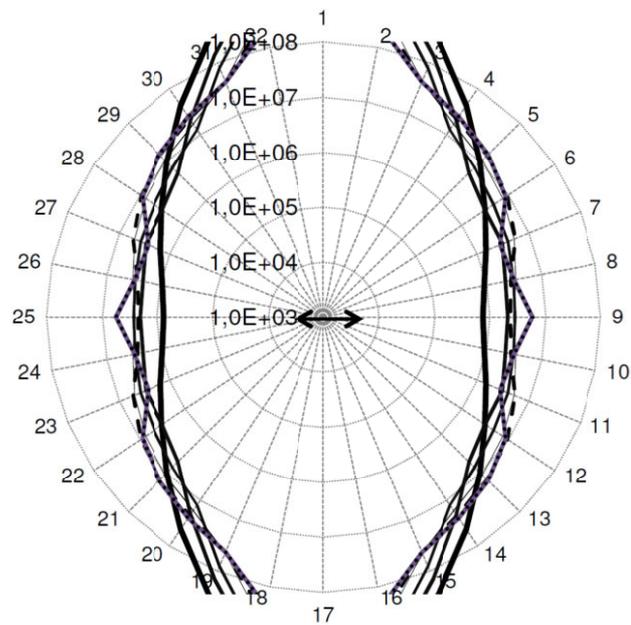
Load cycles	Unit	Axes			
		1	3	6	9
0	—	48,5	48,5	48,5	48,5
250.000	- - -	48,5	48,5	46,1	43,5
550.000	· · ·	48,5	48,4	43,9	41,2
1.200.000	- · - ·	48,5	47,9	41,5	39,8
1.800.000	- - - -	48,5	47,3	40,7	39,5
2.700.000	- - - - -	48,5	46,7	40,1	37,4
3.100.000	- · - · - ·	48,5	46,5	40	36,3

Fig 6 Variation of the E-Modulus over the whole cross section according to 6 load cycle stages.



Load cycles	Unit	Axes			
		1	3	6	9
0	MPa	42,8	44,3	46,1	46,8
250.000	MPa	43,1	44,7	46,1	46,0
550.000	MPa	43,4	45,1	45,8	45,8
1.200.000	MPa	43,7	45,5	45,5	45,9
1.800.000	MPa	43,9	45,6	45,3	45,9
2.700.000	MPa	44,1	45,6	45,4	45,3
3.100.000	MPa	44,4	45,7	45,8	45

Fig 7 Maximum stresses over the whole cross section according to 6 load cycle stages.



Load cycles	Unit	Axes				
		1	3	6	9	
0	—	-	1E+12	3E+08	3E+06	7E+05
250.000	—	-	5E+11	1E+08	3E+06	2E+06
550.000	—	-	2E+11	8E+07	5E+06	3E+06
1.200.000	—	-	7E+10	4E+07	8E+06	3E+06
1.800.000	- - -	-	5E+10	4E+07	9E+06	2E+06
2.700.000	- - - - -	-	2E+10	4E+07	9E+06	6E+06
3.100.000	- - - - - - -	-	8E+09	3E+07	2E+06	8E+06

Fig 8 Variation of the load cycle to failure over the whole cross section according to load cycle stages.

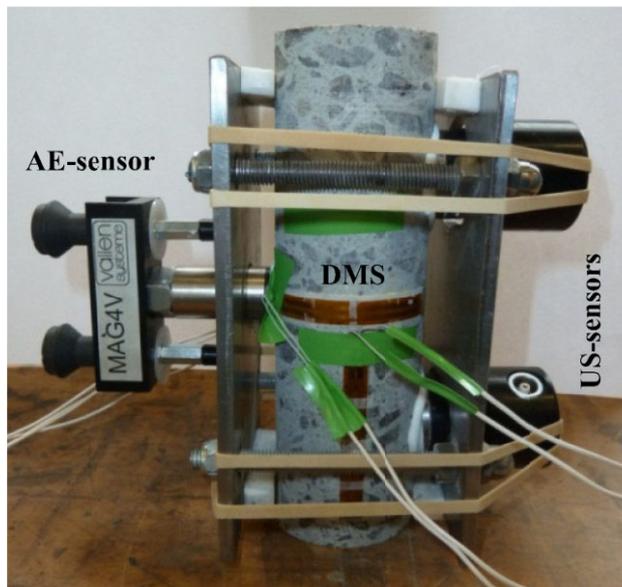


Fig 9 Specimen with sensors. Taken from [17].

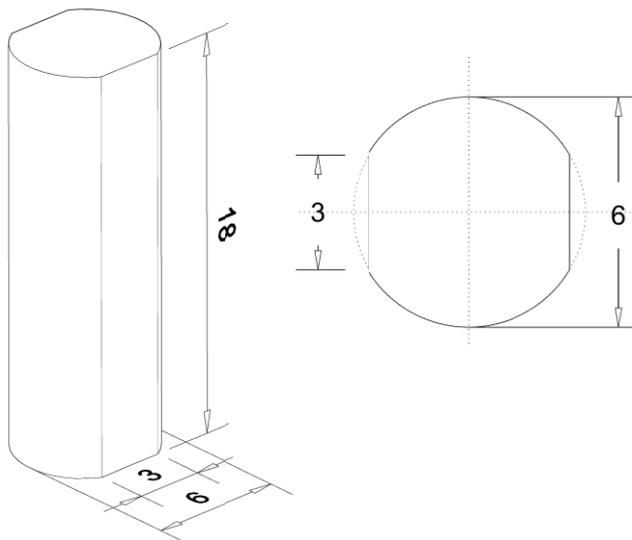


Fig 10 Geometry of the specimens [cm]. Taken from [17].

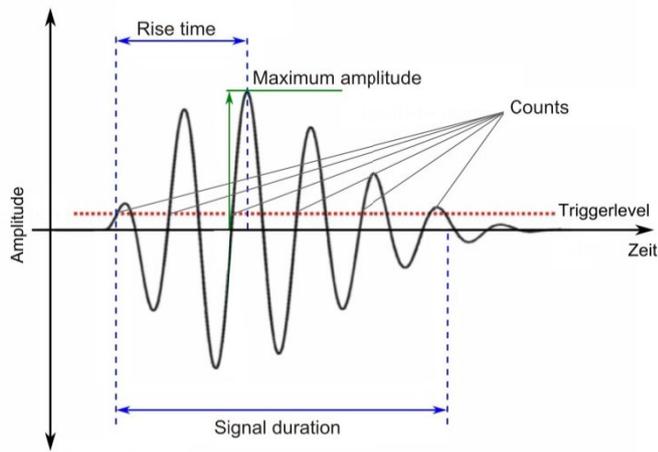


Fig 11 Character of AE-signal, taken from [16].

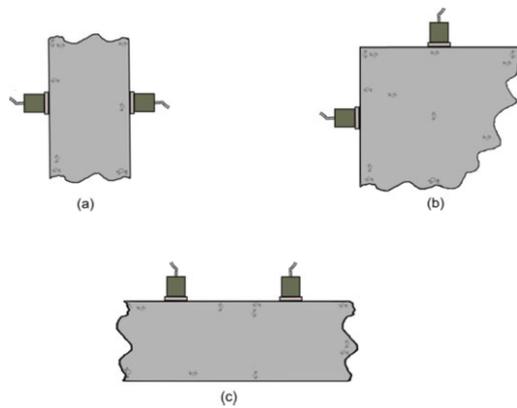


Fig 12 Possible transducers arrangements of US-Measurements, taken from [15].

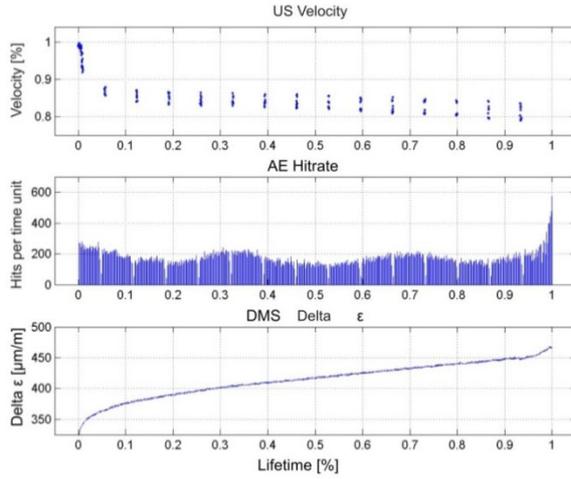


Fig 13 US-signal, cumulative AE-hits and strain over the specimens lifetime, taken from [17].

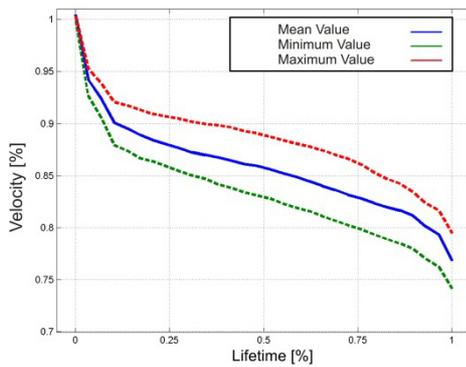


Fig 14 US-velocity development during a specimen's lifetime, taken from [17].

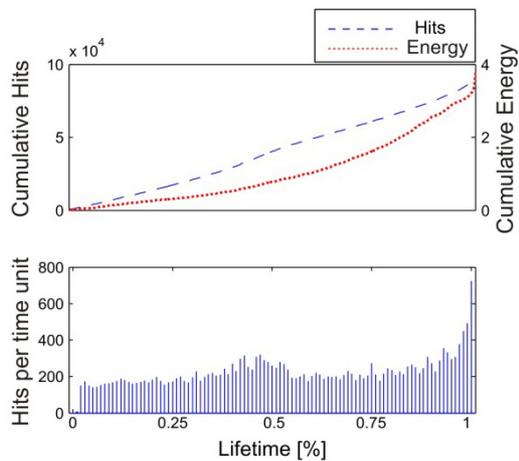


Fig 15 Hitrate, cumulative hits and cumulative energy over the specimen's lifetime, taken from [17].

Accepted Article

**2.5 Monitoring des realen Grades der Ermüdungsschädigung in Betonstrukturen
(Beton und Stahlbetonbau, Heft 7, 2014)**

Monitoring des realen Grades der Ermüdungsschädigung in Betonstrukturen

Forschungsprojekt MOSES

Nach den heutigen aktuell gültigen Normen und Vorschriften (z. B. CEB-FIP-Model Code 2010 [1]) werden für den Ermüdungsnachweis und auch für die Bestimmung des Schädigungsgrades von Betonbauteilen Lastzyklen gezählt und lineare Schadens-Akkumulations-Hypothesen angewandt. Die so gewonnenen Ergebnisse entsprechen nicht der Realität, da Beton ein sehr stark nicht lineares Verhalten aufweist. Ein Weg, diese Ergebnisse zu verbessern, ist die Anwendung von Monitoring, um die Veränderung in der inneren Struktur des Betons mittels eines lastunabhängigen Messverfahrens überwachen zu können. In diesem Artikel wird ein Monitoring-Konzept vorgestellt, mit welchem es möglich ist, diese Ziele zu verwirklichen. Die zugehörigen Laborversuche wurden bereits in [2] beschrieben. Nun folgt deren tiefergehende Auswertung. Am Ende dieses Artikels werden dynamische Tests an vorgespannten Monoblockschwellen gezeigt. Diese wurden mithilfe des im Rahmen dieser Veröffentlichung beschriebenen Monitoring-Konzepts überwacht. Die dadurch erhaltenen Sensormesswerte wurden mit einer numerisch nichtlinearen Simulation der Schwelle korreliert.

1 Einführung und Motivation

Nach [3] wurden in gegenwärtiger ingenieurtechnischer Herangehensweise die Bewertung und Einschätzung der Restlebenszeit eines Bauteils unter Ermüdungsbeanspruchung mit zyklischer und variierender Belastung (mehrstufiges Lastkollektiv) auf Basis von WÖHLERKURVEN in Kombination mit Lastzyklen-Zählern (Rainflow-Methode) und Schadens-Akkumulations-Hypothesen (PALMGREN-MINER-Regel) verwirklicht. Die Genauigkeit der Lebenszeitabschätzung hängt somit davon ab, dass die in der Realität vorhandenen Lastsequenzen mit denen übereinstimmen, die bei der Erschaffung der WÖHLERKURVEN angenommen und im Labor durchgespielt wurden. Diese Abhängigkeit limitiert die Anwendung der Kurven auf solche Prozesse, die den Laborversuchen möglichst ähnlich sind. Des Weiteren stimmen bei Betrachtung von Betonstrukturen, in denen aufgrund der Querschnittsgeometrie Lastumlagerungen möglich sind, die reale Bruchlastspielzahl und somit auch der daraus ermittelte Schädigungsgrad im Allgemeinen nicht mit den nach Norm ermittelten Werten überein.

In [4] wird darauf hingewiesen, dass es auch trotz langer Forschungsgeschichte auf dem Gebiet der Ermüdung zementöser Baustoffe nach wie vor zahlreiche offene Fragestellungen zu dessen Verhalten unter Ermüdungsbean-

Monitoring of the real degree of Fatigue deterioration within concrete structures – Research Project MOSES

According to actual codes and regulations (e.g. CEB-FIP-Model Code 2010 [1]) the verification concept for fatigue and the determination of the real degree of deterioration of Concrete structures is based on counted load cycles and the linear Palmgren-Miner summation. The results gained in this manner will never depict the reality because of the not considered heavily non-linear behavior of concrete. A way to improve the results is the application of monitoring sensors, which are able to image the changes in the inner part of the concrete matrix independently from applied loads. In this article a monitoring concept will be proposed which can achieve these objectives. The laboratory tests are already described in [2] and now a deeper assessment of the measured results will be made. At the end of this article dynamic tests with prestressed railway sleepers and mounted monitoring system are presented. The measurement data of the sensors will be correlated with results of a numerical nonlinear simulation of the sleeper.

spruchung gibt. Dies begründet sich zum größten Teil durch das sehr komplexe Materialverhalten von Beton, welches im Wesentlichen aus seiner stark heterogenen Gefügestruktur resultiert.

Eine Verbesserung in der Vorhersage von Ermüdungsentwicklungen (Evolution) kann nur dann erfolgen, wenn ein besseres und detaillierteres Verständnis über die Schädigungsprozesse und die Ermüdungsmechanismen im Werkstoff selber erreicht wird. Ultraschall- und Körperschallsensoren ermöglichen uns die genaue Betrachtung der Veränderungen von Materialeigenschaften, wie zum Beispiel dem E-Modul, ohne dass Last aufgebracht wird oder die Größe der Belastung genau bekannt sein muss. Auch Lastzyklen-Zählungen müssen somit nicht mehr vorgenommen werden. Allein durch die Messung mittels adäquater Sensorik werden die Veränderungen im Material Beton für uns sichtbar gemacht. Anhand der Messwerte und deren charakteristischem Verlauf können Rückschlüsse auf das Ausmaß der Schädigung und eine Prognose der Restlebensdauer gegeben werden. Es ist allerdings wichtig, dass die Sensoren an ermüdungsgefährdeten Zonen positioniert werden, in denen signifikante und charakteristische Schädigungen der Struktur zu erwarten sind. Das hier vorgestellte Monitoring-System erlaubt zudem eine Detektion der Schädigung, nicht aber eine Lokalisierung. Soll eine Lokalisation erfolgen, muss

die Sensoranzahl erhöht werden. Dies ermöglicht dann bei der akustischen Emission (AE) den Einsatz von Ortungsalgorithmen mittels Triangulation. Die Messtechnik wird dadurch deutlich aufwendiger und war im Rahmen dieses Forschungsprojekts nicht zu realisieren.

Die hier vorgestellten Versuche und Auswertungen fanden an zylindrischen Prüfkörpern aus einem hochfesten Beton C80/95 (GK 16) statt, der für den Einsatz in Off-shore-Bereichen vorgesehen ist und speziell dafür von der Betontechnologie International, Abteilung TPA der Ed. Züblin AG entwickelt wurde. Besonders im Bereich Off-shore mit den hohen Lastwechselzahlen resultierend aus den Wind- und Wellenbelastungen spielt Ermüdung eine sehr große Rolle. Die Ober- und Unterspannung der zyklischen Ermüdungsversuche befinden sich im Druckbereich. Es herrscht somit Druckschwellbeanspruchung. Der Grund für die Wahl dieser Belastung ist, dass Off-shore-Strukturen aus Beton meist so vorgespannt werden, dass sich die Spannungen innerhalb der Struktur auch bei zyklischer Belastung durch Wellen und Wind immer im Druckschwellbereich befinden. Mithilfe des hier vorgestellten Monitoring-Systems soll es ermöglicht werden, die Veränderungen im Materialverhalten und im Materialgefüge während des gesamten Ermüdungsprozesses sichtbar und messbar zu machen.

Im Folgenden wird genauer auf das verwendete Monitoring-System, die Laborversuche an Kleinprüfkörpern (bereits in [2] beschrieben) und die tieferegehende Auswertung eingegangen. Anschließend erfolgt die Betrachtung von dynamischen Bauteiltests an vorgespannten Monoblockschwellen.

2 Verwendetes Monitoring-System

2.1 Überblick

Die Zustandsüberwachung von Baustrukturen, auch Structural Health Monitoring (SHM) genannt, ist eine Methode, welche eine kontinuierliche Information über die Funktionsfähigkeit von Bauteilen oder ganzen Bauwerken ermöglicht. So können Schädigungen oder auch eine komplette Funktionsuntüchtigkeit frühzeitig erkannt werden, um Gegenmaßnahmen zur Verhinderung des Versagenszustands einzuleiten. SHM wird hier als Schädigungs-Erkennungs-Strategie verwendet. Mithilfe der Laborversuche wird gezeigt, dass es auch während der Lebenszeit, noch vor dem Versagen, mit dem vorgestellten Monitoring-Konzept möglich ist, den Schädigungsgrad innerhalb der Betonstruktur ablesbar zu machen.

Das hier verwendete Monitoring-System setzt sich aus Ultraschall-, Körperschallsensoren und Dehnungsmessstreifen zusammen. Der in Bild 1 gezeigte Prüfkörper ist mit den entsprechenden Sensoren bestückt und wird im Laufe der Versuche dynamisch mit einer Druckschwellbeanspruchung bis zum Bruch belastet. Im Folgenden wird näher auf die zwei Teilbereiche Ultraschall und Körperschall eingegangen.

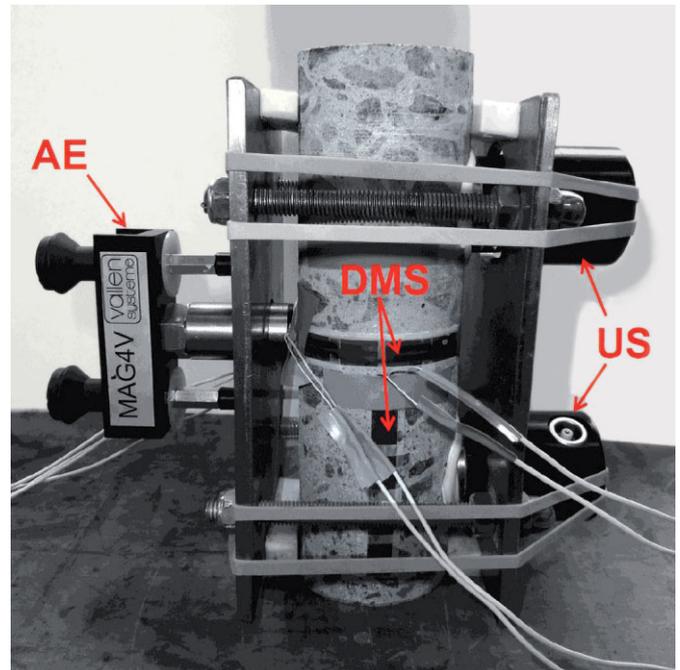


Bild 1 Prüfkörper mit Monitoringsystem
Specimen with monitoring system

2.2 Ultraschall

Für die Versuche wurden Ultraschallsensoren (Sender und Empfänger) S24 HB 0.1-0.3 von Karl Deutsch verwendet.

Die Ultraschallimpulse besaßen eine Anregungsfrequenz von 100 kHz und eine Amplitude von $\pm 150V$. Die Frequenz wurde wegen der vergleichsweise geringen Dämpfung des Signals bei dem Durchlaufen des Prüfkörpers gewählt.

Der Basis-Parameter der Ultraschallmessungen ist die Laufzeit (= time-of-flight (TOF)) des Signals. Es wird vom Aktuierungssensor generiert, in den Prüfkörper eingeleitet und vom Receiving-Sensor empfangen. Die Laufzeit wird in Echtzeit aus den Signalen extrahiert. Dabei wird mittels Algorithmus der erste Maximalwert der Einhüllenden des empfangenen Signals ermittelt. Dies ist in Bild 2 dargestellt; in Rot ist das Anregungssignal zu sehen, das in den Prüfkörper hineingeschickt wird. Das empfangene Signal ist in Blau dargestellt. Aus der zeitlichen Differenz zwischen der maximalen Amplitude der Einhüllenden kann die Laufzeit (TOF) bestimmt werden. Im Folgenden kann aus der Laufzeit die Wellengeschwindigkeit im Beton berechnet werden. Entstehende Mikrorisse im Beton durch die zyklische Belastung werden die Laufzeit (TOF) verändern. Somit ist es möglich, eine Korrelation zum Schädigungszustand der Baustruktur bzw. zur Änderung des dynamischen E-Moduls herzustellen.

Da das empfangene Signal in der Praxis nicht mehr die gleiche differenzierte Form wie das Anregungssignal besitzt, kann es vorkommen, dass die Maximalamplitude der Einhüllenden nicht mehr zuverlässig detektiert wer-

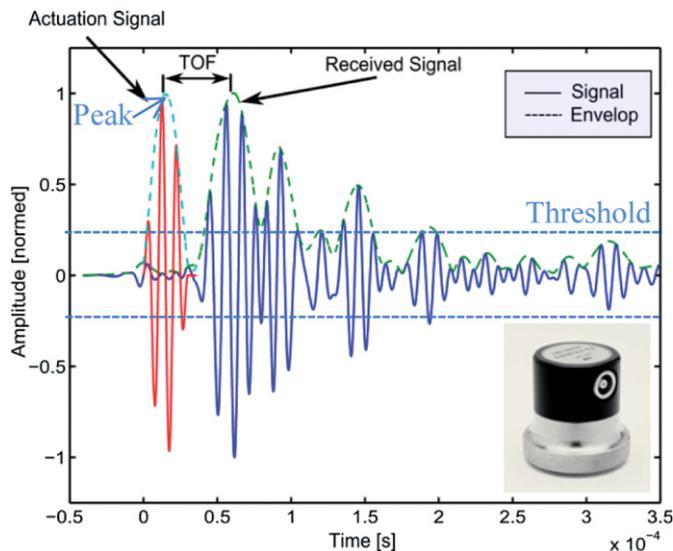


Bild 2 Typisches US-Empfangs-Signal mit überlagertem Anregungs-Signal
Typical US-receiving-signal with superimposed actuation signal

den kann. Da in diesem Fall die Messwerte der Peak-Velocity nicht mehr aussagekräftig sind, wurde auch zusätzlich die Threshold-Geschwindigkeit betrachtet. Dies ist die Geschwindigkeit, die das Signal besitzt, wenn es eine vorher gesetzte Schwelle (Threshold) überschreitet.

2.3 Körperschall

Unter Körperschall oder Acoustic Emission (AE) versteht man nach [5] Spannungswellen, die durch freigesetzte Dehnungsenergie erzeugt werden. Ursache dieser freigesetzten Dehnungsenergie sind zumeist ruckartige Veränderungen in der Mikrostruktur eines Materials. Wird genug Energie freigesetzt, werden sogar menschlich hörbare Geräusche produziert (z. B. das Geräusch beim Brechen von Zweigen, Abplatzen von Gesteinen oder dem Brechen von Knochen). Je empfindlicher und sensibler unser Gehör, desto schwächer ist das Geräusch, das wir hören können. Körperschalltechniken erlauben uns, mikroakustische Geräusche mit hoher Frequenz und niedriger Intensität zu erkennen. Rissfortschritt und Versetzungsbebewegungen (plastische Verformungen) in Metallen sind Beispiele von Prozessen, die akustische Emissionen erzeugen und mit entsprechenden Sensoren registriert werden können.

Im Folgenden wird die grundsätzliche Herangehensweise bei einer Spannungswellenanalyse vorgestellt. Von Spannungswellen, welche die Oberfläche des Prüfkörpers erreichen, werden kleine Verschiebungen produziert. Diese Verschiebungen werden von piezoelektronischen Empfängern registriert. Das Piezoelement liefert ein AE-Signal, das vom Vorverstärker verstärkt, aufgenommen und am Ende analysiert wird. Piezoelektrische Sensoren sind sehr empfindlich [6]. Ein $10 \mu\text{V}$ -Signal hebt sich bereits vom elektrischen Rauschen ab. Dies entspricht einer Bewegung von nur $0,1 \text{ pm}$, $\text{pm} = 0,1 \text{ Pikometer} = 1 \text{ E}^{-13} \text{ m}$.

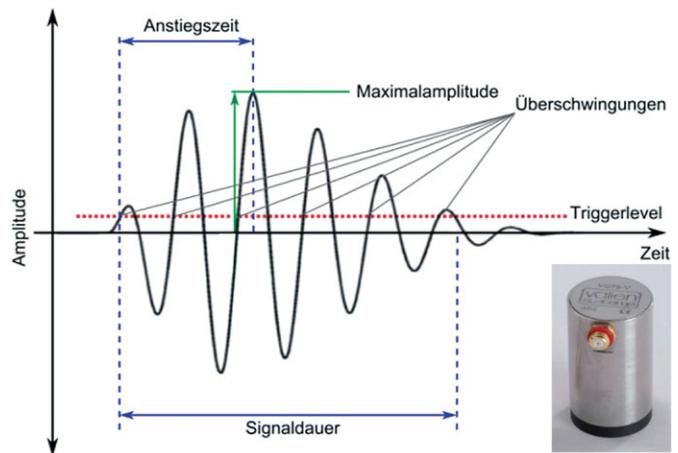


Bild 3 Merkmale eines AE-Signals nach [7]
Character of AE-signals acc. [7]

Ein großer Vorteil von kontinuierlicher und durchgehender AE-Messung ist, dass Schäden in allen Bereichen der Struktur entdeckt werden, sobald sie entstehen. Es ist allerdings große Erfahrung notwendig, um die Informationen aus der Struktur zu interpretieren und diese den möglichen Quellen oder Herden akustischer Aktivität im Material zuzuordnen.

Der Körperschallsensor, der bei den hier beschriebenen Versuchen eingesetzt wurde, war ein VS75-V-Sensor von Vallen. In Bild 3 ist ein typisches AE-Signal zu sehen. Die Körperschallmessungen wurden bei den Versuchen durchgehend ausgeführt und nur zu definierten periodischen Intervallen unterbrochen, um Ultraschallmessungen durchzuführen. Es war wichtig, dass sich diese Messungen nicht gegenseitig beeinträchtigten. Während all dieser Unterbrechungen wurden mehrere Ultraschallmessungen bei weiter andauernder zyklischer Belastung durchgeführt.

Die Messsoftware nimmt eine Auswertung des aufgezeichneten Rohsignals des Körperschallsensors vor und zeigt die Körperschall-Hit-Parameter, wie maximale Amplitude, Anzahl der Überschwingungen, Energie und Anstiegsdauer, an. Diese Parameter werden auf der Festplatte gespeichert. Die einzelnen Hits werden zusammengefasst (aufsummiert), und daraus ergeben sich dann die Hitrates (Hits pro Zeiteinheit), die kumulativen Hits und der kumulative Energie-Gehalt der Hits über den gesamten Zeitabschnitt des Belastungsversuchs. Da eine enorme Datenmenge während der kontinuierlichen Messungen produziert wird (Sample-Rate $2,5 \text{ MS/s}$), werden die transienten Rohsignale nur in gewissen festgelegten Intervallen (z. B. alle 1000 Lastwechsel) abgespeichert. Kein anderes ZfP-Verfahren stellt so hohe Anforderungen an die Messdynamik wie die Schallemissionsanalyse.

Die Aufzeichnungseinheit (Hardware) bei den hier vorgestellten Versuchen setzte sich aus einem „Wave Generation Board – ARB1410“ von Physical Acoustics und einer achtkanaligen CompuScope-Karte von Gage zusammen.

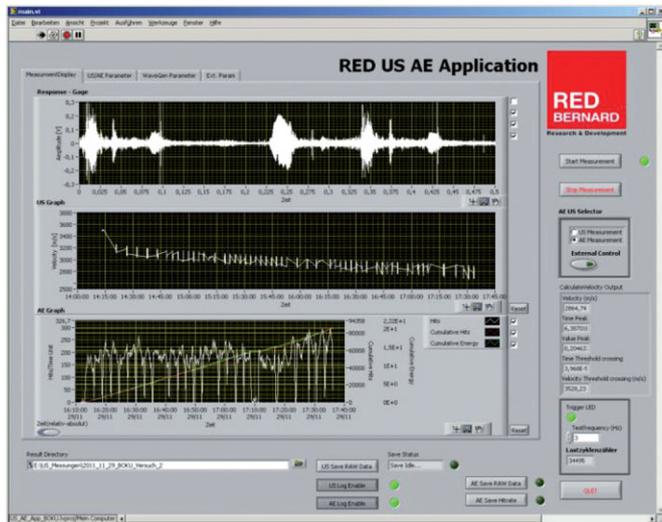


Bild 4 Oberfläche des Lab-View-Messprogramms
Surface of the Lab-View-program

Auf der Software-Seite wurde ein Lab-View-Programm implementiert, das beide Aufgaben (US- und AE-Messung) in einer Anwendung kombinierte. Die Oberfläche dieses Programms ist in Bild 4 zu sehen. Die Auswertung der Messwerte wurde im Post-Processing mittels MatLab-Skripts vorgenommen.

3 Laborversuche an Kleinprüfkörpern

3.1 Versuchsaufbau und Testprogramm

Die bei den Laborversuchen eingesetzten zylindrischen Prüfkörper (Bild 5) besaßen einen Durchmesser von 6 cm und eine Höhe von 18 cm. An den gegenüberliegenden Seiten wurden ebene Stellen eingeschliffen, um die Kontaktflächen der Sensoren dort vollflächig auflagern zu können. Das Testprogramm (Bild 6) sah vor, dass alle Prüfkörper mit einem einstufigen Lastkollektiv belastet und jeder Versuch bis zum Bruch gefahren wurde. Die bezogene Oberspannung S_{max} betrug 70% der Bruchlast, die bezogene Unterspannung S_{min} 5% und die Belastungsfrequenz 3 Hz. Tieferegehende Informationen über das Testprogramm wurden bereits in [2] veröffentlicht. Aus diesem Grund wird hier nicht näher auf diesen Sachverhalt eingegangen.

3.2 Auswertung der Laborversuche

In Bild 7 ist der charakteristische Verlauf der Messwerte von Ultraschall, Körperschall und Dehnungsmessstreifen dargestellt, der bei allen Versuchen ähnlich war. Im Bereich der Ultraschallmessungen waren die Messwerte der Peak- oder Threshold-Geschwindigkeit zur Bestimmung des Schädigungsgrades am aussagekräftigsten. Der Abschn. 3.2.1 widmet sich ausgiebig den Auswertungen der US-Messwerte.

Bezüglich des Körperschalls können die AE-Daten in verschiedenen Visualisierungsformen wiedergegeben wer-

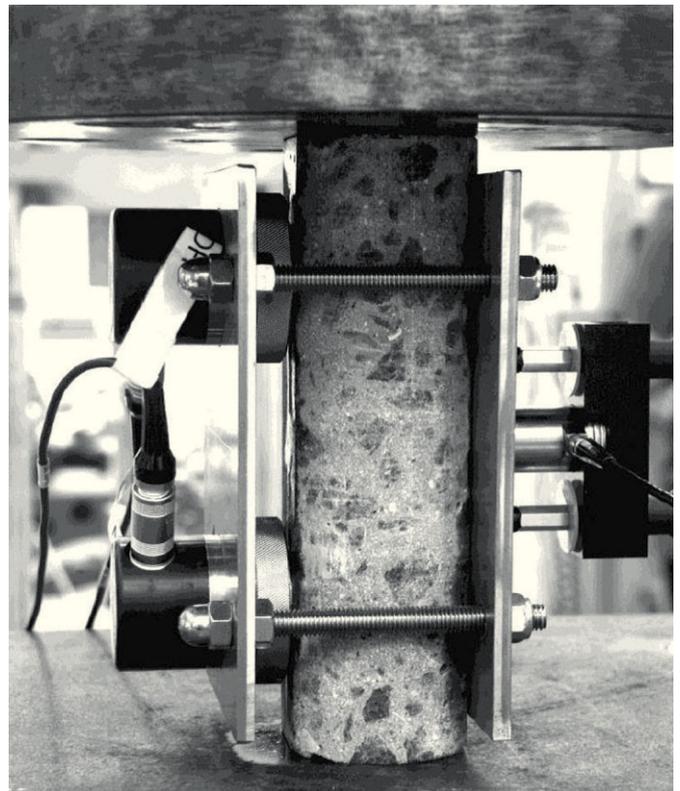


Bild 5 Prüfkörper in der Prüfmaschine
Specimen in the test apparatus

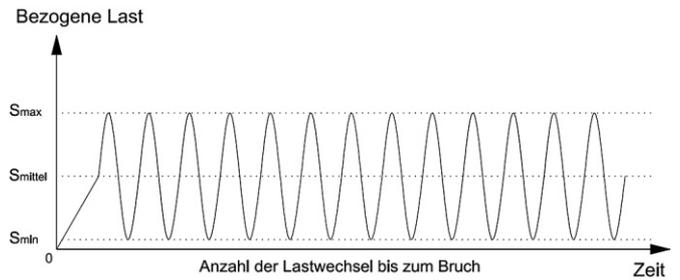


Bild 6 Belastungsprogramm der Kleinprüfkörpertests
Loading Program of the specimen-tests

den. Kumulative Diagramme, z. B. Ereignissumme, Burstsumme (Hitrate) oder Energiesumme über die Lebenszeit hinweg, sind am ehesten geeignet, um auf die Bauwerkschädigung einzugehen. In Abschn. 3.2.2 wird genauer auf die Auswertungen der Körperschallmesswerte eingegangen. Die Messwerte der Dehnungsmessstreifen werden in Abschn. 3.2.3 diskutiert.

3.2.1 Messergebnisse Ultraschall

Die Ultraschall-Laufzeitmessung liefert bei allen Versuchen gut interpretierbare Ergebnisse. In Bild 8 ist die Peak-Geschwindigkeit des Ultraschallsignals über die Lebenszeit des Prüfkörpers hinweg dargestellt. Deutlich sind der S-förmige Verlauf und die drei Phasen der Betonermüdung zu erkennen, die auch schon in [8] und [9] beschrieben werden. Die erste Phase, die etwa 10 bis 20%

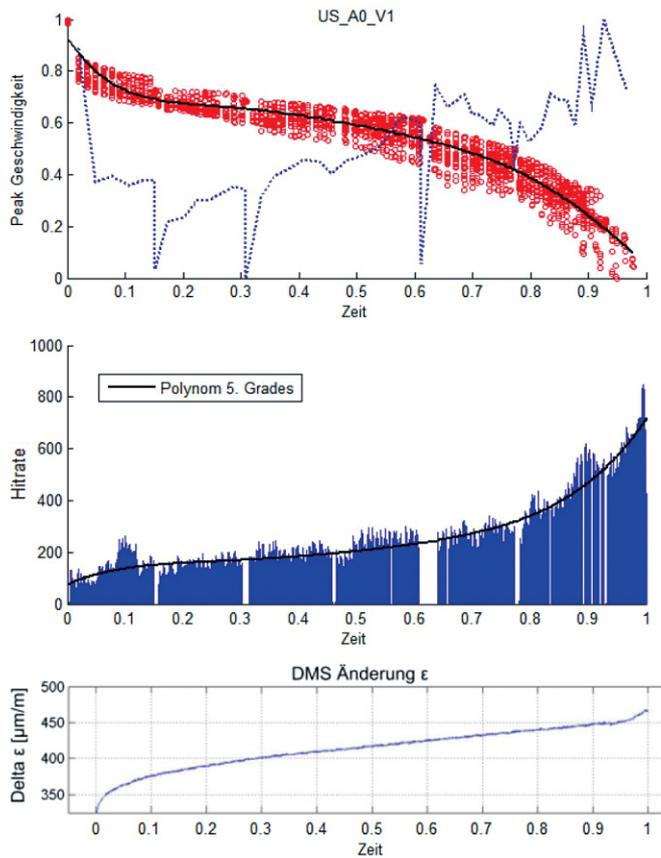


Bild 7 Ultraschall (Peak-Geschwindigkeit), aufsummierte Körperschall-Hits und Dehnungen des Prüfkörpers über die Lebenszeit hinweg
 US-Signal (Peak-Velocity), cumulative AE-hits and strain over the specimens lifetime

der Lebenszeit des Prüfkörpers andauert, ist geprägt von dem steilen Geschwindigkeitsabfall des US-Signals bei der Erstbelastung. Zurückzuführen ist dies auf den nicht linearen Zuwachs an Rissen, die ein Hindernis für das US-Signal darstellen und es dämpfen und verlangsamen. Dies geschieht nur in dieser kurzen Anfangsphase. Gefolgt wird dieser Lebensabschnitt des Prüfkörpers von einer Phase 2, in der eine kontinuierliche, fast lineare Abnahme der Signal-Geschwindigkeit zu verzeichnen ist. Der Grund hierfür ist der lineare Effekt, den die fortschreitenden Schädigungen auf das Signal haben. Phase 3 beginnt nach ca. 80% der Lebenszeit. Durch die nun folgende überproportionale Zunahme der Verformung, und damit auch der Risse und Mikrorisse in der Betonmatrix, erfolgt eine überproportionale Dämpfung des Signals. Diese Phase wird beendet durch das plötzliche Versagen der Struktur oder des Prüfkörpers.

Die Ultraschallmessungen wurden während der zyklischen Belastung durchgeführt. Die variierende Geschwindigkeit des US-Signals bei gleichem Schädigungsgrad hängt von dem Messzeitpunkt innerhalb des Belastungszyklus ab, da abhängig von der momentanen Last die Risse offener oder geschlossener sind. Diese Rissatmung wird somit durch die sich verändernde US-Geschwindigkeit abgebildet. Bei einer Belastung von $S_{max} = 70\%$ der Bruchlast werden die oberen Grenzwerte auf der beschreibenden Linie der maximalen Geschwindigkeit erreicht. Bei dem Belastungszustand der Unterspannung erreicht man die minimale Geschwindigkeit. Diese Beob-

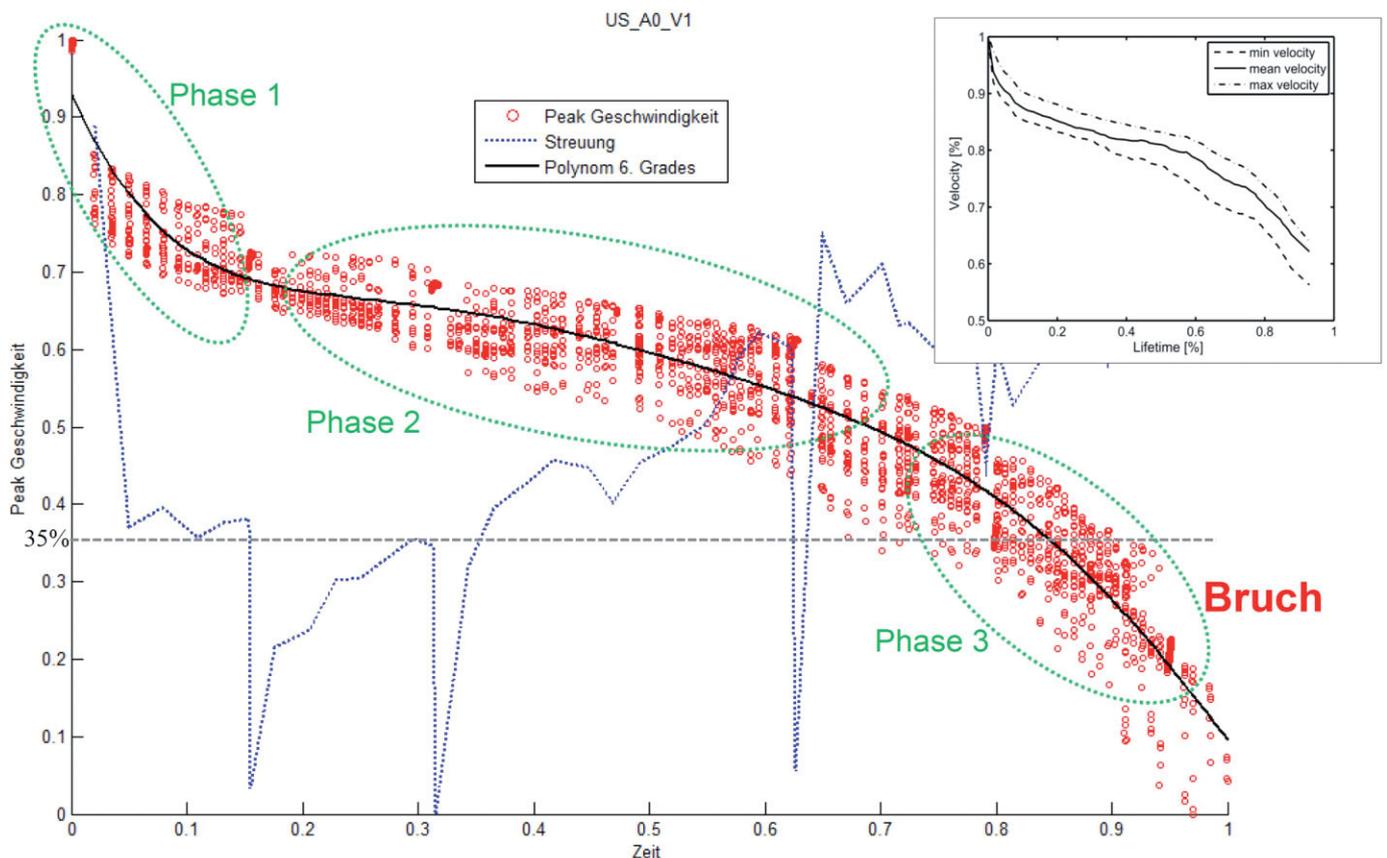


Bild 8 Ultraschallmessung, Peak-Geschwindigkeit über die Lebenszeit des Prüfkörpers hinweg
 Ultrasonic measurement, peak velocity over the specimen's lifetime

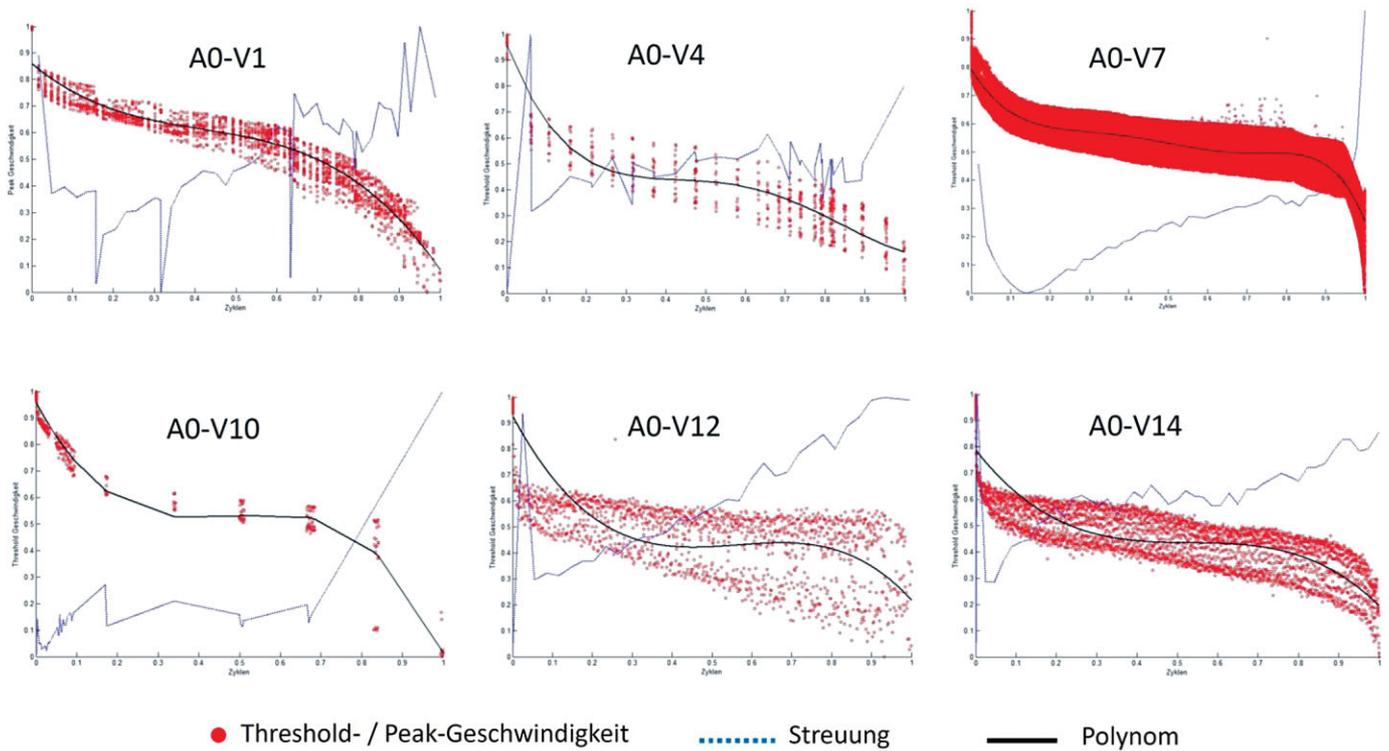


Bild 9 Ergebnisse der US-Messungen von sechs verschiedenen Prüfkörpern
Measurement results of 6 different specimens

achtung deckt sich auch mit den Messwerten der Dehnungsmessstreifen. Die vertikalen Dehnungen des Prüfkörpers aufgrund der Vertikalbelastung sind größer als die horizontalen Dehnungen. Somit bewirkt die Vertikalbelastung eher ein Zusammendrücken in vertikaler Richtung als ein Öffnen der vertikalen Risse in horizontaler Richtung, vgl. dazu auch [4].

An den Schaubildern in Bild 9 kann man deutlich sehen, wie hoch die Streuung der Bruchlastspielzahlen und somit auch die Dauern der zyklischen Tests bei gleicher Belastung und Randbedingung war. Wie schon in [2] erläutert, kann die Streuung der Bruchlastspielzahl auf die Streuung der statischen Kurzzeitfestigkeit zurückgeführt werden. Bei den Versuchen mit Oberspannung $S_{max} = 70\%$ der Bruchlast und Unterspannung $S_{min} = 5\%$ der Bruchlast ist somit eine Streuung der Bruchlastspielzahl von $\log N = 3,6$ bis $\log N = 5,9$ möglich. Diese Werte werden auch in [4] mit den folgenden Worten bestätigt:

„Allerdings sind das Ermüdungsverhalten und speziell die ertragbaren Lastspielzahlen von Beton sehr starken Streuungen unterworfen, die sich, ..., um bis zu 4 Zehnerpotenzen für ein Belastungsniveau unterscheiden können. Dies erschwert die experimentelle Untersuchung des Ermüdungsverhaltens deutlich und gestaltet sie vor allem sehr aufwendig. Schon im unbelasteten Ausgangszustand weist der Beton aufgrund seiner heterogenen Struktur hohe Streuungen in seinen Eigenschaften auf, was dazu führt, dass die für die Ermüdungsversuche verwendeten Betonkörper alle eine individuelle Festigkeit besitzen. Da die Festigkeit jedoch die Bezugsgröße für die Größe der jeweils aufgetragenen Ermüdungsbelastung ist, diese

aber nur über einen zerstörenden Versuch ermittelt werden kann, sind vergleichende Versuche äußerst schwierig.“

In Tab. 1 sind die in Bild 9 gezeigten Versuche tabellarisch mit den Randbedingungen aufgelistet. Davon wurde nur bei den Versuchen A0-V1, A0-V4 und A0-V10 auch gleichzeitig der Körperschall gemessen. Bei dem Versuch A0-V1, dessen US-Messwerte in Bild 8 gezeigt werden, reduziert sich die Peak-Geschwindigkeit bis zum Bruch auf 35% des Anfangswerts. Dieser Wert ist auch bei anderen Versuchen zu beobachten.

Aus den Ultraschall-Laufzeitmessungen lässt sich der dynamische E-Modul bestimmen, vgl. hierzu auch [2].

$$E_d = \frac{V^2 \cdot \rho}{K} \tag{1}$$

mit: V Druckwellengeschwindigkeit [m/s]
 E_d dynamischer E-Modul
 ρ Dichte des Materials

und

$$K = \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)} \tag{2}$$

mit: ν dynamische POISSONZahl

Dies bedeutet im Umkehrschluss, unter Anwendung der Gln. (1) und (2), dass der dynamische E-Modul kurz vor dem Bruch bis auf 13% absinkt. Es besteht eine starke

Tab. 1 Randbedingungen und Bruchlastzahlen der vorgestellten Versuche
Boundary conditions and number of load cycles to failure of the presented tests

Prüfkörper Nr.	Oberspannung S_{\max} [%-Bruchlast]	Unterspannung S_{\min} [%-Bruchlast]	Belastungsfrequenz f [Hz]	Sensoren	Bruchlastwechsel N [-]	Bruchlastwechsel N [log]
A0-V1	70	5	3	AE+US	64.583	4,81
A0-V4	70	5	3	AE+US	19.246	4,30
A0-V7	70	5	3	US	102.355	5,01
A0-V10	70	5	3	AE+US	6.389	3,80
A0-V12	70	5	3	US	5.026	3,70
A0-V14	70	5	3	US	3.807	3,58

Korrelation zwischen der Veränderung des E-Moduls und der Entwicklung des Schädigungsgrades.

Aus verschiedenen Untersuchungen, vgl. [4, 7 und 9], ist bekannt, dass sich der E-Modul und somit auch die Dehnungsentwicklung als sensible Größe für die Beurteilung der Schädigung erwiesen haben. Dies deckt sich auch mit den Messergebnissen der Autoren. Die zeitliche Entwicklung beider besitzt einen S-förmigen, dreiphasigen Verlauf. Zu Beginn erfolgt eine rapide Abnahme des E-Moduls bei den ersten Lastzyklen. Dann folgt die Phase 2 mit einer relativ stabilen und kontinuierlichen Abnahme. Erst nach ca. 80% der Lebenszeit, also kurz vor dem Versagen, erfolgt eine weitere rapide Abnahme, die mit dem Bruch endet.

Da die Ultraschallmessungen während der zyklischen Belastung kontinuierlich ausgeführt werden, kann auch hier die Variation des dynamischen E-Moduls zwischen dem Lastniveau S_{\max} und S_{\min} beobachtet werden, Bild 10. Bei Oberspannung S_{\max} werden die Risse gedrückt und stellen für das US-Signal ein kleineres Hindernis als bei Unterspannung S_{\min} dar. Die Wellengeschwindigkeit wird höher und somit erhöht sich auch der E-Modul. Bei S_{\min} , also fast keiner Belastung, ist der Wert des E-Moduls um ca. 10% kleiner. Somit wird das Atmen der Risse sichtbar gemacht. Der Unterschied ΔE zwischen dyn. E-Modul $_{S_{\max}}$ und dyn. E-Modul $_{S_{\min}}$ nimmt mit zunehmender Lebenszeit und zunehmendem Schädigungsgrad zu, da der Verlauf des dyn. E-Modul $_{S_{\min}}$ gegen Ende der Lebenszeit einen steileren Verlauf aufweist als jener auf Lastniveau S_{\max} .

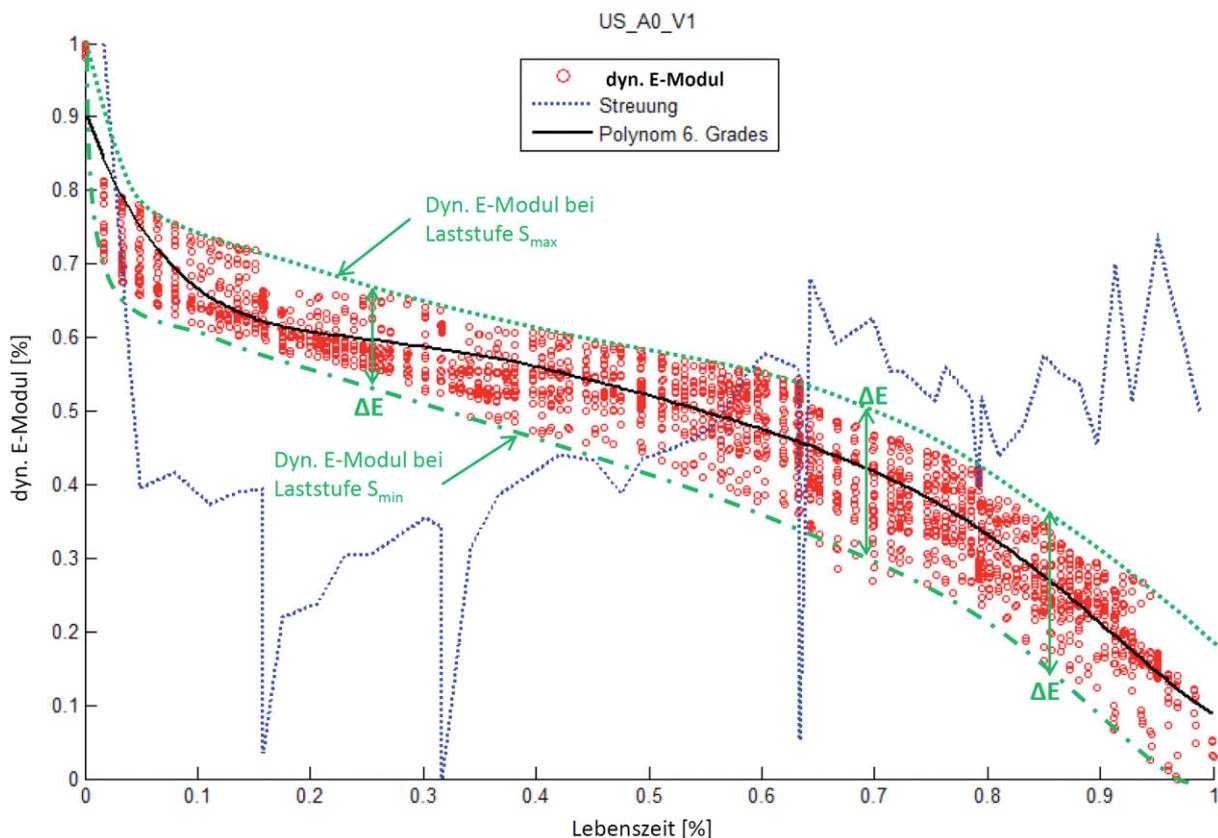


Bild 10 Veränderung des dynamischen E-Moduls über die Lebenszeit des Prüfkörpers hinweg
Change of the dynamic E-Modulus over the specimen's lifetime

3.2.2 Messergebnisse Körperschall

Körperschallmessungen sind aufgrund ihrer erst im späten Schädigungsstadium vorhandenen Aussagekraft nicht geeignet, um als alleiniges Mittel zur Schädigungsgradbestimmung herangezogen zu werden. Eine Kombination mit Ultraschallmessungen ist sehr zu empfehlen. Nur so kann sichergestellt werden, dass der Schädigungsgrad zu jedem Zeitpunkt messbar ist. Bei den Untersuchungen hat sich gezeigt, dass die Messergebnisse des Körperschalls am aussagekräftigsten mit der Hitrate (Hits pro Zeiteinheit) oder mit dem sich verändernden Frequenzspektrum des Körperschallrohsignals wiedergegeben werden können.

In Bild 11 werden verschiedene Darstellungsformen gezeigt, in der man die Messwerte des Körperschallsensors wiedergeben kann. In der Mitte von Bild 11 sind die Messwerte des Körperschallsensors in Form der Hitrate über die Lebenszeit des Prüfkörpers hinweg aufgetragen. Die folgende Systematik dieses Verlaufs ist bei allen Versuchen zu erkennen. Nach Einsetzen der zyklischen Druckschwellbeanspruchung erfolgt eine deutliche Erstersteigerung der AE-Hits. Diese Phase dauert bis zu ca. 10% der Lebenszeit an. Danach erfolgt ein leichter Anstieg der Hitrate bis hin zu 80% der Lebenszeit. Dieser nur sehr leichte Anstieg, oder in anderen Worten auch

das sehr lange Plateau, macht eine Lebenszeitabschätzung äußerst schwierig oder fast nicht möglich. Erst nach Erreichen von 80% der Lebenszeit erfolgt ein signifikanter Anstieg der Körperschallaktivität, der dann mit dem Bruch oder Versagen des Prüfkörpers endet.

Betrachtet man die Energie des Körperschallsignals, erkennt man ab dem Anfangsstadium bis ca. 80% einen ähnlichen Verlauf. Nur mit dem Unterschied, dass am Ende vor dem plötzlichen Versagen des Prüfkörpers immer eine Abschwächung der Energie zu sehen war. Diese Abschwächung trat ein, sobald die Hitrate merklich anstieg, und dauerte ungefähr bis 98% der Lebenszeit an, dann erfolgte auch hier ein sprunghafter Anstieg.

In Bild 11 oben ist die Oberfläche der Mess-Software dargestellt. Sie zeigt unter anderem die Veränderung der Amplitude des Körperschallrohsignals mit zunehmender Lebenszeit. In Bild 12 ist das Frequenzspektrum des Rohsignals zu verschiedenen Stadien der Lebenszeit dargestellt und macht somit die Veränderungen im Schädigungsgrad erkennbar. Um den Frequenzgehalt des Rohsignals sichtbar zu machen, wird auf diesem eine Fast Fourier Transformation (FFT) angewendet. Betrachtet man die Messwerte des Versuchs A0-V4, erscheinen bei Erreichen von 99% der Lebenszeit des Prüfkörpers einige Peaks im Spektrum. Einer bei ungefähr 70 kHz und ein anderer,

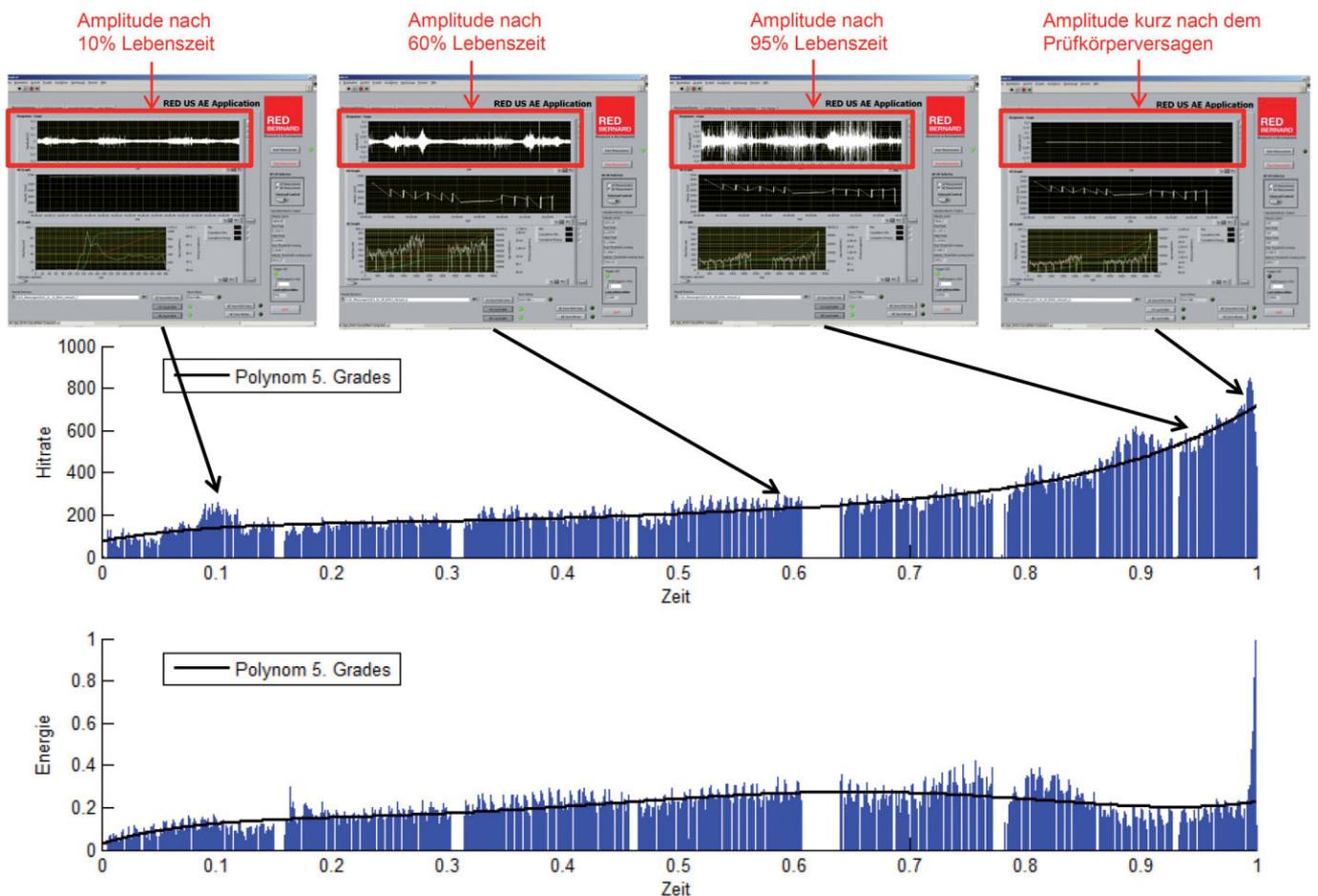


Bild 11 Verlauf der Körperschall-Hitrate und Energie über die Lebenszeit des Prüfkörpers hinweg
AE-Hitrate and Energy over the specimen's lifetime

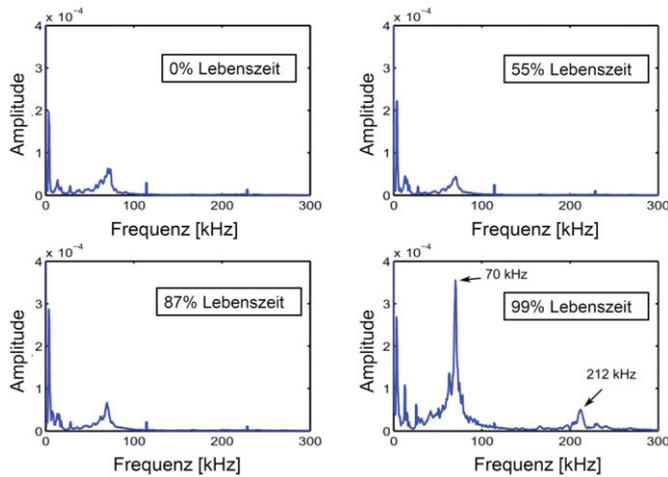


Bild 12 Frequenzspektrum des Körperschallsignals bei unterschiedlichen Lebensstadien des Prüfkörpers
Frequency spectra of the AE-Raw signals for different states in the specimen's lifetime

sehr viel kleiner, aber doch ausgeprägt, bei 212 kHz. Aber auch hier tritt eine signifikante Änderung mit Rückschluss auf die noch zu erwartende Lebenszeit erst sehr spät ein. Eine Früherkennung, wie sie bei Structural Health Monitoring (SHM) gewünscht ist, ist mit diesem Mittel nicht möglich.

3.2.3 Messergebnisse DMS

Eine Motivation dieses Forschungsprojekts ist es, eine Möglichkeit zu finden, den E-Modul als Indiz für den Schädigungsgrad einer Betonstruktur mithilfe eines einflussfreien Messverfahrens unabhängig vom Belastungswert feststellen zu können. Ganz im Gegensatz zu Ultraschallmessungen ist dies mit Dehnungsmessstreifen nicht möglich. Um aus den gemessenen Dehnungen Rückschlüsse auf den tatsächlich vorhandenen E-Modul ziehen zu können, muss die anregende Kraft bekannt sein. Ist dies nicht der Fall, kann die eventuell auftretende große Verformung entweder von einer höheren angreifenden Last oder von der fortschreitenden Schädigung des Betons und somit dem Absinken des E-Moduls verursacht werden.

Durch zyklische Belastungen ermüdet Beton. Betrachtet man nach [8] den Verformungsverlauf in Abhängigkeit von der Lebenszeit, auch zyklische Kriechkurve genannt, so ist zu erkennen, dass der bleibende Verformungszuwachs, d. h. der Schädigungsgrad, bei der Ermüdung in drei charakteristischen Phasen abläuft, Bild 13. Phase 1 erstreckt sich vom Anfang der zyklischen Belastung bis zu 20 % der gesamten Lebenszeit. Es ist eine nicht lineare Zunahme der Dehnungen in Form eines parabolischen Verlaufs zu erkennen. Phase 2 beginnt zwischen 10 % und 20 % der verstrichenen Lebenszeit mit dem Übergang in einen konstanten, geringen und fast linearen Verformungszuwachs. Der Wechsel zur Phase 3 zeichnet sich ab, wenn ungefähr 80 bis 90 % der Lebenszeit verstrichen

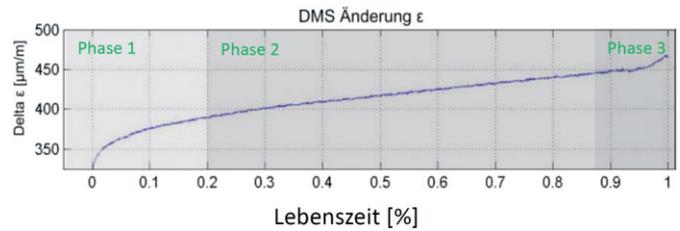


Bild 13 Zyklische Kriechkurve des Prüfkörpers bei Druckschwellbeanspruchung
Cyclic creep curve of the specimen under constant cyclic pressure

sind. Die Gesamtverformungen nehmen rapide und überproportional zu und enden mit dem Versagen des Betons. Diese Phasen sind bei den hier präsentierten Versuchen mit konstanter Oberspannung von 70 % der Bruchlast und konstanter Unterspannung von 5 % der Bruchlast gut zu beobachten. Doch wie angemerkt, sind eine Lebenszeitabschätzung oder die Einschätzung des Schädigungsgrades mit Dehnungsmessstreifen ohne die Kenntnis des angreifenden Lastwerts nicht möglich.

4 Laborversuche an vorgespannten Monoblockschwellen

4.1 Vorbemerkungen

Um das Monitoring-System in größerem Maßstab an Bauteilen zu testen, wurden vorgespannte Monoblockschwellen ausgewählt. Betonschwellen für den Gleisbau sind hochdynamisch beanspruchte Bauteile. Züge mit bis zu 400 km/h passieren die einzelnen Schwellen und somit kommt es bei jeder Achsbelastung des Zuges zur Be- und Entlastung der Schwelle. Um dies zu simulieren, wird die Schwelle bei diesen Tests mit Druckschwellbeanspruchung am Schienenauflegerbereich belastet und mit Sensoren bestückt.

Die zulässige Achslast des Zuges nach Norm bei diesem Schwellentyp beträgt 25 t. Bei einem Versuchsaufbau mit vollflächiger Auflagerung am Schwellenfuß unten und Normbelastung kann eine enorme Lebenszeit erwartet werden. Um einen hohen Schädigungsgrad auch nach vertretbarer Prüfzeit zu erreichen, werden der Versuchsaufbau und die Randbedingungen der Last entsprechend angepasst.

4.2 Versuchsaufbau und Lastprogramm

In Anlehnung an Spaltzugversuche wird die Schwelle auf der einen Seite direkt unterhalb der Lasteinleitung im Schienenauflegerbereich auf ein 5 cm breites und 30 cm langes Linienlager aufgelegt, Bild 14 unten rechts. Nur der gegenüberliegende unbelastete Bereich der Schwelle wird flächig aufgelagert, ansonsten ist sie frei.

Die Schwellen wurden während der Versuche mit zwei gegenüberliegenden US-Sensoren (Sender und Empfänger), einem Körperschallsensor und acht Dehnungsmess-

streifen bestückt, Bild 14. Die hier verwendeten US-Sensoren waren S40 HB 0.04 (E/S) von Karl Deusch. Die Anregungsfrequenz betrug 40 kHz. Auch hier wurde die Frequenz wegen der vergleichsweise geringen Dämpfung des Signals bei dem Durchlaufen des Schwellenquerschnitts gewählt. Der Körperschallsensor war der gleiche wie bei den Prüfkörperversuchen. Er wurde so nah wie möglich an der Lasteinleitungsfläche positioniert. Vier Dehnungsmessstreifen (DMS) wurden rechts und links der Ultraschallsensoren befestigt, um die vertikalen Dehnungen wiederzugeben. Weitere vier DMS wurden an der Ober- und Unterseite der Schwelle angebracht. Mit ihnen konnten die horizontalen Dehnungen und somit das Pulsieren der vertikalen Rissöffnung während der zyklischen Belastung erfasst werden.

Bei den hier vorgestellten Schwellenhauptversuchen stellte sich das mehrstufige Lastkollektiv wie folgt zusammen, Bild 15. Aus Materialprüfungen des Schwellenbetons war

bekannt, dass die Druckfestigkeit einer Betonfestigkeitsklasse C50/60 entspricht. Es wurden drei Laststufen verwirklicht. Begonnen wurde mit einer Oberspannung von 50% der errechneten Bruchlast von 450 kN (vgl. Bild 14). Die Unterspannung betrug bei allen Laststufen 5% der errechneten Bruchlast. In der zweiten Stufe wurden 75% der Bruchlast als Oberspannung zyklisch aufgebracht und in der dritten Stufe folgte die Beaufschlagung der Schwelle mit 100% der errechneten Bruchlast. Die Belastungsfrequenz betrug durchgehend 3 Hz. Die Ultraschall- und Körperschallmessungen wurden abwechselnd jeweils für 60 Sekunden während der zyklischen Belastung ausgeführt. Somit konnten bei 60 000 Lastwechseln insgesamt 167 Messungen durchgeführt werden.

Der Bruchmechanismus kann als Versagen auf Querzug unter Ermüdung in Schwellenquerrichtung bestimmt werden. Dies haben auch vorangehende Tastversuche gezeigt, Bild 16. Bei diesen Tastversuchen wurde die

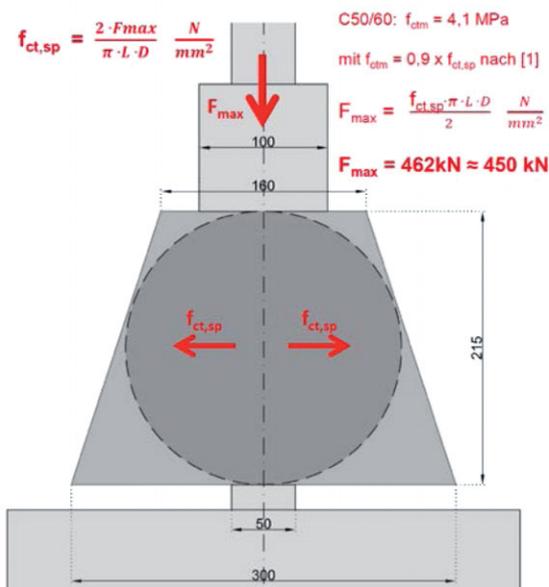
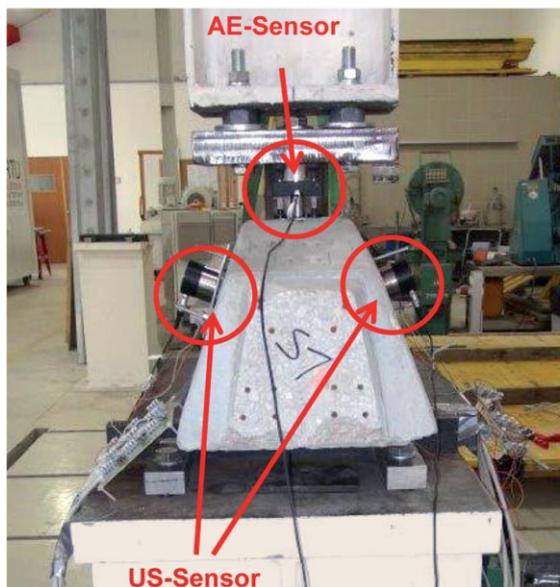
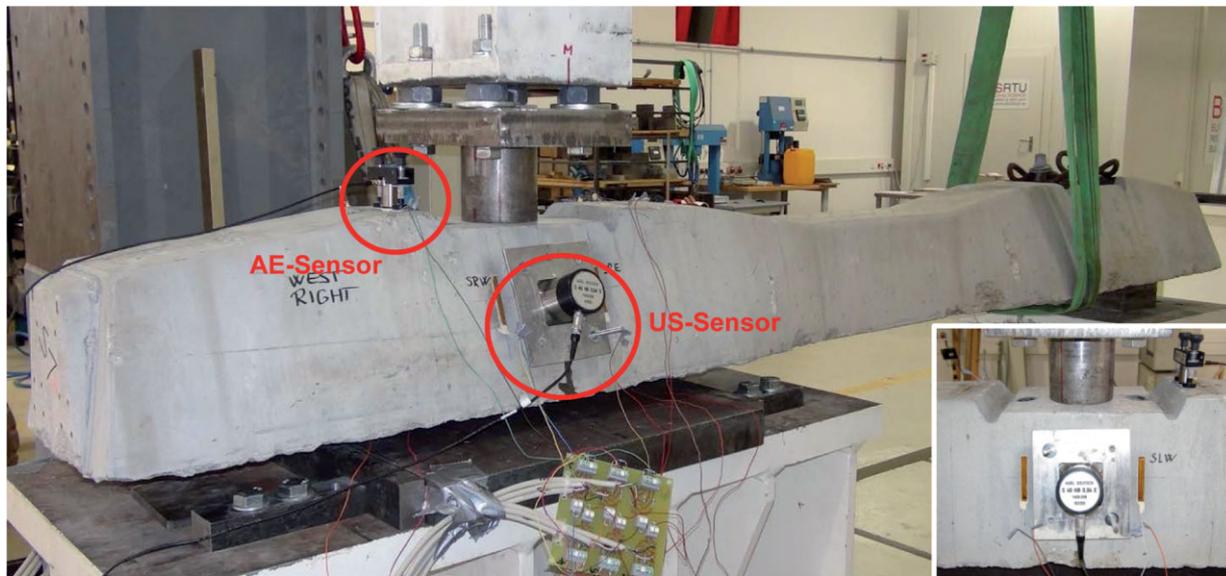


Bild 14 Versuchsaufbau der Schwellentests und Ermittlung der Spaltzugfestigkeit nach [10]
 Test-setup of the sleeper-tests and determination of the splitting tensile strength acc. [10]

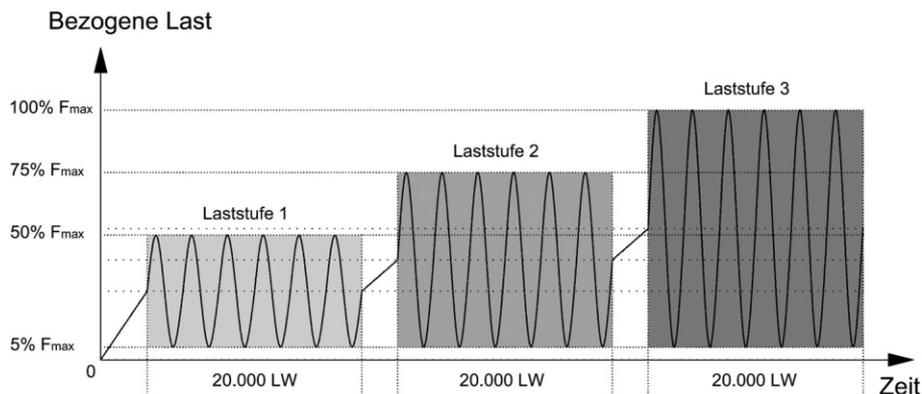


Bild 15 Mehrstufiges Lastkollektiv der Schwellenhauptversuche
Multi-level load spectrum of the sleeper-tests

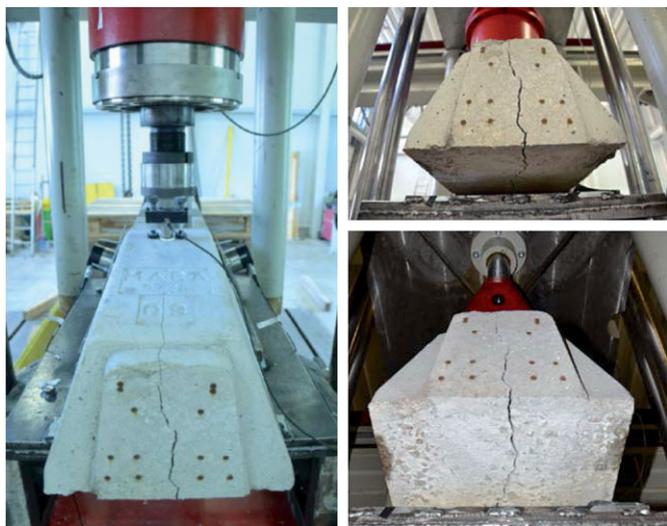


Bild 16 Bruchbilder der Tastversuche mit flächiger Auflagerung
Fracture patterns of the first trial tests with full area support

Schwelle allerdings unten flächig aufgelagert und bis zum Bruch belastet. Nach 1,129 Mio. Lastwechseln bildete sich ein senkrechter Längsris durch die halbe Schwelle unterhalb des Lasteinleitungspunkts. Ein Grund für diesen Bruch ist, dass die Überdrückung des Querschnitts durch die Vorspannung nur in Schwellenlängsrichtung existiert. In Schwellenquerrichtung kommt es somit als erstes zum Bruch unter Zugbelastung.

Bei den Schwellenhauptversuchen wurden die Schwellen auch aus zeitlichen Gründen nicht mit einem einstufigen Lastkollektiv bis zum Bruch belastet. Ziel des mehrstufigen Lastkollektivs war unter anderem auch die Herstellung einer Korrelation zwischen dem Risszustand innerhalb der Schwelle und der Abminderung der Geschwindigkeit des Ultraschallsignals.

4.3 Auswertung der Laborversuche

Die Auswertung der Ultraschallmesswerte ergab folgende Ergebnisse: In Bild 17 ist die Peak-Geschwindigkeit des

Ultraschallsignals über die Versuchsdauer von 60 000 Lastwechseln aufgetragen. Gestartet wurde die Messung kurz vor dem Beginn der zyklischen Belastungen. Ganz deutlich sind die drei Laststufen voneinander zu unterscheiden. In Bild 17 unten sind die jeder Laststufe zugehörigen Rissbilder einer numerisch nicht linearen Simulation mit dem FE-Programm ATENA dargestellt. Das Softwarepaket ATENA ist ein nicht lineares Finite-Elemente-Programm, das hauptsächlich für die realistische Simulation von Beton- und Stahlbetonstrukturen entwickelt wurde. Somit ist es in der Lage, für homogene Materialien Rissbildungen bei Überschreitung zulässiger Spannungen zu berücksichtigen und im geschädigten Zustand das Abfallen der Arbeitslinie wiederzugeben.

Wenn man Peak-Geschwindigkeit und die Rissdarstellungen vergleicht, sieht man deutlich, dass mit Zunahme der Last die vertikalen Spaltzugrisse im Inneren der Schwelle zunehmen. Damit nimmt auch aufgrund der Dämpfung die Geschwindigkeit des Ultraschallsignals rapide ab. Des Weiteren ist auch eine deutliche Erhöhung der Streuung des Signals mit zunehmender Last zu erkennen.

Den oberen Grenzwert des Ultraschallbands stellt die Geschwindigkeit des US-Signals bei Unterspannung (5% Bruchlast) dar. Aufgrund der Lagerung verhält sich der Bruchmechanismus der Schwelle anders als der des gedrückten Kleinprüfkörpers. Auch die Messwerte der horizontal befestigten Dehnungsmessstreifen zeigen höhere Werte als die der vertikal befestigten. Somit entstehen aufgrund der Druckkraft von oben vorzugsweise senkrechte Spaltzugrisse im Inneren der Schwelle und die Überdrückung der Risse in horizontaler Richtung ist von untergeordnetem Einfluss auf die Ultraschallmessungen. Die Messwerte im unteren Teil des Messwertbands entstehen während der Messungen bei Oberspannung und somit auch bei maximal geöffneten Rissen.

Nach insgesamt 60 000 Lastwechseln ist die Schwelle nicht komplett geschädigt. Man kann sehen, dass die Peak-Geschwindigkeit im fast unbelasteten Bereich auf 50% abgesunken ist. Da der Versuch allerdings nicht bis zum Bruch der Schwelle durchgeführt worden ist, kann

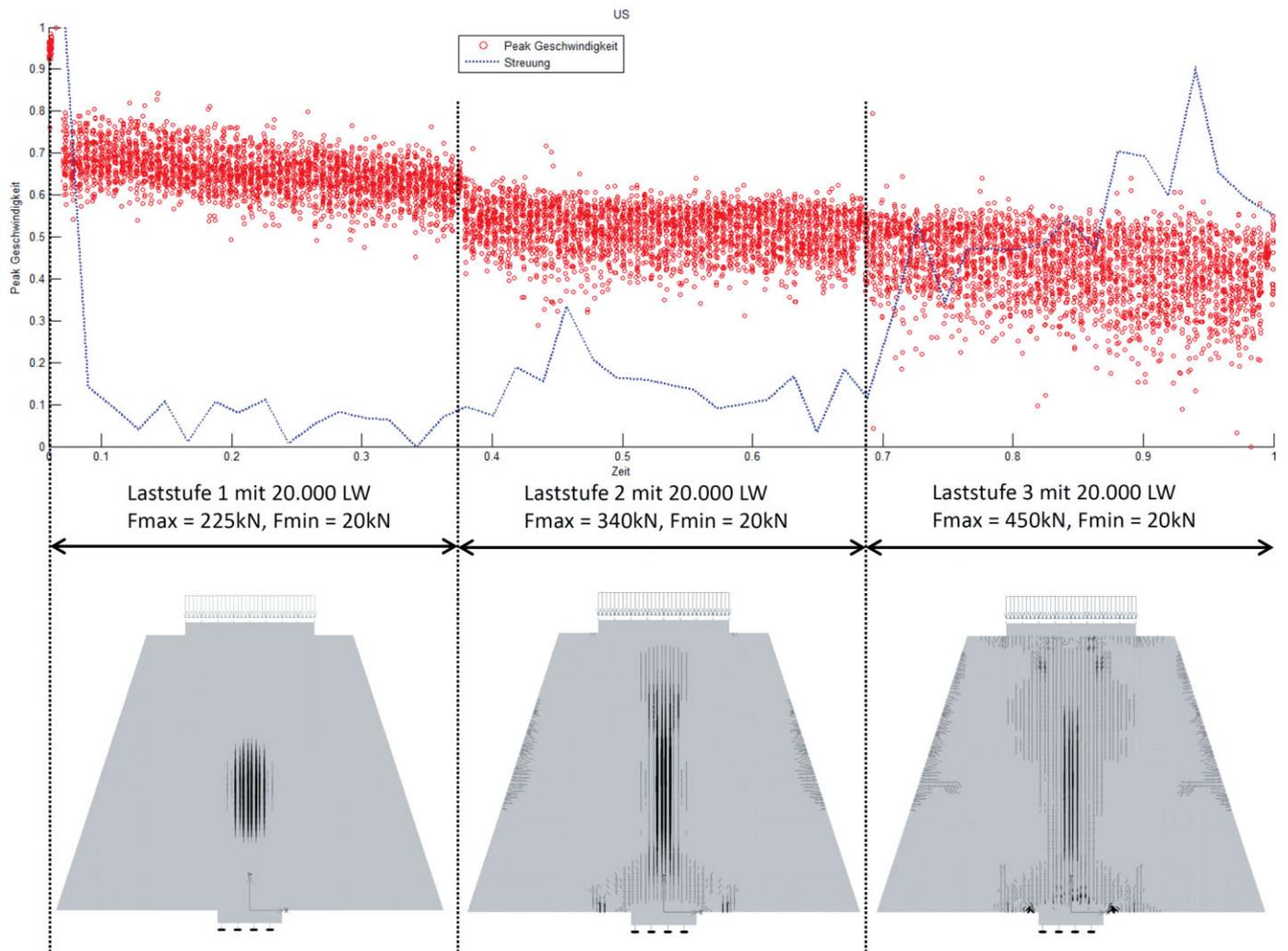


Bild 17 Ultraschall-Peak-Velocity und zugehörige numerische nicht lineare Simulationen bei statischer Maximallast F_{max} einer jeden Laststufe
US-peak-velocity and related non-linear simulations with static, maximum loading of each load level

man die 50%-Absenkung nicht als nominalen Wert ansehen. Erst wenn alle Messwerte bis zum Bruch vorhanden sind, kann man Aussagen mit konkreten Werten vornehmen.

5 Zusammenfassung

Mit Rückblick auf die gesamten Ermüdungsversuche an Prüfkörpern und auch Bauteilen ist die Wichtigkeit des Zusammenspiels der unterschiedlichen Sensortypen deutlich geworden. Ultraschall bietet bisher die aussagekräftigsten Messwerte von Beginn eines jeden Tests an. Nach ca. 80% der Lebenszeit zeigen auch die Körperschallsensoren deutliche Veränderungen in den Messwerten und es kann daraus geschlossen werden, dass die erforderliche Lastspielzahl bis zum Bruch fast erreicht ist. Durch die Kombination der Sensoren, die unterschiedlich intensiv und zu verschiedenen Lebenszeiten des Prüfkörpers den Schädigungsgrad wiedergeben, wird sichergestellt, dass der Schädigungsgrad von Beginn der Tests bis zum Bruch des Probekörpers messbar und somit auch einschätzbar ist.

Festzuhalten ist, dass eine Nullmessung im ungeschädigten Zustand des Bauteils erforderlich ist, um die Messwerte nach einer gewissen verstrichenen Lebenszeit in Relation setzen zu können. Bei Bewertungen von Brücken im Bestand stellt sich diese Herangehensweise als äußerst schwierig dar. Um das Monitoring-System weiter und eine Kalibrieremethode zu entwickeln, sollten in einem der nächsten Schritte die Einflüsse verschiedener Betonsorten und Festigkeitsklassen untersucht werden.

Dank

Dieses Projekt wird von der ZIT Wien, RLACS und ILATAS gefördert.

Die Auswertungen der verschiedenen Versuche wurden mit großer Unterstützung der Studenten THOMAS LUFT (BOKU) und MATTHIAS KOPPENSTEINER (BOKU) vorgenommen.

Literatur

- [1] CEB – Comité Euro-international du Béton: *CEB-FIP Model Code 2010*. Bulletin d'Information, No. 65/66, März/April 2012.
- [2] URBAN, S.; WAGNER, R.; STRAUSS, A.; REITERER, M.; DEHLINGER, C.; BERGMEISTER, K.: *Monitoringbasierte Lebenszeitabschätzung von Betonstrukturen, Forschungsprojekt MOSES*. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), Heft 9, S. 630–640.
- [3] GRIGOIOU, V.; BRÜHWILER, E.: *The Fatigue Deterioration Potential of Railway Traffic*. International Association for Bridge and Structural Engineering IABSE, vol. 99, pp. 440–441, 2013.
- [4] THIELE, M.; BAESSLER, M.; ROGGE, A.; PIRSKAWETZ, S.: *Schädigungsevolution in Beton unter hochzyklischen Ermüdungsbeanspruchungen*. 52. DAfStb-Forschungskolloquium, BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin, 2011.
- [5] WEVERS, M.: *Listening to the sound of materials: acoustic emission for the analysis of material behaviour*. NDTE International, Vol. 30, No. 2, pp. 99–106, 1997.
- [6] VALLEN, H.: *Die Schallemissionsprüfung: Informationsschriften zur zerstörungsfreien Prüfung*. Band 6, Castell-Verlag GmbH, Wuppertal 2005.
- [7] THIELE, M.; PIRSKAWETZ, S.; BAESSLER, M.; ROGGE, A.: *Untersuchung der Schädigungsevolution in Beton unter Ermüdungsbeanspruchung mithilfe der Schallemissionsanalyse*. 18. Kolloquium Schallemission, DGZfP, BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin, 2011.
- [8] HOHBERG, R.: *Zum Ermüdungsverhalten von Beton*. Dissertation, Fakultät VI Bauingenieurwesen u. Angewandte Geowissenschaften, Technische Universität Berlin, 2004.
- [9] IBUK, H.: *Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckschwellbelastung*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2008.
- [10] MALÁRICS, V.: *Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus dem Spaltzugversuch an zylindrischen Betonproben*. Dissertation, Karlsruher Institut für Technologie, Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften, Heft 69, Karlsruher Reihe, Karlsruhe 2010.

Autoren



Dipl.-Ing. Susanne Urban
Ed. Züblin AG
Zentrale Technik
Albstadtweg 3
70567 Stuttgart
susanne.urban@zueblin.de



Dipl.-Ing. Dr.techn. Michael Reiterer
REVOTEC ZT GmbH
Hermannsgasse 18
1070 Wien
michael.reiterer@revotec.at



Mag. Richard Wagner
Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH
Lemböckgasse 63/2
1230 Wien
Richard.Wagner@hbm.com



Dr.-Ing. Christian Dehlinger
Ed. Züblin AG
Albstadtweg 3
70567 Stuttgart
christian.dehlinger@zueblin.de



Prof. Dipl.-Ing. Dr.nat.techn. Alfred Strauss
Universität für Bodenkultur
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Peter-Jordan-Straße 82
1190 Wien
alfred.strauss@boku.ac.at



Prof. Dipl.-Ing. Dr.Dr. Konrad Bergmeister
Universität für Bodenkultur
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Peter-Jordan-Straße 82
1190 Wien
konrad.bergmeister@boku.ac.at



Dipl.-Ing. Dr. techn. Sonja Dallinger
RED Bernard GmbH
Nordbahnstraße 36
1020 Wien
sonja.dallinger@bernard-ing.com

3 Abschlussdiskussion und Ausblick

Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein Monitoring-System entwickelt und getestet, mit dem es ermöglicht wird den Schädigungsgrad von stark beanspruchten Betonbauteilen kontinuierlich über deren Lebenszeit hinweg zu messen, beobachten und einschätzen zu können. Das Monitoring Konzept wird im Rahmen dieser Arbeit auf Offshore-Konstruktionen angewandt. Es ist allerdings für alle stark belasteten Betonkonstruktionen mit zum Teil konzentrierten Lasteinleitungspunkten, bei denen eine Langzeitbetrachtung der Entwicklungen und Veränderungen innerhalb der Betonstruktur notwendig ist, einsetzbar. Dies zeigen auch die Ermüdungstests an vorgespannten Monoblockschwellen in [7].

Durch die drei verschiedenen Typen von Sensoren (Ultraschall, Körperschall und Dehnungsmessstreifen) können folgende Messwerte erfasst und somit zur Interpretation herangezogen werden:

- Laufzeitmessung des Ultraschallsignals
- Messungen des Körperschallrohsignals
- Dehnungsmessungen mittels Dehnungsmessstreifen (DMS) oder faseroptische Sensoren (FOS)

Anhand der Ultraschall-Laufzeitmessungen kann der dynamische E-Modul des Betons lokal ermittelt werden um daraus auf den real existierenden Schädigungsgrad rückschließen zu können. Bisher bietet Ultraschall die aussagekräftigsten Messwerte von Beginn an eines jeden Test. Unterstützt wird diese Einschätzung durch die Messwerte der Körperschallsensoren. Nach ca. 80% der Lebenszeit zeigen auch die Körperschallsensoren deutliche Veränderungen in den Messwerten. Die Darstellung der Messwerte als Hitrate über die Lebenszeit des Prüfkörpers hinweg stellte sich als besonders aussagekräftig dar. Aus dem merklichen Anstieg der Hitrate kann geschlossen werden, dass die erforderliche Lastspielzahl bis zum Bruch fast erreicht ist.

Durch die Kombination der Ultraschall- und Körperschallsensoren, die unterschiedlich intensiv und zu verschiedenen Lebenszeiten des Prüfkörpers den Schädigungsgrad wiedergeben, wird sichergestellt, dass der Schädigungsgrad von Beginn der Tests bis zum Bruch des Probekörpers messbar und somit auch einschätzbar ist.

Im Folgenden werden die Artikel aufgeführt, die Bestandteil dieser wissenschaftlichen Arbeit sind, und deren Beitrag zum Forschungsergebnis erläutert. Erreicht wurde dieses Resultat durch das Zusammenspiel von analytischen, numerischen Betrachtungen und praktischen, experimentellen Laborversuchen an Prüfkörpern und Bauteilen. Die in dieser Forschungszeit entstandenen Artikel und Beiträge haben das Forschungsvorhaben kontinuierlich begleitet und zeigen deshalb in ihrer Gesamtheit und auch in ihrer zeitlichen Reihenfolge auf, wann Erkenntnisse und Fortschritte erreicht wurden.

Der erste Artikel „*Experimentelle Untersuchung von ermüdungsbeanspruchten Betonstrukturen*“ (*Beton- und Stahlbetonbau, Heft 7, 2012*) [3] führt in das Nachweiskonzept für Betonermüdung des CEB fib Model Codes 1990 ein und zeigt die Problematiken auf, die bei der Anwendung dieser Norm für den Bereich der Offshore-Strukturen entstehen. Der letzte Teil des Artikels befasst sich mit dem Testfundament in Cuxhaven, einem 1:1 Modell des Strabag Schwerkraftfundamentes. Tiefergehend wird auf die Konzeption, das zu erwartende Tragverhalten bei der Durchführung der geplanten Ermüdungsversuche und auf die zu erwartende Spannungsverteilung, das Resultat einer nicht-linearen FE-Simulation, innerhalb des Betonschaftes eingegangen.

Zu Beginn des zweiten Artikels „*Zyklisch belastete Betonstrukturen*“ (*Bautechnik, Heft 11, 2012*) [4] werden die Begriffe Robustheit, Redundanz und Tragwerkszuverlässigkeit näher betrachtet. Des Weiteren erfolgt die Charakterisierung des Elastizitätsmoduls als Schädigungsparameter, und die normspezifischen Definitionen des E-Modul werden gegenübergestellt. Zum Abschluss erfolgt eine FE-Simulation der Spannungsumlagerung und des Degradationsvorgangs innerhalb des Schaftquerschnitts des Testfundamentes in Cuxhaven bis zu einer Lastwechselzahl von 18.000. Zusätzlich wird ein Einblick in Monitoring basierte Markov-Prozesse gegeben.

Der dritte Artikel „*Monitoringbasierte Lebenszeitabschätzung von Betonstrukturen*“ (*Beton- und Stahlbetonbau*, Heft 9, 2013) [5] befasst sich detailliert mit den Ermüdungsversuchen an Betonprüfkörpern und dem dabei verwendeten Monitoring-System, das Ultraschall- und Körperschallsensoren kombiniert. Begonnen wird mit der Theorie zur Schallemissions- und Ultraschallanalyse, dann werden die Grundlagen zur Versuchsdurchführung näher erläutert und die Versuchsergebnisse und Auswertungen vorgestellt. Auch mögliche Einsatzgebiete des Monitoring-Systems werden aufgezeigt.

Der vierte Artikel „*Dynamically loaded Concrete Structures*“ (*Structural Concrete*, Heft 4, 2014) [6] versteht sich als Weiterentwicklung von Teilbereichen der drei vorangegangenen Artikeln in englischer Sprache. Es wird nun näher auf das Nachweiskonzept des CEB fib Model Code 2010 [1] eingegangen, der im Jahr 2013 veröffentlicht wurde. Des Weiteren werden die Resultate der FE-Simulation des Testfundamentes in Cuxhaven bis zu einer Lastwechselzahl von 3,1 Millionen vorgestellt. Um mit dieser FE-Simulation den realen Schädigungsgrad einer Betonstruktur zu ermitteln, müssen zeitabhängige Materialdaten in das System implementiert werden. Diese Daten können mit Hilfe des in den weiteren Kapiteln vorgestellten Monitoring-Systems von der realen Struktur entnommen werden. Gegen Ende des Artikels erfolgt ein Ausblick auf weitere Ermüdungstests an Bauteilen.

Der letzte und fünfte Artikel „*Monitoring des realen Grades der Ermüdungsschädigung in Betonstrukturen*“ (*Beton und Stahlbetonbau*, Heft 7, 2014) [7] beinhaltet tiefergehende Informationen bezüglich der verwendeten Sensorik des im Rahmen dieser wissenschaftlichen Arbeit entwickelten Monitoring-Systems. Es erfolgt eine detailliertere Auswertung der Sensormesswerte der bereits beschriebenen Prüfkörpertests aus Artikel drei. Als Abschluss werden Laborversuche an vorgespannten Monoblockschwellen mit Auswertung der Sensormesswerte vorgestellt. Im Rahmen dieser Bauteilversuche wurden die Prüfkörper nicht bis zum Bruch belastet. Das Ziel dieser Versuche war nicht, die Lebenslinie des Prüflings abzubilden, wie dies bei den Prüfkörperversuchen der Fall war. Es sollte eine Korrelation zwischen Ultraschallmesswerten und dem numerisch ermittelten Schädigungszustand der Schwelle hergestellt werden. Bei der Auswertung konnte eine Korrelation zwischen Rissbild und Abnahme der Laufzeit des Ultraschallsignals deutlich erkannt werden. Auch wurde sichtbar, dass die Streuung des Ultraschallsignals mit dem Grad der Schädigung und mit Erhöhung der Last zunahm.

Abschließend und zusammenfassend können folgende Anmerkungen im Hinblick auf weitere Forschungen in dem Gebiet der Lebenszeitabschätzung von ermüdungsgefährdeten Betonstrukturen gegeben werden. Aufgrund der hohen Streuung der Bruchlastspielzahlen bei gleichbleibendem Lastniveau, welches auf die Streuung der statischen Druckfestigkeit des Baustoffes Beton zurückgeführt werden kann, ist es äußerst schwierig eine Abschätzung der restlichen Lebenszeit direkt auf Grundlage der Messwerte zu geben. Der charakteristische Verlauf der Ultraschall-Messwerte ermöglicht eine Einordnung der aktuellen Messwerte in den Verlauf der Lebenslinie, doch eine direkte Angabe einer restlichen Zeitspanne ist von diversen probabilistischen Einflüssen abhängig, die noch tiefergehender erforscht werden müssen.

Des Weiteren wurde bei allen gezeigten Versuchen von einer ungeschädigten Struktur als Ursprung ausgegangen. Somit konnte zu Beginn der Ermüdungsversuche eine sogenannte „Nullmessung“ im ungeschädigten Zustand der Struktur stattfinden, mit der die Messwerte kalibriert wurden. Diese Möglichkeit würde fehlen, wenn man direkt Messungen an einer schon gealterten und bereits langjährig existierenden Struktur im Bestand vornehmen würde. Auch würden in den meisten Fällen keinerlei Messungen über die Belastungsgeschichte vorliegen. Um auch hier Aussagen über den Schädigungszustand machen zu können müssten zusätzlich Hintergrundinformationen und umfangreiche Untersuchungen am Bauteil direkt vorgenommen werden. Neben der Abschätzung der verbleibenden Lebensdauer wären für die Praxis auch eine Bestimmung des Schadensausmaßes, die Lokalisierung und die Identifikation der Schadensart von Interesse, um Maßnahmen ergreifen zu können, die die Nutzungsdauer verlängern. Dies bedarf weiterer Entwicklungen im Bereich des Structural Health Monitoring (SHM).

Diese Forschungsarbeit ist ein erster Schritt in Richtung Fatigue-Monitoring, dem noch weitere folgen müssen. Es zeigt sich allerdings, dass mit einer Kombination aus theoretischen Ermittlungen der Restlebenszeit nach Norm (Bruchlastspielzahlermittlung nach Model Code 2010 [1]) und praktischer Feststellung des realistischen Schädigungsgrades mittels Monitoring ein Mittel gefunden werden kann, das eine Lebenszeitaschätzung auf der sicheren aber auch wirtschaftlichen Seite zulässt.

4 Literaturverzeichnis

- [1] CEB – Comité Euro-international du Béton: „CEB-FIP Model Code 2010“. Bulletin d’Information, No. 65/66, März/April 2012.

- [2] DIN EN 1992-1, Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2005.

- [3] Urban, S., Strauss, A., Wagner, R., Reiterer, M., Dehlinger, C., Experimentelle Untersuchung von ermüdungsbeanspruchten Betonstrukturen zur Feststellung des realen Schädigungsgrades, Beton- und Stahlbetonbau 107 – Heft 7 (2012), S. 463-475.

- [4] Urban, S., Strauss, A., Macho, W., Bergmeister, K., Dehlinger, C., Reiterer, M., Zyklisch belastete Betonstrukturen, Bautechnik 89 – Heft 11 (2012), S. 737-753.

- [5] Urban, S., Wagner, R., Strauss, A., Reiterer, M., Dehlinger, C., Bergmeister, K., Monitoringbasierte Lebenszeitabschätzung von Betonstrukturen, Forschungsprojekt MOSES, Beton- und Stahlbetonbau 108 – Heft 9 (2013), S. 630-640.

- [6] Urban, S., Strauss, A., Schütz, R., Bergmeister, K., Dehlinger, C., Dynamically loaded Concrete Structures, Monitoring based assessment of the real degree of fatigue deterioration, Structural Concrete – Heft 4 (2014).

- [7] Urban, S., Wagner, R., Strauss, A., Dallinger, S., Reiterer, M., Dehlinger, C., Bergmeister, K., Monitoring des realen Grades der Ermüdungsschädigung in Betonstrukturen, Forschungsprojekt MOSES, Beton- und Stahlbetonbau 109 – Heft 7 (2014).

Lebenslauf/CV

Persönliche Daten

Name Susanne Urban
Geburtstag 22.03.1978
Geburtsort Stuttgart Bad-Cannstatt
Land Deutschland
Staatsbürgerschaft Deutsch

Ausbildung

09/1988 – 05/1997 Albert Schweitzer
Gymnasium, Leonberg.
Abschluss: Abitur
10/1997 – 02/2004 Universität Stuttgart
Diplomstudiengang Bauingenieurwesen,
Vertiefungsrichtung: Konstruktiver Ingenieurbau
Abschluss: Diplomingenieurin des
Bauingenieurwesens

Beruflicher Werdegang

01/1998 – 01/2003 Hilfswissenschaftliche
Assistentin am Institut für Entwerfen und
Konstruieren, Universität Stuttgart.
02/2002 – 02/2003 Praktikantin im Ingenieurbüro
Schlaich Bergermann und Partner, Stuttgart.
03/2004 – 02/2006 Projektingenieurin im
Ingenieurbüro Pondio Ingenieros, Madrid.
03/2006 – 02/2008 Projektingenieurin in der
Abteilung TBK-Stuttgart, Zentrale Technik, Ed.
Züblin AG, Stuttgart.
03/2008 – 04/2011 Projektleiterin in der
Abteilung TB-HH, Zentrale Technik, Ed. Züblin
AG, Hamburg.
04/2011 – 05/2014 Projektleiterin in der
Abteilung TBK-Wien, Zentrale Technik, Strabag
SE, Wien. (40%)
04/2011 – 05/2014 wissenschaftliche
Mitarbeiterin am Institut für Konstruktiven
Ingenieurbau der Universität für Bodenkultur
Wien. (60%)
Seit 07/2014 Projektleiterin in der Abteilung
TBK-Stuttgart, Zentrale Technik, Ed. Züblin AG,
Stuttgart.

Wien im Mai 2014

Dissertation der Universität für Bodenkultur Wien

Diese Dissertation ist urheberrechtlich geschützt. Die dadurch begründeten Rechte, insbesondere die der Übersetzung, des Nachdruckes, der Entnahme von Abbildungen, der Funksendung, der Wiedergabe auf fotomechanischen oder ähnlichem Wege und der Speicherung in Datenverarbeitungsunterlagen, bleiben auch bei nur auszugsweiser Verwertung vorbehalten. Haftung: Sämtliche Angaben in dieser Dissertation erfolgen, trotz sorgfältiger Bearbeitung und Kontrolle, ohne Gewähr. Eine Haftung des Autors oder der Betreuer und Gutachter aus dem Inhalt dieser Dissertation ist ausgeschlossen. Die Wiedergabe von Handelsnamen, Warenbezeichnungen, usw. in dieser Dissertation berechtigen auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, dass solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutzgesetzgebung als frei zu betrachten waren und daher von jedermann benutzt werden dürfen.

© 2014 Susanne Urban